

ITAIPIU

USINA HIDRELÉTRICA

PROJETO

Aspectos de Engenharia

ITAIPU

USINA HIDRELÉTRICA

Aspectos de Engenharia

ITAIPU BINACIONAL
2009

Dados Internacionais de Catalogação da Publicação (CIP)

I88 Itaipu: usina hidrelétrica – projeto: aspectos de engenharia / Realização da Diretoria Técnica da Itaipu Binacional; Coordenação Geral da Superintendência de Engenharia da Itaipu Binacional; Apoio da Assessoria de Comunicação Social; Execução Gráfica de TAB Marketing Editorial. Foz do Iguaçu: Itaipu Binacional, 2009.

784 p.: il. col., 21x28cm

Tradução com atualizações de Itaipu hydroelectric project: engineering features, publicada em 1994.

Inclui fotografias do Arquivo da Itaipu Binacional.

ISBN 978-85-61885-02-1

1. Usina Hidrelétrica - Brasil. 2. Energia Elétrica. 3. Engenharia Elétrica. I. Título. II. Título original: Itaipu hydroelectric project: engineering features. III. Itaipu Binacional.

621.311.21

Bibliotecária responsável: CRB- 9/1351

Nos termos da Lei, nenhuma parte desta obra pode ser reproduzida ou transmitida por qualquer forma (meios eletrônicos, mecânicos, fotocópias, gravação ou arquivada em sistema ou banco de dados) sem a permissão da editora e do autor.

O livro *Itaipu – Usina Hidrelétrica – Aspectos de Engenharia* é uma realização da Diretoria Técnica da Itaipu Binacional.

Coordenação Geral: Superintendência de Engenharia da Itaipu Binacional

Realização: Diretoria Técnica - Itaipu Binacional

Execução Gráfica: TAB Marketing Editorial

Fotos: Arquivo da Itaipu Binacional

Tiragem: 2.000 exemplares

Impresso em dezembro de 2009

ITAIPU BINACIONAL

Assessoria de Comunicação Social

Av. Tancredo Neves, 6.702 – CEP 85866-900 – Foz do Iguaçu – PR

Tel.: (45) 3520-6977 / 3520-6988

www.itaipu.gov.br

PREFÁCIO

A Itaipu Binacional tem o prazer de apresentar o livro que descreve como um empreendimento grandioso – o Projeto Hidrelétrico de Itaipu – foi idealizado, projetado, construído e comissionado.

Este volume é o resultado de um trabalho sistemático, iniciado em 1976, quando do começo da construção. No decorrer das obras, todos os aspectos relevantes desse empreendimento foram documentados para que, uma vez o Projeto pronto, pudessem ser compilados numa publicação digna da importância da obra.

Como muitos anos foram necessários para a execução do Projeto, várias administrações da Itaipu Binacional contribuíram na redação deste volume; todas dignas de crédito, principalmente os Diretores Técnicos e suas equipes, que tiveram o cuidado constante em coletar dados, sem os quais jamais teria sido alcançado o alto nível profissional deste livro.

Desde o início, o Consórcio Ieco-ELC, responsável pela coordenação geral na área de engenharia do Projeto, encarregou-se do trabalho editorial, como também da publicação do livro. O Eng. G. S. Sarkaria, que atuou como redator-chefe e revisor, é merecedor de um elogio todo especial.

A maior contribuição à publicação deste tratado técnico e abrangente deve-se ao Eng. John R. Cotrim – Diretor Técnico da Itaipu Binacional de 1974 a 1985 – que, durante a sua gestão, instituiu a compilação sistemática e análise dos dados de engenharia, a redação de relatórios e boletins técnicos que, posteriormente, viriam a integrar esta obra. Depois de 1985, o Eng. Cotrim, na qualidade de consultor especial da Itaipu Binacional, coordenou e dirigiu a preparação deste livro até sua publicação; uma dedicação ininterrupta à tarefa por mais de 18 anos.

Pelo fato de abordar um projeto binacional de grande interesse e relevância a nível internacional, decidiu-se pela publicação na língua inglesa. Assim, este empreendimento hidrelétrico único seria amplamente difundido no mundo e de grande utilidade para engenheiros e profissionais interessados nos seus aspectos técnicos.

Finalmente, a Itaipu Binacional agradece especialmente o constante apoio dado pela Eletrobrás e pela Ande ao longo dos anos necessários para a compilação e impressão deste volume.

PRINCIPAIS ETAPAS DE ITAIPU

Período Preparatório

Ata do Iguaçu	22 de junho de 1966
Criação da Comissão Mista Técnica Brasileiro-Paraguaia	12 de fevereiro de 1967
Contratação do Consórcio de Consultores Internacionais para Investigação do Local da Obra	18 de novembro de 1970
Apresentação do Relatório dos Consultores Sobre Alternativas de Locais para a Obra e Seus Arranjos	31 de dezembro de 1972
Assinatura do Tratado de Itaipu	26 de abril de 1973

Execução do Projeto

Constituição da Itaipu Binacional	17 de maio de 1974
Início da Construção das Obras Civis	2 de maio de 1975
Desvio do Rio	20 de outubro de 1978
Fechamento das Comportas do Desvio e Início de Enchimento do Reservatório	13 de outubro de 1982
Entrada em Operação da Primeira Unidade	5 de maio de 1984
Entrada em Operação da Última Unidade	4 de abril de 1991

EXECUTIVOS DA ITAIPU BINACIONAL

Conselho de Administração

1974 – 2009

Brasil

Espedito de Freitas Resende	1974
João Hermes Pereira de Araújo	1976
Rubens Ricupero	1981
Gilberto Coutinho Paranhos Velloso	1987
José Nogueira Filho	1988
Fernando Guimarães Reis	1990
Luiz Felipe de Macedo Soares Guimarães	1993
Carlos Moreira Garcia	1995
Luiz Augusto de Castro Neves	1997
Bernardo Pericás Neto	2000
Osmar Vladimir Chohfi	2002
Luiz Pinguelli Rosa	2003

Mário Penna Bhering	1974
Arnaldo Rodrigues Barbalho	1977
Maurício Schulman	1979
Rubens Vaz da Costa	1990
Armando Ribeiro de Araújo	1991
Jorge Nacli Neto	1992
Francisco Luiz Sibut Gomide	1993
João Camilo Penna	1994
Euclides Girolamo Scalco	2002
Maurício Tiomno Tolmasquim	2003
Alceu de Deus Collares	2008

Amyr Borges Fortes	1974
Antonio Carlos Peixoto de Magalhães	1976
Ney Webster Araújo	1978
Octaviano Massa	1979
Arnaldo Rodrigues Barbalho	1979
Paulo Richer	1985
Guy Maria Villela Paschoal	1987
Antonio Carlos Tatit Holtz	1989

Eduardo de Freitas Teixeira	1990
João da Silva Maia	1991
Luiz Antônio Andrade Gonçalves	1991
Wando Pereira Borges	1993
Clóvis de Barros Carvalho	1993
Pedro Pullen Parente	1995
Roberto Bertholdo	2003
Silas Rondeau Cavalcante Silva	2005
Vago	2008
José Antônio Muniz Lopes	2009
Lucas Nogueira Garcez	1974
Luiz Marcelo Moreira de Azevedo	1977
Lucas Nogueira Garcez	1979
Miguel Reale	1982
Miguel Reale Júnior	1997
Amaury Guilherme Bier	2002
João Vaccari Neto	2003
Hélio Marcos Penna Beltrão	1974
José Flávio Pécora	1979
Sebastião Marcos Vital	1985
João Batista de Abreu	1985
Mailson Ferreira da Nóbrega	1987
Mário Jorge Gusmão Bérard	1988
Paulo Cesar Ximenes Alves Ferreira	1988
José Maria Siqueira de Barros	1990
Márcio Fortes de Almeida	1992
Ney Aminthas de Barros Braga	1993
José Richa	1996
Edésio Franco Passos	2003
Ciro Ferreira Gomes	2005
Vago	2006
Paulo Bernardo Silva	2007
Mauro Moreira	1974
Mário Penna Bhering	1985
Armando Ribeiro de Araújo	1992
Eliseu Resende	1992
José Luiz Alquéres	1993

Antônio José Imbassahy da Silva	1995
Firmino Ferreira Sampaio	1996
Cláudio Ávila da Silva	2001
Altino Ventura Filho	2002
Samuel Pinheiro Guimarães Neto	2003

Paraguai

Alberto Nogués	1974
Luis María Argaña	1979
Salvador Rubén Paredes	1983
Alejandro Blanco Centurión	1987
Edgar Jiménez Meza	1989
Zoilo Rodas Rodas	1990
Héctor Ernesto Federico Richer Becker	1993
Mário Cesar Orué Delgado	1999
Mario Orué	2001
Martín Augusto González Guggiari	2002
Sixto Eusebio Amarilla Fernández	2008

Ezequiel González Alsina	1974
Rubén Stanley	1989
Miguel Angel Gonzalez Casabianca	1990
Alberto Nogues	1994
Julio Cesar Vasconsellos	1995
Adolfo Ozuna González	1996
Ernesto Moises Samaniego Rivarola	1999
Jaime José Bestard D.	2000
Juan Carlos Patiño Benítez	2000
Victor Luis Bernal Garay	2003
Jorge Antonio Ayala Kunzle	2003
Sixto Luís Duré Benítez	2008

Mário Coscia Tavarozzi	1974
Luis Martínez Miltos	1986
Emilio Mateu	1989
Carlos Knapps	1990
Hans W. Krauch	1991
Angel Manuel Villalba Giménez	1991
Joaquin Rodriguez Villalba	1993

Martin Augusto Gonzalez Guggiari	1998
Juan Gilberto Orella Notario	1999
Juan Ernesto Villamayor Tommasi	2000
Enrique Jose Garcia de Zúñiga Caballero	2001
Gregorio Areco Ruíz Diaz	2002
Alcides Jiménez Mimbre	2003
Samuel Ramirez Ferreira	2004
Franklin Boccia	2008
Andrés Gómez Optz	1974
Agustín Gonzalez Instran	1990
Carlos Podesta	1993
Vago	1994
Julio Cesar Vasconcellos	1997
Miguel Angel González Casabianca	1998
Julio César Frutos	1999
Miguel Teófilo Romero Maldonado	1999
José Alberto Planas	2002
Oscar Antonio Ovelar Rojas	2003
Samuel González	2003
Omar Javier Ramos Llano	2008
Efraín Enríquez Gamón	2008
Milciades Ramos Gimenez	1974
Luis A. Peralta Báez	1986
Leopoldo Ostertag	1989
Hans Wilhelm Krauch	1990
Leopoldo Seifart Spinzi	1991
Salvador Oscar Gulino Alfieri	1992
Miguel Luciano Jimenez Boggiano	1993
Vago	1994
Miguel Fulgencio Rodríguez Romero	1995
Antonio Roberto Adam Nill	1998
Francisco Javier Galiano	1999
Osvaldo Plabst Moreno	2000
Ramón Romero Roa	2002
Óscar Antonio Ovelar Rojas	2003
Óscar Ramón López	2007
Carlos Alberto González	2008

Rogelio Cadogan	1974
Silvio Meza Britez	1986
Nelson Chaves	1989
Ricardo Rodrigues Silvero	1990
Mario Mauricio Salinas Alcaraz	1993
Paul Luís Maria Sarubbi Balansa	1996
Luis Enrique Barail	1998
Victor Hugo Sánchez	1998
Luis Manuel Ramón Sola Radice	1999
Carlos Augusto Saldivar	2001
Julio César Fanego	2002
José Emilio Tomás Argaña Contreras	2003
Celsa Inocencia Belotto de Bóbeda	2007
Miguel Fulgencio Rodríguez	2008

Representantes do Ministério de Relações Exteriores

**Participantes como Observadores nas Reuniões
do Conselho de Administração**

1974 – 2009

Brasil

João Hermes Pereira de Araújo	1974
José Nogueira Filho	1976
Orlando Soares Carbonar	1979
Sérgio Martins Thompson Flores	1984
Rubens Antônio Barbosa	1985
João Tabajara de Oliveira	1986
Renato Prato Guimarães	1986
Gilberto Coutinho Paranhos Velloso	1988
José Nogueira Filho	1990
Synésio Sampaio Góes Filho	1993
Fernando Guimarães Reis	1993
Luiz Augusto de Castro Neves	1996
Affonso Emílio de Alencastro Massot	1997

Osmar Vladimir Chohfi	1999
Fernando Paulo de Mello Barreto Filho	2002
Mauro Luiz Lecker Vieira	2003
Enio Cordeiro	2006

Paraguai

Carlos Augusto Saldivar	1974
José Antonio Moreno Raffinelli	1983
Bernardino Hugo Saguier Caballero	1989
Jorge Rafael Gross Brown	1990
Julio César Vasconcellos	1993
Carlos Augusto Saldivar	1993
Juan Francisco Galiano	1999
Jose Maria Cardozo Saguier	1999
Jaime José Bestard Duschek	2003
Michael Popow	2003
Aníbal Saucedo Rodas	2004
Jorge Domingo Rolón Luna	2008
Hugo Ruiz Diaz Balbuena	2009

Diretores

Estrutura Organizativa até Maio de 1992

Diretor Geral

Brasil

José Costa Cavalcanti	1974
Ney Aminthas de Barros Braga	1985
Fernando Xavier Ferreira	1990
Jorge Nacli Neto	1992

Paraguai

Enzo Debernardi	1974
Fidencio Juan Tardivo	1989
Salvador Oscar Gulino Alferi	1991

Diretor Técnico

Brasil

John Reginald Cotrim	1974
Roberto Leite Schulman	1985
Rubens Vianna de Andrade	1990
Márcio de Almeida Abreu	1991

Paraguai

Hans W. Krauch	1974
Leopoldo Seifart Spinzi S.	1990
José Szwako Demiañuk	1991

Diretor Financeiro

Brasil

Manoel Pinto Aguiar	1974
Moacyr Teixeira	1975
Jorge Nacli Neto	1990
Elio Edvino Winter	1992

Paraguai

Fidencio Juan Tardivo	1974
Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1989

Diretor Administrativo

Brasil

Aluisio Guimarães Mendes	1974
Jucundino da Silva Furtado	1986
Fabiano Braga Côrtes	1988
Nivaldo Almeida Neto	1990
Elio Edvino Winter	1991
Tércio Alves de Albuquerque	1992

Paraguai

Victorino Vega Giménez	1974
------------------------	------

Edgar Rolando Mengual Herken	1990
Hugo Enrique Gómez Miranda	1991

Diretor Jurídico

Brasil

Paulo José Nogueira da Cunha	1974
Clóvis Ferro Costa	1986
João Carlos de Almeida	1990
Jorge Nacli Neto	1992

Paraguai

Antonio Colmán Rodríguez	1974
Anastacio Acosta Amarilla	1989

Diretor de Coordenação

Brasil

Cassio de Paula Freitas	1974
Luiz Eduardo Veiga Lopes	1985
Nelson Farhat	1990
Tércio Alves de Albuquerque	1991

Paraguai

Carlos Alberto Facetti	1974
Oscar Salvador Gulino	1989
Ángel Vilalba G.	1991

Diretores

Estrutura Organizativa de 1992 a 1993

Diretor Geral

Brasil

Jorge Nacli Neto	1992
Francisco Luiz Sibut Gomide	1993

Paraguai

Salvador Oscar Gulino Alferi	1992
Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1993

Diretor de Engenharia e Operação

Márcio de Almeida Abreu	1992
Flávio Decat de Moura	1993

Diretor de Manutenção e Obras

José Szwako Demiañuk	1992
Pedro Lozano Dietrich	1993

Diretor Financeiro

Elio Edvino Winter	1992
Edson Neves Guimarães	1993

Diretor de Suprimento

Hugo Enrique Gómez	1992
Edgar R. Mengual Herken	1993

Diretor Administrativo**Brasil**

Tércio Alves de Albuquerque	1992
Luiz Eduardo Veiga Lopes	1993

Paraguai

Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1992
Félix Hermann Kemper González	1993

Diretores

Estrutura Organizativa – 1994 a 2009

Diretor Geral

Brasil

Euclides Girolamo Scalco	1995
Altino Ventura Filho	1998
Euclides Girolamo Scalco	1998
Antonio José Correia Ribas	2002
Jorge Miguel Samek	2003

Paraguai

Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1994
Federico Antonio Zayas Chirife	2001
Jorge Antonio Ayala Kunzle	2002
Victor Luis Bernal Garay	2003
Ramón Romero Roa	2008
Carlos Quinto Mateo Balmelli	2008

Diretor Técnico Executivo

Flávio Decat de Moura	1994
Marcos Antônio Schwab	1995
Altino Ventura Filho	1996
Antonio Otélo Cardoso	2002

Diretor Técnico

Pedro Lozano Dietrich	1998
Armindo Vilasanti	1998
Miguel Angel Guillén Herrera	1999
Jorge Antonio Ayala Kunzle	2000
Pedro Pablo Temes Ruiz Díaz	2002
José María Sánchez Tilleria	2008

Diretor Financeiro Executivo

Edson Neves Guimarães	1994
Romar Teixeira Nogueira	1995
Rubens Ghilardi	2000
Gleisi Helena Hoffmann	2003
Margaret Mussoi Luchetta Groff	2006

Diretor Financeiro

Victor Gimenez	1998
Domingo Poletti Liuzzio	1998
Ricardo Augusto Giménez Benítez	1999
José Szwako	2001
Wilfrido E. Taboada Molinas	2001
Lorenzo Nicolás Livieres Guggiari	2008

Diretor Jurídico

Francisco Luiz Sibut Gomide	1994
José Alberto de Hasselman Rabello	1995
Luiz Viel	1997
João Bonifácio Cabral Júnior	1997

Diretor Jurídico Executivo

Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1994
Anastacio Acosta Amarilla	1998
Roque Pedro Miranda	1999
Pedro Farías Pérez	2003
Wildo Ramón Almirón Rojas	2005
Eusébio Ramón Ayala	2008

Diretor Administrativo

Luiz Eduardo Veiga Lopes	1994
Fabiano Braga Côrtes	1995
João Bonifácio Cabral Júnior	2002
Rubens Bueno	2003

Carlos Eduardo Massafera	2004
Edésio Franco Passos	2005

Diretor Administrativo Executivo

Félix Kemper González	1998
Jorge Antonio Ayala Kunzle	1998
Carlos Manuel Domaniczky Frutos	2000
Ramón Delgado	2001
Alejandro Carlos Arce Levi	2002
Justo Aricio Zacarías Irún	2003
Oscar Antonio Ovelar Rojas	2007
Gustavo Raúl Bogarín Vera	2008

Diretor de Coordenação

Márcio de Almeida Abreu	1994
Brasílio de Araújo Neto	1995
José Luiz Dias	1997
Antonio José Correia Ribas	2000
Olivo Zanella	2002
Nelton Miguel Friedrich	2003

Diretor de Coordenação Executivo

Miguel Luciano Jiménez Boggiano	1994
Juan Bautista Gill	1998
Carlos Manuel Domaniczky Frutos	1999
Miguel Angel Guillén Herrera	2000
Alberto Rautemberg	2001
José Zacarías Orué González	2002
Justo Aricio Zacarias Irún	2002
Ramón Romero Roa	2003
Jorge Richard Schweiss Ruiz	2008
Fernando Camacho Paredes	2009

INTRODUÇÃO

O aproveitamento hidrelétrico de Itaipu com 12.600 MW, construído conforme o acordo assinado por Brasil-Paraguai em 26 de abril de 1973, acaba de ser concluído e é o maior empreendimento do gênero jamais realizado.

Iniciado em 1975, um ano após a criação da entidade denominada Itaipu Binacional, o projeto teve a primeira unidade de 700 MW comissionada em 1984, seguida da instalação de duas a três unidades por ano, até a décima oitava e última em abril de 1991.

Desde a sua divulgação, o projeto de Itaipu tem despertado grande interesse por parte de profissionais das áreas de engenharia, construção e hidroelétrica em geral.

Por outro lado, seria inconcebível que um projeto dessa magnitude e interesse internacional fosse deixado, depois de pronto, sem um registro permanente, acessível ao mundo técnico, dos seus aspectos únicos de engenharia e construção.

Portanto, desde o início das obras, com o duplo intuito de fornecer às partes interessadas informações sobre o andamento do projeto e preparar material para um futuro relatório abrangente dos aspectos significativos de engenharia e construção, relatórios técnicos foram regularmente redigidos pela Itaipu Binacional e seus engenheiros consultores. Esses trabalhos têm sido publicados em revistas internacionais, ou apresentados em seminários ou congressos de engenharia.

Esses artigos abordam os principais aspectos desta obra, tanto na área de planejamento e projeto quanto de construção, e representam uma importante fonte de dados sobre Itaipu. Esses dados, no entanto, só podem ser utilizados mediante revisão e estudo de uma grande variedade de publicações em diversos idiomas, sendo que algumas não são de fácil acesso. A publicação deste livro vai disponibilizar informação técnica àqueles que queiram inteirar-se dos dados de engenharia do projeto de Itaipu.

Este volume não é apenas a reprodução de relatórios e artigos já publicados, visto que sua compilação exigiu uma ampla atualização e edição, visando proporcionar uma perspectiva coesa e abrangente dos importantes aspectos técnicos do projeto.

Na época do Congresso da Icold sobre grandes barragens, em abril de 1982, no Rio de Janeiro, um *tour* pela obra de Itaipu foi planejado para os participantes; uma primeira edição deste livro foi editada em benefício deles.

Todavia, em função do estágio em que se encontrava a obra naquela época, o compêndio publicado então abrangia apenas obras civis e aspectos mais relevantes do equipamento eletromecânico. Assim, revelou-se necessário fazer uma descrição mais completa e adequada desta usina hidrelétrica de tão grande porte.

Essa nova edição engloba não somente todos os dados eletromecânicos importantes, como atualiza dados de obras civis incluídos na primeira edição. Contém também outros aspectos importantes, como projeto de infraestrutura do local, sistema de transmissão e uma descrição abrangente da gestão dos aspectos ecológicos e ambientais do projeto. Encontra-se também incluído um capítulo com uma relação dos artigos técnicos publicados ao longo dos anos e outras publicações sobre o projeto: uma referência para aqueles interessados em aprofundar os seus conhecimentos.

Este livro se endereça principalmente ao mundo técnico. No entanto, deve também ser visto como um testemunho vivo do entendimento fraterno e do espírito de cooperação que, desde o início, permearam todos os escalões brasileiros e paraguaios, tanto no nível de governo como no de trabalhadores e funcionários que, de um modo ou de outro, contribuíram para o projeto de Itaipu.

Esse magnífico espírito de cooperação internacional foi imprescindível para a boa realização dos compromissos assumidos pelos dois países no Tratado de Itaipu.

De modo que, por ocasião desta publicação, a Itaipu Binacional deseja demonstrar a sua gratidão e agradecer a cooperação daqueles que, independentemente de hierarquia ou tipo de trabalho executado, contribuíram de algum modo na realização deste grandioso empreendimento energético.

Nota ao leitor

O principal objetivo deste livro consiste em relatar os aspectos técnicos do projeto Itaipu. Portanto, as fotografias, a maior parte delas tiradas pelo pessoal da obra durante o período de construção e com o único intuito de registrar o andamento das obras, são da melhor qualidade disponível.

Exceto onde indicado, as dimensões das ilustrações são em metros para as estruturas civis e em milímetros para os elementos e estruturas metálicas.

Todas as elevações são em metros.

O sistema internacional de unidades (SI) foi adotado neste livro. No entanto, para simplificar a leitura e a compreensão do leitor, unidades aceitáveis para o SI, tanto quanto outras unidades, são usadas quando necessário.

MENSAGEM DOS DIRETORES TÉCNICOS

Esta obra é uma tradução do inglês do livro *ITAIPI HYDROELECTRIC PROJECT – Engineering Features*, publicado pela Itaipu BINACIONAL no ano de 1994, sob a coordenação do Eng. John Reginald Cotrim, por ocasião do vigésimo aniversário da constituição da Entidade.

Atualmente, considerando que foi concluída a implantação das duas unidades geradoras adicionais previstas no projeto original do complexo hidrelétrico Itaipu, e que o conteúdo deste livro é de grande interesse para o meio técnico brasileiro e paraguaio, a Direção Técnica da Itaipu BINACIONAL decidiu pela publicação desta valiosa obra nos idiomas português e espanhol, para ampla divulgação em ambos os países, especialmente junto às principais instituições de ensino superior de engenharia.

A tradução da presente edição foi coordenada pela Superintendência de Engenharia, que contou com o valioso apoio de todas as outras áreas da Entidade e de consultoria externa para a revisão dos respectivos capítulos.

A Diretoria Técnica espera, com a presente edição, contribuir para a divulgação de informações e dados técnicos deste grande complexo hidrelétrico, resultado do esforço de profissionais da engenharia brasileiros, paraguaios e internacionais, cujos estudos e projetos contribuíram em muito para o ótimo desempenho que a Usina vem apresentando ao longo desses 25 anos de operação, bem como para a divulgação das ações sociais e ambientais, que sempre estiveram presentes nas diversas etapas do empreendimento, desde os estudos de viabilidade, durante o projeto, à construção, e atualmente na fase de operação.

Antonio Otélo Cardoso
Diretor Técnico Executivo

José María Sánchez Tilleria
Diretor Técnico

SUMÁRIO

Capítulos Introdutórios

V	PREFÁCIO
VII	PRINCIPAIS ETAPAS DE ITAIPU
VIII	EXECUTIVOS DA ITAIPU BINACIONAL
XXI	INTRODUÇÃO
XXIII	NOTA AO LEITOR
XXV	MENSAGEM DOS DIRETORES TÉCNICOS

Usina Hidrelétrica de Itaipu – Projeto

1	PROJETO ITAIPU E SUA EXECUÇÃO
2	ESTUDOS DE VIABILIDADE DO PROJETO
3	DADOS BÁSICOS E CARACTERÍSTICAS DO PROJETO
4	GEOLOGIA, INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS E TRATAMENTO SUBTERRÂNEO
5	PLANEJAMENTO DA OBRA, INSTALAÇÕES E MÉTODOS
6	DESVIO DO RIO
7	BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO
8	VERTEDOURO E OPERAÇÃO DO RESERVATÓRIO
9	BARRAGENS DE GRAVIDADE ALIVIADA E DE CONTRAFORTES
10	TOMADA DE ÁGUA, CONDUTOS FORÇADOS E EQUIPAMENTOS NA BARRAGEM DE CONCRETO
11	ARRANJO DA CASA DE FORÇA, PROJETO E CONSTRUÇÃO
12	EQUIPAMENTO DE GERAÇÃO DA CASA DE FORÇA
13	EQUIPAMENTO E SISTEMAS AUXILIARES DA CASA DE FORÇA
14	CONTROLE, SUPERVISÃO E PROTEÇÃO
15	O SISTEMA ELÉTRICO INTERLIGADO
16	ASPECTOS AMBIENTAIS E ECOLÓGICOS
17	INFRAESTRUTURA DA ÁREA DO PROJETO
18	REFERÊNCIAS E FONTES PARA LEITURA ADICIONAL
19	APÊNDICE

O PROJETO ITAIPU

E SUA EXECUÇÃO

ORIGEM E FINALIDADE DO PROJETO	1.3
Introdução	1.3
A Bacia do Rio Paraná	1.4
O Potencial Hidrelétrico no Local de Itaipu	1.5
Estudos Anteriores	1.6
Origem e Finalidades	1.6
Comissão Mista Técnica	1.7
Estudos sobre Inventário e Viabilidade	1.7
 O TRATADO DE ITAIPU E CRIAÇÃO DA ITAIPU BINACIONAL	1.7
O Espírito Binacional	1.7
O Tratado	1.7
A Propriedade da Energia	1.9
O Preço da Energia de Itaipu	1.9
 ESTRUTURA GERENCIAL DE ITAIPU PARA A EXECUÇÃO DO PROJETO	1.9
Itaipu Binacional e sua Organização	1.10
Coordenação da Área de Engenharia	1.10
Projeto de Engenharia	1.10
Planejamento da Construção	1.11
Obras Civis	1.11
Fabricação dos Equipamentos Eletromecânicos Permanentes	1.12
Controle de Qualidade e Inspeção	1.12
Montagem e Instalação dos Equipamentos Eletromecânicos	1.12

O PROJETO ITAIPU

E SUA EXECUÇÃO

ORIGEM E FINALIDADE DO PROJETO

INTRODUÇÃO

Itaipu é o maior projeto hidrelétrico do mundo e o resultado dos esforços e do empenho de dois países vizinhos, Brasil e Paraguai, em desenvolver uma fonte comum de energia em benefício próprio. Encontra-se localizado no rio Paraná, onde os dois países fazem fronteira, 14 km a montante da ponte internacional que liga a cidade de Foz de Iguaçu, no Brasil, à Ciudad del Este (antigamente denominada Presidente Stroessner), no Paraguai, (veja Fig. 1.1).

Uma pequena ilha de pedra, originalmente situada no local da barragem, chamada Itaipu, “a pedra que canta”, na língua local dos Índios (Guarani), emprestou seu nome ao projeto.



Vista da ilha de Itaipu
em 1974



Fig. 1.1 Mapa da localização do projeto

A BACIA DO RIO PARANÁ

O rio Paraná nasce no Brasil, na confluência dos rios Paranaíba e Grande. Corre em sentido sudoeste até o Salto Grande das Sete Quedas, ou Salto del Guairá, onde vira em direção ao sul, fazendo fronteira entre Brasil e Paraguai ao longo de 190 km, até receber do Brasil as águas do rio Iguaçu e, do Paraguai, as do rio Acaray. (Fig. 1.2). A partir deste ponto, corre entre o Paraguai e a Argentina até, mais adiante, juntar-se ao rio Paraguai, então vira para o oeste e corre em direção ao sul em território argentino até encontrar o Rio de la Plata. Desde a sua origem, na confluência dos seus afluentes principais no Brasil, até desembocar no Rio de la Plata, o Rio Paraná tem 3.500 km de comprimento. A bacia, como um todo, engloba uma área de aproximadamente 3.000.000 km². O potencial hidrelétrico total do rio Paraná e seus afluentes, a montante de Itaipu e incluindo o mesmo, é de aproximadamente 40.000 MW.

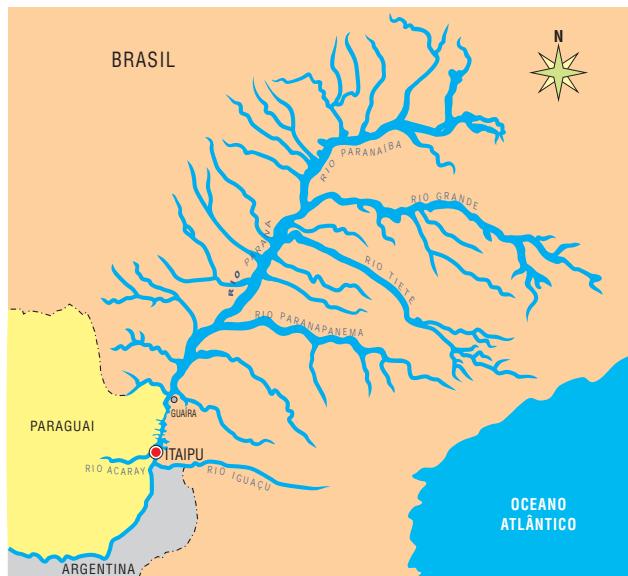
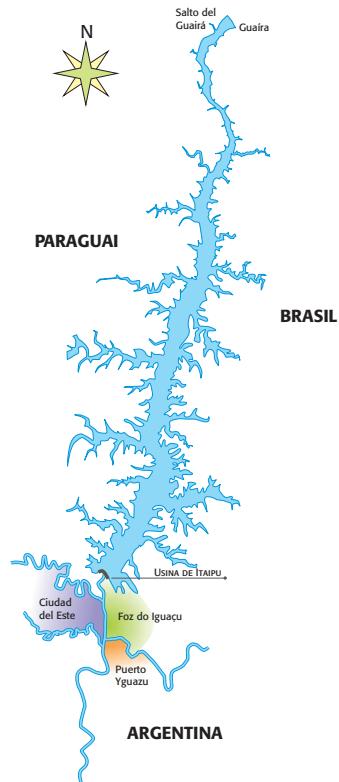


Fig. 1.2 Bacia do rio Paraná



A bacia do rio Paraná é uma das maiores redes fluviais do mundo e seu enorme potencial hidrelétrico tem sido reconhecido por mais de 50 anos. Pelo fato de o rio ter fronteira comum entre Brasil e Paraguai e mais adiante entre Paraguai e Argentina, afetando os interesses dos três países, a diplomacia teve um papel de destaque na conciliação dos múltiplos interesses em desenvolver esse potencial de forma proveitosa.



Foto de Sete Quedas

O POTENCIAL HIDRELÉTRICO NO LOCAL DE ITAIPU

Antes da construção da barragem de Itaipu, no Salto Grande das Sete Quedas ou Salto del Guairá, o rio Paraná mergulhava numa garganta profunda, seguindo um curso turbulento por 60 km, com desnível de 100 m. Ao longo dos 130 km restantes, antes de alcançar o rio Iguaçu, o rio Paraná alarga gradualmente seu leito, com desnível de aproximadamente 20 m. Assim, uma queda total de 120 m poderia ser explorada a nível binacional. As várias usinas hidrelétricas com reservatórios de armazenamento construídas pelo Brasil ao longo dos anos, em toda a parte superior da bacia do rio Paraná, melhoraram consideravelmente a regularização da vazão do rio no local de Itaipu, aumentando significativamente a capacidade de produzir energia de forma confiável.

<p><u>ATA FINAL</u></p> <p>Aos vinte e um e vinte e dois dias do mês de junho de mil novecentos e sessenta e seis, reuniram-se, nas cidades de Foz do Iguaçu e do Pôrto Presidente Stroessner, o Ministro das Relações Exteriores dos Estados Unidos do Brasil, Embaixador Juracy Magalhães, e o Ministro das Relações Exteriores da República do Paraguai, Doutor Raul Sapena Pastor, com o objetivo de passar em revista os vários aspectos das relações entre os dois países, inclusive aqueles pontos em torno dos quais têm surgido últimamente divergências entre as duas Chancelarias. Após terem mantido várias entrevistas de caráter pessoal e outras com a presença de suas comitivas, os Ministros das Relações Exteriores dos Estados Unidos do Brasil e da República do Paraguai chegaram às seguintes conclusões, que fazem constar da presente Ata:</p> <p>I - MANIFESTARAM-SE acordes os dois Chanceleres em reafirmar a tradicional amizade entre os dois Povos irmãos, amizade fundada no respeito mútuo e que</p> <p style="text-align: right;">JM.</p> <p style="text-align: right;">J. M.</p>	<p style="text-align: right;">2.</p> <p>que constitui a base indestrutível das relações entre os dois países;</p> <p>II- EXPRIMIRAM o vivo desejo de superar, dentro de um mesmo espírito de boa-vontade e de concórdia, quaisquer dificuldades ou problemas, a chandolhes solução compatível com os interesses de ambas as Nações;</p> <p>III- PROCLAMARAM a disposição de seus respectivos governos de proceder, de comum acordo, ao estudo e levantamento das possibilidades econômicas, em particular os recursos hidráulicos pertencentes em condomínio aos dois países, do Salto Grande de Sete Quedas ou Salto de Quairá;</p> <p>IV- CONCORDARAM em estabelecer, desde já, que a energia elétrica eventualmente produzida pelos desníveis do rio Paraná, desde e inclusive o Salto Grande de Sete Quedas ou Salto de Quairá até a foz do rio Iguaçu, será dividido em partes iguais entre os dois países, sendo reconhecido a cada um deles o direito de preferência para a a-</p> <p style="text-align: right;">JM.</p> <p style="text-align: right;">J. M.</p>
---	---

Ata do Iguaçu - início

ESTUDOS ANTERIORES

Estudos preliminares para desenvolver o potencial hidrelétrico do Salto Grande das Sete Quedas remontam a 1955. A Light, companhia de eletricidade canadense, fornecedora de energia elétrica para as cidades de São Paulo e Rio de Janeiro, pediu autorização ao governo brasileiro para iniciar estudos. Em 1956, outras pesquisas foram iniciadas pela Comissão Interestadual da Bacia Paraná-Uruguai. Em 1959, uma hidrelétrica de 1.200 kW foi construída em um dos braços do Salto das Sete Quedas pelo Serviço de Navegação da Bacia da Prata. Essa usina, em operação até 1982, foi desmontada por ocasião do enchimento do reservatório de Itaipu. Outros estudos preliminares de menor interesse foram empreendidos a pedido do serviço de Navegação da Bacia da Prata, porém sem resultados práticos.

ORIGEM E FINALIDADES

No início dos anos 60, quando a rápida e crescente demanda por energia no centro-sul do Brasil virou motivo de preocupação dos responsáveis pelo planejamento nacional, o governo brasileiro contratou a firma de engenharia OMF, dirigida pelo Eng. Octavio Marcondes Ferraz, para estudar a viabilidade de um projeto hidrelétrico na região do Salto das Sete Quedas. O projeto Sete Quedas, como é conhecido, propunha uma barragem de desvio no rio Paraná, acima das quedas e em território brasileiro. O rio seria desviado para um canal de 60 km de comprimento, construído ao longo da margem esquerda do rio, também em território brasileiro, contornando as quedas e levando as águas de volta ao leito do rio, abaixo da garganta, onde seria construída uma hidrelétrica com capacidade de 10.000 MW. Esse projeto unilateral não pôde ser aceito por causa

4.

aquisição desta mesma energia a justo preço, que será oportunamente fixado por especialistas dos dois países, de qualquer quantidade que não venha a ser utilizada para o suprimento das necessidades do consumo do outro país;

V - CONVIERAM, ainda, os Chanceleres em participar da reunião dos Ministros das Relações Exteriores dos Estados ribeirinhos da Bacia do Prata, a realizar-se em Buenos Aires, a convite do Governo argentino, a fim de estudar os problemas comuns da área, com vistas a promover o pleno aproveitamento dos recursos naturais da região e o seu desenvolvimento econômico, em benefício da prosperidade e bem-estar das populações; bem como a rever e resolver os problemas jurídicos relativos à navegação, balisamento, dragagem, pilotagem e praticagem dos rios pertencentes ao sistema hidrográfico do Prata, à exploração do potencial energético dos mesmos, e à canalização, represamento

J. M.
S. M.

D. M.

VI - CONCORDARAM em que as Marinhas respectivas dos dois países procederão, sem demora, à destruição ou remoção dos cascos socobrados que oferecem atualmente riscos à navegação internacional em águas do rio Paraguai;

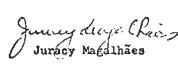
VII - EM RELAÇÃO AOS trabalhos da Comissão Mixta de Limites e Caracterização da Fronteira Brasil-Paraguai, convieram os dois Chanceleres em que tais trabalhos prosseguirão na data que ambos os Governos estimarem conveniente;

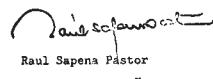
VIII - CONGRATULARAM-SE, enfim, os dois Chanceleres, pelo espírito construtivo que prevaleceu durante as conversações e formularam votos pela sempre crescente e fraternal união entre o

5.

o Brasil e o Paraguai, comprometendo-se ainda a não poupar esforços para estreitar cada vez mais os laços de amizade que unem os dois países.

A presente Ata, feita em duas cópias nos idiomas português e espanhol, depois de lida e aprovada, foi firmada em Foz do Iguaçu pelos Ministros das Relações Exteriores dos Estados Unidos do Brasil e da República do Paraguai, em vinte e dois de junho de mil novecentos e sessenta e seis.


 Juracy Magalhães
 Ministro de Estado das Relações Exteriores dos Estados Unidos do Brasil.


 Raul Sapena Pastor
 Ministro das Relações Exteriores da República do Paraguai.

Ata do Iguaçu - continuação

da natureza internacional do local, o que acabou levando Brasil e Paraguai a firmarem um acordo de aproveitamento conjunto, não somente do local das Sete Quedas, mas também de todo o trecho do rio Paraná que faz fronteira com os dois países. De modo que os Ministros das Relações Exteriores de ambos os países assinaram, em 22 de junho de 1966, um Acordo conhecido como Ata de Iguaçu ou Ata das Cataratas, cujos termos atestam a intenção de ambos os governos estudarem e avaliarem, em conjunto, a viabilidade técnica e econômica do aproveitamento desses recursos hídricos.



Reunião da Comissão Mista Técnica (1967)

COMISSÃO MISTA TÉCNICA

Em 12 de fevereiro de 1967, foi criada uma Comissão Mista Técnica, Brasileiro-Paraguaia, para dirigir os estudos. Em abril de 1970, a Comissão Mista Técnica assinou um Acordo de Cooperação com a Administración Nacional de Electricidad (Ande) do Paraguai e as Centrais Elétricas Brasileiras S.A. (Eletrobrás) do Brasil, delegando-lhes a administração dos estudos e a definição das condições a regerem a execução dos mesmos e das investigações.

Paralelamente à pesquisa técnica e econômica, ficou decretado que os estudos incluiriam uma avaliação geral dos múltiplos usos da água, tais como navegação, fornecimento municipal e industrial de água, irrigação e outros benefícios relacionados.

ESTUDOS DE INVENTÁRIO E VIABILIDADE

Considerando que os resultados dos estudos teriam importantes consequências para ambos os países, ficou decidido que a execução dos mesmos seria confiada a um consórcio internacional de firmas de engenharia.

Depois de adequada avaliação das propostas de diversos grupos qualificados, foi escolhido o consórcio Ieco-ELC, formado pela Ieco International Engineering Company Inc. de São Francisco, EUA, e pela ELC Electroconsult Spa., de Milão, Itália. O contrato foi assinado em 18 de novembro de 1970, e os trabalhos se iniciaram em 1º de fevereiro de 1971. Os estudos incluíam levantamentos de campo, análises hidrológicas, investigações geotécnicas e um inventário completo de alternativas possíveis de projeto,

compreendendo dez locais possíveis de barragem e 50 diferentes arranjos.

Ao comparar os arranjos, as estimativas de custos e estudos de simulação operacional das alternativas de projeto, optou-se preferencialmente por duas das soluções:

- Uma única barragem na ilha de Itaipu que desenvolveria o potencial todo numa única usina hidrelétrica.
- Duas barragens, uma na ilha de Itaipu e outra em Santa Maria, 150 km a montante, que desenvolveriam o potencial através de duas usinas hidrelétricas, uma no pé de cada barragem.

A comparação entre as duas alternativas demonstrou claramente as vantagens de uma única barragem e usina hidrelétrica na ilha de Itaipu. Com essa alternativa para a construção devidamente aceita, os dois governos finalmente escolheram e instruíram o consórcio de engenharia a prosseguir com um estudo completo de viabilidade do projeto, com detalhamento e profundidade adequados para obtenção de empréstimo junto a órgãos internacionais.

Os dois governos decidiram-se também pela continuação imediata da execução do projeto.

O TRATADO DE ITAIPU E A CRIAÇÃO DE ITAIPU BINACIONAL

O ESPÍRITO BINACIONAL

Para que o projeto tivesse êxito, qualquer aspecto conflitante oriundo de divergências entre os dois países, quer fosse de natureza política ou econômica, precisava ser harmonizado de maneira que cada país pudesse ter uma participação equilibrada na administração e execução do projeto. Ambos teriam o mesmo poder de decisão, oportunidades iguais no fornecimento de mão-de-obra, serviços, materiais e equipamento, limitados apenas pela sua capacidade. Esses foram os princípios de base e linhas mestras do Tratado de Itaipu e da criação subsequente da estrutura administrativa da Itaipu Binacional.

O TRATADO

Como resultado das negociações iniciadas em 1966, o "Tratado entre a República do Paraguai e a República

Ata de criação da ITAIPU BINACIONAL

Federativa do Brasil para o aproveitamento hidrelétrico dos recursos hídricos do rio Paraná, pertencentes em condomínio aos dois países, desde e inclusive o Salto del Guairá ou Salto Grande das Sete Quedas até a desembocadura do rio Iguaçu”, conhecido como o Tratado de Itaipu, foi assinado em 26 de abril de 1973.

O Tratado contém 25 artigos e define as regras para o aproveitamento dos recursos hídricos do rio Paraná e a execução do projeto, seguindo essencialmente as diretrivas do estudo de viabilidade.

O Tratado criou uma entidade binacional chamada Itaipu Binacional (também denominada Itaipu), com sede em Brasília e Assunção e com o mandato de, em conjunto e condomínio, construir, gerenciar e operar a usina hidrelétrica na ilha de Itaipu. O Tratado determina que as instalações para produção de energia elétrica e obras auxiliares não devem afetar nem modificar a fronteira entre

Os dezenove dias dos
meses de maio de um novenau-
to e reunião e quatro, por
ocasião da investidura do Exce-
lentíssimo senhor Presidente da
República Federativa do Brasil,
General de Exército Getúlio Vargas,
ante o Excelentíssimo senhor Pre-
sidente da República do Pará
mais General de Exército Almeida
de Souza, realizada nas Fox
do Iquitos e no Porto Presidente
Vargas, procedeu-se a instalação
da Unidade Fronteril, criada
pelo Tratado celebrado em 26
de abril de 1933. Para tal fizeram
os Embaixadores do Estado
das Delações Extradições e das Minas
do México, do Brasil, Antônio
Francisco Mendes da Silveira
e Shigeki Ito, representantes das
respectivas Ministérias de Delações
Extradições e das Obras Públicas
e Comunicações, do Vale do Amazonas,
Paulo Sérgio Lacerda e Gervásio
de Oliveira para a Cidade, quem
já possuia seu local respectivo, cer-
cado aos numeros do Conselho de
Administração, sua nova Embaixa-
do Extradição de Fronteira, Exequiel
Eugenio Mario Paim Burity, General
Anselmo Borges Távora, Es-
cavador Francisco Gómez, En-
genheiro naval Engenheiro Gómez, M.

lio Marcos Perna Belotti, Ense-
nista Renato Moreira, Dr. Alberto
Rogues, Dr. Ezequiel Gonzales
Alvarenga, General de Divisão Dr. Mário
Cossio Taboage, Engenheiro André
Gomes, General de divisão "SP" Rui
Charles Ramos Gómez e Engenheiros
Dr. Rodolfo Cordeiro e os dores
membros da Diretoria Executiva:
Dir. Geral General José Costa
Carvalho, Dir. Distrito Sul, Adm.º
Engenheiro Engº J. Oliveira, Engº
Enrico Tuccino, Engº Desivaldo Cebreiro
Engº Hans W. Krauch, Engº Mário
Dr. Antônio Colman Rodrigues
Dir. Geral Município São Paulo Dr. Paulo
Dr. Alberto da Cunha Díaz
Município São Paulo Dr. Victorino Vago
General Distrito Sudeste Dr. Roberto
Silveira, Presidente Alessandro Guimaraes
Mendes, Mecânico Tadeu
Engº Marcelo Furtado de Souza
Dir. Distrito Sul, Engº
Engenheiro Edmundo J. Palmeiro de
Sá, Dir. de Construções Engenheiro
Carlos A. Facetto e Mecânico
Construções Engº Poltronio Engenheiro
Cassio de Paula Farias, Engenheiro
Engº Armando Lacerda e assumiu
as funções a que se refere na
nota reversal sobre os assumtos
de que tratam o artigo que
menciono de artigo no VIII de Ma-
rço de 1940 para o Dr. Mário de
Moraes e Serviços Ministeriais
1940 Dr. Mário Perna de Souza
e Dr. Carlos Augusto Saldivar
Em virtude do que sub-
scorri a presente Ata

Excelentíssimos Srs. Dignos Presidentes da República Federativa do Brasil e da República do Paraguai, assim como os Srs. Ministros de Relações das duas Partes que honraram as presentes asas Eleitorais e outras autoridades.

Eymund Grisel

A. F. Smith Sawyer

Aufgaben

Espectáculos teatrales
y musicales
Leyendas urbanas
y supersticiones
Mitos y leyendas
Tradiciones
Cuentos de hadas
y mitos
Cuentos de fantasmas
y monstruos
Cuentos de criaturas míticas
y mitológicas
Cuentos de criaturas fantásticas
y mitológicas

Brasil e Paraguai.

- Anexo A: define os estatutos da entidade binacional denominada Itaipu, nomeia o Conselho de Administração e o Conselho Executivo dos Diretores como seus organismos administrativos supremos.
 - Anexo B: define e descreve as instalações para produção de energia e as obras auxiliares com modificações eventuais, caso necessárias. O estudo de viabilidade serviu de base para esse Anexo.
 - Anexo C: define as bases financeiras, as normas de fornecimento de energia elétrica e serviços pela Itaipu.



Linha de Transmissão

A PROPRIEDADE DA ENERGIA

No Anexo C, o Tratado estabelece o princípio de divisão equitativa: a energia produzida pelo projeto de Itaipu será dividida em proporções iguais entre os dois países. Fica reservado a cada país o direito de comprar da Itaipu, para uso próprio, a energia elétrica não consumida pelo outro país.

Brasil e Paraguai compram a energia produzida pelo projeto de Itaipu da Eletrobrás e da Ande ou, segundo critério próprio, de outra entidade brasileira ou paraguaia, com base numa programação decenal de energia projetada que abranja a produção total do projeto durante esse período.

O PREÇO DA ENERGIA DE ITAIPU

A produção de energia do projeto é vendida ao preço de custo, conforme definido abaixo. Cada compra é faturada em dólares dos EUA com base no consumo efetivo.

O Tratado define o custo anual da produção conforme segue:

1. 12 % do capital integralizado de Itaipu
2. Amortização do capital e juros da dívida de Itaipu.
3. Pagamentos mensais de direitos (*royalty*) pelo uso dos recursos hidrelétricos equivalentes a US\$ 650 por gigawatt-hora gerado, conforme medido na usina. Esse montante não pode ser menor que US\$ 18 milhões anuais e deve ser dividido em partes iguais entre Brasil e Paraguai.
4. Pagamento de uma remuneração pelos serviços de administração e supervisão fornecidos pela Eletrobrás e Ande à taxa de US\$ 50 por gigawatt-hora gerado,

conforme medição na usina. Tal remuneração deve ser dividida em partes iguais entre Eletrobrás e Ande.

5. Custos operacionais.
6. Pagamento de uma remuneração mensal ao país que ceder energia ao outro, no valor de US\$ 300 por gigawatt-hora cedido.
7. O déficit operacional do ano anterior, ou menos o superávit do ano anterior.

Os valores especificados no item 3, 4 e 6 acima foram definidos baseados nos preços de 1973 e são sujeitos a reajustes para manter constante o seu poder de compra.

Cada agência compradora negocia com Itaipu a compra de frações da capacidade de produção instalada, e tem o direito de usar toda a energia produzida por tal capacidade dentro do limite estabelecido anualmente por Itaipu, limite esse baseado essencialmente nas condições hidrológicas.

ESTRUTURA GERENCIAL DE ITAIPU PARA A EXECUÇÃO DO PROJETO

A Itaipu Binacional foi fundada em 17 de maio de 1974. Logo a seguir, o seu Conselho Executivo dos Diretores assumiu a responsabilidade de dar prosseguimento às obras, antes iniciadas pela Comissão Mista Técnica. Ele também deu continuidade à aquisição dos equipamentos de construção pesada necessários à escavação do canal de desvio, ao projeto e construção da infraestrutura do canteiro de obras, à elaboração dos projetos e especificações de engenharia e à execução da construção.

Em consequência da política básica adotada por ambos os governos, os contratos foram redigidos de forma tal que o material, equipamentos, bens e serviços necessários à execução do projeto fossem preferencialmente adquiridos no Brasil e no Paraguai.

A gestão geral de todas as operações, incluindo contratos para construção, aquisição e suprimento, planejamento e engenharia, ficou sob responsabilidade da Diretoria Executiva da Itaipu. Supervisão de campo da construção, levantamentos, medições e ensaios de laboratório foram executados pelos funcionários da Itaipu.

Inicialmente, em função do curto prazo, Itaipu preferiu recorrer a firmas de consultoria de engenharia disponíveis

com experiência na área, em vez de montar a sua própria estrutura. Diversas firmas paraguaias e brasileiras participaram do projeto de engenharia, do planejamento do canteiro da obra e da construção em geral.

ITAIPI BINACIONAL E SUA ORGANIZAÇÃO

A gerência de Itaipu é de responsabilidade do Conselho de Administração e do Conselho Executivo dos Diretores, ambos constituídos de um número igual de membros, tanto do Brasil como do Paraguai.

O Conselho de Administração é composto de 12 membros e é responsável pela execução e aplicação dos termos do Tratado. Tem poder sobre assuntos tais como políticas e procedimentos administrativos, balanços, obrigações, empréstimos e bases para o fornecimento de energia elétrica e serviços.

A execução do projeto e a gerência rotineira de Itaipu é tarefa do Conselho Executivo e dos seus Diretores; a função específica de cada um deles é definida nos Estatutos e no Regulamento Interno. O Conselho Executivo é constituído de 12 membros que representam seis Diretorias, ou seja: Geral, Técnica, Financeira, Administrativa, Jurídica e de Coordenação.

Cada Diretoria é chefiada por um Diretor Executivo de um país e um Diretor do outro país. No Conselho, eles gozam do mesmo status, do mesmo direito de voto e igual autoridade.

Com essa organização, os representantes de cada país têm uma efetiva participação na tomada de decisão das suas respectivas Diretorias, tanto quanto nas discussões que levam às decisões do Conselho. O mesmo princípio permeia toda a administração de Itaipu, garantindo uma participação equilibrada dos dois países nas tomadas de decisão, na gerência e execução efetiva do projeto.

COORDENAÇÃO DA ÁREA DE ENGENHARIA

Itaipu decidiu empregar o consórcio Ieco-ELC para coordenar as obras de engenharia pelo seguinte:

- O aspecto binacional do projeto e a necessidade de manter um aconselhamento técnico independente ao longo de sua execução.
- Manter uma continuidade entre o projeto básico definido durante o estudo de viabilidade e a elaboração do projeto executivo a ser realizado pelos consórcios

Brasileiros-Paraguaios.

- Aplicar, ao longo do projeto, um conjunto uniforme de critérios e padrões de qualidade.
- Garantir uma boa interação entre trabalho do projeto e cronograma de construção do projeto como um todo.

PROJETO DE ENGENHARIA

Para assegurar a participação em todos os aspectos de engenharia do projeto, as seguintes firmas paraguaias de consultoria em engenharia formavam um único grupo denominado Grupo Consultor Alto Paraná (GCAP): Bosio, Chase y Asociados S.R.L., Consultec S.R.L., Inconpar S.R.L., Paraconsult S.R.L. e Técnipar S.R.L.

Para o projeto de engenharia, as seguintes firmas brasileiras formavam os quatro consórcios com o Grupo Consultor Alto Paraná do Paraguai, e eram encarregadas das seguintes tarefas:

- Engevix Engenharia S.A. Projeto final e especificações do vertedouro e da barragem de contraforte da margem direita, incluindo as comportas do vertedouro e respectivo equipamento.
- Promon Engenharia Ltda. Projeto final e especificações da barragem principal de gravidade aliviada, incluindo equipamento da tomada de água e condutos forçados.
- Themag Engenharia Ltda. Projeto final e especificações da casa de força, equipamento das áreas de montagem, incluindo o equipamento auxiliar da casa de força.
- Hidroservice Engenharia Ltda. Projeto final e especificações das barragens de terra e das futuras instalações de navegação.

Todo trabalho executado pelos quatro consórcios foi, como um todo, coordenado pela Ieco-ELC, com apoio do consórcio brasileiro formado pela lesa (Internacional de Engenharia S.A.) e Enerconsult Engenharia Ltda., e do consórcio paraguaio formado por ELC (Electroconsult del Paraguay S.A.) e CII (Compañía Internacional de Ingenieria S.A.).

Foram atribuídas também à Ieco-ELC, devido à sua experiência, as seguintes tarefas específicas: os projetos e especificações das obras de desvio e da barragem de enrocamento, as especificações e administração do contrato para as turbinas, os geradores, os transformadores principais e os equipamentos para a subestação isolada a gás (GIS). A execução desse trabalho também teve o apoio dos dois consórcios mencionados acima.

Muitos outros consultores, especialistas e firmas encarregadas dos ensaios em modelos também participaram, quando necessário, para resolver problemas específicos de engenharia civil e aspectos ligados ao projeto, fabricação e funcionamento dos geradores; veja capítulo 19.

PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO

O consórcio brasileiro formado por Enge-Rio Engenharia, Consultoria S.A. e Logos Engenharia S.A. e o Grupo Consultor Alto Paraná do Paraguai ficou encarregado do planejamento da construção e de prestar assistência a ITAIPU na gerência da construção.

OBRAS CIVIS

A construção das instalações do canteiro e da infraestrutura começou em janeiro de 1975, e a das obras civis, em maio de 1975.

Para as obras civis, Itaipu pré-qualificou e selecionou firmas brasileiras e paraguaias com vasta experiência, técnicos qualificados, equipamento especializado e capacidade financeira. O contrato para as obras civis foi adjudicado ao consórcio Unicon-Conempa, formado por cinco grandes empreiteiras brasileiras unidas em consórcio (Unicon): Cetenco Engenharia S.A., Companhia Brasileira de Projetos e Obras-CBPO, Camargo Correa S.A, Andrade Gutierrez S.A., Mendes Junior S.A., e seis empreiteiras paraguaias também em *joint-venture* (Conempa): Barail Hermanos S.A. de Construcciones, Cia. General de Construcciones S.R.L., Compañía de Obras de Ingeniería de Obras S.R.L., Ing. Civil Hermann Baumann – Empresário de Obras, Ing. Juan Carlos Wasmosy y Asociados e Jimenez Gaona y Lima Ingenieros Civiles – Empresa de Construcciones.

Para a escavação do canal de desvio e para a construção da barragem de enrocamento, das barragens de terra e das enseadeiras principais, o contrato foi adjudicado em 6 de outubro de 1975. Para o restante das obras civis, incluindo todas as estruturas de concreto, exceto a seção de quatro unidades da casa de força do canal de desvio, o contrato foi assinado em 17 de maio de 1977. No canal de desvio, a obra da casa de força foi realizada a título de extensão do contrato original e teve início em janeiro de 1986.

No auge das obras de construção, aproximadamente 30.000 trabalhadores estavam empregados no canteiro; eles e suas famílias estavam acomodados nas diversas vilas construídas por Itaipu em ambas as margens do rio.



Vista mostrando início das instalações no local e as estradas de acesso



Início das obras civis - escavação do canal de desvio no início das obras civis



Início das obras civis - escavação da área do vertedouro



Início de construção das vilas

FABRICAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS ELETROMECÂNICOS PERMANENTES

A maior parte dos equipamentos foi fabricada no Brasil e no Paraguai, sendo que menos de 20% foram importados de outros países. Num determinado momento, quase todas as principais indústrias do Brasil e do Paraguai estavam envolvidas na fabricação de equipamentos pesados para Itaipu.

Os equipamentos permanentes mais importantes foram fabricados pelas seguintes companhias:

- Unidades geradoras, incluindo turbinas e curva inferior dos condutos forçados, geradores, barramentos isolados, painéis de controle locais e centros de controle dos motores. Consórcio CIEM, composto de seis firmas brasileiras: Bardella S.A. Indústrias Mecânicas, BSI-Indústrias Mecânicas S.A., Mecânica Pesada S.A., Siemens S.A., Voith S.A. Máquinas e Equipamentos; Indústria Elétrica Brown Boveri S/A; uma firma do Paraguai: Consórcio de Ingenieria Electromecánica S.A. – CIE; constituído das seguintes firmas paraguaianas: Saguan S.R.L., 14 de Julio S.R.L., Oti, Electromec S.A., Cotepa S.R.L. e Ing. Dorino da Re e sete firmas da Europa: AG Brown Boveri & Cie. da Suíça, Alstom Atlantique, Creusot Loire e Neyric da França e Brown Boveri & Cie. AG, Siemens Aktiengesellschaft e J.M. Voith Gmbh da Alemanha.
- Transformadores elevadores dos geradores. Consórcio CITRAN composto de Indústria Elétrica Brown Boveri & Cie AG S.A. e Transformadores União Ltda. – TUSA; e de Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A.
- Equipamento para subestação isolada a gás SF₆ de 500 kW e seus interruptores. AG Brown Boveri & Cie.

- Sistema de controle centralizado. Brown Boveri & Cie AG e Cie-Siemens AG.
- Comportas do desvio e das tomadas de água. Mecânica Pesada S.A., Bardella S.A. – Indústrias Mecânicas, BSI – Indústrias Mecânicas S.A. and BVS - Bouchayer Viallet Schneider.
- Comportas do vertedouro. Badoni ATB Indústria Metal-Mecânica S.A., Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A. e Ishibrás – Ishikawagima do Brasil Estaleiros S.A.
- Condutos forçados (excluindo sua curva inferior). Badoni ATB – Indústria Metal-Mecânica S.A.

No capítulo 19, constam nomes de indústrias de outros importantes equipamentos permanentes.

CONTROLE DE QUALIDADE E INSPEÇÃO

A organização e execução do controle de qualidade da fabricação ficaram a cargo da Ieco-ELC. As inspeções de fábrica, sob responsabilidade da Ieco-ELC, foram executadas pelas seguintes empresas integrantes do consórcio de inspeção de Itaipu: Themag Engenharia Ltda; Promon Engenharia Ltda; Barbosa & Mortara S/C Ltda; Engetest Serviços de Engenharia S/C Ltda; Hidroservice Engenharia Ltda; Engevix Engenharia S.A., Berenhauser S.A. Engenharia, Consultoria e Projetos do Brasil e Electromon S.A. Consultoria do Paraguai.

MONTAGEM E INSTALAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS ELETROMECÂNICOS

O consórcio Itamon – Construções Industriais Ltda., composto de oito firmas brasileiras e uma paraguaia, foi contratado para a montagem e instalação dos equipamentos permanentes. Integravam o consórcio: A. Araújo S.A. – Engenharia e Montagens; EBE – Empresa Brasileira de Engenharia S.A.; Montreal Engenharia S.A.; Sade – Sul Americana de Engenharia S.A.; Sertep Serviços-S.A. Engenharia e Montagens; Techint-Companhia Técnica Internacional; Tenenge-Técnica Nacional de Engenharia S.A.; Ultratec Engenharia S.A., todas do Brasil, e Consórcio de Ingeniería Electromecánica S.A. – CIE do Paraguai.

A primeira unidade de Itaipu entrou em operação comercial em maio de 1984, e a 18^a, em abril de 1991.

ESTUDOS DE VIABILIDADE DO PROJETO

OBJETIVOS E FASES DOS ESTUDOS	2.3
FASE 1	2.5
Estudos Hidrológicos	2.5
Alternativas de Locais	2.11
Reconhecimento Geológico	2.12
Conclusões da Fase 1	2.14
FASE 2	2.15
Comparação Final	2.15
FASE 3	2.17
FASE 4	2.17
Hidrologia	2.18
Enchente de Projeto do Vertedouro	2.20
Estudos da Frequência das Enchentes	2.23
Capacidade Instalada da Usina	2.25
Ensaios em Modelo da Regularização do Rio e Instalações para Navegação	2.29
Unidades Geradoras Principais	2.30
Dupla Frequência	2.34
Arranjo Geral	2.36
Vertedouro	2.37
Barragens	2.38
Casa de Força	2.44

ESTUDOS DE VIABILIDADE DO PROJETO

OBJETIVOS E FASES DOS ESTUDOS

Os estudos globais de viabilidade técnico-econômica para o melhor aproveitamento possível do potencial energético do trecho binacional de 190 km do rio Paraná foram realizados durante os anos de 1971-74. Os principais objetivos eram:

- Definir o potencial energético aproveitável;
- Inventariar os locais mais favoráveis, fazer arranjos preliminares e avaliar a sua viabilidade comparativa;
- Preparar um plano racional de aproveitamento que incluisse os projetos mais atraentes do ponto de vista tanto técnico como econômico;
- Determinar o custo do plano recomendado, um cronograma provisório para sua execução e o custo da energia produzida.

Os estudos de viabilidade foram conduzidos em quatro etapas:

Fase 1. Classificação e análise das informações existentes e aquisição de dados adicionais relacionados a: meteorologia, pluviometria, fluviometria, sedimentação, topografia, condições geológicas e geotécnicas, e a disponibilidade de materiais de construção e seus meios de transporte. Identificação de locais para o projeto que fossem apropriados para a utilização parcial ou total dos 120 metros de queda na área binacional do rio.



Concepção preliminar da casa de força da Itaipu

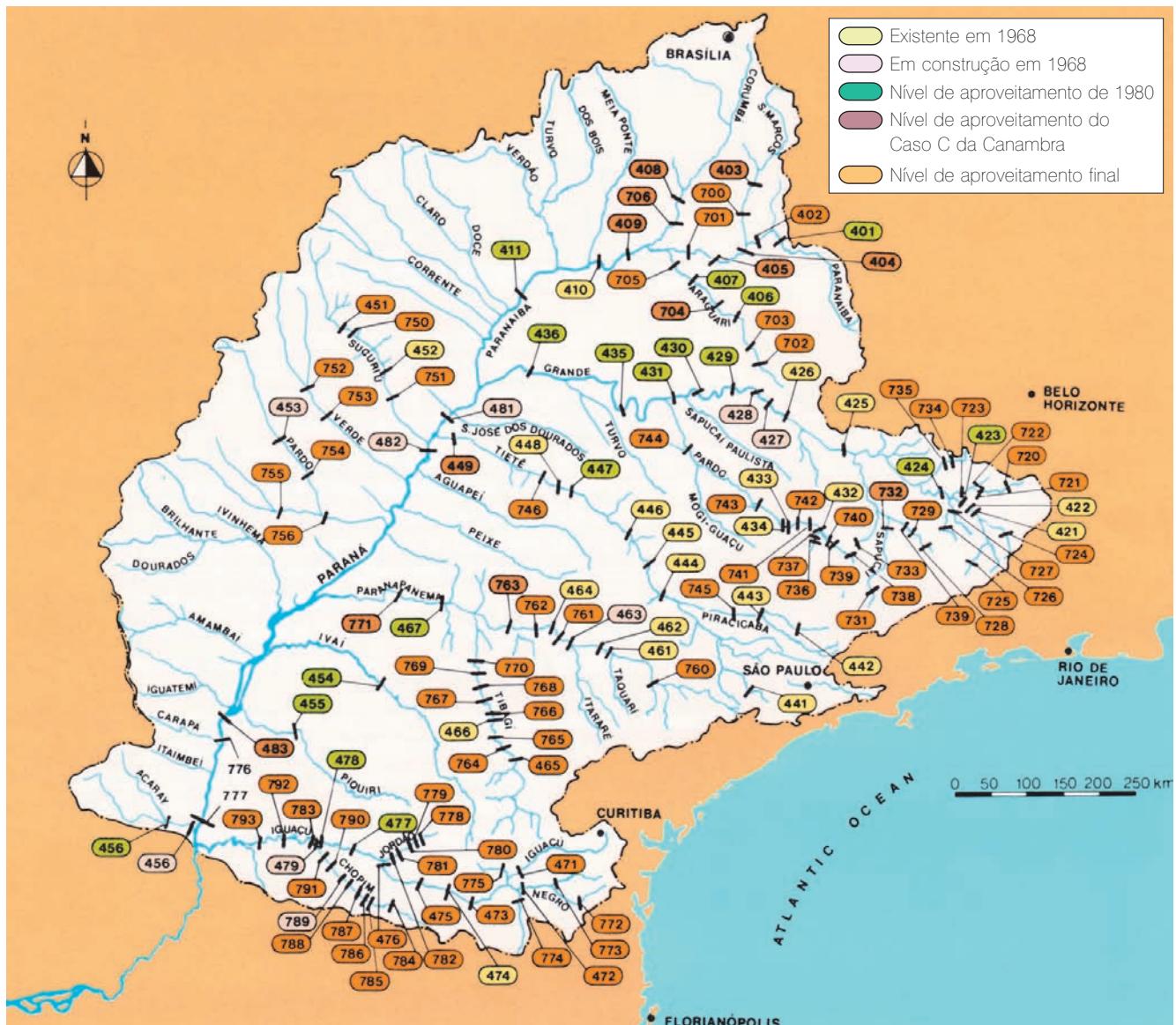


Fig. 2.1 Principais reservatórios e usinas em 1971 (em operação, em construção ou planejadas) na Bacia do Paraná.

- 777** Itaipu
- 776** Santa Maria
- 456** Acaray
- 456** Yguazu
- 483** Ilha Grande
- 793** Capanema
- 792** Salto Caxias
- 783** Cruzeiro
- 478** Salto Osório
- 477** Salto Santiago
- 476** Segredo

- | | | | | | |
|------------|---------------|------------|---------------------|------------|-------------------|
| 475 | Areia | 782 | Fundão | 768 | Almoço |
| 474 | Salto Grande | 781 | Jacú | 767 | Apucaraninha |
| 473 | Langa | 780 | Pinhão | 766 | Ximbuva |
| 471 | São Mateus | 779 | Curucaca | 466 | Presidente Vargas |
| 775 | Pontilhas | 778 | Taguá | 765 | Salto Aparado |
| 774 | Jangada | 455 | Salto dos Apertados | 764 | Salto Conceição |
| 472 | Três Barras | 454 | Ivatuba | 465 | Santo Antonio |
| 773 | Barracas | 771 | Taguaruçu | 482 | Jupiá |
| 772 | Rio Negrinho | 467 | Capivara | 449 | Três Irmãos |
| 479 | Foz do Chopim | 763 | Porto Canoas | 746 | Rui Barbosa |
| 791 | Erveira | 762 | Porto Leopoldina | 448 | Avanhandava |
| 790 | Águas do Verê | 464 | Salto Grande | 447 | Promissão |
| 789 | Salto Chopim | 463 | Xavantes | 446 | Ibitinga |
| 788 | Salto Grande | 462 | Piraju | 445 | Bairiri |
| 787 | Salto Alemão | 461 | Jurumirim | 444 | Barra Bonita |
| 786 | São João | 760 | Confluência | 745 | Piracicaba |
| 785 | São Luis | 770 | Jataizinho | 443 | Americana |
| 784 | Cel. Soares | 769 | Cebolão | 442 | Jaquari |

Fase 2. Análise dos aspectos técnicos e econômicos dos possíveis locais identificados, pautados nos arranjos preliminares do projeto. Classificação dos locais e projetos alternativos com base nas vantagens técnicas e econômicas. Formulação do melhor plano de desenvolvimento em nível de projeto de pré-viabilidade numa versão completa dos arranjos preliminares da obra, projeto e estimativas de custo.

Fase 3. Avaliação pela Comissão Mista Técnica Brasileiro-Paraguaia do plano de desenvolvimento recomendado e seleção do esquema de projeto para estudos de viabilidade adicionais.

Fase 4. Estudo de viabilidade completa do esquema escolhido, conforme padrões exigidos por instituições financeiras internacionais e pela Comissão Mista Técnica. As configurações preliminares do projeto foram aperfeiçoadas, os tipos de estruturas principais confirmadas e a capacidade instalada da casa de força estabelecida a partir de estudos sobre operação do reservatório e estudos energéticos. Um cronograma prático para a execução do projeto foi elaborado e incluído no relatório final de viabilidade.

FASE 1

ESTUDOS HIDROLÓGICOS

Geral

O rio Paraná inicia seu curso na confluência do rio Paranaíba com o rio Grande. A distância que separa a confluência desses rios de Guairá, na entrada do reservatório de Itaipu, é de aproximadamente 600 quilômetros, e o declive do rio neste trecho é muito suave, de apenas 30 m nos 500 quilômetros que separam Jupiá de Guairá. A partir deste ponto, o nível do rio caía aproximadamente 80 metros numa série de cascatas e corredeiras ao longo dos 15 quilômetros até Santa Maria. A partir de Santa Maria, o declive era menor, sendo de 75 metros em 175 quilômetros, até a desembocadura do rio Iguaçu.

Em 1971, a parte superior da bacia do rio Paraná já era bem desenvolvida. A Fig. 2.1 mostra os principais reservatórios e hidrelétricas que naquele momento estavam ou em operação, ou em construção, ou em fase de projeto na Bacia do rio Paraná, rio acima de Itaipu e na bacia do rio Iguaçu. As áreas de drenagem ao longo do rio Paraná e dos seus maiores afluentes podem ser vistas na Tabela 2.1.

441 Itupararanga	427 Estreito	723 Inferno	410 Cachoeira Dourada
756 Indaiá	426 Peixoto	722 Palmital	409 Itumbiara
755 Inhanduí	425 Furnas	721 Cassiterita	701 Anhanguera
754 Piracanjuba	733 Poço Fundo	720 Carandaí	405 Emborcação
453 Mimoso	732 Sapucaí	744 São Bartolomeu	404 Cachoeira do Sertão
753 Água Clara	730 Boa Vista	743 Itapava	402 Bacaina
752 São Domingos	729 Penedo	434 Limoeiro	401 Escada Grande
751 Porto Caleano	728 Lambari	433 Euclides da Cunha	706 Fecho da Onça
452 Incêncio	735 Anil	742 São José	408 Corumbá
750 Porto das Pedras	734 Jacaré	741 Carrapatos	705 Tupaciguara
451 Alto Sucuriú	424 Funil	432 Graminha	407 Capim Branco
481 Ilha Solteira	423 São Miguel	737 Cascata	704 Miranda
436 Água Vermelha	422 Itutinga	736 Bauxita	406 Nova Ponte
435 Marimbondo	421 Camargos	740 Carmo	703 Pai Joaquim
431 Porto Colômbia	724 Garambu	739 Bandeira	702 Perdizes
430 Volta Grande	727 Itumirim	738 Açude	700 Anta Gorda
429 Igarapóva	726 Luminárias	731 Euclides	403 Paulistas
428 Jaguara	725 Aiuruoca	411 São Simão	

Tabela 2.1 Bacia de drenagem dos principais afluentes na Bacia do Rio Paraná

Rio	Localização	Bacia de drenagem ¹
Paranaíba	Foz	221.800
Grande	Foz	144.700
Tietê	Foz	71.600
Paraná	Jupiá	474.000
Paranapanema	Foz	99.900
Paraná	Abaixo da foz do Ivaí	751.000
Paraná	Guaíra	800.000
Paraná	Local de Itaipu	820.000
Iguaçu	Foz	68.700
Paraná	Abaixo da foz do Iguaçu	899.000
Paraná	Posadas	932.900

1 - (km²)

Os estudos hidrológicos levaram em conta três níveis de aproveitamento na Bacia do rio Paraná:

- Até 1980.
- Estágio intermediário.
- Aproveitamento final.

O estágio intermediário incluía a capacidade de armazenamento e a regularização por todos os projetos futuros com custo inferior a US\$ 300/kW (custos de 1964), representando aproximadamente 80% do aproveitamento do potencial total da bacia. Dados básicos foram obtidos por Canambara Engineering Consultants Ltda. nos anos de 1962-69 a partir de estudos abrangentes dos recursos hidrelétricos da região Centro-Sul do Brasil.

O aproveitamento final incluía todos os projetos viáveis e, principalmente, a regularização completa da bacia superior do rio Paraná e seus afluentes. Em 1972, havia 40 barragens e reservatórios a montante de Itaipu. No aproveitamento final, haverá mais de 130 projetos nas bacias do Paraná e do rio Iguaçu.

A regularização significativa das vazões na bacia do rio Grande foi iniciada em novembro de 1956 com a finalização da barragem de Peixoto, seguida pela barragem de Camargos em Setembro de 1960 e pelo armazenamento no grande reservatório de Fumas em janeiro de 1969. No rio Tietê, a regularização começou em outubro de 1962 com a conclusão da barragem de Barra Bonita, e no rio Paranapanema, com a construção da barragem de Jurumirim em fevereiro de 1963.

O enchimento dos grandes reservatórios de Ilha Solteira e Jupiá, sobre o rio Paraná, foi concluído em janeiro de 1969.

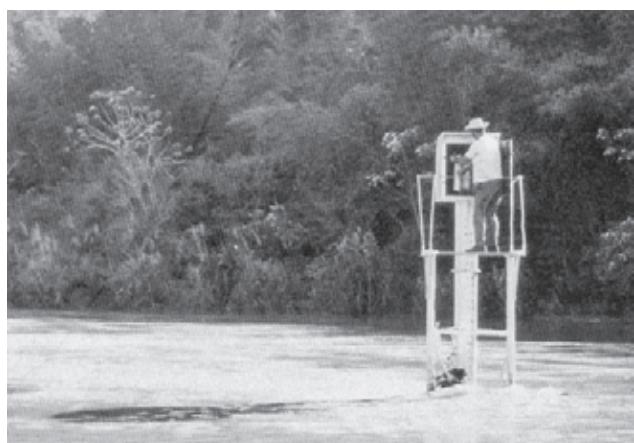
Dados fluviométricos

Além dos estudos completos do potencial hidráulico da região Centro-Sul do Brasil realizados por Canambara Engineering Consultants, vários outros estudos sobre o rio Paraná, nas cercanias de Guaíra e do trecho binacional, foram efetuados por outras empresas de engenharia.

A partir de 1959, do lado paraguaio, os estudos de planejamento e de viabilidade para o aproveitamento energético do rio Acaray representaram um trabalho considerável, que resultou em 1968 na construção do reservatório e Hidrelétrica de Acaray, logo acima de Ciudad del Este, onde a usina despeja as águas no rio Paraná. A grande quantidade de dados hidrológicos e de operação de reservatório proveniente de estudos anteriores e projetos existentes foi analisada e incorporada aos dados básicos para os estudos de viabilidade de Itaipu. Foram usados somente dados de nível de água e vazão de estações de medição fluviométrica, selecionadas por terem os maiores registros em termos de tempo e uma boa cobertura da área. A Fig. 2.2 mostra a localização das estações fluviométricas de medição de vazão e a tabela de barras da Fig. 2.3 indica a duração dos registros e os tipos de dados disponíveis para cada estação.

Registros adicionais, obtidos das réguas limnimétricas instaladas na hidrelétrica de Acaray e em Puerto Embalse, ficaram disponíveis a partir de 1965. Em março de 1971, a leco-ELC, a título de controle independente, colocou réguas limnimétricas adicionais, como consta na Fig. 2.2.

Estabelecer uma curva chave precisa para o rio Paraná na área potencial do projeto era essencial, portanto as medições efetuadas em Guaíra eram mais importantes que todas as demais.



Medições de vazão

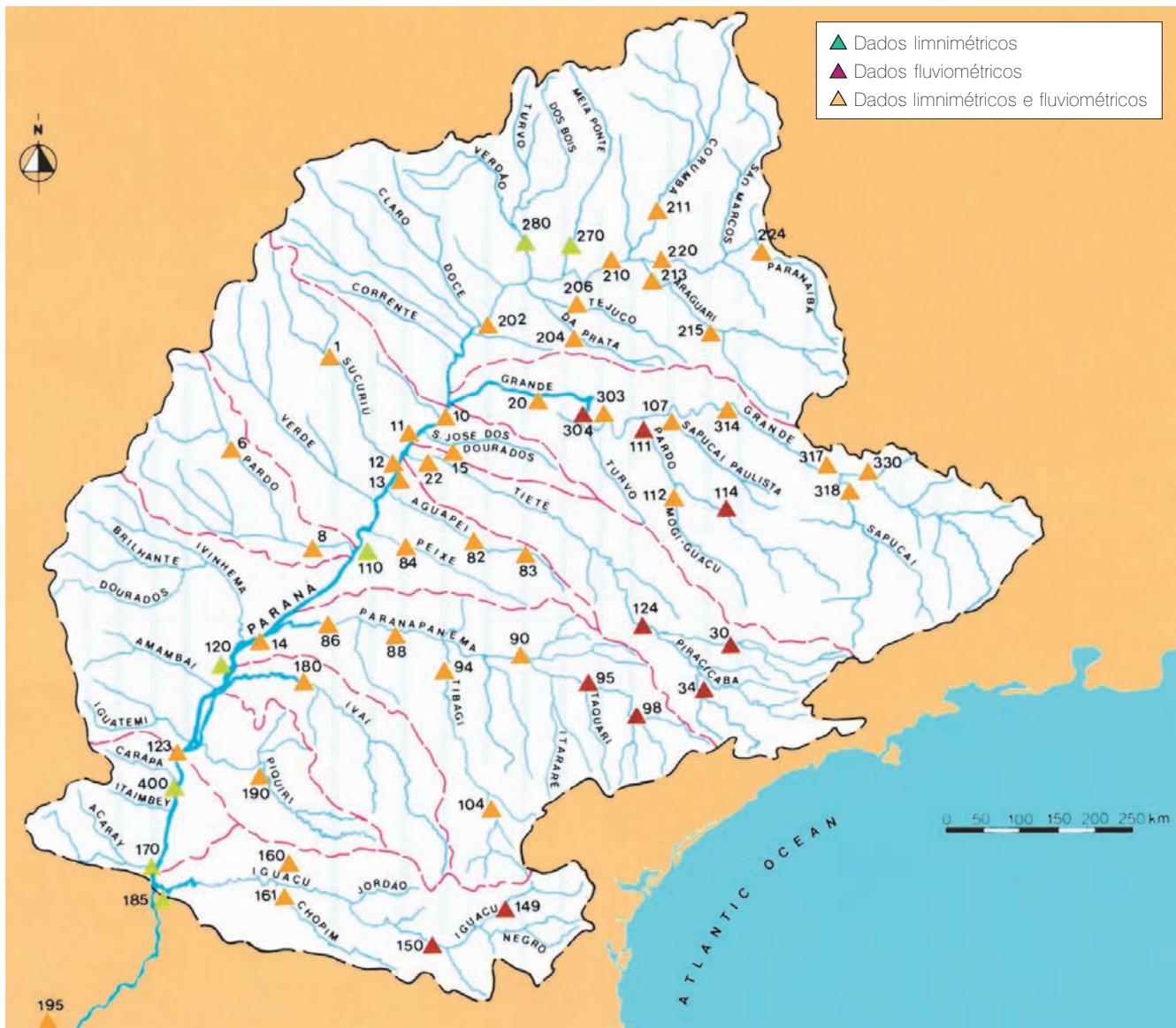


Fig. 2.2 Localização das estações fluviométricas selecionadas (os números se referem aos locais selecionados na fase de estudo de viabilidade)

Medições de vazão em Guaíra haviam sido feitas por Hidroservice desde 1963 até 1968, resultando na curva chave denominada Curva A Coresp (Fig. 2.4). As Centrais Elétricas de São Paulo (Cesp) mediram a vazão a partir de 1969 e estabeleceram a Curva B Cesp (também na Fig. 2.4). Medições adicionais de vazão foram feitas pela empresa Hidrologia para a leco-ELC, de fevereiro a agosto de 1972. Essas medições foram feitas com um molinete fluviométrico preso a um cabo lastreado a partir de um barco. Foram executadas medições de lado a lado do rio em mais de 20 estações fluviométricas, com pelo menos seis diferentes pontos verticais em cada estação.

A vazão foi então calculada pelo método da integração gráfica. Os resultados obtidos estão plotados na Fig. 2.4, confirmando as curvas num grau de precisão satisfatório para as fases 1 e 2 dos estudos.

Vazões naturais

As vazões naturais ou vazões virgens são as descargas originais de água do rio que ocorreriam sem regularização ou desvio, rio acima. Médias mensais de vazões naturais nas estações fluviométricas, nas barragens existentes e nas barragens sem medição foram calculadas com o intuito de se obterem as vazões de referência para os estudos

Fig. 2.3 Dados selecionados de vazão e níveis de água (o número, no cabeçalho, indica o ano: de 1920 a 1971) – folha 1

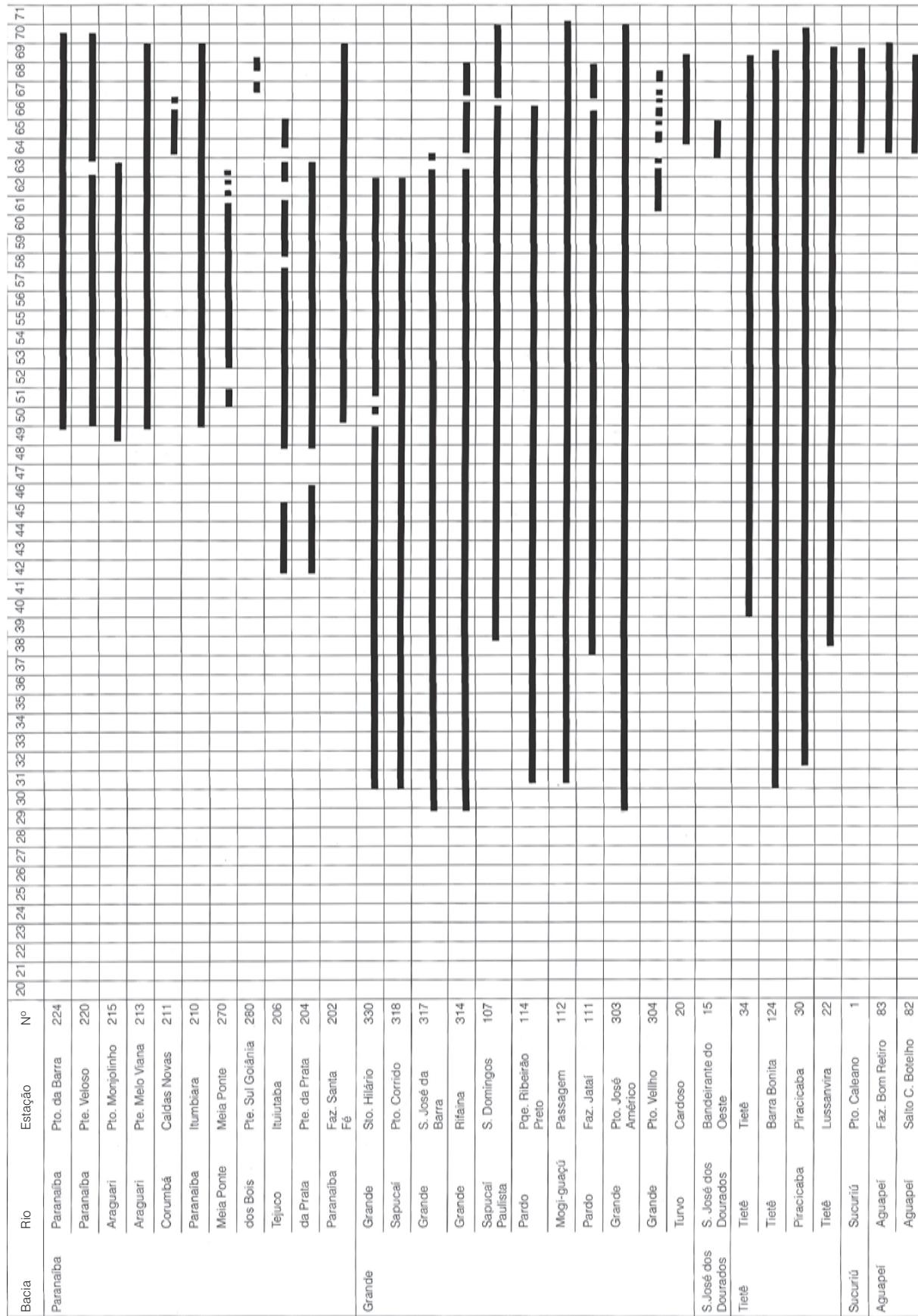


Fig. 2.3 Dados selecionados de vazão e níveis de água (o número, no cabeçalho, indica o ano: de 1920 a 1971) – folha 2

Bacia	Rio	Estação	Nº	20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71
Verde	Verde	Pto. Velho	4	
Peixe	Peixe	Flórida Paulista	84	
Pardo	Pardo	Mimoso	6	
Pardo	Pardo	Pto. Uerê	8	
Paranapanema	Paranapanema	Campina Monte Alegre	98	
	Paranapanema	Piraju	95	
	Paranapanema	Pto. Jaú	90	
Tibagi	Tibagi	Tibagi	104	
Tibagi	Jataizinho	Jataizinho	94	
Paranapanema	Balsa do Paranapanema	Balsa do Paranapanema	88	
	Paranapanema	Pto. Euclides da Cunha	86	
Ivai	Ivai	Pto. Paraíso do Norte	180	
Piquiri	Piquiri	Pto. no.2	190	
Iguacú	Iguacú	S. Mateus do Sul	149	
	Iguacú	União da Vitória	150	
	Iguacú	Salto Osório	160	
Chopim		Águas do Verê	161	
Iguacú	Pqe. Nacional do Iguacú	Pqe. Nacional do Iguacú	185	
Paraná Main Stream	Paraná	Pto. Taboado	10	
	Paraná	Ilha Solteira	11	
	Paraná	Jupiá Ponte	12	
	Paraná	Jupiá	13	
	Paraná	Pto. Epitácio	110	
	Paraná	Pto. São José	14	
	Paraná	Pto. Brasília	120	
	Paraná	Guaíra	123	
	Paraná	Pto. Mendes	400	
	Paraná	Foz do Iguaçu	170	
	Paraná	Posadas	195	

Fig. 2.4 Vazão em Guaíra

- Y** Altura limnimétrica em Guaíra (m)
X Vazão em Guaíra ($10^3 \text{m}^3 / \text{s}$)
1 Curva A (Coresp)
2 Curva B (Cesp)

de operação de reservatório e, dessa forma, conseguir os afluxos regularizados no local do projeto para cada nível de aproveitamento planejado rio acima. O período escolhido que serviu de base abarcou os anos hidrológicos desde 1932 até 1969. Para aquelas estações de medição que foram afetadas por regularização a partir de 1956, as vazões medidas foram convertidas em vazões naturais através de correções que consistiam em adicionar a mudança de armazenamento acumulada no tempo de todos os reservatórios a montante, levando em conta a sua evaporação. Nas estações com número insuficiente de medições, as vazões naturais foram estendidas através de análise de regressão, recorrendo-se a dados de estações com longos períodos de registros. As vazões sem registro durante o período de estudo foram calculadas a partir de vazões naturais de estações de medição próximas.

A média anual das vazões naturais assim obtida nos pontos-chave da bacia superior do rio Paraná constam na tabela 2.2.

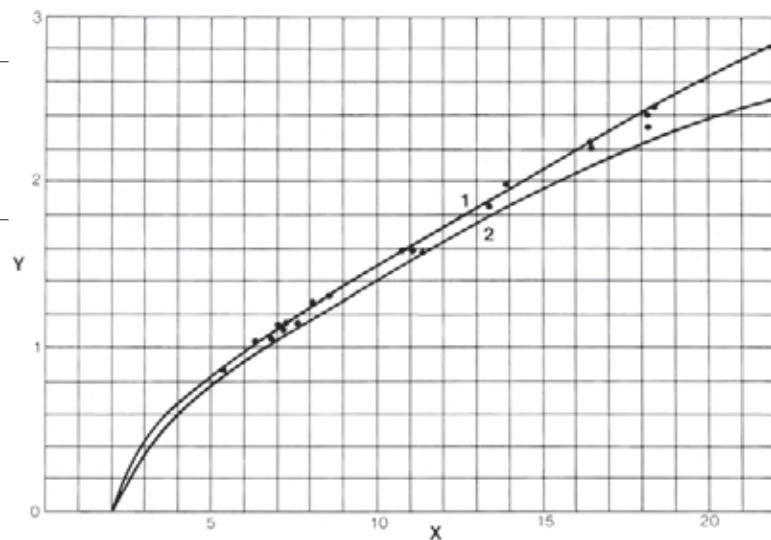


Tabela 2.2 Média anual da vazão natural na bacia superior do rio Paraná (anos hidrológicos de 1932 a 1969)

Local n°	Rio e localização	Área de drenagem (km²)	Vazão	
			m³/s	I/s/km²
441	Paranaíba em São Simão	171.000	2.198	12,8
436	Grande em Água Vermelha	139.900	1.901	13,6
449	Tietê em Três Irmãos	70.600	571	8,1
452	Sucuriú em Inocência	16.300	182	11,2
482	Paraná em Jupiá	474.000	5.590	11,8
771	Paranapanema em Porto Taquaruçu	88.000	940	10,7
454	Ivaí em Ivatuba	23.300	307	13,2
483	Paraná em Guaíra	800.000	8.740	10,9
777	Paraná em Itaipu	820.000	9.070	11,0

Vazões regularizadas

As vazões regularizadas em Guaíra foram estabelecidas a partir de um estudo de operação mensal de cada reservatório da bacia. Foi estudado cada um dos três níveis de aproveitamento. As vazões mensais regularizadas do rio Iguaçu foram determinadas da mesma forma. Cada reservatório, a montante do local do projeto, foi operado de forma independente para baixar o seu armazenamento ao mínimo permitido, pelo menos uma vez durante os 38 anos do período de estudo (1932-1969). Os estudos sobre operação dos reservatórios, rio acima, foram examinados para verificar incoerências das vazões incrementais. Foi feito um balanço das vazões e,

quando necessário, pequenos ajustes foram executados para garantir que o total das vazões incrementais dos locais a montante fossem iguais às vazões medidas em Guaíra. No rio Paraná, os estudos operacionais terminaram em Guaíra, obtendo-se as vazões regularizadas afluentes ao proposto reservatório de Ilha Grande. As vazões regularizadas dos rios Iguaçu e Acaray foram combinadas com as vazões naturais da área a jusante do local do projeto até um ponto a jusante das desembocaduras dos rios Acaray e Iguaçu. As vazões regularizadas foram então usadas nos estudos de operação e, também, para se obterem os níveis de água do canal de fuga no local do projeto.

Tabela 2.3 Vazão média afluente em Ilha Grande/Guaíra para os anos hidrológicos 1932-1969 (m³/s)

As vazões mensais e anuais em Guaíra estão resumidas na Tabela 2.3, tanto para as condições naturais como para os três níveis de aproveitamento.

Nível de aproveitamento	Médias dos anos hidrológicos 1932-1969	Máximo		Mínimo	
		Ano hidrológico	Mensal	Ano hidrológico	Mensal
Natural	8.740	12.090	23.520	5.720	3.040
1980	8.680	11.950	23.830	5.990	4.180
Intermediário	8.540	11.740	23.410	6.160	4.450
Final	8.560	11.880	23.540	6.130	4.470

Sedimentação e qualidade da água

Para os estudos das fases 1 e 2, dados suficientes sobre sedimentação e qualidade da água estavam disponíveis de registros já existentes. Dados sobre sedimentação eram disponíveis a partir da campanha de amostragem de 1963 do rio Grande em Porto José Américo (Estação 303), do rio Tietê em Lussanvira (Estação 22), do rio Paraná em Porto Taboado (Estação 10) e do rio Paraná em Guardia Cuê (abaixo de Posadas); conhecia-se a qualidade da água no rio Paraná inferior por causa das amostras tiradas de 1958 a 1962 em Corrientes e Posadas.

Dados meteorológicos

Dados de todas as estações meteorológicas foram coletados e verificados quanto à sua validade, e uma rede de estações meteorológicas foi selecionada para uso no estudo de viabilidade; veja Fig. 2.5.

O tipo de informação disponível em cada estação incluía pressão atmosférica, temperatura, umidade relativa, nebulosidade, precipitações, evaporação e incidência solar. Ainda foi coletado um resumo detalhado

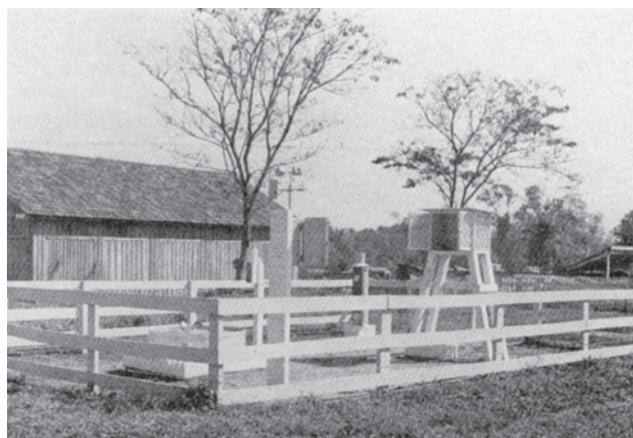
de dados meteorológicos em Guaíra e nas duas usinas hidrelétricas de Acaray.

Em janeiro de 1973 foi implantada uma nova estação meteorológica em Salto del Guairá, equipada com os seguintes instrumentos: evaporímetro Piche, bacia de evaporação, pluviógrafo, psicrómetro, termômetro de máxima e mínima e anemômetro registrador. Quando da eliminação de Santa Maria como localização possível para uma barragem, esses instrumentos foram levados para o local de Itaipu.

Dados sobre o vento para o local do projeto foram coletados nas estações de medição de Ciudad del Este, Puerto Presidente Franco e Foz do Iguaçu.

ALTERNATIVAS DE LOCAIS

A Fig. 2.6 mostra a planta e o perfil longitudinal do trecho binacional do rio Paraná e a localização dos dez locais indicados abaixo, onde o aproveitamento energético foi estudado ao nível de inventário: Guaíra, Santa Maria, Laguna Verá, Alex Gage, Arroio Guaçu, Porto Mendes, São Francisco Verdadeiro, Itaipu, Puerto Embalse e Ilha Acaray. Cinquenta arranjos de projeto foram estudados e combinados em esquemas de aproveitamento energético e, em seguida, comparados usando-se parâmetros uniformes quanto ao detalhe e à precisão. Esses esquemas eram compostos de uma única instalação, ou uma combinação de dois ou três locais necessários para explorar a queda completa entre a El.220, máximo nível normal do reservatório do local superior, e a El.105, nível médio do canal de fuga do local inferior; posteriormente, durante estudos definitivos, a média do nível do canal de fuga do local inferior foi determinada como sendo El. 100. Índices comparativos de projeto foram determinados para cada um dos esquemas. Perfis esquemáticos de oito dos esquemas alternativos mais convenientes constam da Fig. 2.7.



Estação meteorológica



Fig. 2.5 Rede de estações meteorológicas selecionadas (os números se referem aos locais selecionados na fase de estudo de viabilidade).

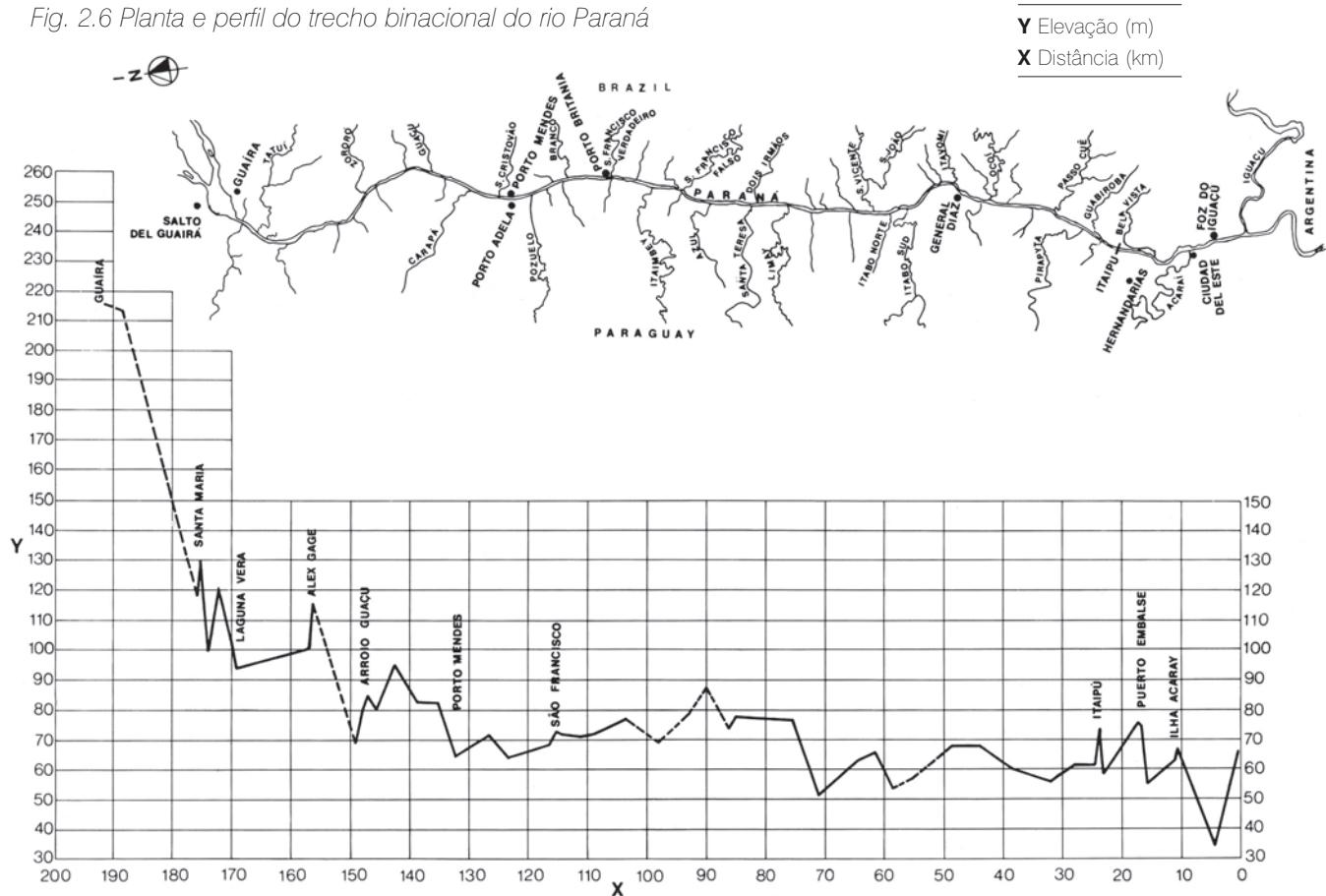
RECONHECIMENTO GEOLÓGICO

Em termos geológicos, a bacia inferior do rio Paraná, que engloba a região leste do Paraguai e partes do sul do Brasil, se destaca pela uniformidade. Na extensão binacional do rio, foram encontradas formações rochosas, principalmente dos períodos jurássico, triássico e cretáceo. Dentre elas, rochas vulcânicas da formação da Serra Geral, caracterizadas por camadas relativamente uniformes e essencialmente sub-horizontais, foram achadas nos vários locais investigados durante os estudos de viabilidade.

O reconhecimento de campo das margens do rio e dos possíveis locais indicava que, geralmente, os basaltos densos tinham excelentes propriedades mecânicas e seriam apropriados tanto para fundações quanto para material de construção. No entanto, a brecha e o aglomerado, também presentes em camadas contínuas na formação Serra Geral, eram relativamente fracos e heterogêneos, tornando necessária uma investigação completa quanto à sua utilização.

A abundância em solos residuais impermeáveis siltosos ou argilosos derivados do intemperismo do

Fig. 2.6 Planta e perfil do trecho binacional do rio Paraná



basalto, apropriados para barragens de aterro, foi também confirmada perto de todos os possíveis locais de projeto, já nos primeiros reconhecimentos. Por outro lado, cascalho natural de boa qualidade não foi encontrado em quantidades suficientes ao longo do rio ou nos terraços superiores das margens. Depósitos naturais de areia foram encontrados em diversos pontos, mas a conveniência do seu uso teria que ser avaliada para cada local de projeto, levando em consideração o custo do seu transporte.

Investigações nos locais de estudo

Durante a primeira fase do estudo de viabilidade, os dados geológicos obtidos do reconhecimento de campo, do levantamento geofísico no leito do rio, das trincheiras exploratórias e sondagens rotativas foram analisados no mesmo nível de detalhe para os dez locais possíveis de projeto incluídos no estudo de inventário. Para cada local de projeto foram definidos critérios quanto a profundidade de escavação, estabilidade de taludes e tratamento de fundações para uso nos arranjos de projeto e para cálculo de custos e quantidade de obras.



Reconhecimento geológico de campo

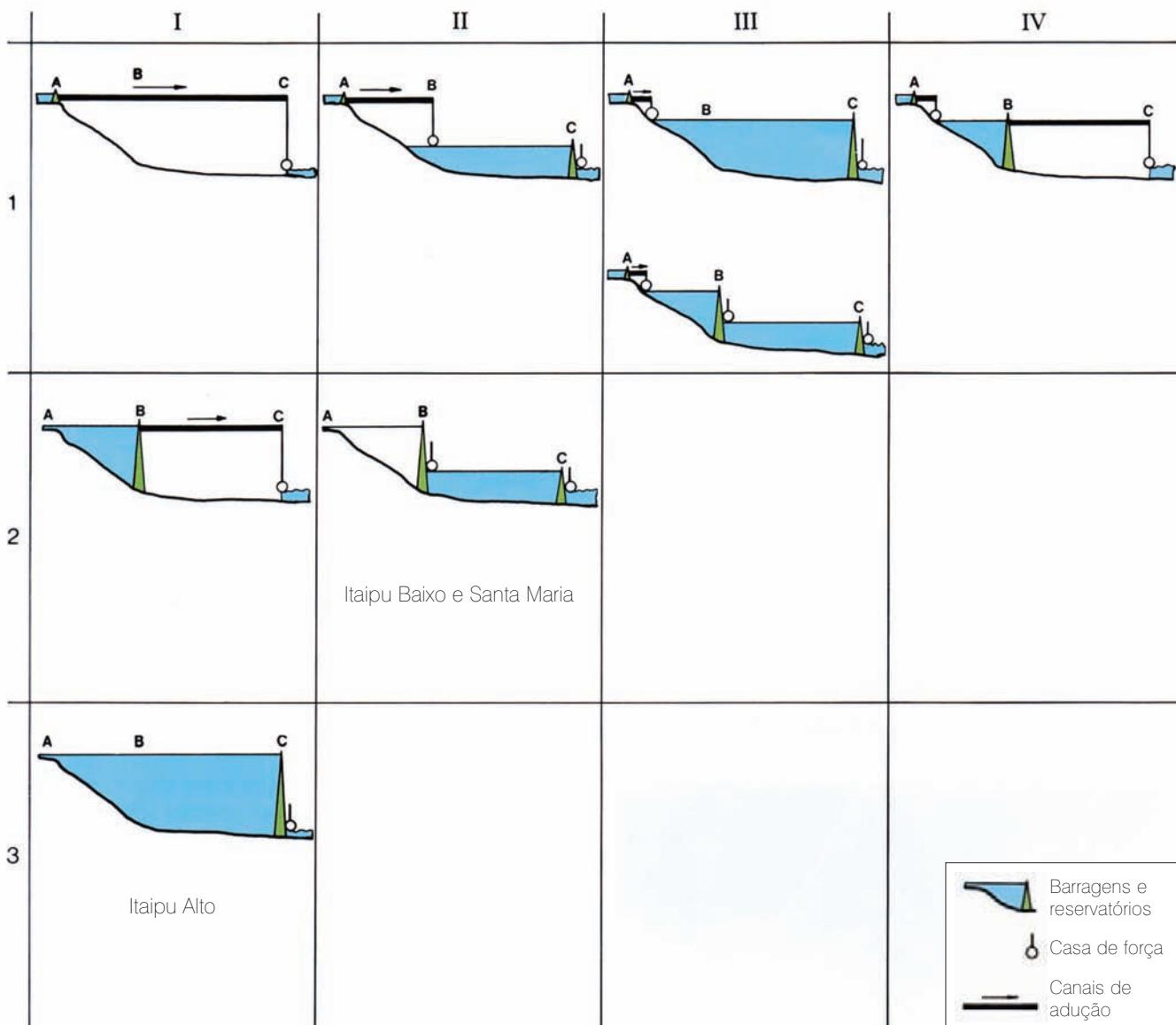


Fig. 2.7 Perfis esquemáticos de oito dos esquemas alternativos mais convenientes

- I Local 1 - Usina em Acaray
- II Local 2 - Usina em Pto. Mendes e Acaray
- III Local 3 - Usina em Guaíra e Acaray
- IV Local 4 - Usina em Guaíra, Pto. Mendes e Acaray

- A Guaíra
- B Pto. Mendes
- C Acaray

- 1 Esquema 1 - Barragem mais a montante em Guaíra (barragem através das quedas ou se estendendo na parte direita da casa de força de Ilha Grande)
- 2 Esquema 2 - Barragem mais a montante em Pto. Mendes
- 3 Esquema 3 - Barragem mais a montante em Acaray

CONCLUSÕES DA FASE 1

Na fase 1, concluiu-se que duas alternativas, ou seja, o esquema de barragem única de Itaipu Alto e o esquema de duas barragens de Itaipu Baixo e Santa Maria, eram economicamente superiores a todas as outras, justificando assim seu estudo detalhado na fase 2.

FASE 2

Dando continuidade à investigação inicial da fase 1, estudaram-se em detalhe os locais alternativos escolhidos. Os aspectos hidrológicos, geológicos e econômicos foram estudados de acordo com o que segue: estudos de operação de reservatório e energéticos foram realizados para determinar a capacidade do reservatório, altura da barragem, tamanho do vertedouro, capacidade instalada e produção de energia em Santa Maria e Itaipu. Os resultados dos estudos de operação obtidos foram decisivos na comparação e escolha da alternativa de projeto mais econômica.

Para o esquema das duas barragens, o nível máximo normal do reservatório foi fixado na El. 220 para Santa Maria e El.180 para Itaipu. Para o esquema de barragem única no local de Itaipu, a elevação máxima normal do reservatório foi fixada na El. 220. Todos os estudos se basearam em valores de energia firme e capacidade confiável correspondendo ao rebaixamento máximo do reservatório superior na El.197. Também foram feitos estudos operacionais para outros casos de rebaixamento intermediário, incluindo situação sem rebaixamento ou a fio d'água. Para todos os casos estudados, a energia primária era maior no esquema com barragem única do que naquele de duas. Os estudos de operação, somados a outras considerações de cunho econômico e técnico, demonstraram que para o esquema de barragem única a capacidade total instalada estava entre 10.700 MW e 15.300 MW. Para o esquema de duas barragens, com produção total equivalente, as capacidades instaladas em Santa Maria e Itaipu Baixo eram de aproximadamente 2.400 a 3.700 MW e 7.760 a 9.900 MW, respectivamente.

COMPARAÇÃO FINAL

A Tabela 2.4. mostra o resumo dos resultados obtidos nos estudos comparativos preliminares de viabilidade referentes aos dois esquemas selecionados para análise detalhada.

Durante a segunda fase, quando o estudo foi restrinido aos dois locais mais favoráveis, ou seja, Santa Maria e Itaipu, foram feitos levantamentos geofísicos extensos em terra e no leito do rio, testes de injeção, escavação de trincheiras exploratórias e poços de observação ao longo de 6 km a partir de, e incluindo, a Ilha de Itaipu. Explorações adicionais compreenderam túneis e ensaios de mecânica das rochas *in situ*.



Levantamento geofísico no leito do rio na Ilha de Itaipu

Tabela 2.4 Resumo dos resultados comparativos preliminares

Dados básicos	Unidade	Esquemas selecionados			
		Barragem única	Duas barragens		
		Itaipu Alto	Itaipu Baixo	Santa Maria	Total
Altura da barragem	m	171	131	92	
Nível d'água normal do reservatório	m	220	180	220	
Nível d'água normal do Canal de fuga	m	100	100	180	
Capacidade instalada	MW	10.710	7.755	2.385	10.140
Área do reservatório	km ²	1.350	140	42	182
Capacidade do reservatório	10 ⁶ m ³	29.000	4.980	440	5.420
Capacidade do vertedouro	m ³ /s	58.000	61.400	61.400	
Custo estimado do capital*	10 ⁶ USD	2.033	1.663	826	2.489
Custo da capacidade de geração instalada	USD/kW	190	214	346	245
Custo da S/E de 765 kV e outros equipamentos**	USD/kW	14,5			22,9

* Incluindo a S/E de 230 kV.

** Sem o custo das linhas de transmissão

Quanto à viabilidade dos projetos propostos nos dois locais, do ponto de vista da engenharia, as pesquisas geológicas demonstraram o seguinte:

- Nos dois locais, todos os derrames de basalto e brecha foram correlacionados com facilidade nas duas margens do rio, indicando que não havia nenhuma falha importante no leito do rio ou em outra área do projeto.
- Os testes de perda d'água indicaram que os basaltos densos e vesiculares tinham uma permeabilidade muito baixa. No entanto, as áreas de contato e camadas de brecha tinham permeabilidade variando de baixa a muito alta.
- As propriedades físicas e mecânicas do basalto eram adequadas para as fundações de todas as estruturas de concreto propostas.
- Embora a resistência da brecha sã não fosse tão alta quanto a do basalto, com adequada seleção e tratamento a mesma proporcionaria fundações adequadas para a maior parte das estruturas de concreto.
- Tratamentos especiais, incluindo galerias de drenagem, seriam necessários para controlar a percolação e subpressão em certas áreas de contato.
- Nas cotas mais altas acima do rio, onde a topografia era de relevo suave, o intemperismo do basalto e da

brecha formou um solo residual argiloso e siltoso avermelhado, e saprolito, com até 35 m de espessura.

- Os solos residuais acima do lençol freático eram de densidade baixa *in situ*. Desta forma, as barragens laterais deveriam ser constituídas por barragens de terra, com taludes muito suaves.

Os estudos também compararam mais detalhadamente as condições geológicas em Santa Maria e Itaipu no que se refere ao tratamento das fundações, à escavação, destino do material escavado e adequabilidade dos materiais encontrados no local para seu uso na construção. Chegou-se à conclusão geral de que enquanto em Itaipu todas as barragens de concreto teriam fundações de basalto com 3 a 6 m de escavação, em Santa Maria seria necessário uma escavação mais profunda e um tratamento mais extenso para se obter uma fundação sobre rocha mais adequada.

Considerando que os estudos iniciais de desvio do rio compararam canais abertos e túneis nos locais de Santa Maria e Itaipu, os estudos geológicos também desenvolveram critérios para escoramento de túneis, sequências de escavação, técnicas de desmonte a fogo, taludes, altura e largura de bancadas. Esses critérios foram usados no planejamento da construção, nos estudos do cronograma e na comparação das estimativas de custo.

Os estudos apontaram as seguintes vantagens e desvantagens das duas alternativas escolhidas:

Esquema de uma única barragem – Projeto Itaipu Alto.

Alto. Além dos aspectos econômicos favoráveis, o projeto Itaipu Alto apresentava várias outras características que demonstravam ser uma alternativa superior àquela com duas barragens e casas de força.

As condições das fundações para a barragem principal e casa de força no canal do rio, no local de Itaipu, eram geralmente superiores às do local de Santa Maria e fisicamente adequadas a qualquer tipo de barragem alta.

Por causa da Ilha Itaipu e da pouca profundidade dos canais do rio ao longo de aproximadamente 1 km, o desvio do rio, em Itaipu, seria facilitado e menos arriscado do que no local de Santa Maria.

O acesso por terra ao longo das duas margens, ou por balsa, seria melhor e mais econômico em Itaipu do que em Santa Maria. Já existiam estradas não pavimentadas, mas transitáveis ligando o local de Itaipu com a principal autoestrada na Ponte Internacional da Amizade, entre Ciudad del Este e Foz de Iguaçu. O acesso por balsa até Santa Maria seria impedido pelos rápidos acima de Porto Mendes.

O reservatório de Itaipu Alto, na extremidade inferior do trecho em estudo, captaria e controlaria até 75% do escoamento da bacia do rio Paraná, e seria capaz de regular melhor a vazão do rio e de forma mais flexível do que nos dois reservatórios menores.

Com o projeto de Itaipu Alto, o pico da vazão afluente da enchente máxima provável E.M.P. seria reduzido de 72.000 m³/s a um pico de vazão efluente de aproximadamente 62.600 m³/s após ter sido amortecida pelo reservatório, utilizando-se 3 m de armazenamento acima do nível máximo normal.

Os dois reservatórios menores teriam uma capacidade de amortecimento da enchente muito inferior.

A capacidade instalada para Itaipu Alto seria 5,5% maior, e a energia firme aproximadamente 33% maior do que na combinação Santa Maria/ Itaipu Baixo.

No arranjo da barragem de concreto de Itaipu Alto seria possível acomodar a totalidade da casa de força no pé da barragem. Paralelamente, este arranjo permitiria uma futura expansão da usina hidrelétrica a um custo mínimo e sem interrupção de geração de energia.

Esquema de duas barragens – Projetos Itaipu Baixo e Santa Maria.

A barragem de Itaipu Baixo teria

um aproveitamento menor do que a de Itaipu Alto. As características do local seriam idênticas. Porém, os custos do aproveitamento energético seriam mais elevados em função da menor queda hidráulica e do efeito prejudicial das flutuações do nível no canal de fuga, reduzindo ainda mais a queda.

Embora as condições para as fundações e o desvio do rio não fossem tão boas como aquelas do local de Itaipu, Santa Maria foi considerado adequado para o tipo e tamanho de estruturas do projeto proposto. Sua localização era mais remota e os acessos seriam mais onerosos do que para o local de Itaipu.

Separadamente ou combinados, os custos unitários do aproveitamento energético nestes dois locais eram superiores aos de Itaipu Alto. Esse fato se dava em parte pelo seguinte: os custos do desvio do rio e dos vertedouros seriam duplicados; os saltos hidráulicos líquidos seriam menores e os custos da potência instalada maiores; a topografia, geologia e as condições de vazão do rio também encareceriam os custos em Santa Maria.

FASE 3

O relatório sobre o estudo preliminar de viabilidade foi apresentado à Comissão Mista Técnica no início de 1972. A Comissão aceitou a recomendação do relatório e escolheu o projeto de Itaipu Alto (daqui por diante denominado Itaipu) para ser objeto de estudos de viabilidade adicionais e de confirmação na fase 4.

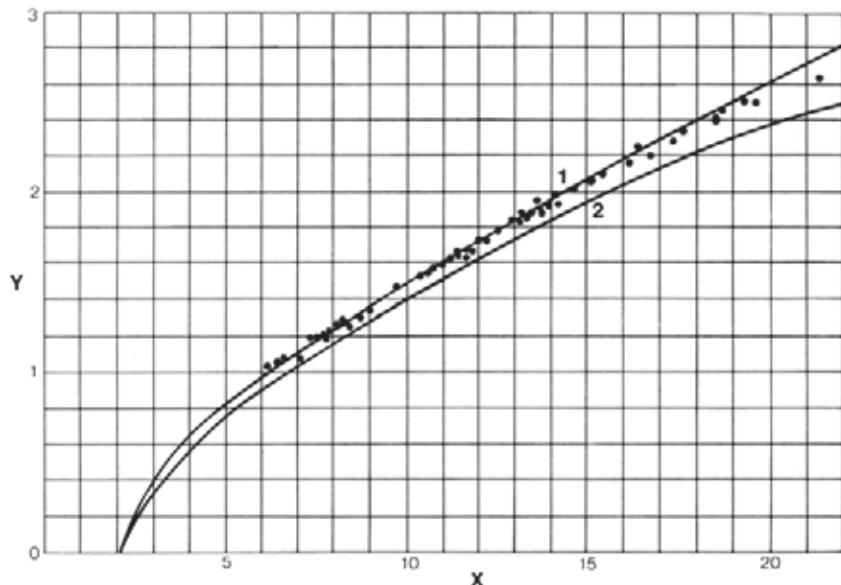
FASE 4

As análises definitivas das duas melhores alternativas levaram à conclusão de que o esquema de uma única barragem forneceria a maior capacidade instalada ao menor custo por kW. De modo que a fase final dos estudos consistiu em avaliar e confirmar a viabilidade econômica e técnica do projeto Itaipu.

Uma minuta do relatório final de viabilidade foi apresentada à Comissão Mista Técnica no início de 1973, quando se tomou a decisão de prosseguir com o

Fig. 2.8 Gráfico de medições das vazões na estação de Guaíra

Y Altura limnímetro em Guaíra (m)
 X Vazão em Guaíra ($10^3 \text{ m}^3/\text{s}$)
 1 Curva A (Coresp)
 2 Curva B (Cesp)



esquema, resultando na assinatura do Tratado de Itaipu em 26 de abril de 1973. O relatório final foi apresentado pela Ieco-ELC em julho de 1974 e incorporava os seguintes aspectos:

HIDROLOGIA

Os estudos hidrológicos, iniciados na fase 1, foram levados adiante buscando detalhar os dados referentes à opção escolhida.

Curvas chaves de Guaíra

As curvas chaves de Guaíra, cuja precisão era objeto de dúvida, representaram um componente essencial no cálculo das condições de vazão do rio no local de Itaipu.

Medições adicionais de vazão, iguais às efetuadas por Hidroservice, foram iniciadas em agosto de 1972 por Ieco-ELC. Em junho de 1973, e posteriormente em outubro de 1973, Cesp e Ieco-ELC fizeram, em dias consecutivos, medições combinadas de vazão com a finalidade de permitir a comparação direta das técnicas de medição e a precisão do equipamento. Todos os molinetes foram calibrados em laboratório antes dos testes. Os resultados finais constam da Fig. 2.8, sendo que a curva A foi usada como referência para os estudos energéticos finais.

Curvas chaves do canal de fuga de Itaipu

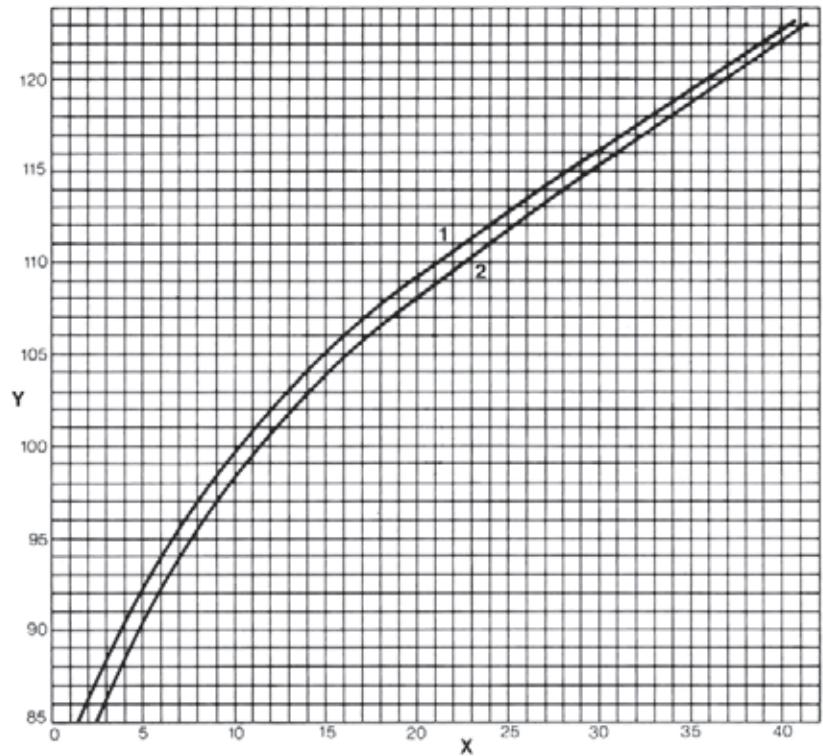
Os níveis da água em Itaipu são uma função das vazões do rio Paraná e do rio Iguaçu, o qual desemboca no rio Paraná, logo abaixo de Foz do Iguaçu. O efeito de remanso provocado pelas vazões do rio Iguaçu se

estendia, a montante, além de Porto Mendes, resultando em registros de variações de até 38m no limnímetro de Foz do Iguaçu. Acima de Porto Mendes, o declive do rio aumentava e o efeito de remanso diminuía gradualmente; a medição no local de Santa Maria tinha uma relação direta com a vazão em Guaíra.

Portanto um conhecimento preciso da faixa esperada de vazões do rio Iguaçu era fundamental na determinação das curvas chaves no canal de fuga de Itaipu. As medições de vazão foram efetuadas em Poço Preto (rio Iguaçu) por Hidrologia entre abril e agosto de 1972, e medições adicionais, no mesmo local, por Ieco-ELC, iniciadas em janeiro de 1973. Resultados simultâneos do nível de água em Foz do Iguaçu e vazão do rio Paraná, em Guaíra, estavam disponíveis para o período de 1934 a 1973. Para se obter um registro completo da vazão diária do rio Iguaçu de dezembro de 1940 a maio de 1973, as medições de vazão em Poço Preto foram estendidas por meio de técnicas de regressão, recorrendo-se a registros de vazão anteriores a montante de Águas do Verê (rio Chopim) e Salto Osório. A vazão do rio Paraná em Foz do Iguaçu foi estimada ao combinar a vazão de Guaíra transferida para Foz do Iguaçu com a vazão incremental da área entre Guaíra e Foz do Iguaçu (excluindo o rio Iguaçu). Os dados obtidos desta forma produziram um conjunto de curvas chaves para a estação de Foz do Iguaçu correspondendo a várias vazões no rio Iguaçu. Essas curvas foram transferidas para o local de Itaipu, recorrendo-se à relação conhecida entre os limnímetros de Foz do Iguaçu e de Itaipu. As curvas chaves finais do canal de fuga de Itaipu constam da Fig. 2.9. Usando-se

Fig. 2.9 Curva chave do canal de fuga de Itaipu

Y Nível da água (m)
 X Vazão total ($10^3 \text{ m}^3/\text{s.}$)
 1 Nível da água em Itaipu
 2 Nível da água na estação de medição de Foz do Iguaçu



estudos de remanso, essas curvas foram extrapoladas até uma vazão de $40.000 \text{ m}^3/\text{s.}$, conforme demonstra a mesma figura.

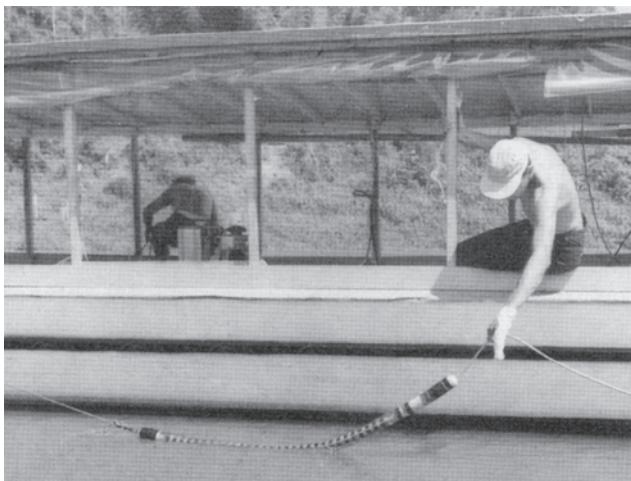
Transporte de sedimentos e qualidade da água

Desde janeiro a agosto de 1972, foi efetuada uma série de medições no rio Paraná em Guaíra e na Ilha Acaray, logo acima da desembocadura do rio Iguaçu. As medições incluíam amostras de sedimentos em suspensão, material do leito e de vazão. Foi determinado o peso seco de cada amostra e, em seguida, utilizou-se uma amostra composta de todos os materiais para se obter as curvas granulométricas dos sedimentos. Esses dados foram usados com vazões médias mensais do rio para o período de 1921-71, resultando uma taxa média estimada de transporte de sedimento, em Itaipu, de $4,5 \times 10^7 \text{ t/ano}$. Supondo uma densidade *in situ* de $1,3 \text{ t/m}^3$, o volume do transporte anual era de $3,5 \times 10^7 \text{ m}^3/\text{ano}$. Com essa taxa, o reservatório de Itaipu, com o volume de

$29 \times 10^9 \text{ m}^3$ na El. 220 levaria teoricamente mais de 800 anos para ser preenchido, supondo que as condições a montante permanecessem inalteradas e que todos os sedimentos ficasse retidos no reservatório.

Com volume morto de armazenamento de $10 \times 10^9 \text{ m}^3$ na El. 197 e supondo uma eficiência de captação de 85%, o tempo necessário para acumular esse volume de sedimentos ultrapassaria 300 anos.

Durante o ano de 1972 e 1973, amostras de água foram colhidas em Guaíra, Ilha Acaray, rio Bela Vista e Arroio



Medições de transporte de sedimento e de qualidade da água

Ita-Pyta. Os resultados dessas análises de qualidade da água foram combinados e integrados aos já registrados com a finalidade de se obterem os valores projetados para o reservatório. Em meados de 1973, foram iniciadas medições da temperatura da água do rio Paraná em Itaipu, duas vezes ao dia.

ENCHENTE DE PROJETO DO VERTEDOURO

Enchentes históricas

Reportagens publicadas em jornais relatam uma enchente em maio e junho de 1905 como sendo a maior jamais ocorrida nos rios Paraguai e Paraná, a jusante de Posadas. Durante essa enchente, os níveis da água do rio Paraná, perto da desembocadura do rio Iguaçu, subiram 43 m, e foi registrada uma vazão diária máxima de 45.000 m³/s em Posadas no dia 25 de maio de 1905.

Durante o período dos registros, desde 1920 a 1973, a máxima vazão diária histórica, em Guaíra, foi de 28.400 m³/s no dia 3 de março de 1929. Essa enchente foi causada por tempestades na parte alta das bacias do rio Tietê e rio Grande. Na bacia superior do rio Paraná, as enchentes de 1878 e 1891 superaram as de 1905. No entanto, os dados eram insuficientes para determinar a magnitude das inundações de 1878 e 1891 em Guaíra, em comparação com as de 1929.

Computação da enchente de projeto

Metodologia geral. Os critérios usados no estudo de viabilidade exigiam que o vertedouro, em Itaipu, deixasse passar de forma segura a enchente máxima provável (EMP) amortecida pelo reservatório de Itaipu. O método usado para desenvolver o hidrograma da enchente máxima provável (EMP) consistiu em determinar a precipitação máxima provável (PMP) na bacia, em estimar as perdas de retenção das precipitações e em computar as vazões das enchentes e sua duração nos pontos de interesse, utilizando hidrogramas unitários e técnicas de propagação das enchentes, considerando os vários níveis de aproveitamento na bacia.

Por causa da amplitude da bacia hidrográfica, foi necessário admitir uma série de tempestades, num período de vários meses, para produzir enchentes extremas no local do projeto. A ocorrência simultânea de tempestades máximas prováveis em todas as sub-bacias de uma área tão grande era meteorologicamente impossível.

Por essa razão as tempestades históricas registradas ao longo de um mês calendário foram combinadas numa sequência sintética de 7 meses, que não havia ocorrido, mas que era meteorologicamente possível e tinha baixa probabilidade de ocorrer. Os valores das precipitações realmente registradas nas estações foram usados nos cálculos; os valores diários não foram maximizados.

A precipitação máxima provável PMP foi então sintetizada ao colocar em sequência os meses com as maiores médias de precipitações na bacia, formando uma estação chuvosa.

Precipitação mensal na bacia e sequência de precipitação de projeto. Registros mensais de precipitações para o período 1926-69 eram disponíveis para 60 estações na bacia do projeto e cercanias. Veja Fig. 2.5. Havia alguns registros anteriores disponíveis, mas a área que abrangiam antes de 1926 era inadequada na determinação da média de precipitações na bacia.

A precipitação mensal ocorrida em toda a bacia do projeto foi computada para cada mês no período de outubro a abril, de 1926 a 1969. Para cada mês da série dos 7 meses, os três valores mais altos na média de precipitações ocorridas na bacia toda foram selecionados para um estudo detalhado, conforme Tabela 2.5; a primeira linha de cada coluna indica a precipitação e a segunda o ano.

Para os meses de maior incidência foram feitas plantas das isoetas baseadas na precipitação mensal de todas as estações usadas na rede, para estudar os tipos de tempestade e, assim, selecionar uma sequência meteorologicamente possível, complementada pelas cartas meteorológicas sinópticas disponíveis. Um alto índice pluviométrico na parte baixa da bacia é mais eficiente em provocar picos de vazão em Guaíra do que a mesma média de precipitações da bacia repartida uniformemente sobre a bacia ou concentrada na cabeceira. A condição mais crítica para as enchentes em Guaíra era constituída por tempestades espalhadas sobre toda a bacia do rio Paraná durante os primeiros meses, resultando em altas vazões de base e picos de descarga desde a bacia superior, seguida de tempestades concentradas na parte inferior da bacia. Era essa combinação que produziria o maior pico de vazão em Guaíra. Por essa razão, foi realizado um estudo separado sobre a média das precipitações abrangendo somente a parte inferior da bacia, desde a bacia do

Tabela 2.5 Máxima precipitação média (mm) sobre a totalidade da bacia e ano de ocorrência

Classificação	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.
1	258	284	379	364	293	266	201
	1930	1939	1926	1951	1964	1926	1926
2	223	256	328	355	288	247	177
	1937	1937	1936	1929	1929	1928	1956
3	222	241	326	336	285	241	161
	1965	1925	1932	1926	1940	1952	1942

Tabela 2.6 Máxima precipitação média (mm) na bacia inferior e ano de ocorrência

Classificação	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.
1	329	340	292	350	362	241	230
	1930	1939	1934	1926	1946	1928	1956
2	276	260	262	322	279	216	211
	1935	1963	1930	1929	1947	1946	1961
3	248	232	257	315	259	204	185
	1928	1937	1926	1951	1964	1956	1965

Tabela 2.7 Sequência de 7 meses da tempestade de projeto e precipitação média na totalidade da bacia (mm).

	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.
Ano	1930	1939	1926	1951	1964	1928	1956
Precipitação	258	284	379	364	293	247	177

Paranapanema para o sul, proporcionando os resultados da Tabela 2.6.

Estimou-se que o pico da vazão ocorreria entre janeiro e fevereiro na bacia superior e em março ou abril na bacia inferior; ou seja, altas vazões em fevereiro, vindas da bacia média e superior combinando-se com altas vazões da bacia inferior em março e abril. A máxima precipitação média na bacia em fevereiro de 1964 concentrou-se na bacia média e superior. Para se adequar às condições descritas acima, a seleção do mês de fevereiro de 1964 para a tempestade de projeto foi seguida pelos meses de março de 1928 e abril de 1956 com a máxima precipitação média na parte inferior da bacia.

Os meses de março e abril selecionados foram os que obtiveram a segunda máxima classificação para a precipitação média sobre a totalidade da bacia. De modo que na sequência total de 7 meses selecionada constavam outubro de 1930, novembro de 1939, dezembro de 1926, janeiro de 1951, fevereiro de 1964, março de 1928 e abril de 1956. Veja Tabela 2.7.

Escoamento proveniente de chuvas. O escoamento na bacia depende não somente do volume de chuva, mas

também da cobertura vegetal, do regime de evapotranspiração, da taxa de infiltração, da capacidade de armazenamento de umidade do solo, da quantidade de umidade armazenada, do armazenamento em superfície, do regime de defluência do aquífero, das perdas causadas por percolações profundas e outros fatores. Muitos desses parâmetros estão correlacionados.

Baseado no Modelo Stanford Watershed foi desenvolvido um programa de computador para avaliar a umidade em cada bacia secundária. Os dados de entrada eram fornecidos pelas precipitações diárias. Os dados de saída eram o valor líquido de precipitação disponível para escoamento superficial e valor líquido da umidade para o escoamento do aquífero. O valor líquido da chuva disponível para escoamento superficial foi distribuído para escoamento de canal através do método do hidrograma unitário, foram consideradas as contribuições para a vazão de base, procedentes do lençol freático e do armazenamento nas margens, e finalmente calculado o escoamento total na saída da bacia.

As características de armazenamento de umidade do solo das sub-bacias, seu índice de infiltração e outros

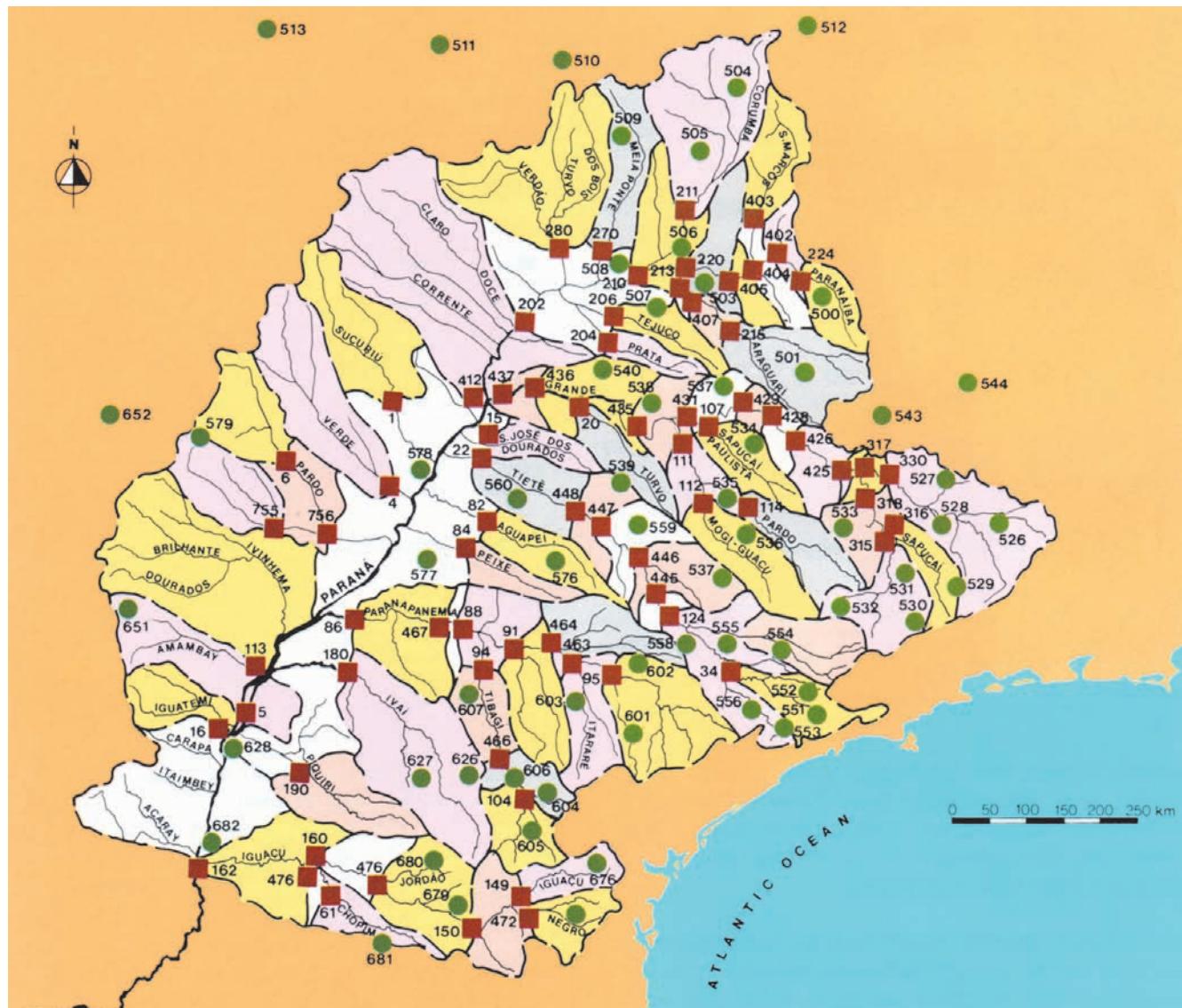


Fig.2.10 Mapa das sub-bacias (os números se referem aos locais selecionados na fase do estudo de viabilidade).

- Localização e número da sub-bacia selecionada no estudo da enchente de projeto do vertedouro
 - Estação pluviométrica usada no estudo da enchente de projeto e número de estação
 - Sub-bacias para as quais foram usados hidrogramas unitários para o cálculo do escoamento
 - Sub-bacias para as quais o escoamento foi avaliado de forma proporcional

parâmetros foram determinados por aproximações sucessivas em estudos de calibragem, levando em conta dados de escoamentos conhecidos provenientes das sub-bacias com registros de cheias, e para as restantes sub-bacias estimados a partir dos resultados calibrados. A Fig. 2.10 apresenta as configurações da totalidade das sub-bacias e indica as que foram usadas na calibragem.

A vazão das sub-bacias foi computada na direção de

montante para jusante, recorrendo-se ao método Muskingum de propagação rio abaixo culminando na defluência de cada bacia importante do rio Paraná (Paraná, Grande, Tietê, Paranapanema e Iguacu).

Cada bacia importante foi calibrada usando a precipitação durante o período de outubro de 1958 a abril de 1959. Este período foi escolhido devido à boa cobertura dos dados de precipitação e à pequena

regularização das vazões, com exceção do controle do reservatório de Peixoto no rio Grande, cujos efeitos foram considerados desprezíveis.

A vazão computada foi plotada num gráfico juntamente com a vazão observada nas estações fluviométricas mostradas na Tabela 2.8 e na Fig. 2.2. Foram feitos ajustes nos coeficientes de escoamento dos canais e nos coeficientes das sub-bacias para as áreas onde foram usados valores estimados, até que fosse obtida uma aproximação satisfatória entre hidrogramas computados e observados.

Tabela 2.8 Vazões nas estações fluviométricas usadas para calibragem do modelo da bacia

Nº do Limnímetro	Rio	Localização
220	Paranaíba	Ponte Veloso
210	Paranaíba	Itumbiara
317	Grande	São José da Barra
303	Grande	Porto José Américo
124	Tietê	Barra Bonita
22	Tietê	Lussanvira
95	Paranapanema	Piraju
94	Tibagi	Jataizinho
88	Paranapanema	Balsa do Paranapanema
150	Iguaçu	União da Vitória
160	Iguaçu	Salto Osório
12	Paraná	Jupiá Ponte
6	Pardo	Mimoso
180	Ivaí	Porto Paraíso do Norte
123	Paraná	Guaíra
195	Paraná	Posadas

Depois de calcular a defluência de todas as bacias importantes, as defluências das bacias do Paranaíba e do rio Grande foram combinadas, as defluências das outras sub-bacias tributárias do rio Paraná calculadas e as afluências de outras bacias importantes acrescentadas na sequência de montante para jusante. Foram assim calculadas as vazões de enchente na área de estudo.

Os reservatórios reduzem o tempo de propagação das enchentes necessário para percorrer a distância correspondente ao leito natural do rio. De modo que, se um reservatório encontra-se cheio, o pico da enchente chegará em menos tempo do que nas condições naturais

do rio sem reservatório, devido à maior velocidade de propagação através do reservatório. Se os reservatórios invadem os leitos do rio nas sub-bacias, a velocidade de escoamento nas sub-bacias também aumenta. Por outro lado, o armazenamento da água da enchente no remanso que se forma a montante do reservatório e o acúmulo obtido ao permitir sobrecarga no nível do reservatório tendem a reduzir os picos de vazão das cheias. Por essa razão, a vazão de projeto foi computada para a condição natural do rio, sem reservatório, e para o nível final de aproveitamento, com todos os reservatórios construídos. Também para o nível final de aproveitamento, o hidrograma da enchente de projeto foi computado com e sem o reservatório de Ilha Grande, com o intuito de determinar o efeito do reservatório de Ilha Grande, somente no pico da vazão a jusante.

No local de Itaipu, os picos das vazões computados para a afluência da EMP foram:

- Condição natural: 53.800 m³/s;
- Aproveitamento final sem Ilha Grande: 61.370 m³/s;
- Aproveitamento final com Ilha Grande: 72.020 m³/s.

A Fig. 2.11 mostra os gráficos dos três hidrogramas da EMP afluente. O pico da vazão para a condição de aproveitamento final com Ilha Grande ultrapassa a vazão em condições naturais em 34%, devido, principalmente, à redução do tempo de propagação da vazão vinda de todas as partes da bacia a montante do rio Paranapanema, e uma maior sincronização entre a cheia vinda a montante do Paranapanema e o alto pico da vazão do próprio Paranapanema.

Estudos de amortecimento da EMP de 72.020 m³/s através do reservatório de Itaipu deram como resultado uma capacidade de projeto do vertedouro de 62.600 m³/s.

ESTUDOS DA FREQUÊNCIA DAS ENCHENTES

Os picos das vazões das cheias e os níveis máximos da água no local do projeto para uma série de tempos de recorrência, durante diferentes estações do ano, foram determinados para estabelecer os níveis da crista das enseadeiras e a capacidade de descarga das obras de desvio do rio. Os dados básicos usados para calcular as curvas de frequência foram as vazões diárias em Guaíra (1921-1971), os níveis diários de água em Foz do Iguaçu (1934-1971) e as relações estabelecidas entre as vazões e os níveis de água entre Guaíra, Itaipu e Foz do Iguaçu.

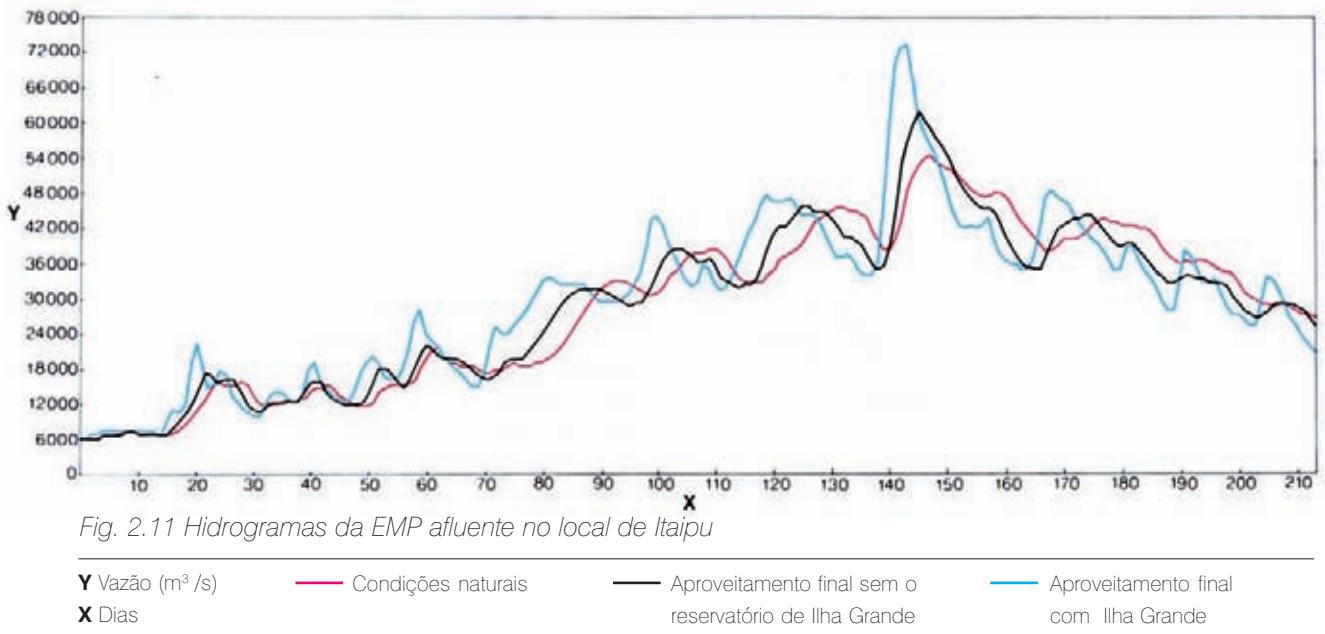


Fig. 2.11 Hidrogramas da EMP afluente no local de Itaipu

Y Vazão (m^3/s)	Condições naturais	Aproveitamento final sem o reservatório de Ilha Grande	Aproveitamento final com Ilha Grande
X Dias			

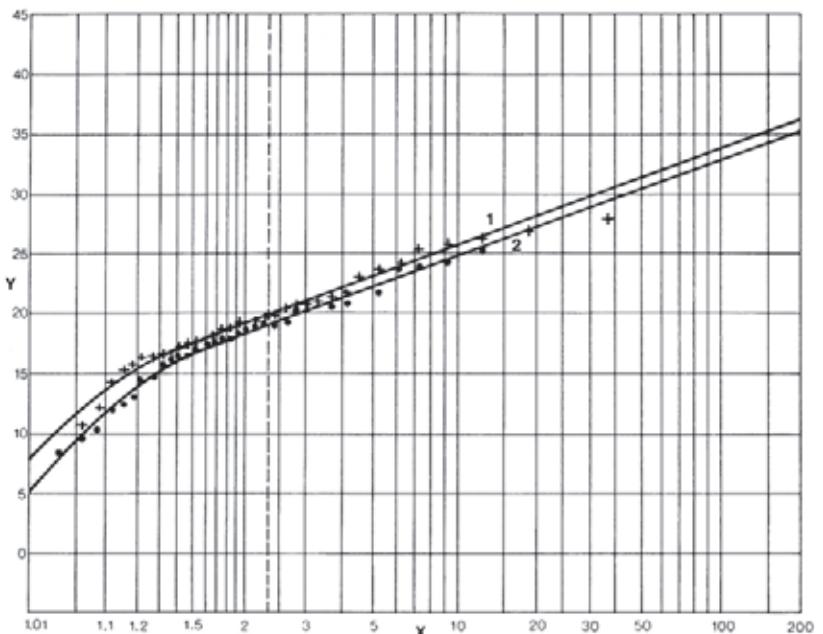


Fig. 2.12 Curvas de frequência anual das máximas vazões médias diárias

Y Vazão ($10^3 m^3/s$)	
X Freqüência (anos)	
1 Máxima vazão média diária	
2 Vazão no dia do máximo nível de água médio diário	

As curvas de frequência das máximas vazões médias diárias, para cada mês em Itaipu, foram preparadas para atender a duas condições:

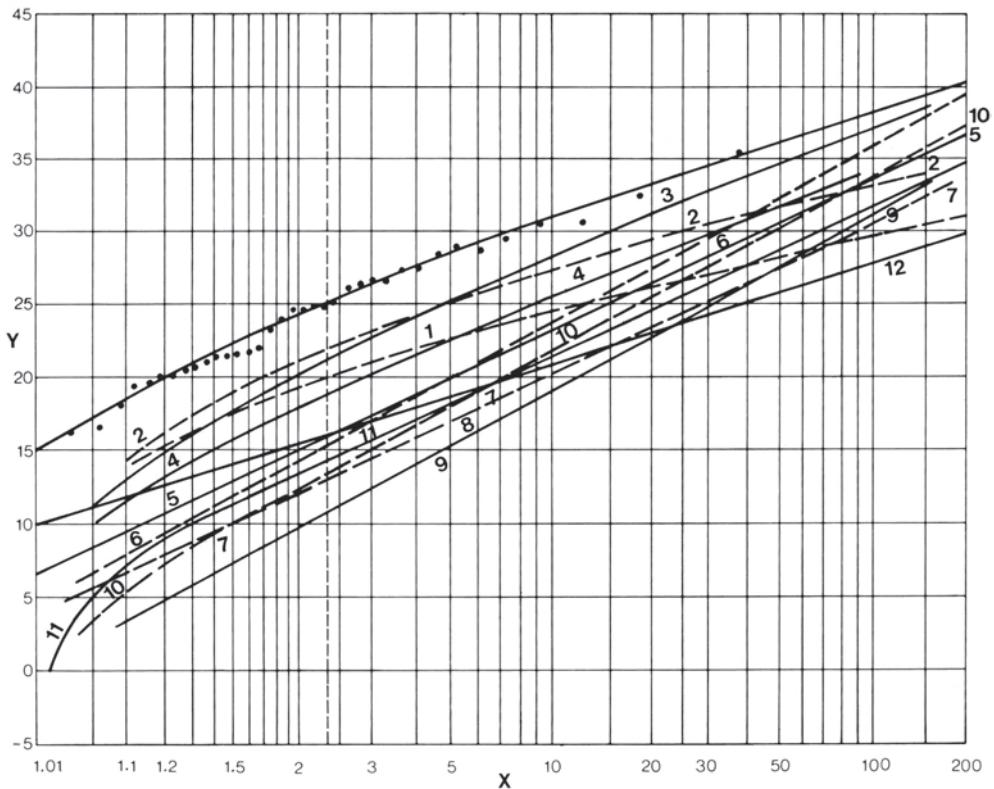
- Para a vazão diária no local, no dia de nível máximo de água, a qual se admitiu ser o de Guaíra um dia antes, ajustada ao nível de aproveitamento de 1980.
 - Para a maior vazão diária em qualquer mês, sem considerar a altura do nível de água no local.
- Para se obter o pico em Itaipu, foram feitas correções

no pico de vazão registrado em Guaíra durante cada mês, subtraindo a vazão média registrada em Guaíra naquele mês da vazão média mensal em Itaipu (para o nível de aproveitamento de 1980) e acrescentando a vazão de pico em Guaíra.

A Fig. 2.12 mostra as curvas anuais de frequência das máximas vazões médias diárias para duas condições: vazão em época de nível máximo de água em Itaipu e máxima vazão, sem considerar o momento do máximo

Fig. 2.13 Níveis máximos de água registrados em Foz do Iguaçu, convertidos ao nível de aproveitamento de 1980

Y Alturas limnímetricas (m)
X Intervalo de recorrência (anos)
1 Janeiro
2 Fevereiro
...
12 Dezembro
• Pontos anuais



nível de água. A curva superior determinava a vazão máxima nos estudos para o desvio do rio, caso o nível da água não fosse crítico.

A Fig. 2.13 apresenta as curvas anuais e mensais do nível máximo de água em Foz do Iguaçu.

CAPACIDADE INSTALADA DA USINA

Estudos adicionais foram efetuados enfocando a otimização da capacidade instalada do projeto Itaipu, a melhor relação entre o número e tamanho de unidades e a energia firme de Itaipu nos três estágios de aproveitamento.

A energia firme é definida como a mínima energia média disponível de forma contínua para transmissão em Itaipu; sendo uma média de geração mensal hipotética em Itaipu ao longo do período histórico de menor vazão de água no rio Paraná (período de vazão crítica) encontrada no estudo, conforme o que segue:

- Todos os estágios sem rebaixamento do nível do reservatório desde maio de 1952 a novembro de 1955.
- Aproveitamento final com rebaixamento do reservatório desde maio de 1952 a novembro de 1956.

A energia secundária é aquela adicional acima da energia firme e que é disponível somente durante parte do tempo.

Nos estudos, foram considerados três tamanhos de

geradores: 700 MW, 750 MW e 800 MW. O número de unidades variava desde um mínimo de 14 para operação com carga de base, até um máximo de 24.

A Tabela 2.9 traz a comparação de geração de energia de nove alternativas.

Os custos das alternativas de usinas foram baseados nos cálculos preliminares do projeto básico. Foram incluídos os custos das linhas de transmissão até os centros de consumo.

A Tabela 2.10 mostra o resumo dos custos relativos ao capital e à operação anual, à manutenção e reposição (O&M) para cada uma das alternativas.

Para a avaliação das vantagens econômicas, levou-se em conta tanto o custo do capital de uma usina térmica alternativa da mesma capacidade quanto o custo do combustível para uma alternativa térmica para a mesma produção de energia.

Todos os custos futuros e benefícios foram atualizados à razão de uma taxa de desconto de 12% ao ano a partir da data de entrada em operação da totalidade da usina. A Tabela 2.11 mostra os custos relativos incrementais, os benefícios incrementais, incluindo tanto quanto excluindo a energia secundária, os benefícios líquidos, como também a relação custo/benefício baseada nos custos totais e benefícios totais.

Tabela 2.9 Geração de energia das alternativas de máquinas (MW)

Alternativa de máquinas	Capacidade confiável		Potência firme		Potência total	
	Local*	Carga	Local	Carga	Local	Carga
14x700	7280	6843	6945	6667	7465	7166
14x750	7280	6843	7000	6720	7640	7334
14x800	7280	6843	7030	6749	7787	7476
18x700	9360	8798	7064	6781	8042	7720
18x750	9360	8798	7040	6758	8160	7834
18x800	9360	8798	7035	6754	8260	7930
24x700	12480	11731	7015	6734	8444	8106
24x750	12480	11731	6995	6715	8500	8160
24x800	12480	11731	6980	6701	8540	8198

* Sem levar em conta os efeitos do canal de fuga

Tabela 2.10 Custo das alternativas de máquinas (USD 10⁶)
– Novembro de 1973

Alternativa de máquinas	Barragem e usina			Transmissão	
	Construção	Capital	O&M/ano	Capital	O&M/ano
14x700	2128	2884	27,29	613	5,73
14x750	2145	2907	27,66	657	6,14
14x800	2162	2930	28,04	701	6,55
18x700	2317	3076	32,17	788	7,36
18x750	2338	3104	32,64	845	7,89
18x800	2360	3133	33,11	901	8,42
24x700	2779	3689	41,07	1051	9,82
24x750	2808	3727	41,70	1126	10,52
24x800	2836	3765	42,33	1201	11,22

Os resultados das comparações econômicas favoreceram a proposta de uma instalação de 12.600 MW (18 unidades x 700 MW), porque o fato de estar baseada na energia firme maximizava os benefícios líquidos e, também, apresentava a maior relação benefício/custo. Usando-se a energia total (firme e secundária), os valores do benefício líquido demonstrariam a viabilidade de uma instalação maior; mas, nas condições de 1973 e, tudo indicava, durante vários anos depois de terminado o projeto, a absorção de energia secundária no sistema energético não se justificaria economicamente.

Foram efetuados estudos detalhados da operação para o projeto de Itaipu, levando em conta a geração hidrelétrica nas usinas dos reservatórios a montante, o fator de carga do sistema, as centrais térmicas e as exigências de energia firme do sistema, com hipótese de algum, ou nenhum deplecionamento em Itaipu.

Um modelo matemático abrangente foi desenvolvido para simular o sistema de regularização hídrica e produção integrada de energia do sudeste do Brasil. Cada usina no sistema foi modelada e sua geração mensal de energia e capacidade de pico simulada com base nas vazões afluentes, no armazenamento e nos deplecionamentos dos reservatórios e descargas das usinas. Todos os reservatórios foram operados em conjunto de modo que a capacidade de pico e a potência gerada pelo sistema energético satisfizessem as necessidades do mês no que se refere à demanda de ponta e à carga base do sistema. A meta principal do modelo matemático era determinar a máxima energia firme das usinas individuais e como integrar as usinas térmicas na operação do sistema durante o período crítico de

estiagem. Isso definiu a melhor utilização de armazenamento do reservatório em condições de seca e propiciou indicações para o planejamento da expansão do sistema energético face ao crescimento da demanda de carga.

No programa de regularização do sistema hídrico, todos os dados da usina e do reservatório, restrições de operação, curvas de regulação do reservatório, configurações e coeficientes de carga, afluências e defluências, requisitos de geração mínima e de descargas foram compilados e modelados individualmente.

Os três níveis de aproveitamento da bacia do rio Paraná foram analisados com simulações mensais do período de 40 anos de registros de vazões fluviais. Foram simulados em detalhe o período crítico e a variação do número de

Tabela 2.11 Valor atual (12%) dos custos incrementais e benefícios (USD 10⁶)

Alternativa de máquinas	Custo incremental atual	Benefício incremental				Valor/energia total			
		Valor/potência firme		rel. B/C		Valor atual		rel. B/C	
		Benefício	Benef. líquido			Benefício	Benef. líquido		
14x700	0	0	0	1,79		0	0	1,88	
14x750	73	37	-35	1,74		119	46	1,86	
14x800	147	58	-88	1,73		220	73	1,87	
18x700	421	648	227	1,76		962	540	1,92	
18x750	514	632	117	1,72		1042	528	1,90	
18x800	607	628	21	1,68		1111	503	1,87	
24x700	1391	1465	74	1,59		2087	696	1,78	
24x750	1515	1451	-63	1,55		2126	610	1,74	
24x800	1639	1441	-198	1,51		2153	513	1,71	

unidades geradoras (capacidades instaladas) em Itaipu para dar conta do aproveitamento em duas etapas, ou seja, uma carga inicial de 14.700 MW no leito do rio e quatro unidades adicionais no canal de desvio. A Fig. 2.14 mostra as típicas curvas de operação obtidas, cujos estudos levaram às seguintes conclusões.

Nível de aproveitamento de 1982. A potência firme aumentava conforme crescia a capacidade instalada de 9.800 MW a 11.200 MW, daí em diante permanecia aproximadamente igual para capacidades até 12.600 MW. A potência firme mais elevada produzida era 7.075 MW para 11.200 MW (16 unidades x 700 MW) instaladas, reduzindo-se a 7.069 MW para 12.600 MW (18 unidades x 700 MW), com volume de armazenamento útil no reservatório.

A potência firme crescia com o aumento do valor do volume útil ou rebaixamento admissível até o ponto em que começava a diminuir por causa da operação com carga hidráulica inferior e altos níveis no canal de fuga, devido às maiores descargas necessárias para a mesma produção, com carga hidráulica inferior.

Quando operada a fio d'água, ou seja, sem rebaixamento do nível no reservatório de Itaipu, a potência firme era 6.907 MW e 6.945 MW para as capacidades instaladas de 9.800 MW e 12.600 MW, respectivamente.

Níveis de aproveitamento intermediário e final. Para o nível intermediário de aproveitamento (com capacidade

instalada de 12.600 MW), a potência firme em Itaipu com rebaixamento do reservatório diminuía para 6.942 MW, por causa do aumento da evaporação e perda de água daqueles novos reservatórios situados a montante, os quais não contribuíam para um armazenamento adicional significativo. No entanto, nas condições de nível final de aproveitamento, o máximo de potência firme de Itaipu, com rebaixamento do reservatório, aumentava para 7.125 MW, devido ao fato de uma quantidade substancial de armazenamento líquido aproveitável foi fornecido por alguns novos grandes reservatórios.

Deplecionamento do reservatório. Os estudos abrangentes de operação do sistema indicavam que, para o inteiro período de 40 anos de vazões, o deplecionamento hipotético do nível do reservatório de Itaipu ocorreria somente durante o período de vazões crítico, ou seja de maio de 1952 a novembro de 1955 (níveis de aproveitamento 1982 e intermediário) e de maio de 1952 até novembro de 1956 (para o nível final). Além desse período, em apenas dois outros anos ocorreria um deplecionamento parcial do nível do reservatório. Para o nível de aproveitamento de 1982, a capacidade mínima de ponta de Itaipu com um armazenamento útil de 18.9 x 10⁹m³ seria controlada pelo salto hidráulico no menor nível de rebaixamento do reservatório. Para uma instalação de 9800 MW, a capacidade mínima de ponta seria de 7.670 MW e para 12.600 MW seria de 9.270 MW.

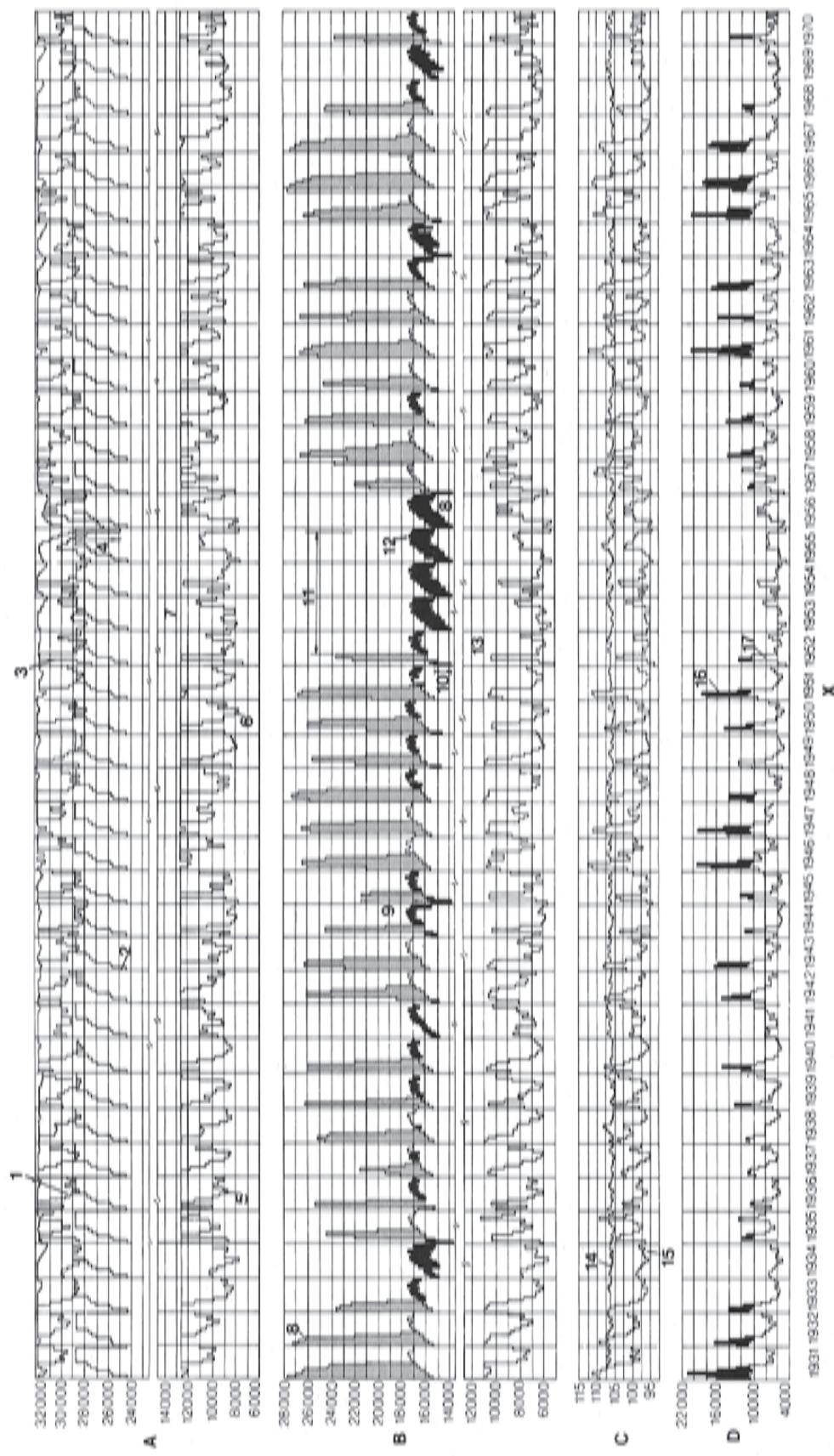


Fig. 2.14 Curvas típicas de uso

- | | | | |
|--|---|---|---|
| X Anos | 1 Capacidade de ponta do sistema para capacidade mínima de ponta de Itaipu | 5 Capacidade mínima de ponta controlada pelos níveis altos do canal de fuga | 10 Geração térmica |
| A Capacidade de ponta (MW) | 2 Carga de ponta do sistema | 6 Ponta de Itaipu com a máxima diferença de 4m entre níveis médios e máximos do canal de fuga | 11 Período crítico |
| B Capacidade energética (MW) | 3 Ponta do sistema | 7 Ponta de Itaipu | 12 Carga de energia do sistema |
| C Nível do canal de fuga (m) | 4 Déficit de ponta com a limitação de 4m na diferença de nível do canal de fuga | 8 Geração do sistema hídrico | 13 Níveis máximos do canal de fuga |
| D Vazão affluent e vertida (m ³ /s) | 9 Energia secundária excedente | 14 Níveis médios mensais do canal de fuga | 15 Níveis médios mensais do canal de fuga |
| | | 16 Vertimentos | 17 Vazão affluent a Itaipu |

Ao operar Itaipu como uma usina a fio d'água, a capacidade mínima de ponta era beneficiada por um constante nível d'água elevado no reservatório, mas era levemente prejudicada por uma cota elevada no canal de fuga durante a operação de ponta temporária. No entanto, os estudos de operação demonstraram que quando a capacidade de ponta de todo o sistema era crítica, Itaipu, ao operar como usina a fio d'água, podia produzir a plena capacidade instalada de 9.800 MW (14 unidades) e de 12.600 MW (18 unidades). Consequentemente, a melhor vantagem operacional proporcionada por Itaipu ao sistema integrado seria operá-la como uma usina a fio d'água, com flutuações no nível do reservatório apenas quando necessárias para armazenamento temporário. Embora a energia primária de 6.907 MW e de 6.945 MW com instalações de 14 unidades x 700 MW e de 18 unidades x 700 MW, respectivamente, fossem levemente menores do que aquelas com rebaixamento do reservatório, o ganho substancial na capacidade de ponta compensava de longe a pequena perda de potência firme para o sistema.

Para alcançar o máximo benefício da operação de ponta, as quatro unidades do canal de desvio deveriam ser instaladas tão logo o cronograma da construção permitisse, levando a capacidade plena da usina a 18 unidades.

ENSAIOS EM MODELO DE REGULARIZAÇÃO DO RIO E INSTALAÇÕES PARA A NAVEGAÇÃO

Modelo global do canal do rio

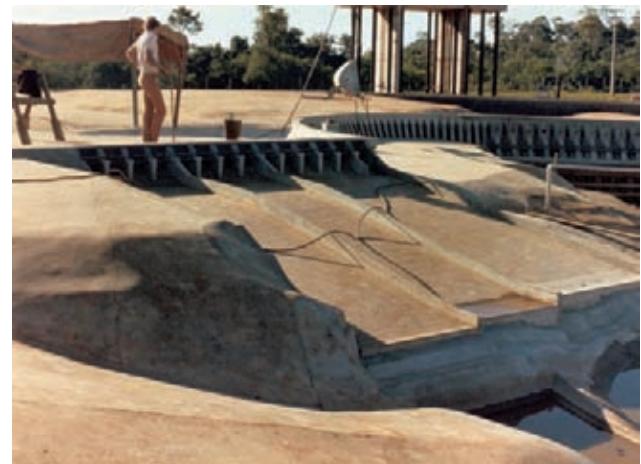
Um grande modelo hidráulico das instalações do projeto Itaipu e do rio Paraná foi construído no Laboratório de Hidráulica de Itaipu na margem direita. Com escalas horizontais e verticais de 1:100, o modelo reproduz um trecho de 27 km do rio Paraná, com início a 2,6 km a montante do eixo da barragem e extensão de 2,3 km a jusante da confluência com o rio Iguaçu, incluindo os afluentes rio Acaray e rio Monday. Todas as estruturas já construídas do projeto Itaipu estão reproduzidas no modelo.

Para se adequar à lei de Froude, as seguintes escalas foram aplicadas nos ensaios.

Dimensões físicas	1:100
Áreas	1:10.000
Velocidade e tempo	1:10
Vazão	1:100.000

A obra tem um comprimento total de 280 m, incluindo os 10 m do canal de saída e uma área de 5.500 m² modelada em concreto.

São três as comportas e os vertedouros, separados para controlar e medir as vazões do rio Paraná, Acaray e Iguaçu.



Laboratório hidráulico na margem direita

No modelo global, a regularização do rio foi testada nas seguintes condições de operação:

- Operação normal de Itaipu: várias condições de operação separadas e simultâneas da usina e do vertedouro.
- Condições excepcionais de enchente, estudo de várias combinações de vazão do vertedouro de Itaipu e do efeito do remanso causado pelas afluências do Iguaçu e Acaray que elevariam o nível do canal de fuga até El. 142. Níveis mais altos no canal de fuga inundariam a casa de força.
- Operação da usina, estudo da operação da usina para cumprir com as restrições que determinam que, em condições normais, as variações do nível d'água a jusante não deveriam superar 0,50m/hora.
- Influência do projeto Corpus; todos os testes citados acima foram efetuados com, ou sem, a barragem Corpus prevista a jusante.

Foi efetuada uma extensa série de testes para verificar a viabilidade das futuras instalações para a navegação nas duas margens. Os seguintes testes foram executados:

- Locais adequados para as entradas dos canais de navegação a jusante da barragem.
- Alinhamentos mais adequados dos canais e número mínimo de etapas ou degraus de eclusas considerado tecnicamente adequado.
- Dimensões das eclusas de navegação.
- Estudo das rotas dos comboios de balsas pela obra de navegação.

Testes iniciais demonstraram que as condições de acesso ou entrada para as manobras de comboios de balsas seriam dificultadas pela forte correnteza e pelas altas velocidades nas áreas de entrada. Posteriormente, foram efetuados testes para estudar o tamanho e a localização de muros-guia ou espiões que desviariam a correnteza, oferecendo condições de águas relativamente calmas nas entradas. Após vários testes, os seguintes espiões atenderam a essa finalidade:

- Para a margem direita, 100 m de comprimento e um volume de 8.000 m³.
- Para a margem esquerda, 170 m de comprimento e um volume de 112.000 m³.

Na margem direita, as condições na entrada superior do canal de navegação, ou seja, a do reservatório, também foram estudadas no modelo. O objetivo era assegurar que a operação do vertedouro não afetasse a segurança do trânsito através da obra de navegação.

Testes do modelo de eclusas

Um modelo foi construído na escala 1:25 dentro de um galpão para testar o projeto hidráulico de uma típica eclusa para navegação com as seguintes características principais:

Volume máximo da câmara	156.795m ³
Elevação máxima	43,92 m
Velocidade da variação do nível d'água	3,5m/min
Velocidade da água nas entradas	1,5m/s
Velocidade da água nos túneis de abastecimento	12,5m/s
Velocidade de enchimento	208m ³ /s
Tempo para esvaziar a câmara	12,5 min.
Tempo para abrir a comporta	4 min.

Dimensões da câmara:

	Protótipo	Modelo
Comprimento	210 m	8,40 m
Largura	17 m	0,68 m
Altura	48,92 m	1,957 m

Serão feitos testes adicionais para aperfeiçoar o projeto das instalações de navegação.

UNIDADES GERADORAS PRINCIPAIS

Turbinas

Os estudos econômicos e operacionais haviam indicado uma capacidade instalada para Itaipu de 18 unidades x 700 MW, a qual também se adaptava bem aos arranjos do projeto proposto.

Foi prevista uma queda líquida para as turbinas, variando entre 90 e 124 m com uma possível queda nominal de 108 m para uma turbina com potência nominal de 715 MW (que corresponde a uma potência nominal do gerador de 700 MW). Era, portanto, irrefutável que a turbina seria do tipo fluxo misto, com pás fixas (Francis) e que seu arranjo seria vertical, ou seja, com o gerador sobre a turbina. No que se refere às características hidráulicas, a tecnologia das turbinas Francis era bem comprovada, no entanto, as unidades propostas para Itaipu seriam entre as maiores do mundo, causando especial preocupação acerca do seu arranjo mecânico, sua fabricação e montagem.

As preocupações relativas aos potenciais problemas de fabricação foram exacerbadas pelo fato de uma grande porcentagem do fornecimento vir a ser fabricada no Brasil e no Paraguai, que, naquela época, haviam produzido turbina

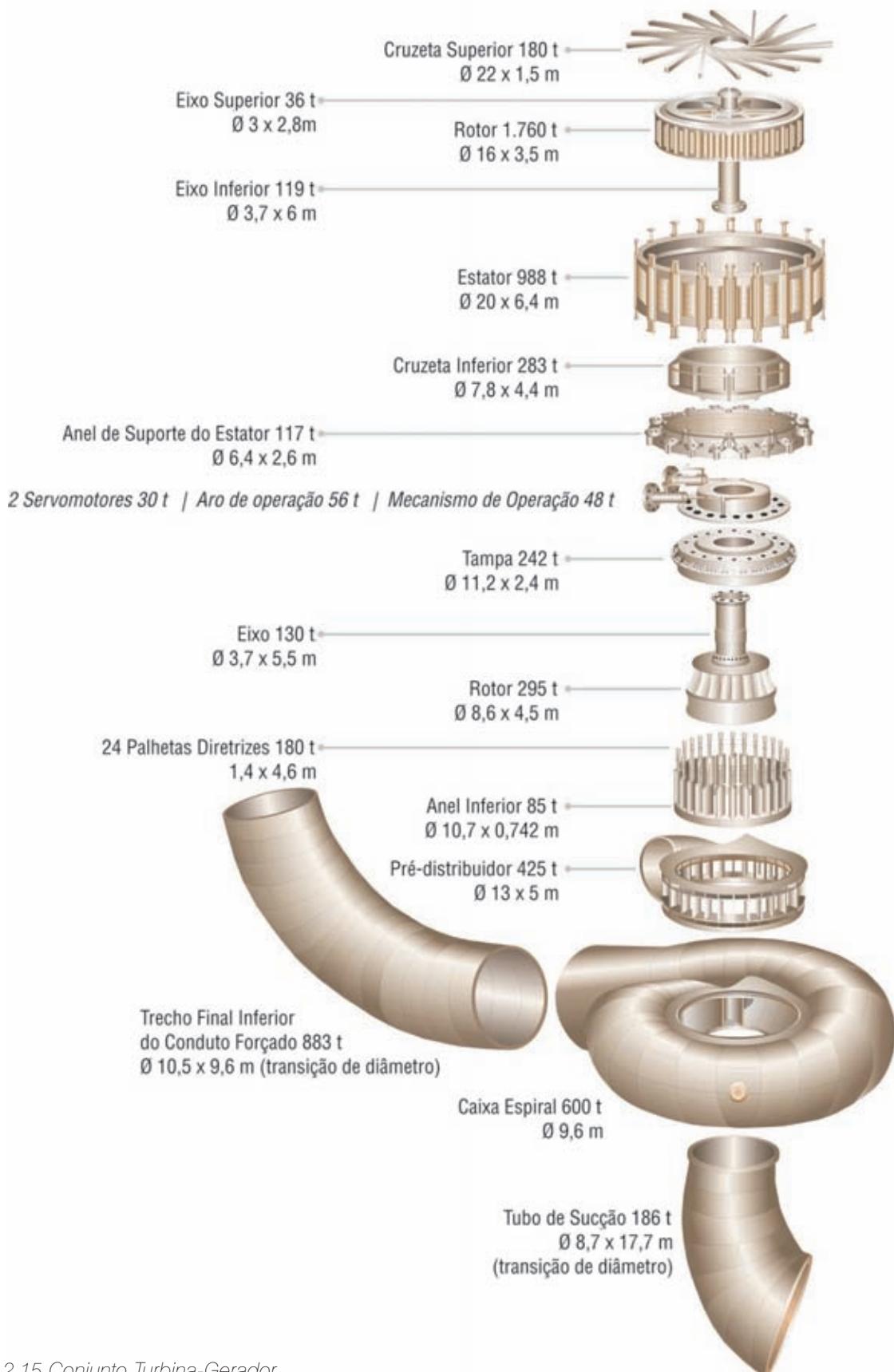


Fig. 2.15 Conjunto Turbina-Gerador

Francis de apenas 440 MW (Itumbiara). Um questionário foi enviado a todos os principais fabricantes e operadores de grandes turbinas hidráulicas no mundo, que, junto com visitas a projetos e fabricantes selecionados, serviram de base para um relatório global sobre o estado atual da técnica e tendências na área. Entre as questões a serem resolvidas constavam as seguintes:

- Velocidade de rotação
- Localização da turbina
- Eficiência prevista
- Características de funcionamento com carga parcial e carga baixa
- Dimensões de projeto
- Fabricação do rotor
- Número de mancais e localização do suporte do mancal de escora
- Tipo de sistema de servomotor das palhetas diretrizes do distribuidor

As principais conclusões e recomendações do estudo foram as seguintes:

Velocidade de rotação. O critério para determinar a velocidade de rotação de uma turbina hidráulica é a

velocidade específica versus a curva experimental da queda; veja Fig. 2.16. Turbinas com a mesma velocidade específica, operando com a mesma queda, possuem as mesmas características hidráulicas e estão sujeitas às mesmas forças e tensões. Portanto, desta forma uma turbina menor pode servir como precedente para uma unidade grande. No entanto, para as unidades grandes, a tendência seria a de projetar maiores velocidades específicas para uma mesma queda, com a finalidade de reduzir as dimensões e, então, o custo da turbina e, até certo ponto, da casa de máquina. Isso aumenta as velocidades e as forças dinâmicas e, em consequência, leva o projeto da turbina além dos precedentes conhecidos. Ponderando o custo e a cautela, a velocidade específica das unidades de Itaipu foi preliminarmente fixada em cerca de $242 \text{ rpm kW}^{1/2}/\text{m}^{5/4}$, resultando em uma velocidade de rotação de 85,7 rpm.

No caso de usar um rotor de duas velocidades ou rotores separados, para as duas frequências (veja a seção subsequente sobre a dupla frequência), então, essas turbinas girariam a 71,4 rpm para 50 Hz. O estudo reconheceu que essas velocidades eram conservadoras e, conforme progredia o projeto, tinham que ser reavaliadas.

Fig. 2.16 Velocidade específica de turbinas hidráulicas

Y Velocidade específica n_s

X Queda de projeto H (m)

K = constante da velocidade específica (K - fator métrico)

1 Itaipu

2 Grand Coulee

3 Grand Coulee III

4 Krasnoyarsk

5 Paulo Afonso III

6 Paulo Afonso IV

7 Ust Ilimsk

8 Estreito

9 Salto Osório

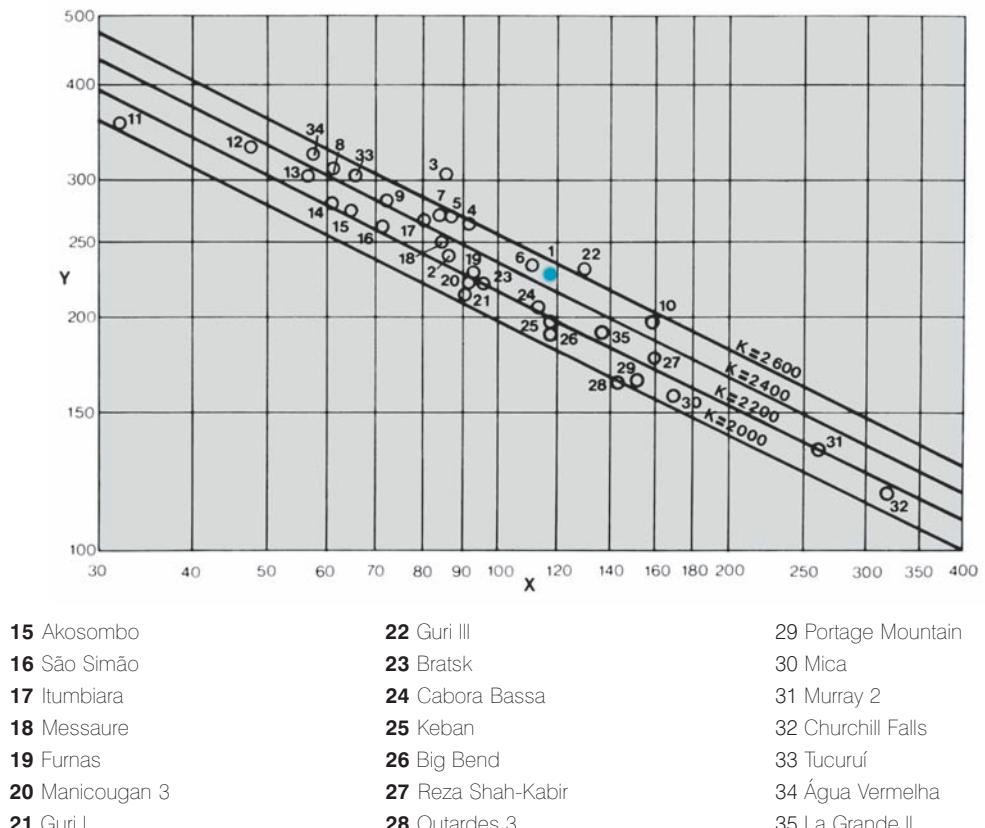
10 Tumut 3

11 Cachoeira Dourada

12 Ilha Solteira

13 Aswan

14 Marimbondo



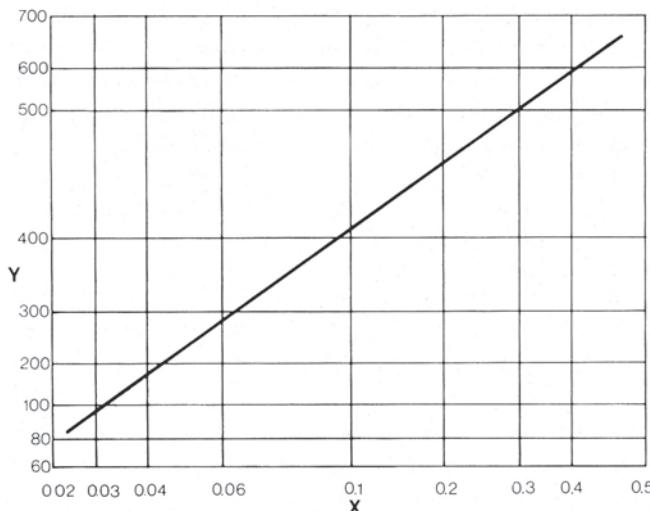


Fig. 2.17 Coeficiente de cavitação de Thoma

Y Velocidade específica n_s
 X Coeficiente de cavitação σ

Localização da turbina. As turbinas hidráulicas sofrem desgaste por cavitação que pode ser minimizado ao colocar o eixo da turbina mais baixo em relação ao canal de fuga. No entanto, quanto mais baixo o eixo da turbina, tanto mais dispendiosa será a escavação. Usando o coeficiente de cavitação de Thoma em relação às curvas específicas de velocidade, conforme Fig. 2.17, o eixo da turbina foi colocado na El. 87,5. Com esta localização, um rotor de turbina de aço doce poderia ser usado com um revestimento de aço inoxidável nas suas áreas críticas como proteção contra danos causados por cavitação.

Eficiência e desempenho. Esperava-se que a eficiência de uma turbina com estas dimensões fosse em torno de 94% quando nova, e com a adequada injeção de ar não se previa problemas com a operação na faixa de cargas requeridas para algumas das máquinas que deveriam alimentar o sistema paraguai de 50 Hz.

Não estava prevista a operação normal na faixa de 30 a 60% de carga, na qual as unidades Francis são afetadas por flutuações de pressão no tubo de sucção.

Projeto inicial. As seguintes características básicas da turbina foram recomendadas preliminarmente na fase de projeto de viabilidade:

- A caixa espiral seria fabricada com chapas de aço doce, laminadas e soldadas.

- A largura de cada unidade seria de 37m, conforme determinado pelas dimensões da caixa espiral.
- Com as velocidades previstas, o rotor da turbina teria um diâmetro de 9,8m e pesaria 4.400 kN. Essas grandes dimensões tornariam o deslocamento terrestre muito difícil e exigiria alguma fabricação no local da obra.
- O mancal de escora seria montado sobre a tampa da turbina.
- Seriam usados servomotores individuais para as palhetas diretrizes do distribuidor.

Geradores

Com base nas características descritas das turbinas, os geradores teriam uma potência nominal de 700 MW e operariam na velocidade de 85,7 rpm para o sistema de 60 Hz e 71,4 rpm para o de 50 Hz. Apesar de constarem entre os maiores do mundo, os geradores foram considerados enquadrados dentro da margem de experiência da indústria naquela época.

Foi realizada uma pesquisa entre os fabricantes e usuários para avaliar o projeto, a instalação e a experiência operacional com unidades idênticas. De especial interesse eram as características das unidades, capacidades nominais, aspectos do projeto e procedimentos de montagem.

Capacidade nominal e arranjo das turbinas. Foi escolhida uma potência de 635 MW para os geradores; uma capacidade de sobrecarga contínua de 10% dava uma potência nominal de 700 MW, e uma nominal adicional de curto prazo dava um valor máximo de 730 MW. O mancal de escora foi colocado debaixo do rotor, porém montado sobre a tampa da turbina, e foi previsto um mancal guia superior.

Eficiência e desempenho. O uso de enrolamento do estator resfriado a água melhorava a eficiência global até um valor previsto de 98,5% na faixa de operação de 635 a 700 MW.

Devido ao fato de na época do estudo de viabilidade ter-se proposto somente uma transmissão em corrente alternada, não eram requeridas diferenças significativas entre as unidades de 50 e 60 Hz, e eram estimados valores relativamente padronizados para a inércia e a reatância.

Projeto inicial. As seguintes características básicas foram recomendadas provisoriamente para os geradores:

- 84 polos a 85,7 rpm para operação de 60 Hz ou para 50 Hz a 71,4 rpm.
- Estator resfriado a água e rotor resfriado a ar.
- Estator empilhado e enrolado na obra, dentro do poço.
- Rotor armado na área de montagem.
- Sistema de excitação estática.
- Tensão de 23 kW nos bornes.

Foi proposto que uma das nove unidades de 50 Hz operaria inicialmente a 50 Hz, enquanto que as outras oito unidades operariam a 60 Hz. A conversão das oito unidades seria efetuada progressivamente à medida que evoluiria a demanda de carga em 50 Hz. Um conversor estático de frequência de 800 MW seria providenciado entre os sistemas de 50 Hz e de 60 Hz para permitir o ajuste fino da geração com as necessidades da carga e para apoiar a unidade de 50 Hz. Previa-se que as unidades da casa de força alimentariam os serviços auxiliares da central.

DUPLA FREQUÊNCIA

As diferenças entre as frequências, 60 Hz no Brasil e 50 Hz no Paraguai, junto com a baixa demanda de potência em 50 Hz durante as primeiras fases de operação do projeto, criavam um problema sério de como otimizar o fornecimento para os dois sistemas.

No inicio de 1973, foi preparado um relatório sobre as diferenças das frequências com base nas necessidades previstas do sistema paraguaio por um período de 20 anos a partir do início da operação em 1982. As alternativas estudadas foram:

1. A conversão do sistema paraguaio de 50 Hz para 60 Hz,
 2. Seis geradores de 100 MW trabalhando em 50 Hz, coaxiais com seis geradores de 700 MW e 60 Hz,
 3. Sete geradores de 100 MW de dupla frequência, 60/50 Hz,
 4. Sete conversores rotativos de frequência de 100 MW, 60/50 Hz,
 5. Cinco conversores estáticos de frequência de 125 MW, 60/50 Hz, para operação *back to back*,
 6. Cinco conversores estáticos de frequência de 125 MW, 60/50 Hz, para operação *back to back* e operação dos circuitos de transmissão de corrente contínua.
- As alternativas 3 a 6 incluíam geradores de 700 MW 60 Hz.

As alternativas que implicavam transmissão de corrente contínua a longa distância, no lado brasileiro, não foram incluídas porque a experiência mundial com grandes tiristores e transmissão de corrente contínua de alta tensão ainda era limitada e, por esse motivo, considerada de alto risco.

Do ponto de vista econômico, a solução mais conveniente consistia em converter o sistema paraguaio e, em segundo lugar, em instalar sete unidades geradoras de 100 MW, 60/50 Hz. Admitia-se, no entanto, que o estudo não se preocupava com os problemas do sistema nas etapas posteriores, ou seja, depois do ano de 2003, quando a demanda de 50 Hz poderia ser maior.

A conversão do Paraguai a 60 Hz não era politicamente aceitável por causa dos possíveis projetos futuros entre Paraguai e outras nações vizinhas que também geravam em 50 Hz. Além de que, devido à dificuldade para determinar com precisão o crescimento futuro no Paraguai, o fornecimento de uma instalação limitada de geração em 50 Hz em Itaipu não era aceitável. Portanto, em novembro de 1973, foi estabelecido um critério para um estudo que mantinha o sistema de 50 Hz no Paraguai e que resultaria numa simetria geral dos equipamentos em Itaipu com a metade da capacidade de geração instalada em cada frequência. O critério permitiu o aumento gradual no sistema de 50 Hz com o ajuste fino da produção de energia para se adequar à demanda de ambos os sistemas e para maiores intercâmbios de energia entre Paraguai e Brasil.

O critério básico levou à investigação de três alternativas principais:

1. Conversão estática, *back to back*, de 50 Hz a 60 Hz, envolvendo a metade da produção da central.
2. Unidades de velocidade constante e dupla frequência para a metade da central que poderiam ser mudadas gradualmente de 60 Hz para 50 Hz.
3. Unidades de duas velocidades para operar ou em 50 Hz ou em 60 Hz para a metade da central.

Nas alternativas 2 e 3 reconheceu-se que seria requerida uma capacidade de conversão equivalente a uma unidade (700 MW) entre os sistemas de 50 e 60 Hz para permitir a plena utilização da capacidade de geração.

Nesta etapa, não foi considerada como solução para a alternativa 1 a transmissão em corrente contínua para o sistema de 60 Hz até o centro da demanda de carga (foi, porém, estudada posteriormente e finalmente adotada).

Alternativa 1. Sabia-se que era tecnicamente viável a conversão estática da metade da produção da central de 50 Hz para 60 Hz. Apresentava também as vantagens de ser assíncrona e de permitir a máxima liberdade na seleção da turbina e do gerador para ambas as freqüências. Apesar de manter a eficiência das unidades geradoras, a conversão introduzia uma perda estimada em 3 a 3,5% e um requisito de fator de potência mais baixo para o gerador de 50 Hz.

A principal desvantagem, baseada numa conversão *back to back*, era o custo relativamente alto, estimado como sendo mais do dobro das outras alternativas.

Alternativa 2. Concluiu-se que as unidades de velocidade constante e de dupla frequência (50 e 60 Hz) eram tecnicamente viáveis, porém, raramente usadas no passado e nunca nas dimensões requeridas para este caso. A principal vantagem era que a turbina poderia ser selecionada para a velocidade utilizada e não era sujeita a mudança posterior. Essa alternativa considerava tanto a modificação da posição dos polos para efetuar a mudança de frequência (mudança lenta dos polos), como o recurso de fornecer dois jogos de polos intercambiáveis (mudança rápida dos polos).

A principal desvantagem da mudança lenta dos polos era que o estator e o rotor do gerador teriam que ser extensamente reformados caso se desejasse conservar as características e o desempenho da máquina. Isso poderia implicar numa nova conexão do enrolamento estatórico e da substituição do anel magnético do rotor. A alternativa da mudança rápida dos polos apresentava demasiados riscos nas condições tecnológicas naquele momento.

Alternativa 3. As unidades de duas velocidades (50 Hz e 60 Hz) foram consideradas tecnicamente viáveis e haviam sido usadas em vários casos no passado, embora nunca com as dimensões requeridas neste caso. A vantagem principal era que o gerador poderia ser projetado para preencher os requisitos de duas velocidades com alterações menores das características e do desempenho da máquina, sem estar sujeita a mudança posterior. A unidade também poderia mudar rapidamente de frequência. A principal desvantagem consistia na operação da roda da turbina numa velocidade diferente da sua velocidade de projeto; que poderia resultar em maior cavitação e menor eficiência. Considerou-se também a utilização de dois rotores diferentes para superar o problema.

Conforme observado anteriormente, as alternativas 2 e 3 requeriam a conversão estática com a capacidade de uma unidade entre os sistemas de 50 Hz e 60 Hz. Apesar disso ser tecnicamente factível, implicava virtualmente a introdução de toda a engenharia especializada da alternativa 1. Também foi considerado o emprego de conversores rotativos em seu lugar, porém, estes seriam de difícil utilização à medida que aumentavam o tamanho do sistema de 50 Hz e o conversor rotativo se tornava uma porcentagem menor da geração total em 50 Hz, quando as perturbações do sistema maior, pelo fato de serem de operação sincrônica, afetariam a estabilidade da sua operação.

Os resultados do estudo precedente tendiam a favorecer a alternativa 3, porém, reconheceram que os requisitos dos sistemas de transmissão brasileiro e paraguaio poderiam exercer um efeito importante. Observou-se também que o estudo havia sido restrinido por causa da limitação de tempo, e que as alternativas deveriam ser examinadas mais detalhadamente na etapa seguinte.

No final de 1973, os seguintes critérios foram estabelecidos como base para o estudo final de viabilidade de projeto (1974):

- Sistema de 50 Hz em 400 kV e 230 kV para o Paraguai.
- Sistema de 60 Hz em 750 kV para o Brasil.
- Metade da capacidade instalada seria de abastecimento variável para os sistemas de 50 e 60 Hz, incluindo o ajuste preciso diante da demanda.

Isso resultou no arranjo proposto com os bancos de transformadores dos geradores situados no lado de montante do pátio principal da casa de força e as linhas de transmissão estendidas desde o paramento de jusante da barragem. A limitação de espaço impedia a utilização do equipamento de manobra convencional externo; assim deveriam ser usados disjuntores de baixa tensão do gerador com nove linhas de 400 kV para 50 Hz e cinco linhas de 750 kV para o setor de 60 Hz.

Subestações separadas, 400 kV e 230 kV para 50 Hz e 750 kV, e 400 kV para 60 Hz, nas margens direita e esquerda, respectivamente, foram requeridas para a transformação adicional e para o equipamento de manobra em alta tensão, associadas a linhas de transmissão principais. Também era requerido um conversor estático de frequência de 700 MW entre as duas subestações. Esta solução foi proposta num relatório final

de viabilidade de 1974 e apresentada à Comissão Mista Técnica. Foi reconhecida, no entanto, a necessidade de um estudo adicional para otimizar as configurações da central visando satisfazer as necessidades dos dois sistemas.

Um dos problemas enfrentados por este arranjo era a sua complexidade, e também carecia de flexibilidade e fiabilidade operacional. No entanto, dispunha-se de tempo antes da tomada de decisão final, permitindo assim que se estudasse o desenvolvimento do equipamento de manobra de uma subestação isolada a gás GIS-SF₆ de 500 kV e os rápidos progressos no campo de transmissão de corrente contínua de alta tensão, os quais eventualmente justificariam uma reavaliação das alternativas possíveis.

Outras alternativas consideradas em 1975 foram:

- Alimentação em 50 Hz obtida por meio de conversão *back to back* efetuada em módulos de 350 MW, programados para serem instalados à medida que aumentava a carga de 50 Hz.
- A instalação de uma casa de força separada sobre a margem direita, alojando varias unidades geradoras de 350 MW, operando a 50 Hz. As capacidades nominais que integravam esta instalação seriam mais consistentes com a carga disponível em 50 Hz.

Ambas as alternativas foram julgadas politicamente inaceitáveis.

O uso de uma subestação do tipo GIS de 500 kV e uma voltagem de 500 kV comum para ambos os setores permitiria eliminar os disjuntores de baixa tensão dentro da casa de força e reduzir o tamanho do pátio de manobra ao ar livre e o número de linhas de transmissão. A disposição de uma só linha também melhoraria a flexibilidade e fiabilidade de operação. Além disso, foram reconhecidos os benefícios econômicos da transmissão a longa distância em corrente contínua de alta tensão (HVDC High Voltage Direct Current), em comparação com a instalação *back to back*.

Baseado nestas considerações, os arranjos da casa de força, das subestações e do sistema de transmissão foram revisados de modo que, para 1978, chegou-se a um acordo geral sobre os seguintes pontos:

- Subestação de 500 kV isolada a gás (GIS-SF₆) seria instalada na casa de força.
- Transmissão em 500 kV, usando quatro linhas para cada setor de frequência, levaria a energia até as áreas das margens direita e esquerda.
- 750 kV ca e ± 600 kV cc seriam usados para transmissão no Brasil.

- 230 kV ca e a futura linha de 500 kV ca seriam usados para a transmissão no Paraguai.

O arranjo geral selecionado com nove unidades geradoras de 50 Hz e nove de 60 Hz não requeria dispositivos para mudar a frequência. A energia seria fornecida às áreas de ambas as margens a 500 kV ca. A energia em 60 Hz seria elevada a 750 kV para transmissão aos centros de consumo. A energia de 50 Hz requerida no Paraguai seria reduzida inicialmente a 230 kV ca, com previsão de transmissão a 500 kV ca no futuro. A maior parte da energia de 50 Hz seria, inicialmente, transmitida a 500 kV ca até a margem esquerda para conversão a ± 600 kV cc para transmissão para a área de São Paulo.

A seleção desta configuração apresentava as seguintes vantagens:

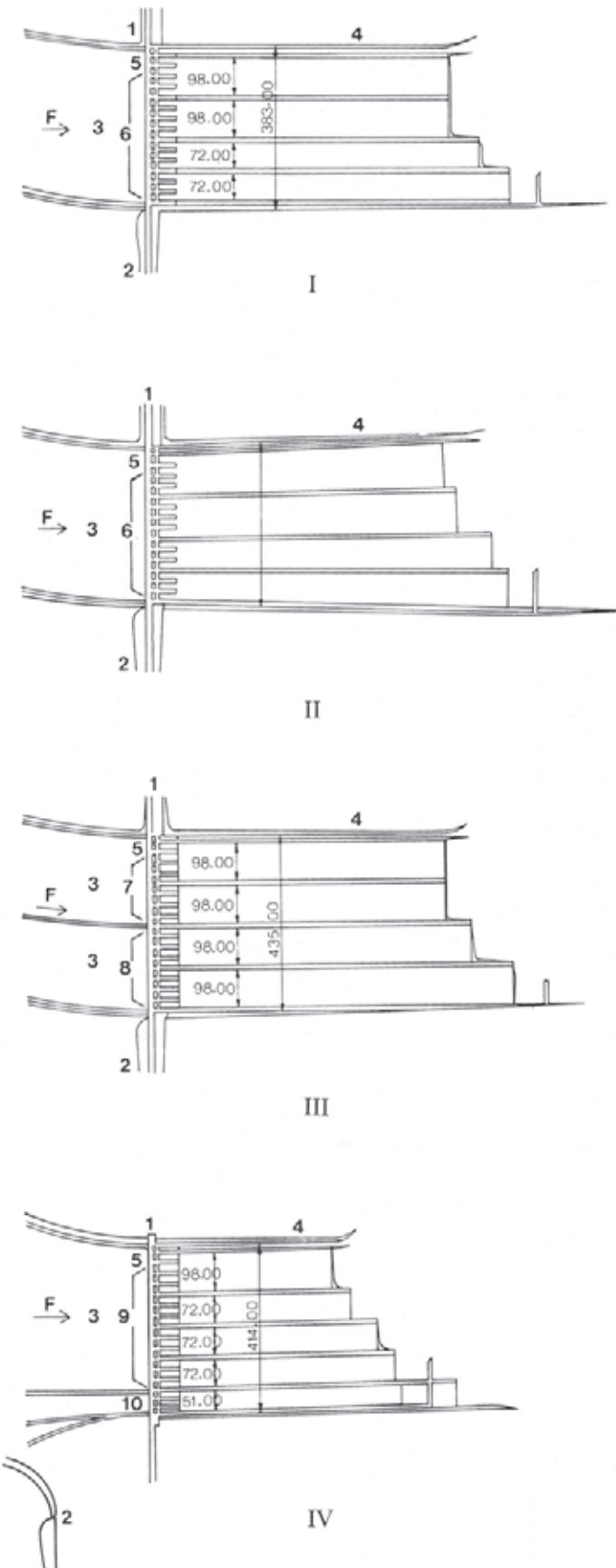
- Era politicamente aceitável para ambos os países.
- Maior flexibilidade por adequar-se ao futuro crescimento da utilização de energia no Paraguai.
- Sem restrições quanto às possíveis interconexões com outras nações vizinhas que geram em 50 Hz.
- Maior flexibilidade para a determinação das características das turbinas e geradores apropriados para cada frequência.
- Para o Brasil, ganhar-se-ia experiência com a transmissão e conversão em HVDC, de grande utilidade em outras áreas, especialmente de transmissão desde as futuras hidrelétricas na Amazônia até os centros de consumo do país.
- Não apresentava dificuldades técnicas importantes.

Apesar de não ser a solução de menor custo, a economia tanto no custo inicial como na eficiência das linhas de transmissão compensava parcialmente o custo da conversão e as perdas na conversão.

Surgiam complicações decorrentes do fato de muitos equipamentos auxiliares terem que operar com ambas as frequências, implicando circuitos de manobra e motores de frequência dupla, etc. Estas não foram consideradas como fatores importantes.

ARRANJO GERAL

Para o desvio do rio e a construção sem interrupção da casa de força e da barragem principal, determinou-se que a margem esquerda do rio era o local mais apropriado para um canal de desvio. O material escavado do canal de desvio seria totalmente utilizado na barragem de



enrocamento da margem esquerda e para a britagem do agregado para concreto. A escolha da localização da barragem principal, a casa de máquina única ao pé da barragem e das instalações de desvio na margem esquerda determinaram que o platô na margem direita seria o local lógico e econômico para o vertedouro. Uma vez determinada a configuração básica do projeto, estudos adicionais foram dedicados à elaboração deste arranjo para ser usado como base para o projeto final.

VERTEDOURO

Além de se harmonizar no arranjo geral do projeto, o vertedouro na margem direita apresentava as seguintes vantagens adicionais:

- Mínima interferência com a operação da central.
- A área entre o vertedouro e a casa de força poderia ser usada, no futuro, para uma possível casa de força adicional. Durante a construção, poderia ser usada para alojar instalações para produção de concreto, que de outra forma seriam de difícil localização.
- A construção do vertedouro seria independente da obra principal.

Quatro arranjos alternativos para localização do vertedouro na margem direita foram analisados e comparados, veja na Fig. 2.18.

Alternativa 1. Compreendia 14 comportas de 20 m x 20 m, do tipo radial, e rápidos em diversas elevações, com quatro calhas.

Fig. 2.18 Arranjos alternativos do vertedouro

- I** Alternativa 1 (muros paralelos)
 - II** Alternativa 2 (alargamento gradual das calhas)
 - III** Alternativa 3
 - IV** Alternativa 4 (Deslocada 220 m a jusante)
- 1** Barragem de concreto
2 Barragem de enrocamento
3 Canal de aproximação do vertedouro
4 Calha para troncos (9m)
5 Uma comporta de 9 x 4 m
6 Catorze comportas de 20 x 20 m
7 Oito comportas de 20 x 20 m
8 Oito comportas de 20 x 16,5 m
9 Treze comportas de 20 x 20 m
10 Três comportas de 13 x 13 m
F Direção do fluxo

Alternativa 2. Tinha o mesmo arranjo geral que a primeira alternativa, porém, em planta, as quatro calhas eram divergentes, com aumento gradual da largura para jusante, promovendo uma melhora potencial na dissipação de energia por meio de jatos mais largos.

Alternativa 3. A localização era a mesma, porém, compreendia oito comportas radiais principais de 20 x 20 m e oito comportas menores de serviço com 20 m de largura por 16,5 m de altura. Exigia uma estrutura mais comprida para o vertedouro e um rápido mais largo para acomodar o número adicional de comportas; porém, em relação à alternativa 1, a operação seria mais flexível e as condições para a dissipação de energia na saída seriam melhores.

Alternativa 4. Compreendia 13 comportas principais de 20 m x 20 m e três comportas auxiliares radiais de menor tamanho que ofereciam flexibilidade suficiente de operação. Foram colocadas cinco calhas paralelas separadas. A estrutura de controle foi deslocada em torno de 220 m para jusante em relação às outras alternativas, com redução correspondente no comprimento da calha de descarga; porém, a barragem lateral direita, que ligava a barragem principal ao vertedouro, era mais longa.

A avaliação final dos arranjos alternativos para o vertedouro baseava-se nos índices de custos comparativos, incluindo tanto as obras civis e os equipamentos mecânicos quanto a apreciação da adequação técnica. Os dados comparativos eram:

Item	Alternativas			
	1	2	3	4
Índice de custo (construção civil)	100	104	109	100
Flexibilidade de operação	Regular	Regular	Média	Boa

A alternativa 1 tinha aproximadamente o mesmo custo que a 4, com a vantagem de possuir comportas de tamanho uniforme. Porém, como no caso da alternativa 2, a flexibilidade de operação seria potencialmente restringida pelo fato de somente as comportas grandes estarem disponíveis. A alternativa 3 seria de operação mais flexível que as alternativas 1 e 2, porém, a um custo substancialmente mais elevado.

A alternativa 4 apresentava boa flexibilidade de operação, sem custo adicional comparada com a alternativa 1. Na comparação, os cálculos de custo incluíam o comprimento adicional da barragem lateral direita. Baseado nas considerações citadas acima, a alternativa 4 foi recomendada como a solução mais viável (sujeita a análises de custo adicionais e estudos em modelo hidráulico), porque preenchia satisfatoriamente os requisitos básicos do projeto quanto a capacidade, flexibilidade e economia. Este arranjo foi posteriormente alterado em consequência de estudos mais aprofundados. (Veja no Capítulo 8)

BARRAGENS

Eixo da barragem

Oito eixos alternativos foram pesquisados, englobando um trecho de 6 km do rio nas proximidades da Ilha Itaipu. Após uma avaliação preliminar, os quatro eixos seguintes foram selecionados para as análises finais de otimização:

- Eixo A1, cruzando o rio Paraná imediatamente a jusante da Ilha Itaipu, correspondendo ao arranjo geral utilizado nas primeiras fases dos estudos de viabilidade.
- Eixo A2, cerca de 300 m a jusante do eixo A1.
- Eixo C1a, cerca de 800 m a jusante do eixo A1.
- Eixo E, cerca de 3.100m a jusante do eixo A1.

As análises comparativas dos arranjos ao longo dos quatro eixos foram efetuadas levando em conta fatores econômicos e outras avaliações qualitativas para se obter uma apreciação global do valor relativo de cada alternativa.

As estimativas de custo foram preparadas de forma homogênea e incluíam uma margem para os fatores de difícil avaliação.

Os índices comparativos dos custos foram:

Eixo do arranjo	A1	A2	C1a	E
Índice de custos	100	93,6	91,5	96,0

A discriminação de fatores adicionais foi então considerada na avaliação final:

- A morfologia das ombreiras do local da barragem era menos favorável no eixo E para a incorporação de barragens laterais, extensões futuras da central e instalações para a obra, enquanto as melhores condições tenham sido encontradas no eixo C1a.
- A mais favorável batimetria para o local da barragem foi encontrada no eixo E.

- A construção das ensecadeiras e seu fechamento, que constituíam o item mais crítico para a execução do projeto, poderiam ser realizados em boas condições no eixo E devido à pouca profundidade da água nos locais a montante. O eixo A2 era o melhor para a construção das ensecadeiras.
- As condições geológicas para a fundação da barragem eram melhores no eixo E. Nos eixos a montante, as condições também eram boas, porém, alguns tratamentos especiais nas zonas de rochas mais fracas poderiam ser necessários.
- Não se esperava que a vazão do vertedouro tivesse efeitos negativos nos três eixos a montante. No entanto, o vertedouro no eixo E, perto de uma curva em forma de S, poderia implicar o elevado risco de uma forte erosão e a consequente formação de barras no rio; além disso, poderia colocar em perigo tanto a central de Acaray como as futuras instalações para a navegação situadas a pouca distância a jusante. A adoção de uma distância mínima de 800 m entre o vertedouro e a casa de força reduziria ao mínimo os efeitos da turbulência sobre a operação das turbinas.
- Poderiam surgir algumas dificuldades práticas para a construção de barragens de aterro devido ao elevado teor natural de umidade nas argilas do local. As medidas corretoras para reduzir o teor de umidade aumentariam o custo das barragens de aterro; este fator afetava de

Tabela 2.12 Avaliação final dos arranjos alternativos para o eixo da barragem

Fatores de discriminação	A1	A2	C1a	A1
Morfologia	2	2	3	2
Batimetria	1	2	1	3
Construção das ensecadeiras	2	2	1	3
Fundações de barragens de concreto	2	2	2	3
Efeitos do vertedouro	2	3	3	1
Barragens de aterro	3	3	3	1
Extensões futuras	3	3	2	2
Instalações da obra	3	3	2	2
Navegação e outros	3	3	3	1
Custo da construção	1	3	3	2
Avaliação global	22	26	23	20

forma mais adversa o eixo E, o qual teria os aterros mais elevados.

- As futuras extensões da central teriam uma flexibilidade maior nos eixos A1 e A2.
- O arranjo das instalações da obra seria relativamente mais complexo nos eixos A1 e E.

Os fatores citados acima, como também os índices de custo, foram classificados em ordem de relativa conveniência para uma avaliação final, conforme os seguintes critérios de classificação: 3 – muito bom; 2 – bom; 1 – regular. A Tabela 2.12 apresenta o resumo da avaliação final dos arranjos alternativos.

Com base nos resultados acima citados, o arranjo no eixo A2 foi considerado o mais adequado e adotado para o desenvolvimento do arranjo final do projeto Itaipu.

Tipo de barragem principal e barragem lateral direita

Foram investigados quatro tipos de barragem principal, de acordo com o que segue:

- Contraforte ou gravidade aliviada de concreto.
- Gravidade maciça de concreto.
- Arco-gravidade de concreto.
- Enrocamento.

A barragem de terra foi rejeitada durante os estudos preliminares, os quais também demonstraram que os tipos de barragem de arco-gravidade de concreto e de enrocamento, apesar de serem exequíveis, não se comparavam favoravelmente com as barragens de concreto do tipo gravidade ou contraforte.

Foram realizados estudos exaustivos da barragem de concreto do tipo gravidade maciça e contrafortes ou gravidade aliviada, incluindo a otimização das seções, das condições da fundação, análise de tensão e de estabilidade, aspectos e custos de construção, com o objetivo de avaliar os relativos méritos técnicos e econômicos de ambos os tipos.

Os resultados das análises de estabilidade demonstraram que ambos os tipos de barragem eram adequadamente seguros contra o cisalhamento-deslizamento nas ou através das fundações. Todavia, para se obter um fator de segurança contra o deslizamento maior que 2,5 nas camadas de rocha mais fracas, ou descontinuidades, o tratamento ou substituição de 30% das zonas mais fracas seria suficiente para a barragem de gravidade aliviada, porém, não para a barragem de

gravidade maciça. Além de que, nas condições e critérios de carga comparáveis, os coeficientes de segurança contra deslizamento eram aproximadamente 25% maiores para a barragem de gravidade aliviada do que para a de gravidade maciça.

As análises convencionais e pelo método dos elementos finitos indicaram que, para condições de carga comparáveis, as tensões nas fundações e os deslocamentos associados seriam menores na barragem de gravidade aliviada, mais leve e flexível, do que na barragem de gravidade maciça.

O tratamento da fundação das barragens de gravidade maciça e daquela de gravidade aliviada ou contrafortes teria os mesmos objetivos e, normalmente, consistiria no seguinte:

- Injeções de consolidação rasas cobrindo grandes áreas.
- A remoção do material mais fraco de certas camadas ou zonas de contato debaixo da fundação e sua substituição por concreto.
- Injeções profundas de impermeabilização.
- Cortinas de drenagem por meio de furos de sondagem.
- Cortinas suplementares de injeção e de drenagem praticadas desde túneis que se estendem dentro das ombreiras.

Um bloco de gravidade maciça estaria submetido a uma maior subpressão do que um de contrafortes, visto que o primeiro cobre uma área maior de fundação. Numa barragem de contrafortes ou gravidade aliviada, a subpressão atua principalmente abaixo da sua cabeça de montante. Por outro lado, a vazão de percolação abaixo da barragem de contraforte ou gravidade aliviada pode ser maior do que para a barragem de gravidade maciça. Os fatores que também merecem consideração especial no projeto da barragem de contraforte são a tendência da vazão de percolação em surgir a jusante da cabeça do contraforte e em ocorrer elevados gradientes de subpressão naquele ponto. A injeção de impermeabilização na fundação e a cortina de drenagem seriam similares para ambos os tipos de barragem, porém, seriam de magnitude algo maior para a barragem de contraforte do que para a barragem de gravidade maciça. No entanto, seria mais fácil e mais econômico fazer no futuro injeção suplementar e drenagem da fundação numa barragem de contraforte ou de gravidade aliviada do que numa barragem de gravidade maciça.

As análises dos aspectos construtivos dos dois tipos de barragem consideraram os fatores seguintes: volume

total do concreto, altura das camadas, volume dos lançamentos de concreto, quantidade de monólitos, conteúdo de cimento e cinzas volantes, formas, tratamento das juntas de construção e controle da temperatura.

As comparações de quantidades e estimativas de custo dos dois tipos alternativos para a barragem principal e a lateral direita, baseadas na escavação das fundações, no concreto, armaduras, perfurações para cortinas de injeção e de drenagem, indicaram que a alternativa de barragem de contraforte e de gravidade aliviada exigiria algo em torno de 25% menos concreto e custaria em torno de 12% menos do que a barragem de gravidade maciça.

Embora estas análises favorecessem conclusivamente os dois tipos de barragem de contraforte e de gravidade aliviada, o estudo de viabilidade recomendava que a escolha final fosse feita depois de concluídas as investigações geotécnicas. A escolha do tipo de gravidade aliviada para a barragem principal e o tipo de contraforte com cabeça maciça para a barragem lateral direita foi confirmada em novembro de 1974. (Veja no Capítulo 9)

Tipo de barragem de enrocamento para a margem esquerda

Devido à sua grande importância dentro do projeto e à impossibilidade de baixar o nível do reservatório, o projeto da barragem de enrocamento na margem esquerda foi baseado em requisitos de segurança severos quanto à estabilidade estrutural. Além disso, o projeto incorporava a utilização econômica e eficiente de grandes quantidades de material a ser escavado no canal de desvio.

As quatro soluções alternativas seguintes foram investigadas para a barragem de enrocamento na margem esquerda:

Alternativa 1. Uma seção com revestimento impermeável a montante permitiria máxima flexibilidade para a construção. A transição de montante e o revestimento poderiam ser acrescentados numa data posterior à colocação do enrocamento. Evitar-se-iam o manuseio e o tratamento de argilas excessivamente úmidas. No entanto, como o esvaziamento do reservatório de Itaipu para fins de manutenção e reparos não seria praticável, qualquer rachadura ou outro dano à membrana

de revestimento provocado por acomodações inevitáveis ou por outras causas poria em risco a segurança do projeto. Em decorrência disto, esta alternativa foi descartada.

Alternativa 2. Uma seção com a zona impermeável a montante, incluindo um enrocamento de primeira etapa construído com material de escavação do canal, logo completada do lado de montante por uma espessa cunha de argila compactada. Embora a flexibilidade da construção fosse boa, por outro lado seria necessária uma grande quantidade de argila arenosa para obtenção de uma zona impermeável estável. Também, os problemas de estabilidade durante o rebaixamento do reservatório exigiriam uma cuidadosa investigação e adequadas medidas de projeto.

Alternativa 3. Uma seção com um núcleo inclinado, similar à segunda alternativa, porém incluindo uma zona de argila mais fina a montante, protegida por uma camada de enrocamento maior a montante para conferir uma estabilidade adicional. A totalidade do volume de enrocamento a jusante seria construído antecipadamente com rocha proveniente da escavação do canal de desvio, e o núcleo de argila e a aba de enrocamento a montante seriam acrescentados posteriormente. Julgou-se que esta solução não oferecia características de segurança satisfatórias, visto que sua impermeabilidade dependia totalmente de uma camada relativamente fina de argila colocada sobre filtros delgados.

Alternativa 4. Uma seção com um núcleo central ligeiramente inclinado e relativamente espesso amparada por uma zona de transição larga, confinada por contranúcleos de enrocamento. Apresentava as melhores condições de estabilidade e segurança intrínsecas, porém, exigia que o enrocamento proveniente da escavação do canal de desvio e o núcleo de argila e os filtros fossem colocados simultaneamente, limitando assim de certa forma a flexibilidade da construção. No entanto, como uma certa diferença entre os níveis das zonas do núcleo e do contranúcleo de enrocamento poderia ser permitida durante a construção, a velocidade do lançamento da argila poderia ser facilmente ajustada às condições meteorológicas, enquanto que a colocação do enrocamento continuaria a uma velocidade mais constante.

As quantidades relativas e os custos calculados para as três seções viáveis foram:

Item	Alternativa		
	2	3	4
Volume de enrocamento (10^6 m^3)	12,65	12,65	11,95
Volume de argila (10^6 m^3)	7,00	1,85	1,55
Índice de custo	124	109	100

Baseado nas considerações e dados citados acima foi escolhida para o projeto a seção com um núcleo central de argila levemente inclinado.

Materiais para as barragens de aterro

Durante a fase 4 do estudo de viabilidade, à medida que arranjos mais detalhados e estimativas de quantidades de materiais necessárias para a construção foram desenvolvidos para os projetos alternativos, as seguintes regras básicas foram seguidas na escolha dos materiais para as barragens de terra e enrocamento e para as enseadeiras:

- Toda vez que fosse praticável, o enrocamento e os materiais terrosos obtidos das escavações das obras deviam ser usados nas barragens de aterro.
- As áreas de empréstimo para solos deviam estar situadas nas proximidades em ambas as margens do rio, dentro de limites de transporte prático e econômico.
- O alto teor natural de umidade nas argilas vermelhas, devido a intensas precipitações na área ao longo do ano, poderia tornar necessário procedimentos especiais para a seleção do material apropriado e o controle do conteúdo de umidade. Estes procedimentos implicariam elevação dos custos.

As argilas vermelhas, que poderiam ser usadas para os núcleos impermeáveis das enseadeiras e para as barragens de enrocamento e de terra, apresentavam uma importância crítica. Em seu estado natural, este material é altamente poroso, com média a alta plasticidade e alto conteúdo de umidade natural. As argilas vermelhas são geralmente consideradas material inadequado para fundações devido à sua baixa resistência e alta compressibilidade que, em decorrência disto, exercem grande influência sobre a estabilidade das barragens de terra de pouca altura localizadas sobre elas. Todavia, quando compactadas com teor ótimo de umidade, são excelentes para barragens de aterro. Com o intuito de

reduzir o conteúdo natural de umidade das argilas até valores aceitáveis, os seguintes métodos foram testados em campo:

- Drenagem por gravidade nas áreas de empréstimo antes da escavação.
- Secagem natural por aragem e espalhamento, tanto na área de empréstimo, como na de aterro, ou em ambas.
- Secagem parcial por um dos métodos acima citados, seguido de mistura com materiais mais secos como brecha britada ou areias siltosas trazidas de áreas de empréstimo distantes.

A rocha em decomposição, ou saprolito, que é encontrada abaixo das argilas vermelhas, a profundidades entre 2 e 15 m, também era encontrada em abundância na área. Este material tinha geralmente boa plasticidade, elevado teor de umidade e baixa resistência ao cisalhamento. Apesar de não ser considerado apropriado para os núcleos impermeáveis das barragens de aterro, poderia ser utilizado nas áreas de aterro não selecionado das ensecadeiras.

A busca de áreas de empréstimo adequadas se estendia num raio de 2 a 6 km de Itaipu. Para avaliar as quantidades dos vários tipos de solos disponíveis, os levantamentos geofísicos foram combinados com poços de exploração e amostras tiradas através de perfurações a trado seguindo uma configuração em forma de grelha sobre as quatro possíveis áreas em cada margem. As investigações de campo foram complementadas por ensaios de laboratório sobre amostras representativas, tanto deformadas como indeformadas.

Recorrendo-se a estimativas de volumes dos solos adequados em cada área potencial de empréstimo foram preparadas comparações econômicas considerando a distância de transporte e a necessidade de processamento, empilhamento e novos tratamentos antes de sua colocação nos aterros permanentes. Com base nestas análises, as áreas de empréstimo foram identificadas provisoriamente para serem incluídas nos estudos de viabilidade do projeto.

A rocha sã foi localizada perto do local do projeto a profundidades entre 2 e 20 m abaixo da superfície do terreno, a transição da rocha em decomposição sobrejacente costuma ser abrupta. As rochas sãs seriam materiais satisfatórios para as fundações das barragens de aterro. O basalto sã seria excelente para a construção de enrocamento e a brecha sã britada poderia ser usada

nas zonas de transição das barragens de aterro. Além dos testes padronizados das propriedades físicas, vários tipos de basalto e brecha foram testados quanto à sua durabilidade através de imersão em água e ciclos de saturação e secagem. Os testes duraram quase três anos e confirmaram as boas condições do basalto para a construção de barragens de aterro.

Enquanto os levantamentos de reconhecimento não haviam localizado qualquer jazida de areia nos terraços das elevações mais altas, vários pequenos depósitos foram achados ao longo do rio durante períodos de médias vazões. Levando em consideração a grande quantidade de areia necessária para os filtros das barragens de aterro e para a produção de concreto, os levantamentos geofísicos dos depósitos de areia no leito do rio foram efetuados ao longo de 13 km entre Itaipu e a Ilha Acaray. Os levantamentos de reconhecimento se estenderam até outros 150 km a jusante de Acaray. Amostras representativas de areia natural foram obtidas dos depósitos maiores e testadas para verificar suas características como filtros, assim como seu uso para o concreto. As estimativas de custo supunham que a areia seria transportada por balsa.

Materiais para as estruturas de concreto

Agregados para concreto. Devido ao fato de não se ter encontrado nenhum depósito importante de cascalho natural no trecho binacional do rio Paraná ou em sua proximidade, ficou decidido, durante as primeiras etapas do estudo, que os agregados para o concreto teriam que ser britados a partir da rocha sã do local. As rochas alteradas de basalto ou brecha apresentavam propriedades físicas pouco satisfatórias e não foram consideradas apropriadas. Portanto, somente o basalto sã e denso seria usado para agregados.

Foram efetuados testes-padrão de laboratório para a determinação das propriedades físicas, durabilidade e suscetibilidade à reação álcali-agregado para estabelecer se o basalto era adequado. A presença de calcita, zeólitas e quartzo preenchendo as vesículas do basalto amigdaloidé causou certa preocupação a respeito do seu potencial de reação com os álcalis do cimento. Em consequência disso, foi decidido que tal material seria excluído dos agregados de concreto.

Foram efetuados estudos preliminares das características da britagem do basalto e do tipo de

britadeira, instalações para peneiramento e mistura necessárias para a obtenção de agregados adequados para o concreto. Por causa da grande quantidade de rocha a ser escavada para as estruturas do projeto e instalações do desvio que iria ser usada para os aterros, como também para os agregados de concreto, foram elaborados programas preliminares de construção, cronogramas de inter-relações e estudos de balanços de materiais para determinar o custo do agregado de rocha britada nas análises de viabilidade. Considerando que seria usado somente basalto selecionado, os agregados tiveram um custo adicional.

Os depósitos de areia natural no leito do rio, numerosos e de fácil transporte, foram ensaiados em laboratório e utilizados em projetos preliminares de dosagens de concreto. Apesar de essas areias serem fisicamente satisfatórias, eram demasiado finas e uniformes. Em

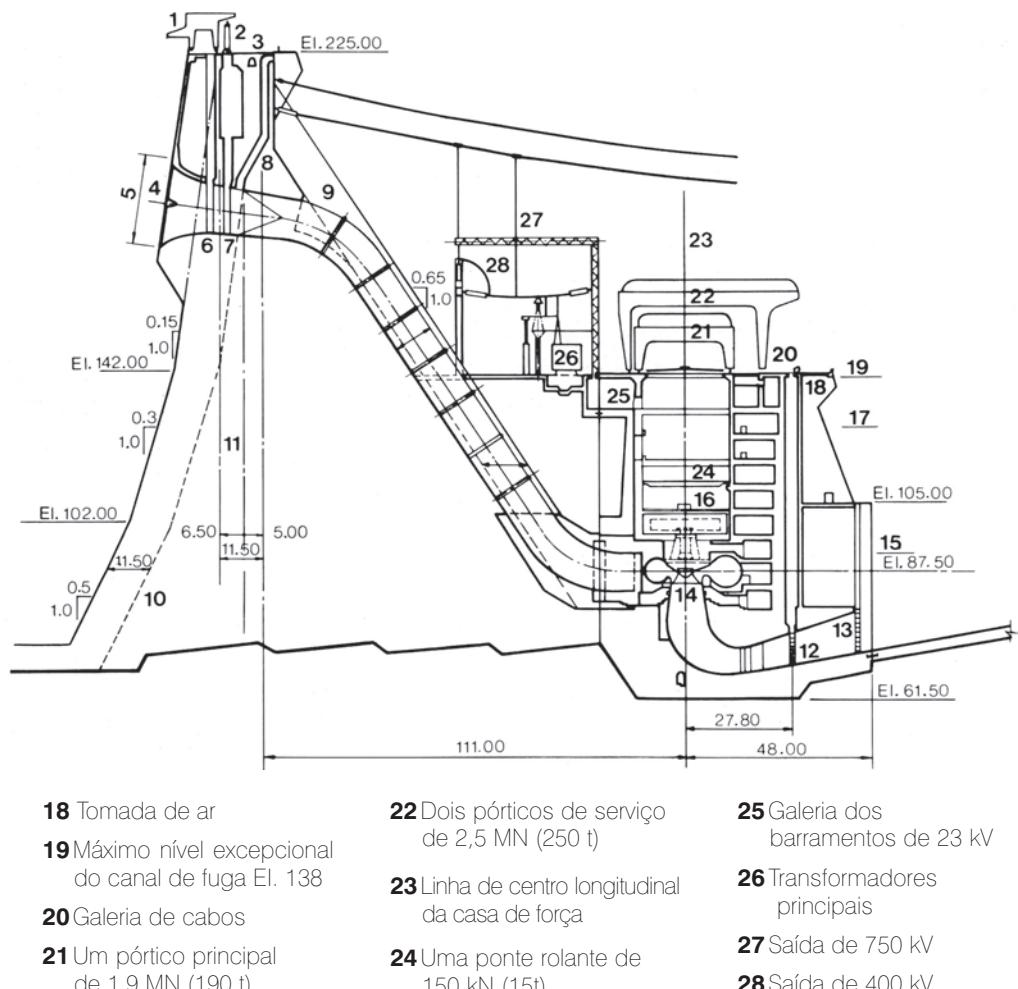
decorrência disso, concluiu-se que seria necessário melhorar a granulometria do agregado fino misturando-se areia natural com brita fina de basalto. No entanto, naquela fase dos trabalhos, o assunto não foi investigado exaustivamente por não afetar a viabilidade da alternativa de projeto que estava sendo estudada.

Fundações da barragem de concreto. Os seguintes critérios gerais foram adotados para o projeto preliminar das fundações das barragens de concreto, para as várias alternativas de projeto:

- As barragens de concreto com alturas superiores a 50 m deveriam ter suas fundações sobre basalto denso e são.
- Um mínimo de 10 m de basalto denso deveria ser mantido entre a fundação da barragem e a brecha subjacente.

Fig. 2.19 Projeto preliminar da casa de força

- 1 Pórtico da tomada d'água e guindaste limpa-grades
- 2 Servomotor para comporta de serviço
- 3 Estrada
- 4 Grades
- 5 Duas aberturas de 11,50 x 23,00
- 6 Stoplogs
- 7 Comportas da tomada d'água
- 8 Tomada de ar (\varnothing 2,00m)
- 9 Conduto forçado
- 10 Face do bloco adjacente sem tomada d'água
- 11 Eixo da barragem
- 12 Comportas do tubo de sucção
- 13 Stoplogs
- 14 18 turbinas Francis 650 MW
- 15 Cota mínima do canal de fuga El. 92
- 16 18 geradores potência nominal 635 MW potência contínua 700 MW
- 17 Cota máxima normal do canal de fuga El. 125



- Nos casos em que o nível da fundação, a brecha e o basalto estivessem misturados entre si e em que não seria prático rebaixar o nível da fundação, pelo menos 65% da brecha tinha que ser removida e substituída por concreto para melhorar a resistência ao cisalhamento.
- No local onde as estruturas seriam fundadas sobre basalto vesicular, a fundação tinha que estar a 2,5 m abaixo da extremidade superior da zona vesicular, onde poderiam ser encontrados materiais escoriáceos.
- Os túneis de drenagem e de injeção seriam localizados dentro da brecha fraca e cavernosa ou nas zonas de contato permeável embaixo de ambas as ombreiras da barragem principal de concreto no leito do rio.
Os critérios geotécnicos citados acima foram aplicados uniformemente aos arranjos e às estimativas de quantidades e custos calculadas nas diversas etapas dos estudos preliminares e das análises de viabilidade.

CASA DE FORÇA

Com as características das unidades principais fixadas preliminarmente, foi feito o arranjo provisório da casa de força, conforme mostrado na Fig. 2.19:

- Dezoito unidades no total, 14 no leito do rio e quatro no canal de desvio. O espaçamento entre as unidades deveria ser de 37m.
- Casa de força do tipo externo com tampas de escotilha sobre as unidades.
- Cada duas unidades contidas num único recinto estanque até o teto da casa de força na El. 144. Este projeto procurava eliminar qualquer possibilidade de inundação acidental de toda a casa de força.
- Dois pórticos rolantes de 2,5 MN e um de 1,9 MN para o serviço das unidades.
- Todas as galerias de serviço localizadas a jusante das unidades.
- Condutos forcados ancorados à barragem por meio de cabos protendidos.
- Transformadores na El. 144 e manobras em alta tensão realizadas nas subestações das margens direita e esquerda.

Este projeto para a casa de força sofreu importantes modificações como resultado de estudos adicionais referentes ao arranjo, ao programa da construção e às características dos equipamentos. Veja no Capítulo 11.

DADOS BÁSICOS E

CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

LOCALIZAÇÃO DO PROJETO	3.3
ARRANJO BÁSICO DO PROJETO, DADOS E LISTA RESUMIDA DAS CARACTERÍSTICAS	3.4
Geral	3.4
Obras Civis	3.6
Equipamentos Permanentes	3.8
Casa de Força	3.11
Subestações	3.14
Linhos de Transmissão	3.18
MAGNITUDE DE ITAIPU	3.19
ASPECTOS FINANCEIROS	3.21
NAVEGAÇÃO	3.23

DADOS BÁSICOS E CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

LOCALIZAÇÃO DO PROJETO

O projeto Itaipu está numa posição geográfica central em relação aos maiores centros urbanos e industriais do Brasil e do Paraguai, veja a Figura 3.1; sua distância destes centros é indicada a seguir:

Brasil	km	Paraguai	km
Rio de Janeiro	1.500	Assunção	330
São Paulo	1.060	Encarnación	290
Belo Horizonte	1.670	Ciudad del Este	14
Curitiba	650		
Florianópolis	965		
Porto Alegre	1.380		
Foz do Iguaçu	14		

A topografia relativamente plana nas proximidades do projeto permitiu que fossem construídos excelentes acessos rodoviários ao local em ambas as margens do rio. A distância, por rodovia, de Foz do Iguaçu até o local da obra é de 14 km, e de Ciudad del Este, de 20 km.



Vista geral do empreendimento hidrelétrico de Itaipu



Fig. 3.1 Região do projeto Itaipu

ARRANJO BÁSICO DO PROJETO, DADOS E LISTA RESUMIDA DAS CARACTERÍSTICAS

O arranjo geral das instalações permanentes do projeto Itaipu é ilustrado na Fig. 3.2.

Um resumo dos dados básicos mais importantes dos diversos aspectos e instalações é fornecido a seguir. Estes dados são diferentes daqueles definidos durante a fase de viabilidade. Nos capítulos seguintes, é apresentada uma descrição detalhada dos aspectos do planejamento, projeto, construção e fabricação das diversas estruturas e equipamentos permanentes do projeto Itaipu que levaram a estas alterações.

GERAL

Localização

País	Brasil e Paraguai
Rio	Paraná
Latitude	25°30'S
Longitude	54°30'W

Dados Básicos

Bacia hidrográfica do projeto	820 000 km ²
Precipitação média anual	1400 mm
Temperatura média anual	22°C
Temperatura máxima	40°C
Temperatura mínima	-4°C
Umidade relativa média anual	75%
Clima	subtropical

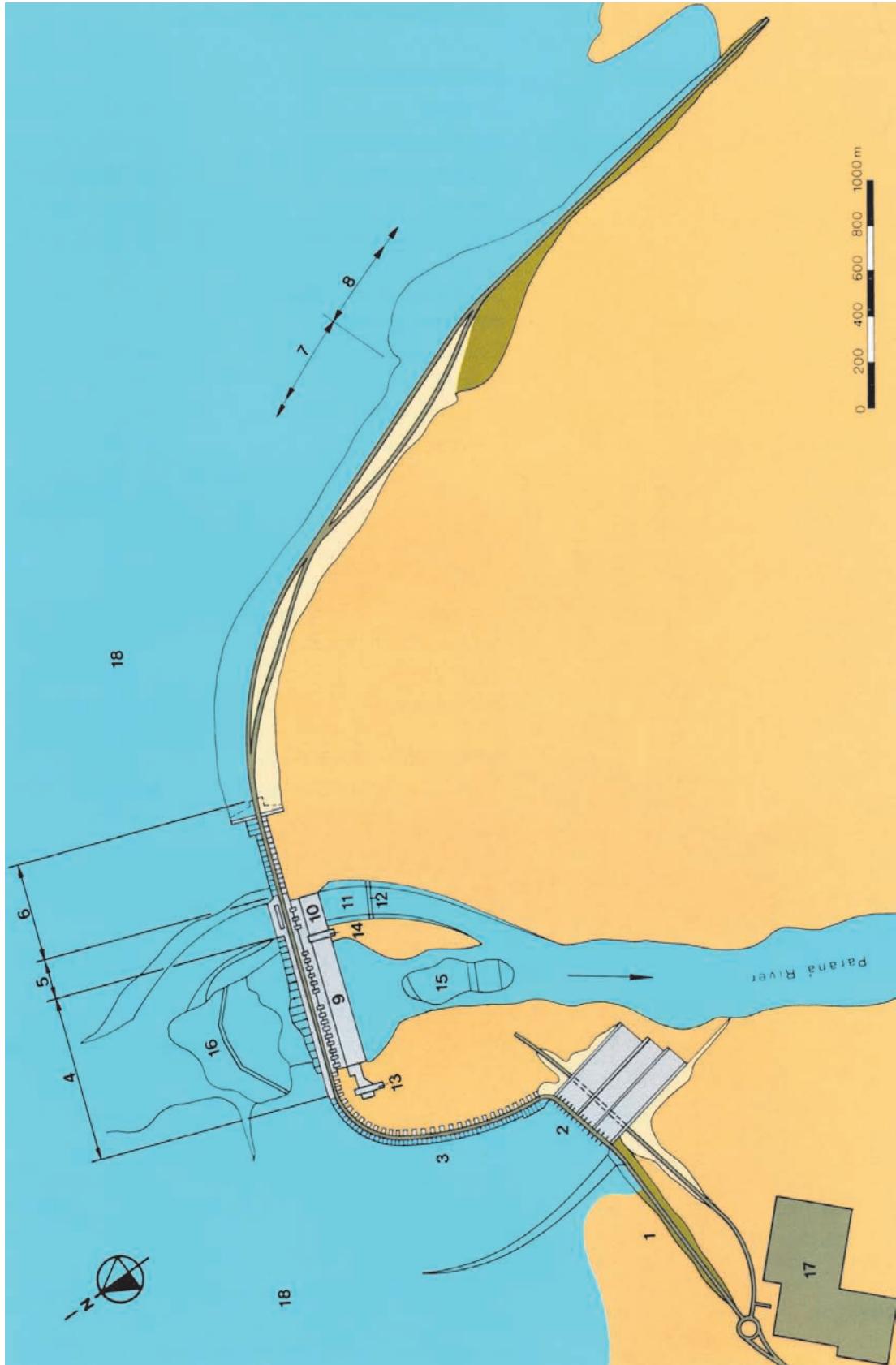


Fig. 3.2 Arranjo geral do projeto

- | | | | |
|------------------------------------|---|---|----------------------------------|
| 1 Barragem de terra direita | blocos F (36) e barragem de | 7 Barragem de enrocamento | 15 Enseadeira de jusante |
| 2 Vertedouro, blocos A (15) | contratorres direita, blocos E (6) | 8 Barragem de terra esquerda | 16 Enseadeira de montante |
| 3 Barragem lateral direita, | 5 Estrutura de desvio, blocos H (14) | 9 Casa de força no canal do rio, | 17 Subestação da |
| blocos D (58) | 6 Barragem de ligação esquerda | blocos U1 a U15 | margem direita |
| 4 Barragem principal, | (contratorres), blocos I (27) | 10 Casa de força no canal de | 18 Reservatório |
| | | 11 Canal de desvio | |
| | | 12 Ponte de serviço | |
| | | 13 Área de montagem direita | |
| | | 14 Área de montagem central | |

Reservatório

Área no nível máximo normal	1350 km ²
Extensão	170 km
Volume total de armazenamento	29×10^9 m ³
Volume útil	19×10^9 m ³
Nível máximo normal	220 m
Nível máximo excepcional	223 m
Nível mínimo excepcional	197 m
Temperatura média anual da água	22°C
Temperatura máxima da água	30°C
Temperatura mínima da água	10°C

Canal de fuga

Nível máximo normal	106,10 m
Nível mínimo normal	96,6 m
Nível máximo excepcional com aproveitamentos a jusante	142,5 m
Nível máximo excepcional sem aproveitamentos a jusante	138 m
Nível mínimo excepcional	92 m

Queda líquida

Máxima	129,7 m
Média	118,4 m
Mínima	83,7 m

Vazões do rio e enchentes de projeto
REGISTRADAS EM GUAÍRA

Média (1921-1971)	9 070 m ³ /s
Vazão mínima média diária	3 075 m ³ /s
Vazão máxima média diária	39 790 m ³ /s

VAZÃO DE PROJETO DO DESVIO

Máxima vazão de projeto	35 000 m ³ /s
-------------------------	--------------------------

VAZÃO DE PROJETO DO VERTEDOURO

Vazão afluente da EMP	72 020 m ³ /s
Vazão máxima efluente pelo vertedouro	62 200 m ³ /s

Capacidade de geração

Capacidade total instalada	12 600 MW
Produção média	75×10^9 kWh/ano

OBRAS CIVIS
Quantidades principais

Concreto	12 300 000 m ³
Escavação em solo	23 600 000 m ³
Escavação em rocha	32 000 000 m ³
Enrocamento	15 000 000 m ³
Argila, agregados, etc.	16 700 000 m ³

Desvio do rio
CANAL DE DESVIO

Capacidade de descarga	35 000 m ³ /s
Comprimento	2000 m
Largura na base	150 m
Profundidade máxima	90 m
Volume de escavação do canal	22 500 000 m ³

Ensecadeiras principais
ENSECADEIRA DE MONTANTE

Volume de escavação em solo	327 000 m ³
Volume de escavação em rocha	390 000 m ³
Volume de aterro	7 220 000 m ³
Cota da crista	140 m
Altura máxima	90 m

ENSECADEIRA DE JUSANTE

Volume de escavação em solo	305 000 m ³
Volume de escavação em rocha	557 000 m ³
Volume de aterro	4 100 000 m ³
Cota da crista	125 m
Altura máxima	75 m

ENSECADEIRA DO CANAL DE DESVIO

Volume de aterro	1 130 000 m ³
Cota da crista	136 m
Altura máxima	51 m

ENSECADEIRA EM ARCO DE CONCRETO

	MONTANTE	JUSANTE
Altura máxima	35 m	31,5 m
Comprimento na crista	164 m	134 m
Espessura na crista	1,7 m	1,7 m
Espessura na base	5,0 m	4,6 m
Volume de concreto	22 000 m ³	13 000 m ³

Diques

Dique de Hernandarias, volume do aterro com núcleo de argila	50 800 m ³
Diques de desvio do Bela Vista e Pomba Quê, volume do aterro com núcleo de argila	631 000 m ³

Estruturas do projeto

BARRAGEM DE TERRA DIREITA

Tipo	zoneada
Cota da crista	225 m
Comprimento da crista	872 m
Volume total do aterro	400 000 m ³
Altura máxima	25 m

VERTEDOURO

Número de blocos	15
Cota da soleira	200 m
Altura máxima	44 m
Largura total	380 m
Comprimento total (calhas + estr. de controle)	483 m
Volume de escavação em rocha	5 200 000 m ³
Volume de escavação em solo	7 100 000 m ³
Volume de concreto	800 000 m ³

BARRAGEM LATERAL DIREITA (CONCRETO)

Tipo	Contrafortes com cabeça maciça
Cota da crista	225 m
Comprimento na crista	986 m
Altura máxima	64,5 m
Volume de escavação em rocha	523 000 m ³
Volume de escavação em solo	950 000 m ³
Volume de concreto	775 000 m ³

BARRAGEM PRINCIPAL (CONCRETO)

Tipo	Contrafortes e gravidade aliviada
Cota da crista	225 m
Comprimento na crista	1064 m
Altura máxima	196 m
Volume de escavação em rocha	2 200 000 m ³
Volume de escavação em solo	500 000 m ³
Volume de concreto	5 300 000 m ³

ESTRUTURA DE DESVIO (CONCRETO)

Tipo	Gravidade maciça
Cota da crista	225 m
Comprimento na crista	170 m
Altura máxima	162 m
Volume de concreto	2 200 000 m ³

BARRAGEM DE ENROCAMENTO

Tipo	Zoneada
Cota da crista	225 m
Comprimento na crista	1984 m
Altura máxima	70 m
Volume de escavações para as fundações	5 100 000 m ³
Volume total de aterros	12 800 000 m ³



Vertedouro

BARRAGEM DE TERRA ESQUERDA

Tipo	Zoneada
Cota da crista	225 m
Comprimento na crista	2294 m
Altura máxima	30 m
Volume total de aterros	4 400 000 m ³

CASA DE FORÇA (INCLUINDO AS ÁREAS DE MONTAGEM)

Comprimento	968 m
Largura	99 m
Altura máxima	100 m
Volume de escavação em rocha	4 300 000 m ³
Volume de escavação em solo	1 200 000 m ³
Volume de concreto	3 200 000 m ³

CANAL DE FUGA

Volume de escavação	2 248 000 m ³
---------------------	--------------------------

EQUIPAMENTOS PERMANENTES**Vertedouro****STOPLOGS**

Vão livre	20,70 m
Altura (conjunto de 6 elementos)	21,53 m
Número de elementos por abertura	6
Número de conjuntos	2

COMPORTAS DO VERTEDOURO

Quantidade	14
Tipo	Radial
Vão livre	20 m
Altura	21,34 m
Raio externo do paramento	20,016 m
Cota da soleira	199,16 m



Estrutura de controle do desvio

PÓRTICO ROLANTE

Quantidade	1
Capacidade	785 kN (78,5 t)
Alcance vertical do gancho	27 m
Máxima velocidade de içamento	2 m/min
Mínima velocidade de içamento	0,2 m/min
Máxima velocidade de translação	30 m/min
Mínima velocidade de translação	3 m/min

CAMINHO DE ROLAMENTO DO PÓRTICO

Bitola	5 m
Comprimento total	355,7 m
Cota superior do trilho	225,25 m

Barragem principal e estrutura de desvio**ELEVADORES PARA PASSAGEIROS**

Quantidade	6
Capacidade unitária	9,8 a 14 kN (14 a 20 pessoas)

TOMADA DE ÁGUA**Comportas de serviço**

Quantidade	18
Vão livre	8,18 m
Altura total	19,25 m
Tipo	Vagão
Cota da soleira	177,56 m
Vazão máxima por tomada	750 m ³ /s



Barragem principal e casa de força

Stoplogs

Cota da soleira	177,17 m
Vão livre	7,46 m
Altura (conjunto de 7 elementos)	17,51
Número de elementos por abertura	7

Pórticos rolantes

Quantidade	2
Capacidade (110/40 t)	1,1 MN/400 kN
Alcance vertical do gancho	81,2 m
Velocidade de içamento (50/60 Hz)(com 400kN)	4,58/5,5 m/min
Velocidade de içamento (50/60 Hz)(com 1100kN)	1,67/2 m/min
Velocidade nominal de translação	25/30 m/min

Caminho de rolamento

Bitola	10 m
Comprimento total	857,55 m
Cota superior do trilho	225 m

Condutos forçados (sem curva inferior)

Quantidade	18
Número de violas por conduto	44
Peso de cada conduto	8,83 MN (883 t)
Diâmetro interno	10,5 m
Comprimento máximo	94,1 m

Grades da tomada de água

Quantidade (tomada de água)	18
Número de painéis por tomada	24
Dimensões do painel padrão	4,73 m x 5,5 m

Guindaste limpa-grades

Quantidade	2
Capacidade do gancho	200 kN (20 t)
Curso vertical do rastelo	61,5 m
Capacidade do rastelo	2 m³/2.5 kN



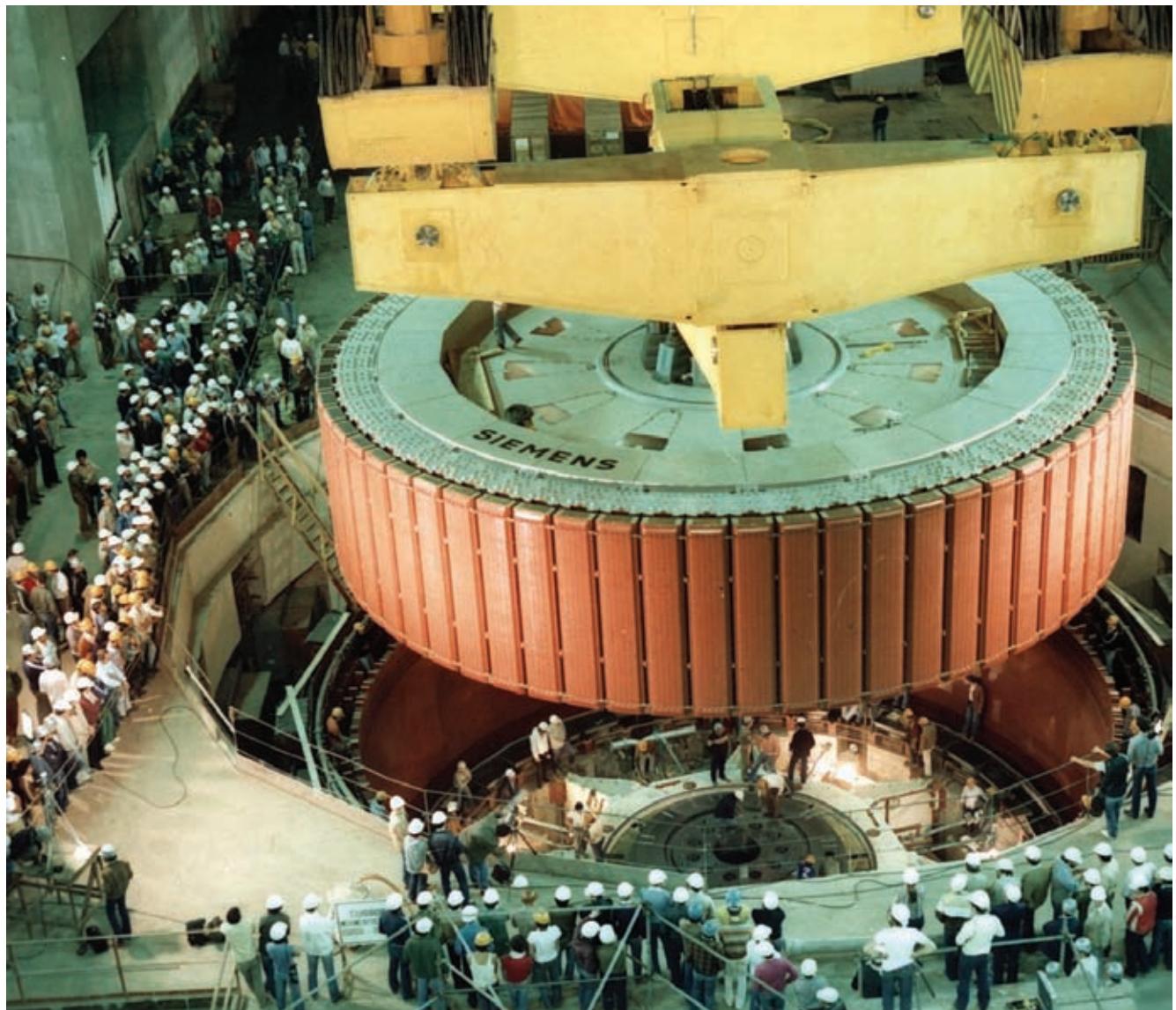
Pórticos rolantes na área das tomadas de água

CASA DE FORÇA**TURBINAS**

Quantidade	18
Tipo	Francis
Potência nominal	715 MW
Velocidade de projeto (50/60 Hz)	90,9/92,3 rpm
Queda líquida de projeto	118,4 m
Queda nominal	112,9 m
Vazão na potência e queda nominal	690 m ³ /s
Peso do rotor	2902 kN (290 t)
Peso do eixo	1255 kN (126 t)
Peso do pré-distribuidor	3826 kN (383 t)

GERADORES

Quantidade (9-50 Hz e 9-60 Hz)	18
Tipo	Síncrono
Potência nominal (50/60Hz)	823,6/737 MVA
Velocidade de projeto (50/60Hz)	90,9/92,3 rpm
Tensão nominal	18 ± 5% kV
Número de polos (50/60Hz)	66/78
Constante de inércia (H) (50/60Hz)	4,4/5,3 kWs/kVA
Fator de potência (50/60Hz)	0,85/0,95
Peça mais pesada (rotor)	17,6 MN (1760 t)
Peso de cada unidade (50/60 Hz)	33,43/32,42 MN (3343/3242 t)



Rotor do gerador

TRANSFORMADORES ELEVADORES – MONOFÁSICOS

Quantidade (28-50 Hz e 28-60 Hz)	18 bancos + uma unidade de 50 Hz e uma unidade de 60 Hz de reserva
Tipo (resfriamento a água)	OWF
Potência nominal (banco trifásico 50/60 Hz)	825/768 MVA
Tensão	$525/\sqrt{3} \pm 2 \times 2,5\% - 18\text{kV}$
Tipo de ligação	Y aterrado /delta
Impulso/nível de surto de manobra	
Bobina de alta tensão (fase ao neutro)	1550/1300 kV
Bobina da baixa tensão (impulso-BIL)	125 kV
Peso de cada unidade de uma fase (50/60Hz)	2500/1790 kN

**TRANSFORMADORES AUXILIARES DE SERVIÇO –
MONOFÁSICOS**

Quantidade (4-50 Hz e 4-60 Hz)	2 bancos + uma unidade de 50 Hz e uma unidade de 60 Hz de reserva
Tipo (resfriamento a ar)	ONAN
Potência nominal (banco trifásico 50/60 Hz)	45 MVA
Tensão	$525/\sqrt{3} \pm 2 \times 2,5\%$ $-13,8/\sqrt{3} - 13,8\text{kV}$
Tipo de ligação	Y aterrado / Y aterrado /delta

**TRANSFORMADORES AUXILIARES DE SERVIÇO
(RESERVA) – TRIFÁSICOS**

Quantidade (50/60 Hz)	1/1
Potência nominal (50/60 Hz)	45/30 MVA
Tensão (50 Hz)	$66 \pm 2 \times 2,5\% -13,8- 13,8\text{kV}$
Tensão (60 Hz)	$66 + 11,73 -15,8 - 13,8\text{kV}$

GERADORES DIESEL DE EMERGÊNCIA

Quantidade (50/60 Hz)	2/2
Potência nominal	5,25 MVA
Tensão nominal	6,9 kV
Fator de potência	0,8

PONTES ROLANTES PRINCIPAIS DA CASA DE FORÇA

Quantidade	4
Capacidade de cada ponte	10 MN (1000 t)
Alcance vertical do gancho principal	38 m
Velocidade de içamento (gancho principal sem carga)	2 m/min
Velocidade de içamento (gancho principal com carga)	0,8 m/min
Vão	29 m
Cota superior do trilho	125 m

PONTES ROLANTES SECUNDÁRIAS DA CASA DE FORÇA

Quantidade	2
Capacidade de cada ponte	2,5 MN/200kN (250/20 t)
Alcance vertical do gancho principal	51 m
Velocidade de içamento (gancho principal sem carga)	15,8 m/min
Velocidade de içamento (gancho principal com carga)	1,7 m/min

**CAMINHO DE ROLAMENTO DAS PONTES
PRINCIPAIS E SECUNDÁRIAS**

Vão	29 m
Cota superior do trilho	125 m

PONTES ROLANTES AUXILIARES DA CASA DE FORÇA

Quantidade	2
Capacidade de cada ponte	1 MN/200kN (100/20 t)
Alcance vertical do gancho principal	74 m
Velocidade de içamento (gancho principal sem carga)	15 m/min
Velocidade de içamento (gancho principal com carga)	3,0/0,6 m/min

CAMINHO DE ROLAMENTO DAS PONTES AUXILIARES

Vão	29 m
Cota superior do trilho	136,5 m

PONTES ROLANTES DOS TRANSFORMADORES PRINCIPAIS

Quantidade	2
Capacidade de cada ponte	2,5 MN/150kN (250/15 t)
Alcance vertical do gancho principal	47 m
Velocidade de içamento (gancho principal sem carga)	0,83/1 m/min
Velocidade de içamento (gancho principal com carga)	0,17/0,2 m/min

**CAMINHO DE ROLAMENTO DAS
PONTES DOS TRANSFORMADORES PRINCIPAIS**

Vão	10 m
Cota superior do trilho	120,3 m

**PONTES ROLANTES PARA A SUBESTAÇÃO
ISOLADA A GÁS SF6**

Quantidade	2
Capacidade de cada ponte	100kN (10 t)
Alcance vertical do gancho principal	14 m
Velocidade de içamento máxima (50/60 Hz)	4,16/5 m/min
Velocidade de içamento mínima	0,41/0,5 m/min

CAMINHO DE ROLAMENTO DAS PONTES PARA A SUBESTAÇÃO ISOLADA A GÁS SF₆

Vão	20,65 m
Cota superior do trilho	139 m

PONTES ROLANTES DAS ÁREAS DE MONTAGEM

Quantidade	4
Capacidade de cada ponte	2,5 MN/200kN (250/20 t)
Alcance vertical do gancho principal	51 m
Velocidade de içamento (sem carga)	15,8 m/min
Velocidade de içamento (com carga)	1,7 m/min

CAMINHO DE ROLAMENTO DAS PONTES DAS ÁREAS DE MONTAGEM

Vão	28 m
Cota superior do trilho	160 m

MONTA-CARGAS DAS ÁREAS DE MONTAGEM

Quantidade	2
Capacidade unitária	300 kN(30 t)

ELEVADORES PARA PASSAGEIROS

Quantidade	12
Capacidade unitária	9,8 a 29,4 kN (14 a 42 pessoas)

COMPORTAS DO TUBO DE SUCÇÃO

Quantidade de comportas por unidade	2
Quantidade total de comportas	10
Cota da soleira	66,01 m
Vão livre	10,84 m
Altura	10,11 m

PÓRTICOS ROLANTES DOS TUBOS DE SUCÇÃO

Quantidade	3
Capacidade	1,4 MN (140 t)
Alcance vertical do gancho principal	82 m
Velocidade de içamento (sem carga) (50/60Hz)	12,5/15 m/min
Velocidade de içamento (com carga) (50/60Hz)	2/2,4 m/min
Velocidade nominal de translação (50/60Hz)	30/36 m/min

CAMINHO DE ROLAMENTO DOS PÓRTICOS

Bitola	7 m
Comprimento total	730 m
Cota superior do trilho	144,15 m

**Subestação da Casa de Força
(Subestação Isolada a Gás – GIS)**
DISJUNTORES TRIFÁSICOS

(cada um com 2 chaves desligadoras, 2 chaves de terra e 2 transformadores de corrente)

Quantidade (50/60 Hz)	26/26
Corrente nominal	4000 A rms
Tensão (máxima)	550 kV rms
Nível de impulso (BIL)	1550 kV crista
Nível de surto de manobra	1240 kV crista

CHAVES DESLIGADORAS – TRANSFORMADOR TRIFÁSICO

Quantidade (50/60 Hz)	9/9
-----------------------	-----

CHAVES DESLIGADORAS – TRIFÁSICAS

Quantidade (50/60 Hz)	1/1
-----------------------	-----

CHAVES DE TERRA – TRIFÁSICAS

Quantidade (50/60 Hz)	33/33
-----------------------	-------

TRANSFORMADORES DE CORRENTE – NÚCLEO ÚNICO

Quantidade (50/60 Hz)	14/14
-----------------------	-------

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (50/60 Hz)	63/63
Tipo (50/60 Hz)	ZnO
Classe nominal	444 kV

TRANSFORMADORES DE POTENCIAL – MONOFÁSICOS

Quantidade (50/60 Hz)	12/12
-----------------------	-------

BUCHAS – SF₆ PARA AR – MONOFÁSICAS

Quantidade (50/60 Hz)	15/15
-----------------------	-------

**Terminais de linha da Casa de Força
(convencionais)**
PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (50/60 Hz)	27/27
Tipo (50/60 Hz)	ZnO
Classe nominal (50/60 Hz)	420 kV

DIVISORES DE POTENCIAL CAPACITIVOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (50/60 Hz)	12/12
-----------------------	-------

FILTROS DE ONDA – MONOFÁSICOS

Quantidade (50/60 Hz)	9/9
-----------------------	-----

SUBESTAÇÕES**Subestação da Margem Direita – 50 Hz – 500 kV****DISJUNTORES – TRIFÁSICOS**

(com 2 chaves desligadoras e 1 transformador de corrente por fase) – posições principais barra / linha

Quantidade	6
Tipo	Jato de ar
Corrente nominal	4000 A rms
Tensão (máxima)	550 kV rms
Nível de impulso (BIL)	1800 kV crista
Capacidade de interrupção	50 kA simétricos

DISJUNTORES – TRIFÁSICOS

(com 2 chaves desligadoras e 1 transformador de corrente por fase) – posições principais barra / linha

Transformador / Linhas da Ande	
Quantidade (inicial / final)	5/23
Tipo	Sopro SF ₆
Corrente nominal	2000 A rms

CHAVES DESLIGADORAS – TRIFÁSICAS

Quantidade (4000 A – posições de linha)
(inicial / final)

4/8

Quantidade (3000 A – transformador / linhas da Ande) (inicial / final)

3/10

CHAVES DE TERRA – TRIFÁSICAS

Quantidade (inicial / final)

7/18

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final)

21/54

Tipo

ZnO

Classe nominal

420 kV

DIVISORES DE POTENCIAL CAPACITIVOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final)

18/36

FILTROS DE ONDA – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final)

10/18

Subestação SF₆

Subestação da Margem Direita – 50 Hz – 220 kV**AUTOTRANSFORMADOR – TRIFÁSICO**

Quantidade (inicial / final)	3/5
Tipo (resfriado a ar)	OA/FOA/FOA
Potência nominal	375 MVA
Tensão	525/241,5 – 13,8 kV
Tipo de ligação	Y aterrado / Y aterrado /delta

DISJUNTOR – TRIFÁSICO

(com 2 chaves desligadoras e 1 transformador de corrente por fase)	
Quantidade (inicial / final)	12/23
Tipo	Sopro SF ₆
Corrente nominal	2000 A
Tensão	220 kV
Nível de impulso (BIL)	1050 kV
Capacidade de interrupção	31,5 kA

REGULADOR DE TENSÃO – TRIFÁSICO

Quantidade (inicial / final)	3/5
Tipo (resfriado a ar)	OA/FOA/FOA
Potência nominal (passante)	375 MVA
Tensão	241,5 ± 10% kV

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final)	33/57
Tipo	ZnO
Classe nominal	240 kV



Subestação da margem esquerda

DIVISORES DE POTENCIAL CAPACITIVOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final) 15/33

FILTROS DE ONDA – MONOFÁSICOS

Quantidade (inicial / final) 8/16

Subestação da Margem Direita – 50 Hz – 66 kV
TRANSFORMADOR – TRIFÁSICO

Quantidade 2

Tipo (resfriado a ar) ONAF

Potência nominal 25 MVA

Tensão 230 – 66 – 13,8 kV

Tipo de ligação Y aterrado / Y aterrado / delta

DISJUNTORES – TRIFÁSICOS

(com 2 chaves desligadoras cada)

Quantidade 5

TRANSFORMADORES DE CORRENTE

Quantidade 6

TRANSFORMADORES DE POTENCIAL

Quantidade 6

PARA-RAIOS – 72 kV

Quantidade 12

Subestação da Margem Esquerda – 60 Hz – 500 kV
AUTOTRANSFORMADORES MONOFÁSICOS

Quantidade (Bancos trifásicos) 4 bancos + uma unidade reserva

Tipo (resfriado a ar) ONAN/ONAF/OFAT

Potência nominal 1650 MVA

Tensão 765-525-69 kV

Tipo de ligação Y aterrado / Y aterrado / delta

Nível de impulso (BIL) 1950-1425-350 kV e 1950-1550-350 kV

DISJUNTOR – TRIFÁSICO

(com 2 chaves desligadoras e 1 transformador de corrente por fase)

Quantidade 4

 Tipo SF₆ e jato de ar

Corrente nominal 3150 A

Tensão 550 kV

Nível de impulso (BIL) 1550 kV

Capacidade de interrupção 40 kA

CHAVES DESLIGADORAS – TRIFÁSICAS

Quantidade (desvio do disjuntor) 4

Tipo abertura vertical

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade 24

Tipo ZnO

Classe nominal 420 kV

DIVISORES CAPACITIVOS DE POTENCIAL – MONOFÁSICOS

Quantidade 12

FILTROS DE ONDA

Quantidade 12

Subestação da Margem Esquerda – 60 Hz – 765 kV
DISJUNTORES – TRIFÁSICOS

(com 2 chaves desligadoras e 1 transformador de corrente por fase)

Quantidade 11

 Tipo SF₆ e jato de ar

Corrente nominal 3150 A

Tensão (máxima) 800 kV

Capacidade de interrupção 40 kA

Nível de impulso (BIL) 2100 kV

CHAVES DESLIGADORAS TRIFÁSICAS

Quantidade (sem aterramento – transformadores / reatores) 7

Quantidade (com aterramento – de linha) 3

Tipo abertura vertical

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade 30

Tipo ZnO

Classe nominal 588 kV

DIVISORES CAPACITIVOS DE POTENCIAL – MONOFÁSICOS

Quantidade 11

FILTROS DE ONDA – MONOFÁSICOS

Quantidade 9

REATORES – MONOFÁSICOS

Quantidade (bancos trifásicos) 3

Tipo Shunt

Potência nominal (banco trifásico) 360 MVA

Tensão 800 / √3 kV

Nível de impulso (BIL) 1800 kV e 1950 kV

Subestação da Margem Esquerda – 50 Hz – 500 kV
TRANSFORMADORES DOS CONVERSORES – MONOFÁSICOS

Quantidade (seção de alta tensão)	12 (+ 4 reserva)
Quantidade (seção de baixa tensão)	12
Tipo (resfriado a ar)	OFAC
Potência nominal (monofásica)	314 MVA
Tensão	500 / $\sqrt{3}$ – 127.4 / $\sqrt{3}$ – 127.4 kV
Tipo de ligação	Y aterrado / Y aterrado/ delta
Posições do trocador de derivações (+ 20 – 6 a 1,25%)	26
Níveis de impulso (BIL)	
Seção de alta tensão	1425 – 1800 – 1300 kV
Seção de baixa tensão	1425 – 1175 – 650 kV
Níveis de surto de manobra	
Seção de alta tensão	1175 – 1494 – 1079 kV
Seção de baixa tensão	1175 – 975 – 540 kV

TRANSFORMADORES PRINCIPAIS DE SERVIÇO – TRIFÁSICOS

Quantidade	2
Tipo (resfriados a ar)	ONAN
Potência nominal	10 MVA
Tensão	500 ± 2 x 2,5% – - 13,8 – 13,8 kV
Tipo de ligação	Y aterr. / Y aterr. / delta

DISJUNTORES – TRIFÁSICOS

Quantidade	30
Tipo	Jato de ar
Corrente nominal	3150 A
Tensão	550 kV
Nível de impulso	1550 kV
Capacidade de interrupção	50 kA

TRANSFORMADORES DE CORRENTE

Quantidade	78
(6 núcleos para disjuntor e meio) (2 núcleos para barramento)	12

CHAVES DESLIGADORAS – TRIFÁSICAS

Quantidade (com lâmina de terra)	17
(sem lâmina de terra)	58
Tipo	abertura vertical

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade	42
Tipo	ZnO
Classe nominal	420 kV

DIVISOR CAPACITIVO DE POTENCIAL – MONOFÁSICO

Quantidade	48
------------	----

FILTROS DE ONDA – MONOFÁSICOS

Quantidade	12
------------	----

BANCOS DE FILTROS – TRIFÁSICOS

Quantidade (350 MVar)	2
Quantidade (280,3 MVar)	3
Tipo (frequências ímpares)	capacitor

Estação Conversora da Margem Esquerda e subestação de 600 kV
CONVERSOR DE CORRENTE CONTÍNUA

Quantidade (bipolos)	2
Potência nominal (por bipolar)	3150 MW
Tensão (bipolo)	± 600 kV

REATORES CONTRA ONDULAÇÃO - UNIPOLARES

Quantidade	4 (+ 1 reserva por estação)
Tipo (resfriados a ar)	OFAC
Corrente nominal	2610 A
Corrente em sobrecarga (5/20 s)	3410/3130 A
Tensão	600 kV c.c.
Nível de impulso (BIL)	1675 kV
Nível de surto de manobra	1390 kV

DISJUNTORES DE C.C. (DESVIO) – UNIPOLARES

Quantidade (AT / BT)	2/2
Tipo (interruptores / isoladores separados)	Óleo mínimo
Corrente nominal	2930 A
Tensão (AT / BT)	600 – 300/ 300 – 7 kV c.c.
Nível de impulso (AT / BT)	1675 – 850 / 850 – 325 kV
Surto de manobra (AT / BT)	1448 – 724 / 724 – 150 kV

CHAVES DESLIGADORAS – UNIPOLARES

Quantidade (600 kV c.c.)	28
(300 kV c.c.)	12
(7 kV c.c.)	24
Tipo (usadas para seccionar/desvio)	variável

PARA-RAIOS – MONOFÁSICOS

Quantidade (600 kV)	8
(348 kV)	8
(300 kV)	4
(10 kV)	20

DIVISORES CAPACITIVOS DE POTENCIAL – MONOFÁSICOS

Quantidade	4
------------	---

BANCOS DE FILTROS – UNIPOLARES

Quantidade	12
------------	----


Linhos de Transmissão
LINHAS DE TRANSMISSÃO
Aéreas
500 kV

Casa de Força – Área da tomada d'água (8 linhas, 50/ 60 Hz)	0,1 km/ linha
--	---------------

Área da tomada d'água – subestação da margem direita (4 linhas, 50 Hz)	2,1 km/ linha
--	---------------

Área da tomada d'água – subestação de Foz do Iguaçu (4 linhas, 60 Hz)	7,8 km/ linha
---	---------------

Subestação da margem direita – subestação de Foz do Iguaçu – conversora (4 linhas, 50 Hz)

8,9 km/ linha

Número de torres por km

2,7

 Condutor de fase – 954 kcmil
ACSR (RAIL)

4 por fase

 Cabo para-raios 266,8 kcmil
ACSR (PARTRIDGE)

 4 nos 3 primeiros
vãos - 2 nos
restantes

220 kV – 50 Hz

Subestação da margem direita – Usina de Acaray (2 linhas)

5 km/ linha

Número de torres por km

3

 Condutor de fase – 954 kcmil
ACSR (RAIL)

2 por fase

 Cabo para-raios – 266,8 kcmil
ACSR (PARTRIDGE)

2 por linha

66 kV – 50 Hz

Subestação da margem direita – subestação Foz do Iguaçu – conversora

9,3 km

Número de torres por km

5,7

 Condutor de fase 266,8 kcmil
ACSR (PARTRIDGE)

1 por fase

 Cabo para-raios aço galvanizado
diâmetro 7,94 mm, HS

1 por linha

765 kV – 60 Hz

Foz do Iguaçu a Ivaiporá (3 linhas)

320 km/ linha

Ivaiporá a Itaberá (3 linhas)

265 km/ linha

Itaberá a Tijuco Preto (3 linhas)

304 km/ linha

Número de torres por km

2,3

 Condutor de fase 1113 kcmil
ACSR (BLUEJAY)

4 por fase

 Cabo para-raios ACSR 176,9 kcmil
e aço 110,8 kcmil

2 por linha

±600 kV c.c.

Foz do Iguaçu a Ibiúna (1 linha)

792 km

Foz do Iguaçu a Ibiúna (1 linha)

816 km

Número de torres por km

2,1

 Condutor de polo 1272 kcmil
ACSR (BITTERN)

4 por polo

 Cabo para-raios aço galvanizado
9,525 mm de diâmetro

2 por linha

Subterrânea
66 kV – 50 Hz

Subestação margem direita –

3 km

Casa de Força

 Cabo de um condutor
(isolado a óleo)

12 km

MAGNITUDE DE ITAIPU

Itaipu é o maior empreendimento hidrelétrico individual do mundo e possui a maior casa de força unitária de qualquer tipo. A sua grandeza é mais bem avaliada quando comparada com outras grandes hidrelétricas atualmente em operação, veja as Figuras 3.3 e 3.4.

Fig.3.3 Comparação entre grandes projetos hidrelétricos em operação

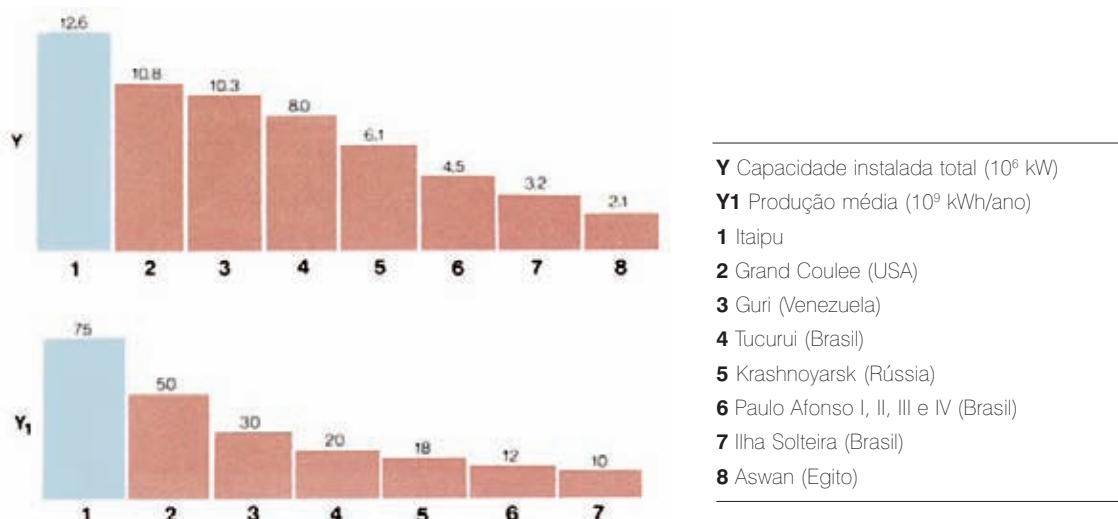
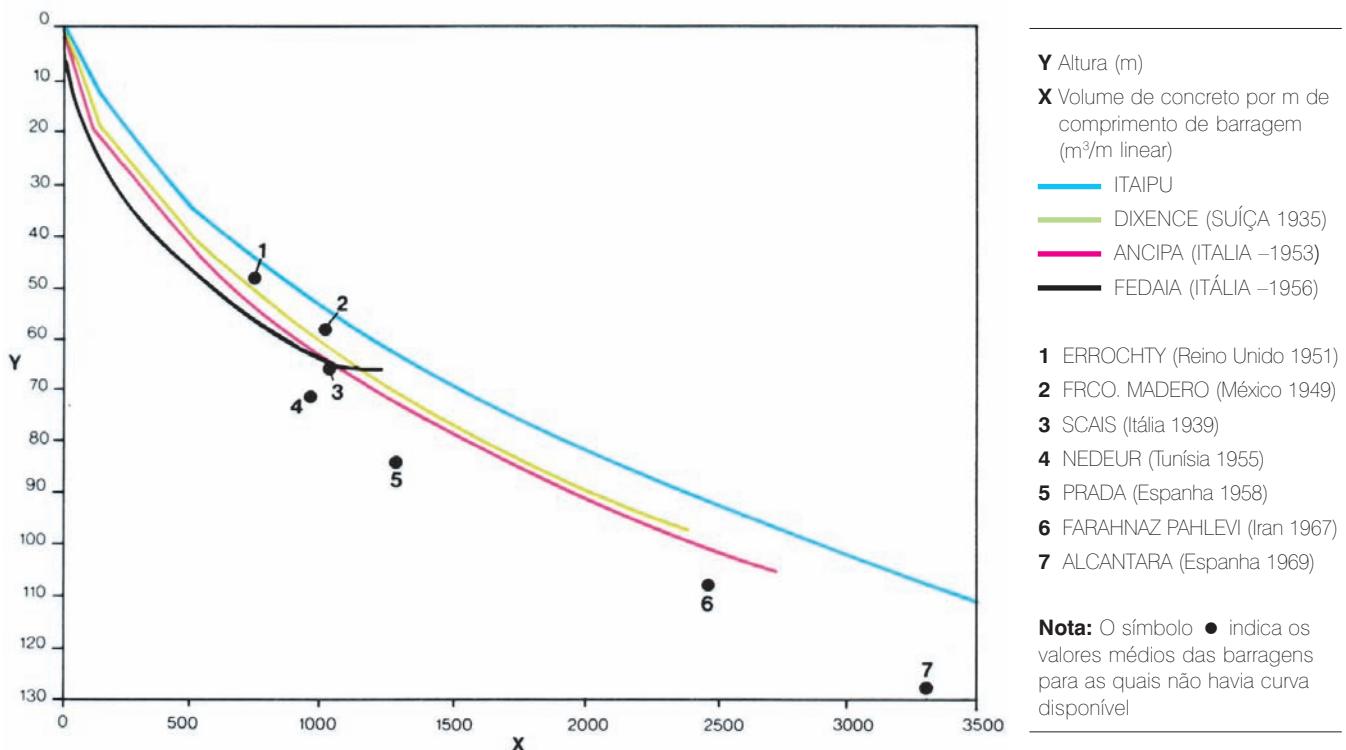


Fig. 3.4 Estudo comparativo entre as maiores barragens de gravidade aliviada



Na tabela seguinte é feita uma comparação entre potência nominal e energia gerada das maiores usinas de geração hidrelétrica do mundo:

Projeto	País	MW	10^9 kWh/ano
Itaipu	Brasil/Paraguai	14.000	75
Grand Coulee	EUA	10.830	20
Guri	Venezuela	10.300	50
Tucuruí	Brasil	8.000	43
Krashnoyarsk	Rússia	6.100	30
Aswan	Egito	2.100	10

A capacidade das turbinas hidráulicas aumentou cerca de seis vezes nos últimos 30 anos. Em 1957, as turbinas de maior potência em operação produziam cerca de 110 MW. Hoje as turbinas de Itaipu estão entre as de maior potência em operação:

Projeto	Potência máxima MW
Grand Coulee	820
Itaipu	800
Guri	730
Krashnoyarsk	505
Churchill Falls	475



Ilustração do tamanho do gerador de Itaipu. Uma orquestra completa pode tocar dentro da carcaça do estator

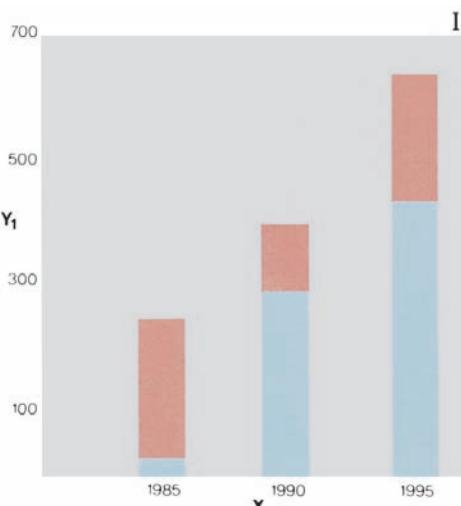
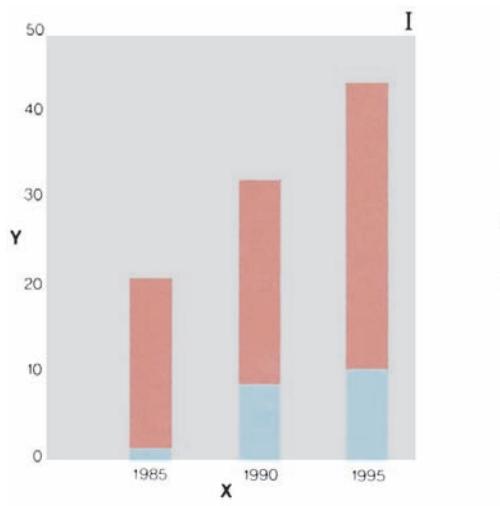


Fig.3.5 Participação de Itaipu no suprimento do mercado energético do Brasil e do Paraguai

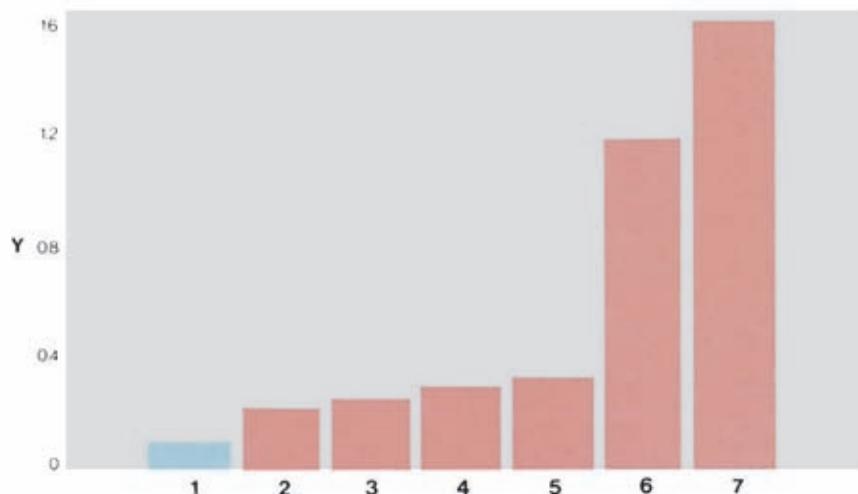


Fig. 3.6 Relação entre área inundada e capacidade instalada para os maiores aproveitamentos hidrelétricos brasileiros

A usina de Itaipu foi planejada com o objetivo de fornecer energia ao Paraguai e às regiões Sul e Sudeste do Brasil.

Em 1988, Itaipu foi responsável pelo suprimento de 20% da energia consumida nas regiões Sul e Sudeste do Brasil e 58% da energia consumida no Paraguai.

Em 1990, Itaipu fornecerá cerca de 30% da energia consumida nas regiões Sul e Sudeste do Brasil e 70% das necessidades totais de energia do Paraguai.

Em 1991, a capacidade geradora nominal instalada total atingirá 58.000 MW, dos quais aproximadamente 22% corresponderão a Itaipu.

A Fig. 3.5 ilustra o crescimento no tempo da participação de Itaipu nos mercados de energia brasileiro e paraguaio em comparação com outras fontes de energia.

Com relação ao uso de recursos naturais, a Fig. 3.6 mostra a relação entre área inundada e capacidade instalada para os maiores aproveitamentos hidrelétricos brasileiros. Nesta comparação, Itaipu tem a menor relação.

ASPECTOS FINANCEIROS

Embora o objetivo principal deste livro seja tratar os aspectos de engenharia do projeto Itaipu, ele estaria incompleto se não citasse de alguma forma os custos e o financiamento. Sem dúvida, devido a sua complexidade, eles serão tratados em outras publicações; aqui, somente os fatores essenciais e notáveis serão mencionados.

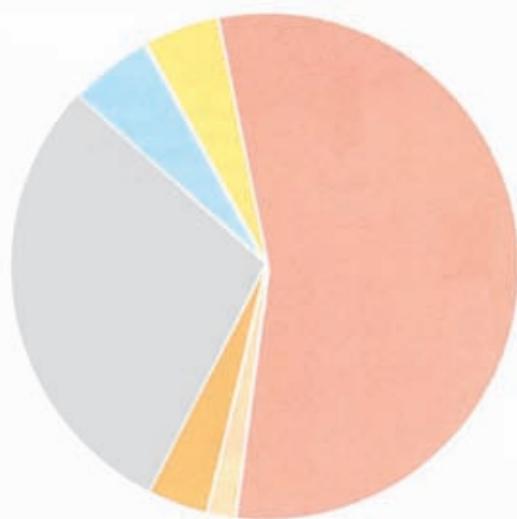


Fig. 3.7 Detalhe dos recursos financeiros

- BNDES (6%)
- Outras entidades do governo brasileiro (7%)
- Moeda estrangeira (28%)
- Créditos dos compradores (5%)
- Outros (0,5%) e Capital US\$ 100 milhões (0,5%)
- Eletrobras (53%)

Nota: Capital de Itaipu:

Eletrobras: 50% - US\$ 50 milhões

Ande: 50% - US\$ 50 milhões

Um dos problemas básicos para o cálculo dos custos reais do projeto Itaipu é o tempo decorrido desde sua concepção até sua conclusão, criando discrepâncias entre as estimativas iniciais e os custos finais. Os orçamentos iniciais foram efetuados em 1973, antes do primeiro choque do petróleo, e a construção atingiu seu ápice no fim do segundo choque do petróleo em 1979. As repercussões mundiais destas grandes instabilidades financeiras afetaram o Brasil e o Paraguai, provocando grandes aumentos de custo dos materiais e da mão de obra e instabilidade das taxas de câmbio. Devido à sua estrutura binacional, os custos de Itaipu foram sempre convertidos e cotados em dólares norte-americanos. Entretanto, as correções nas taxas de câmbio do dólar raramente refletiam a inflação real em dólar das moedas dos dois países. Portanto, foge à realidade e é irrelevante tentar comparar as estimativas originais e os custos finais do projeto. Uma melhor e mais significativa análise pode ser feita comparando os custos unitários da potência e

energia de Itaipu com os valores atuais de outros aproveitamentos hidrelétricos no Brasil e custos de fontes de geração alternativa mundiais. Estimativas efetuadas em 1987 previam o valor de $US\$ 11,33 \times 10^6$ para os custos diretos de Itaipu. Este valor compreendia todos os custos diretos de construção, mas não considerava os juros durante a construção, custos de transmissão e outros encargos financeiros. Estavam incluídos, entretanto, os custos da construção civil, materiais, equipamentos permanentes, engenharia, gerenciamento da obra e administração global por Itaipu durante a construção da obra. Disso resultava um valor de $US\$ 900/kW$ ou, com base na produção de energia prevista no projeto, de $US\$ 0,016/kWh$. No entanto, por causa das distorções das taxas de câmbio no momento da estimativa, esses valores deveriam sofrer um desconto de cerca de 15%, dando como resultado os seguintes valores comparativos no ano base de 1990:

	Custo do capital US\$/ kW	Custo da geração US\$/kWh.
Itaipu	765	0,014
Média das usinas hidrelétricas previstas no Brasil (plano 2010)		0,020
Usina térmicas a carvão	1200	0,033
Usina nuclear	1400	0,039
Usina térmica a óleo	1000	0,065

A análise, em termos de porcentagem dos custos de Itaipu, é a seguinte:

	%
Obras civis	50
Equipamento permanente	25
Subtotal da usina	75
Estradas de acesso, obras do reservatório, infraestrutura para construção e operação	10
Engenharia, gerenciamento da obra e administração geral	15
Total	100

O capital social foi fixado no valor nominal de $US\$ 100 \times 10^6$, controlado em partes iguais e intransferíveis pela Eletrobrás, em nome do Brasil, e Ande, em nome do Paraguai. Assim, o projeto Itaipu foi totalmente custeado por meio de financiamento da dívida, sendo que cerca



Instalações para navegação após a formação do reservatório

de dois terços de fontes brasileiras e o resto de bancos estrangeiros; veja Fig. 3.7.

O longo tempo de maturação do projeto associado às altas taxas de juros do fim da década de 1970 e do início da década de 1980 oneraram de forma anômala o custo do projeto durante a construção. Este valor pode atingir cerca de 50% do custo total do projeto uma vez concluído e operando totalmente. No entanto, mesmo com esse ônus, a energia de Itaipu é muito competitiva e o projeto é altamente rentável, tanto no âmbito nacional como internacional.

NAVEGAÇÃO

Antes da implantação do projeto Itaipu, o rio Paraná era navegável do rio da Prata até os pés do Salto Grande das Sete Quedas, ou Saltos del Guairá, e também a montante das quedas. A comunicação entre os dois trechos navegáveis, acima e abaixo das cataratas, era efetuada por meio de baldeação por terra, dando a volta às cataratas.

Com a formação do lago de Itaipu, que inevitavelmente afogou as quedas, a navegação, agora, tornou-se

possível entre o reservatório e os trechos superiores do rio Paraná.

Eclusas, canais e outras instalações serão necessários para superar a barragem de Itaipu e ultrapassar o desnível de 120 m entre o lago e o canal de fuga para restabelecer a navegação contínua entre os trechos superiores e inferiores do rio.

Embora a execução destas instalações para navegação na barragem de Itaipu não seja da responsabilidade direta de Itaipu, o tratado e os acordos suplementares estabeleceram que os estudos de engenharia do projeto Itaipu deveriam compreender planos completos destas obras, e que Itaipu deveria fornecer instalações para baldeação por terra, superando a barragem, até a construção dos canais de navegação.

Foram estudados diversos esquemas para as futuras instalações de navegação, os quais serão apresentados no devido tempo aos governos do Brasil e do Paraguai para a devida escolha e execução e, também, para a definição da entidade responsável pela sua realização. Entretanto, as instalações de baldeação por terra, durante e após a construção, foram levadas a cabo ao longo do rio Paraná, incluindo os seguintes cais e suas estradas de acesso: Guaíra no Brasil e Puerto Franco e Salto del Guairá no Paraguai.

GEOLOGIA, INVESTIGAÇÕES

GEOTÉCNICAS

E TRATAMENTO SUBTERRÂNEO

GEOLOGIA DA ÁREA DE PROJETO	4.3
Principais Características	4.3
INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS	4.6
PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES DAS FUNDAÇÕES	4.9
Descontinuidades	4.9
Zonas de Cisalhadas	4.9
Tratamento Subterrâneo	4.11
INSTRUMENTAÇÃO DA MALHA DE CHAVETAS	4.16

GEOLOGIA, INVESTIGAÇÕES

GEOTÉCNICAS

E TRATAMENTO SUBTERRÂNEO

GEOLOGIA DA ÁREA DE PROJETO

PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

A área de projeto e o reservatório de Itaipu jazem sobre os grandes derrames basálticos da bacia superior do rio Paraná, que pertencem à formação Serra Geral da era jurássica inferior; veja na Fig. 4.1. As principais características geológicas desta área, ilustradas na Fig. 4.2, são:

- Derrames basálticos essencialmente horizontais, com espessura de 20 a 60 m.
 - Camadas de brecha intercaladas entre os derrames de basalto, de 1 a 30 m de espessura, geralmente heterogênea, usualmente mais fraca e deformável que o basalto.
 - Descontinuidades dispostas em planos paralelos aos derrames de basalto, geralmente localizadas nos contatos entre derrames, ou na base da zona de transição.
 - Permeabilidade horizontal, várias vezes maior que a permeabilidade vertical. Os derrames de basalto são relativamente uniformes, variando desde basalto cinza-escuro, de granulação fina a grosseira na porção central, à zonas de transição vesicular, amigdaloidal e brechosa perto do limite superior.
- A espessura, litologia e porosidade das camadas de brecha são altamente variáveis. Durante o período entre dois derrames de lava, a superfície escoriácea e irregular do derrame foi submetida ao intemperismo com erosão e depósito de areia, ou silte, pela ação do vento e da água.



Vista geral das escavações

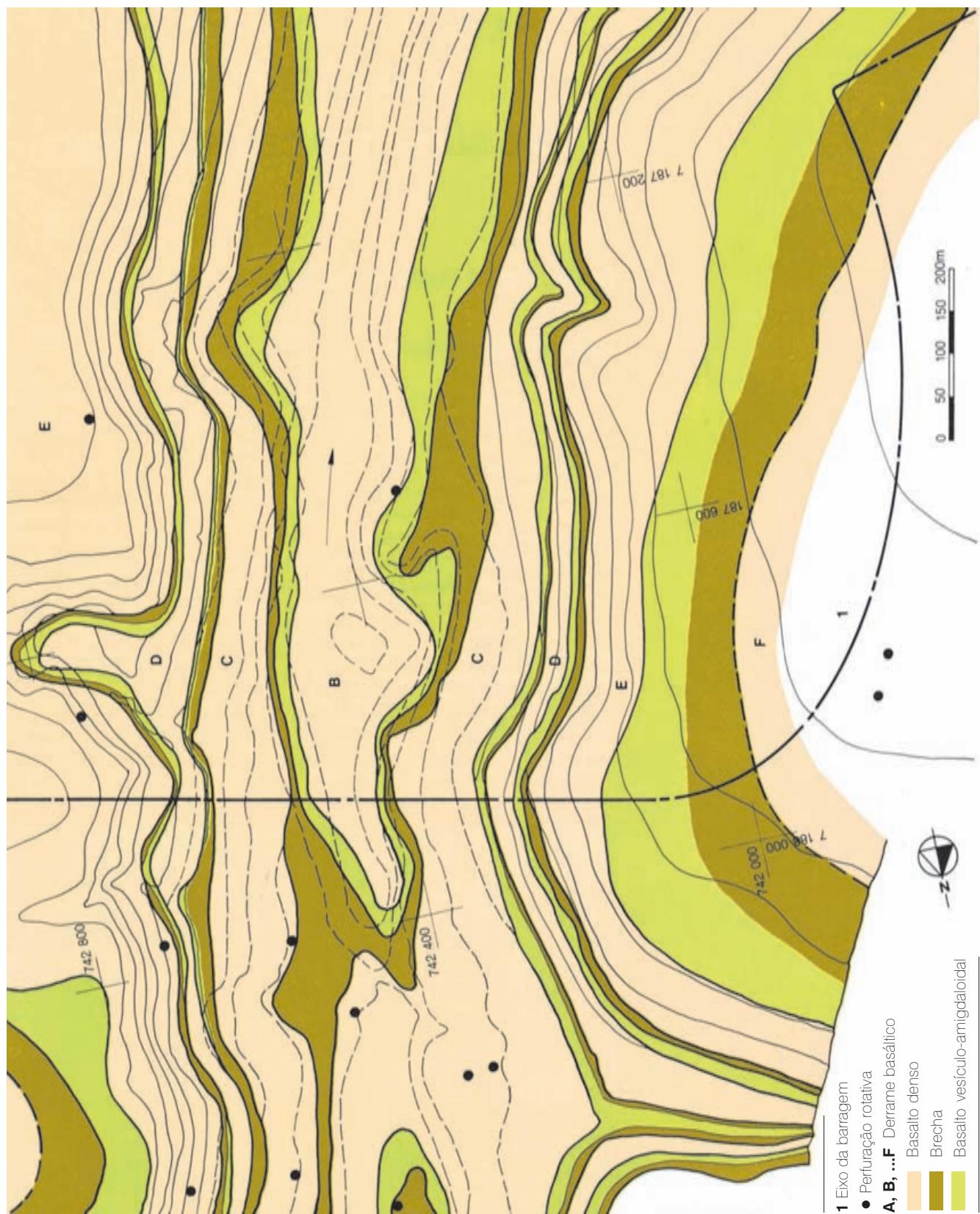
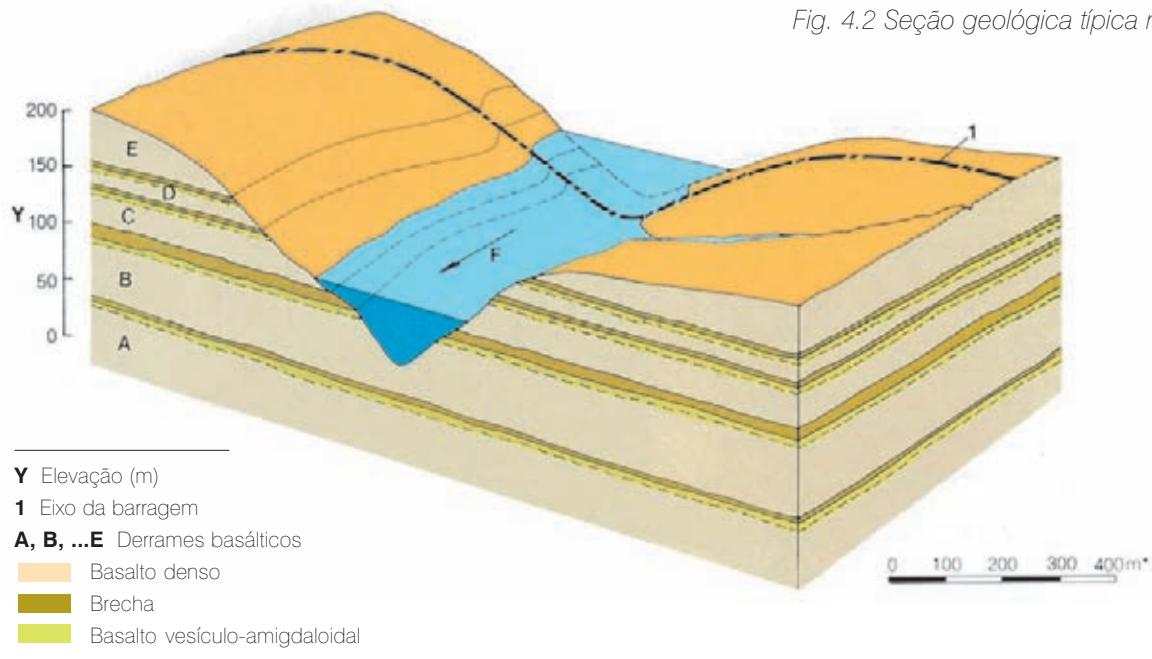


Fig. 4.1 Mapa geológico geral



O derrame subsequente então moldou e soldou novamente este material, formando assim as camadas superiores de brecha de cada derrame, de natureza heterogênea.

Outro aspecto especial destes derrames basálticos é a descontinuidade singenética geralmente encontrada na base da zona vesículo-amigdaloidal de cada derrame. Este foi provavelmente o resultado da concentração de materiais argilosos neste horizonte, depositado quando o derrame se encontrava em estado viscoso. Uma causa alternativa para estas descontinuidades foi o movimento de cisalhamento nesta linha divisória, entre a crosta superior, que já estava sólida, e o núcleo interno do derrame ainda em estado líquido e em movimento.

No local de projeto, os derrames de basalto apresentam um mergulho regional de 3° em direção ao nordeste. Os principais alinhamentos na área, conforme observado nas fotografias aéreas, têm orientação entre 30° N a 50° O (17%), 50° N a 70° O (15%) e 30° N a 50° L (13%). Esta última corresponde ao alinhamento geral do rio Paraná na área de projeto.

São cinco os derrames basálticos diretamente relacionados ao projeto; foram denominados, em ordem ascendente, de A, B, C, D e E, com espessuras que variam entre 30 e 70 m; veja a Fig. 4.3. Descontinuidades sub-horizontais também foram encontradas, formadas pela erosão do rio Paraná, de modo que a massa rochosa desconfinada sofreu um leve deslocamento em direção

ao leito do rio devido à ação de forças horizontais. A rocha maciça do leito do rio também apresenta áreas de cisalhamento, seguindo uma direção geral paralela ao rio, com mergulho no sentido leste ou oeste, cisalhamento este causado mais provavelmente pela ação de forças compressivas horizontais na direção leste-oeste. As descontinuidades sub-horizontais associadas ao basalto de composição mineral diferente constituem a característica peculiar desta área. A título de exemplo destas juntas podemos citar as descontinuidades denominadas junta A na El. 12 e junta B na El.62.

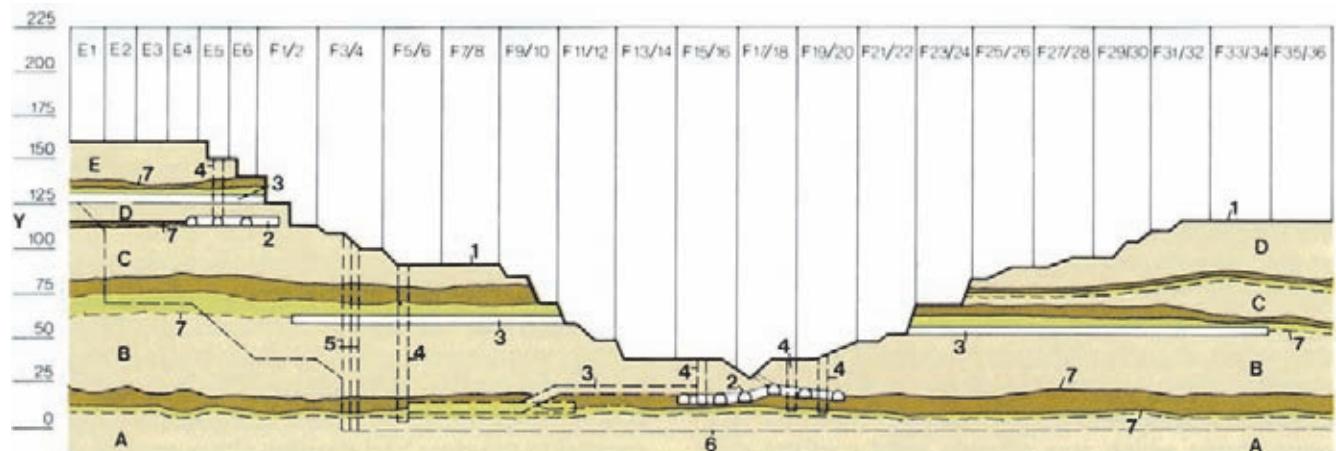
Cada derrame apresenta três tipos distintos de rocha basáltica:

- Basalto denso, caracterizado pela sua textura microcristalina, alta densidade (2,95) e alto módulo de deformabilidade ($> 2000 \text{ kN/cm}^2$). Por causa da sua rigidez intrínseca, este basalto é altamente fraturado.
- O basalto vesículo-amigdaloidal possui uma textura similar à do basalto denso, porém, contém vesículas e é bem menos fraturado que o basalto denso. Sua densidade varia de 2,6 a 2,7 e tem um módulo de deformabilidade entre 1.000 e 1.500 kN/cm^2 . Esta litologia não apresenta zonas permeáveis.
- Brecha e lava escoriácea, composta de lava altamente vesicular que engloba blocos angulosos de diferentes tipos de basalto, arenito e silte, e que possui cavidades irregulares parcialmente preenchidas com carbonato, zeólita e quartzo amorfó e cristalino. As densidades



Investigações geológicas por meio de sondagem na margem esquerda

Fig. 4.3 Fundação da barragem principal – seção geológica longitudinal



Y Elevação (m)

1 Perfil da escavação

2 Chavetas

3 Túneis de exploração

4 Pôgos de prospecção

5 Cortina de injeção transversal

6 Limite da cortina de injeção

7 Descontinuidades

E1...E6 Barragem lateral direita

F1/2...F35/36 Blocos da

barragem principal

A, B, ...E Derrames basálticos

Basalto denso

Brecha

Basalto vesículo-amigdaloidal

variam entre 2,1 e 2,4, e em alguns locais são inferiores a 2. O módulo de deformação gira em torno de 700 kN/cm². A elevada porosidade e interconexão das cavidades resultam numa permeabilidade maior que 10⁻³ cm/s.

As descontinuidades encontradas normalmente nas áreas de contato da parte superior da brecha e da parte inferior do basalto denso eram aspectos de relevância no que se refere à estabilidade das barragens e das outras estruturas.

INVESTIGAÇÕES GEOLÓGICAS E GEOTÉCNICAS

Os levantamentos efetuados no início dos estudos de projeto tiveram como meta principal estabelecer a viabilidade do arranjo proposto. Foram feitas perfurações rotativas com retirada de testemunhos, visando obter um conhecimento geológico abrangente da área, definir as características dos derrames basálticos, a sua espessura e, o mais importante, a natureza das brechas. Nesta fase inicial, foram escavados também trincheiras e túneis

exploratórios nas margens para examinar visualmente as características das formações rochosas. Os exames e testes *in situ* permitiram a definição das características geotécnicas da brecha que, em função do seu baixo módulo de deformação, foram consideradas camadas problemáticas. Foram efetuados oito testes de cisalhamento *in situ* na brecha e testes de macaco plano nos túneis para determinar o módulo de deformação. As amostras representativas obtidas através das perfurações foram testadas em laboratório para definir as características litológicas das diversas camadas rochosas.

Investigações posteriores reuniram os dados necessários para definir os níveis da fundação para a estrutura e o tratamento da fundação. Essas investigações também contribuíram para uma melhor compreensão das descontinuidades horizontais, inicialmente inferidas a partir da correlação dos dados obtidos das perfurações e, posteriormente, confirmadas pelos afloramentos ao longo das margens do rio. Foram realizadas sondagens com amostragem integral e escavados poços e túneis em vários locais com a finalidade de conhecer as características geotécnicas das descontinuidades.

Um poço de exploração de 4m de diâmetro foi escavado desde a El. 125 até a El. 7 na margem direita do rio, perto do eixo da barragem. Esse poço atravessava a maioria das descontinuidades de importância para as fundações da barragem principal. A partir deste poço foram escavados túneis de exploração na El. 70, El. 59 e El. 12 e, a partir do último, um outro túnel inclinado alcançava a área de contato entre os derrames A e B na El. 20. O túnel da El. 70 foi escavado de modo a permitir uma investigação minuciosa das propriedades geotécnicas da brecha B. O objetivo dos túneis na El. 59 e El. 12 era determinar quais eram as características das seguintes descontinuidades:

- As camadas e juntas soldadas com cimento calcítico na El. 62 (junta B).
- Zonas fraturadas na base do derrame B.
- A área de contato dos derrames A e B na El. 20 e a junta A na El. 12.

Nos túneis da El. 62 e El. 20 foram efetuados testes de cisalhamento direto *in situ* sobre blocos de 1 m x 1 m, nas descontinuidades.

Depois do desvio do rio em outubro de 1978, a junta B foi investigada ao longo de dois túneis de drenagem: um túnel de 165 m de comprimento na El. 60, na margem



Investigação geológica da brecha B na estrada de acesso



Levantamento geológico na margem direita

direita, e um túnel de 210 m de comprimento na El. 55, na margem esquerda. A junta sub-horizontal no derrame D foi investigada a partir do túnel escavado na margem direita na El. 125.

Para a obtenção de dados geotécnicos melhores e mais confiáveis das descontinuidades na El. 20 e El. 12 poços e túneis de exploração foram escavados no leito do rio, depois do desvio do rio. Esses túneis revelaram outras descontinuidades associadas à descontinuidade A/B. Consistiam em juntas de cisalhamento com material argiloso envolvendo blocos de basalto, de espessura variando de 0,3 a 0,05 m, algumas mergulhando em direção à margem direita e outras em direção à margem esquerda e, em certos pontos, mergulhando para montante ou para jusante.

Os resultados dos testes *in situ* e de laboratório constam da Tabela 4.1.

Tabela 4.1 Propriedades físicas da rocha de fundação

Tipo de material	Derrame	Ensaios <i>in situ</i>				Ensaios de laboratório												
		Deformabilidade	Resistência	Deformabilidade	Resistência	$E_d \times 10^3$	$E_s \times 10^3$	ν	k_t	ϕ	c	$E_d \times 10^3$	$E_s \times 10^3$	ν	ϕ	c	σ_c	σ_t
Rochas																		
Brecha basáltica																		
Maciça/média	B	1,6-1,9	1,0 (1)	0,22	35	360	1,7	2,0	0,33									
Média	B	1,6-1,9	1,3 (1)	0,22	35	360	2,5	2,3	0,26									
Cavernosa	B	0,9-1,2	0,5 (1)	0,23			1,0	0,7	1,96									
Maciça	D																	
Cavernosa	B			0,4 (3)														
Cavernosa	B			0,3 (3)														
Média	B			0,6 (3)														
Sã	(4)																	
Levemente intemperizada	(4)																	
Intemperizada	(4)																	
Basalto vesicular	B	2,5-4,0	0,30															
Cinza são	A		0,7 (3)															
Cinza	A		0,8 (3)															
São	(4)																	
Levemente intemperizado	(4)																	
Intemperizado	(4)																	
Basalto denso	C	2,6 (2)																
Cinza são	B	1,7 (3)																
Cinza sobre junta B	B	0,1 (3)																
São	(4)																	
Juntas																		
Descontinuidade D	El. 125																	
Descontinuidade B	El. 61																	
Contato A/B	El. 20																	
Descontinuidade A	El. 12																	

Observações:

- (1) Valores obtidos através de macaco piano
- (2) Medições com dilatômetro
- (3) Ensaio de carregamento de placa
- (4) Esses são valores médios de diferentes medições efetuadas durante o projeto de viabilidade

PRINCIPAIS DESCONTINUIDADES DA FUNDAÇÃO

DESCONTINUIDADES

Junta sub-horizontal do derrame D

Esta descontinuidade afetava os blocos E1 até E6 da barragem de contraforte e o bloco F1/2 da barragem principal na margem direita, onde ocorria na El. 125. Na margem esquerda está localizada na El. 116, debaixo dos blocos F33/34 e F 35/36. Possui preenchimento de argila, levemente ondulado, com espessura de 10 a 30 cm, com um ângulo de atrito interno aproximado $\phi = 30^\circ$ na margem direita e 25° na área próxima à estrutura de controle do desvio.

Contato entre os derrames de basalto C e D

Esta descontinuidade está localizada na El. 112, debaixo dos blocos E e F 1/2 da barragem principal na margem direita, onde a junta é aberta, lisa e cheia de argila plástica. As características geotécnicas melhoram gradualmente à medida que aumenta a distância desde a superfície do terreno. Um ϕ de aproximadamente 20° foi estimado debaixo do bloco F1/2 e de aproximadamente 30° debaixo do bloco E 4. Esta descontinuidade também afetava os blocos F 33/34 e F 35/36 na margem esquerda onde, na El. 110, aparece com uma espessura de alguns centímetros, sem irregularidades relevantes e com um ϕ que se presumia alcançar cerca de 40° .

Área fraturada do basalto denso do derrame C

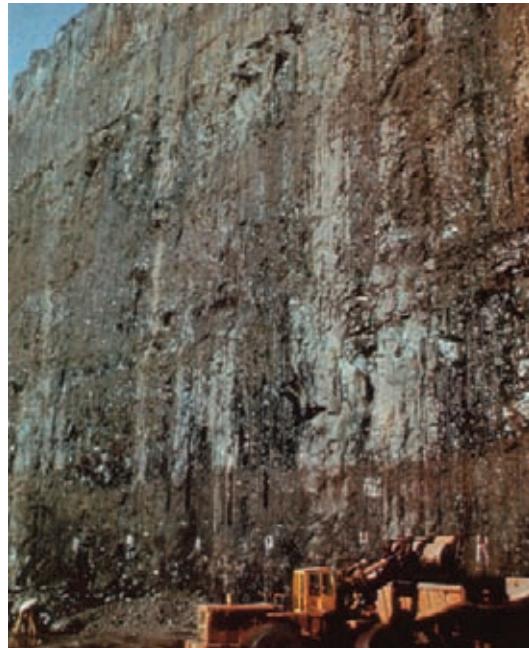
Esta área consiste num feixe de fraturas descontínuas com superfícies oxidadas que afetam principalmente os blocos F 33/34 e F 35/36 na margem esquerda, onde ocorrem na El. 96. Para esta zona foram estimados um $\phi = 40^\circ$ e uma coesão de $c = 40 \text{ N/cm}^2$.

Junta B na El. 55 – 62

Consiste num pacote de juntas, separadas umas das outras de 1 a 5 cm, soldadas com carbonato de cálcio e parcialmente abertas. Em consequência do modo de formação dos cristais de carbonato de cálcio, as juntas possuem um baixo valor de ϕ . A resistência desta junta foi estimada em $\phi = 35^\circ$ e $c = 50 \text{ N/cm}^2$.

Brecha B na El. 70 – 80

A brecha mais espessa encontrada tinha uma espessura de 10 a 15 m, e na área da barragem a espessura média



Ombreira esquerda da estrutura de desvio entre El. 105 e El. 125. A descontinuidade D é visível no lado esquerdo da foto.

era de 10 m. A brecha possui características geotécnicas heterogêneas que vão de compacta, com pouca porosidade, a cavernosa, inadequada como fundação para as estruturas. O módulo de deformabilidade médio para a brecha compacta foi estimado em 700 kN/cm^2 , e os parâmetros de resistência foram avaliados em $\phi = 35^\circ$ e $c = 50 \text{ N/cm}^2$.

Junta A

Esta junta apresenta-se como um horizonte levemente intemperizado, sem fratura definida nas áreas onde o contato entre os derrames A e B é aberto. Na margem esquerda, debaixo dos blocos F 19/20 a F 35/36, a espessura do preenchimento de argila na junta era de 3 a 5 cm com o ϕ estimado de 35° .

ZONAS CISALHADAS

Zonas cisalhadas na base do derrame do basalto B

As zonas cisalhadas do leito do rio, na base do derrame B, constituíam o aspecto mais importante das fundações, quanto à estabilidade da barragem principal e da casa de força. As zonas cisalhadas formam pelo menos quatro planos principais; veja a Fig. 4.4.

Zona cisalhada 1. Localizada na ombreira direita, esta zona virtualmente coincide com o contato entre os derrames A e B, aproximadamente na El. 20, subindo em direção à margem esquerda até ser interceptada pela zona 2. Rejeitos de até 30 cm foram encontrados nesta zona, longe das áreas de contato. Em algumas áreas, a zona cisalhada 1 encontra-se preenchida com concentrações de argila altamente plástica, e em outros locais, com material milonitizado. À medida que esta zona se aproxima e finalmente se junta ao contato A/B, ela apresenta, em alguns pontos, um preenchimento de argila e, em outros, uma descontinuidade aberta, muito permeável, conforme demonstrado pelas infiltrações ocorridas nos túneis durante a construção. Tudo indica que, por causa do alto grau de intemperismo, não foram observados espelhos de falha ou qualquer outro indício de movimento ao longo da descontinuidade.

Zona cisalhada 2. Esta foi a primeira a ser detectada por aflorar debaixo da alma do bloco F17. A sua condição geomecânica é variada: nas elevações mais altas, apresenta elevada concentração de argila; nos mais baixos níveis, predomina o contato rocha-rocha.

Onde a concentração de argila é elevada, há evidência considerável de movimento, e foram observados rejeitos de 10 cm em média. No local onde esta zona intercepta a zona 1, há uma espessa camada de rocha com múltiplas fraturas horizontais, as quais provocaram algumas quedas de pedras durante a escavação do túnel. O ângulo formado por estas duas zonas é de 20°. Na área das fundações, esta zona tem uma direção predominante N-S e um mergulho para L de 15°.

Zona cisalhada 3. Esta é menor que as zonas 1 e 2 e está situada do lado de jusante da barragem. Apresenta um mergulho para jusante, favorável a deslizamentos.

Na direção de montante, esta zona se fecha e desaparece antes de aflorar e, por esse motivo, não foi detectada durante os preparos da superfície de fundação. Na direção de jusante, ela praticamente alcança o contato A/B. Predomina o preenchimento cataclástico com fragmentos de rocha fraturada, às vezes envolta numa matriz argilosa. Há evidentes indícios de movimento na direção E-O. Foi construída uma malha superior de túneis e chavetas na El. 30 para tratar esta zona.

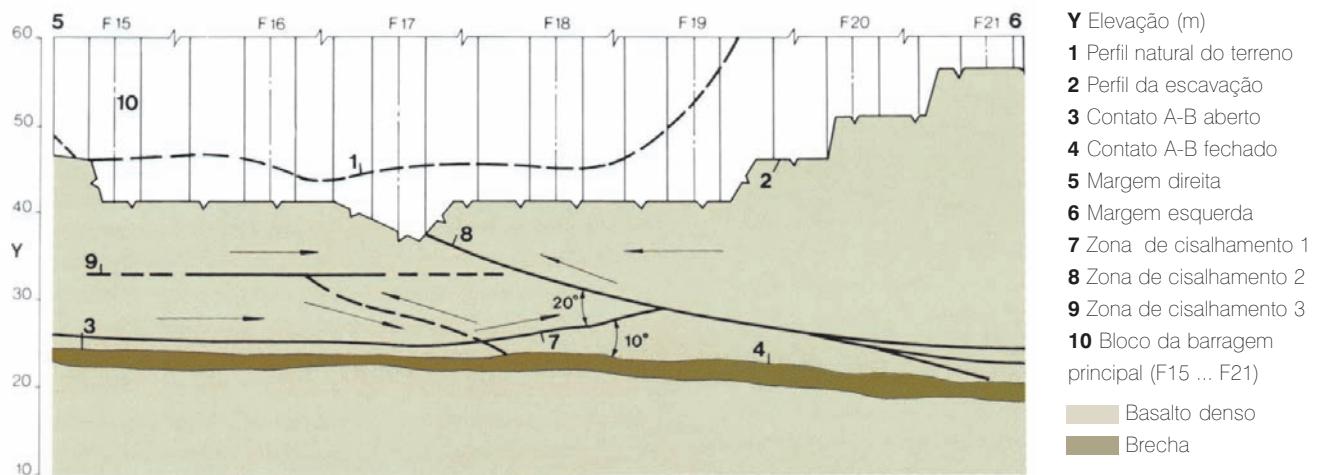
Zona cisalhada 4. Esta zona, cuja área mede apenas uns 40 m x 50 m, foi detectada entre a El. 30 e a El. 35. Nela foram encontradas somente pequenas deformações causadas pelo processo de construção da barragem e, por este motivo, deixada sem tratamento. Um poço de 9,5 m de profundidade foi escavado para sua exploração e inspeção.

As investigações exploratórias demonstraram que os preenchimentos desta zona eram irregulares, e confirmaram sua localização e extensão conforme estabelecido originalmente pelas sondagens.

As opiniões eram diversas quanto à origem das zonas de cisalhamento na fundação principal do leito do rio. No entanto, o consenso era de que essas descontinuidades estavam relacionadas com tensões horizontais associadas à erosão do rio, produzindo uma típica configuração de ruptura por arqueamento-cisalhamento; veja a Fig.4.4.

Julgou-se pouco provável que estas zonas de cisalhamento tivessem origem na redistribuição de um

Fig. 4.4 Fundação da barragem principal - mecanismo provável de formação do rio



campo inicial de tensões naturais, resultantes somente do peso da rocha e de suas propriedades elásticas devido à erosão do cânion do rio. Mesmo considerando 100 a 200 m de terreno de cobertura sobre o topo do vale, erodidos durante as eras geológicas, as tensões horizontais resultantes seriam baixas e capazes de arquear apenas um estrato de basalto relativamente fino (10 m), porém sem cisalhá-lo, considerando que tais tensões são muito mais baixas que a resistência à compressão simples do basalto. Portanto, deve ter havido uma contribuição de tensões horizontais exercidas, por assentamento regional, por compressão lateral da crosta, ou por uma combinação dos dois processos.

TRATAMENTO SUBTERRÂNEO

Tratamento subterrâneo da descontinuidade da margem direita

O tratamento no contato entre os derrames C e D consistiu de uma malha de três chavetas longitudinais e de outra transversal debaixo dos blocos F1, E6, E5 e E4 da barragem, totalizando cerca de 600 m de túneis e 6000 m³ de enchimento de concreto; veja a Fig. 4.5. A descontinuidade coincide com o contato C/D, na El. 112 aproximadamente.

O tratamento subterrâneo abarcou metade de um bloco de gravidade aliviada e cinco blocos individuais de contrafortes. Tratamento esse necessário em função da baixa resistência ao cisalhamento do material argiloso na

descontinuidade e do não confinamento desta parte da fundação por dois lados: a esquerda, devido à fundação descendente em degraus, e a jusante, devido à escavação profunda para a área de montagem direita. O tratamento melhorou a resistência ao cisalhamento dos planos de fraqueza, o suficiente para que os coeficientes de segurança contra o cisalhamento-deslizamento na descontinuidade ficassem adequados.

Tratamento subterrâneo das fundações da barragem principal no leito do rio

O tratamento das fundações mais extenso foi realizado debaixo dos blocos mais elevados da barragem principal, no leito do rio.

Entre as diversas alternativas de tratamento consideradas, tais como rebaixamento da escavação, escavação de trincheira ou diafragma de vedação, remoção por lavagem dos materiais fracos e aplicação de injeções de cimento, chavetas, etc., duas foram selecionadas para uma análise detalhada.

1. Rebaixamento parcial de um terço da fundação de jusante.

2. Chavetas de concreto nas zonas de contato A/B.

A comparação destas duas alternativas de tratamento corretivo levou às seguintes conclusões:

- Ambas as alternativas ofereceriam fatores de segurança equivalentes.

- Ambas eram essencialmente iguais quanto à viabilidade técnica.

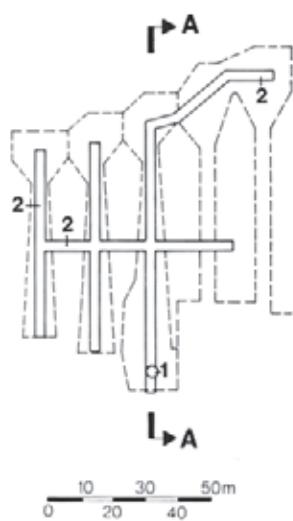
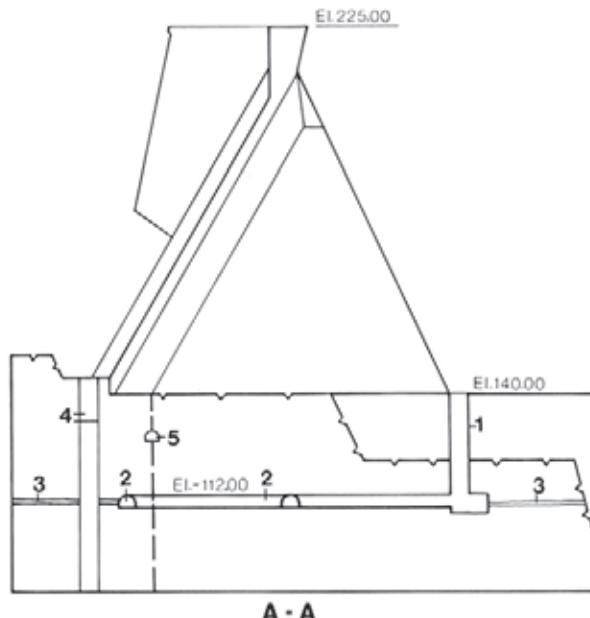


Fig. 4.5 Barragem principal – tratamento da fundação na margem direita

- 1 Poço de acesso
- 2 Chavetas
- 3 Descontinuidade
- 4 Cortina de injeção
- 5 Túneis de drenagem



- Caso fosse rebaixado o nível da fundação para El. 20 seriam necessárias as seguintes quantidades adicionais: 190.000 m³ de escavação e 180.000 m³ de concreto.
- Mesmo levando em conta os preços unitários mais elevados das chavetas, a alternativa de tratamento subterrâneo seria mais barata em 20%.
- Para a primeira alternativa seriam necessários 7 meses para escavar a rocha e preenchê-la com concreto da El.40 para a El.20, o que comprometeria o cronograma de construção dos blocos elevados da barragem principal.
- O tratamento subterrâneo (a segunda alternativa) poderia ser executado simultaneamente à construção dos blocos da barragem com um mínimo de interferência.

Com base nas conclusões citadas acima, optou-se pela segunda alternativa que requeria o tratamento subterrâneo com chavetas. O arranjo final consistia de uma malha de oito chavetas paralelas e oito perpendiculares ao eixo da barragem; veja Figs. 4.6 e 4.7. As chavetas individuais são constituídas de túneis de 3,5 m de largura e 2,5 m de altura na El. 20, cerca de 15 a 20 m abaixo da superfície, preenchidas com concreto e injetadas nos contatos.

O comprimento total das chavetas somava 2.600 m e o volume total de concreto utilizado 30.000 m³. A malha está circunscrita por um túnel perimetral de drenagem de 800 m de comprimento, escavado ao longo do contato A/B e na cota aproximada de El. 20, o qual isola a região tratada para reduzir ao mínimo a subpressão na área interna.

Critérios para o projeto de tratamento de fundação com chavetas.

A malha de chavetas de concreto ao longo das descontinuidades foi projetada para oferecer resistência contra o cisalhamento-deslizamento ao longo dos planos de fraqueza, além de substituir por concreto uma quantidade suficiente de veios e camadas mais deformáveis para reduzir os recalques diferenciais das fundações.

Os critérios básicos para o tratamento foram os seguintes:

- O comportamento da barragem e de suas fundações deveria ficar bem dentro do campo elástico.
- Deveria ser assegurada uma boa transmissão das forças através do plano das descontinuidades.
- As obras de construção da galeria de drenagem perimetral deveriam estar concluídas antes do enchimento do reservatório.

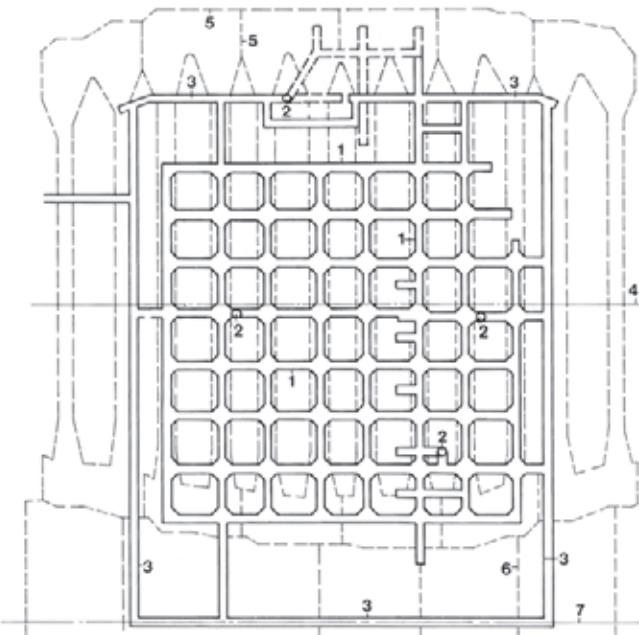


Fig. 4.6 Barragem principal e casa de força no leito do rio - Tratamento de fundação – planta na El. 20

- 1 Chavetas
- 2 Poço de investigação e acesso
- 3 Túnel perimetral de drenagem
- 4 Eixo da barragem
- 5 Barragem principal – bloco de gravidade aliviada
- 6 Bloco da casa de força
- 7 Eixo da casa de força

- As áreas fracas e fraturadas deveriam ser localizadas, observadas e tratadas.

Análises convencionais de estabilidade. A área de fundação, debaixo de cada bloco de gravidade aliviada necessitando de tratamento, foi definida através de análises de estabilidade convencionais do equilíbrio limite contra o cisalhamento-deslizamento com as seguintes hipóteses:

- Um plano de deslizamento horizontal, devido ao pequeno declive (1° a 2°) da descontinuidade.
- Diagrama de subpressões de acordo com os critérios de projeto, levando em conta o efeito dos túneis de drenagem.
- Fissuras verticais a jusante e montante, na fundação até a El. 20, com plena carga hidrostática.
- A resistência lateral da rocha não foi considerada (entre a superfície da fundação e a descontinuidade, El. 40 e El. 20), visto que a análise era bidimensional.

- A resistência da cunha de rocha à jusante não foi considerada, porque tal força só seria mobilizada depois que a deformação da fundação tivesse alcançado o limite de elasticidade.
- Que somente a primeira etapa da casa de força fosse construída.
- Resistência ao cisalhamento das chavetas de concreto igual a $0,5 \text{ kN/cm}^2$; testes de laboratório haviam confirmado este valor.
- Contribuição da área sem tratamento com $c = 0$ e $\phi = 15^\circ$. Embora este ângulo tivesse sido avaliado de 20° a 25° , por causa da grande diferença entre a deformabilidade do concreto e aquela da descontinuidade sem tratamento, o concreto alcança o seu limite de resistência ao cisalhamento a níveis baixos de deformação, enquanto que as tensões nas descontinuidades são apenas mobilizadas. Isso justificou o baixo valor de ϕ adotado.
- Nenhuma contribuição da carga vertical da barragem sobre as chavetas de concreto, porque as chavetas foram construídas simultaneamente com os blocos da barragem. Foi estimado que somente 28% do peso da barragem contribuiria na mobilização da resistência ao atrito nas chavetas.

A maior parte das hipóteses resultou em cálculos conservadores quanto à estabilidade da barragem.

As análises indicaram que para se obter um fator de segurança satisfatório era preciso que a área mínima a ser tratada através de chavetas de concreto fosse em torno de 25% da área bruta de fundação, debaixo dos quatro blocos da barragem.

Estudos das tensões pelo método dos elementos finitos.

A análise pelo método dos elementos finitos foi

Fig. 4.7 Seção transversal do tratamento da fundação da barragem principal e da casa de força

- | | |
|----------------------|----------------------------------|
| 1 | Cortina de injeção |
| 2 | Injeção de contato |
| 3 | Injeção de consolidação |
| 4 | Furos de drenagem |
| 5 | Poço de investigação e de acesso |
| 6 | Chavetas |
| 7 | Túnel de drenagem |
| A, B | Designação de derrame |
| Basalto denso | |
| Brecha | |

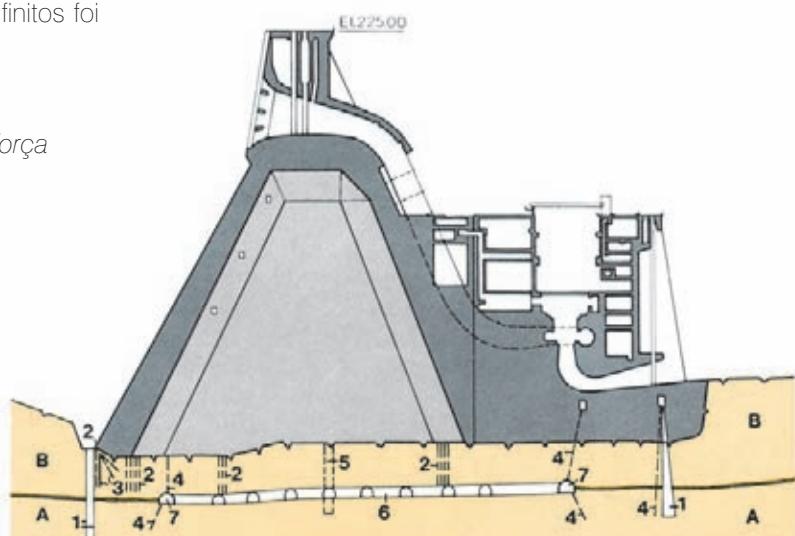
usada para definir o arranjo das chavetas e a consequente distribuição das tensões nas descontinuidades.

Inicialmente, foram consideradas chavetas com orientação longitudinal, porque se acreditava que uma chaveta normal à direção da carga hidráulica resistiria melhor às forças de cisalhamento. Descobriu-se, no entanto, que as tensões tendiam a se concentrar nas chavetas de montante, o que poderia levar a uma ruptura progressiva. Outra alternativa, com as chavetas transversais (orientadas de montante para jusante), por serem contínuas debaixo de cada alma dos blocos, proporcionaria uma resistência efetiva contra o cisalhamento sobre toda a largura, incluindo o efeito de arco sobre as áreas heterogêneas da fundação.

Portanto, na busca para otimizar ambas as orientações e obter um tratamento mais uniformemente distribuído, decidiu-se adotar uma malha de túneis transversais e longitudinais cheios de concreto para formar as chavetas.

Os estudos desta solução resultaram nas seguintes conclusões:

- As chavetas longitudinais são submetidas a maiores tensões de cisalhamento, quanto menores os valores da rigidez ao cisalhamento da descontinuidade.
- As tensões de cisalhamento são menores nas chavetas longitudinais e aumentam gradualmente até um máximo nas chavetas transversais.
- As áreas nos extremos de montante e de jusante trabalham num nível de tensão de cisalhamento mais elevado.
- Em todos os casos, as tensões de cisalhamento estão abaixo dos limites admissíveis em toda a fundação tratada.



Escavação com explosivos e tratamento da fundação subterrânea. A sequência de escavação dos túneis para as chavetas foi planejada de modo a proporcionar condições de trabalho seguras, evitar danos à rocha sã e minimizar a interferência com a construção da barragem. Os túneis tiveram que ser localizados ao longo das áreas mais fraturadas e fracas, resultando muitas vezes em escavar em áreas instáveis e perigosas. Portanto, adotou-se uma ampla gama de métodos para a estabilização da rocha.

As escavações a fogo dos túneis foram controladas para evitar danos ao concreto, tanto nos blocos de concreto da barragem localizados de 15 a 20 m acima, como nas chavetas próximas ou no próprio maciço de rocha. Assim, regras estritas foram estabelecidas para fiscalizar as vibrações oriundas das detonações, as quais determinaram a quantidade permitida de carga de explosivos por espera e, por conseguinte, a velocidade de avanço nas obras dos túneis. As velocidades das partículas estipuladas abaixo não podiam ser superadas para o concreto da idade correspondente.

Idade do concreto (horas)	Máxima velocidade de partículas (cm/s)
0 - 8	Sem restrição
8 - 24	0,25
24 - 36	0,5
36 - 48	1,0
48 - 60	1,75
60 - 72	3,0
> 72	5,0

O avanço máximo para cada série de fogos foi de 1,6 m com a remoção do material escavado por equipamentos compactos especiais. Em algumas ocasiões, a presença de duas ou mais descontinuidades no mesmo local requeria a escavação do túnel em bancadas, resultando numa altura final do túnel de 8 a 10 m (quando a altura de projeto era de 2,5 m). E, às vezes, produzia uma instabilidade localizada, corrigida pela rápida colocação de concreto. Estes casos foram previstos durante o planejamento das escavações e os trabalhos orientados para que estes locais fossem alcançados somente durante a última etapa de abertura de cada túnel, reduzindo assim ao mínimo o tempo decorrido entre a conclusão da escavação e o lançamento do concreto. Algumas chavetas foram também estendidas



Túneis para chavetas transversais

debaixo da cabeça de montante dos blocos centrais, devido à presença de uma camada de material fraco e deformável situado a uma pequena profundidade, entre 10 e 15 m, conforme mostra a Fig. 4.6.

A estabilização sistemática da rocha era efetuada a cada avanço do túnel, imediatamente após a remoção dos escombros. Consistia tipicamente de chumbadores de 2,4 a 3,2 m de comprimento e diâmetro de 16 a 25 mm, e uma malha de aço fixada pelos mesmos chumbadores ou grampos. Quando uma rocha altamente fraturada era encontrada, tirantes protendidos eram colocados, a partir da frente de trabalho, inclinados para a frente e injetados, melhorando assim o desempenho e acelerando o avanço da escavação. Nas regiões onde havia blocos de rocha de pequeno volume ($< 0,5 \text{ m}^3$) e a instalação de chumbadores não era viável, barras de aço chatas eram colocadas, fixadas por chumbadores em ambos os lados e moldadas para se adequar ao contorno do túnel.

Quando as condições da rocha eram mais instáveis, era necessária a aplicação de concreto projetado, ou como tratamento preliminar à perfuração para colocação de chumbadores, ou para complementar outras medidas de estabilização.

Após a escavação e a estabilização da rocha, e depois da remoção do material solto de grandes dimensões, a superfície exposta da rocha era lavada com água e jatos de ar comprimido para remover todo material fino que pudesse impedir uma boa adesão entre o concreto e a rocha. A zona cisalhada era submetida ao mesmo processo para remover toda a argila superficial. Um mapeamento geológico detalhado era então efetuado e a área liberada para lançamento de concreto.

O concreto usado para o preenchimento dos túneis tinha uma resistência à compressão f_{ck} de 2,8 kN/cm² com um ano de idade e um tamanho máximo do agregado de 38 mm. Era colocado a partir da superfície, através de perfurações de 152 mm de diâmetro, com espaçamento de 4 a 8 m, feitas com um martelo a percussão *down-the-hole*. O concreto era inicialmente vibrado dentro do túnel até uma determinada altura e, em seguida, prosseguia o processo de adensamento a partir da superfície descendo o vibrador pelos furos de lançamento do concreto. A última camada de concreto, perto do teto do túnel, continha um aditivo expansivo. Nos locais onde os túneis tinham uma altura excepcional, a colocação do concreto era efetuada em mais de uma camada. As juntas de construção verticais, dentro das chavetas de concreto, eram normalmente localizadas a meio caminho entre as intersecções da malha do túnel.

As áreas de contato das chavetas com o teto eram injetadas com calda de cimento desde a superfície através de furos de sondagem, com espaçamento de 6 m. A finalidade era preencher qualquer vazio produzido pela retração do concreto ou pelo inadequado preenchimento das irregularidades na superfície da rocha ou, então,

produzido pela abertura da junta por ocasião da detonação ou pelo alívio de tensões acima, ou em torno do teto do túnel. A pressão efetiva da injeção era 0,6 vezes a altura da rocha sobre o teto do túnel, e tinha a finalidade de garantir a penetração nas pequenas fissuras abertas na base do derrame B. Quando da conclusão das injeções, eram feitas perfurações rotativas para se obter testemunhos da área injetada e efetuar ensaios de perda d'água sob pressão. Depois de decorridos seis meses, foi efetuada uma segunda etapa de injeções através de furos de sondagem entre as perfurações da primeira etapa. Foi perfurado um total de 20.000 m de sondagem para injetar a área das chavetas.

Cortinas de injeção e drenagem

Com base em dados comparativos provenientes de projetos similares, o tratamento por injeção de cimento, geometricamente, foi constituído por duas linhas de furos obrigatórios, espaçados de 3,0 m, e intercaladas por uma terceira linha central, com furos a cada 1,5 m, que deveria ser efetuada no caso em que as absorções de calda nos furos próximos superassem o valor de 12,5 kg/m. A cortina de injeção foi posicionada no pé de montante dos blocos

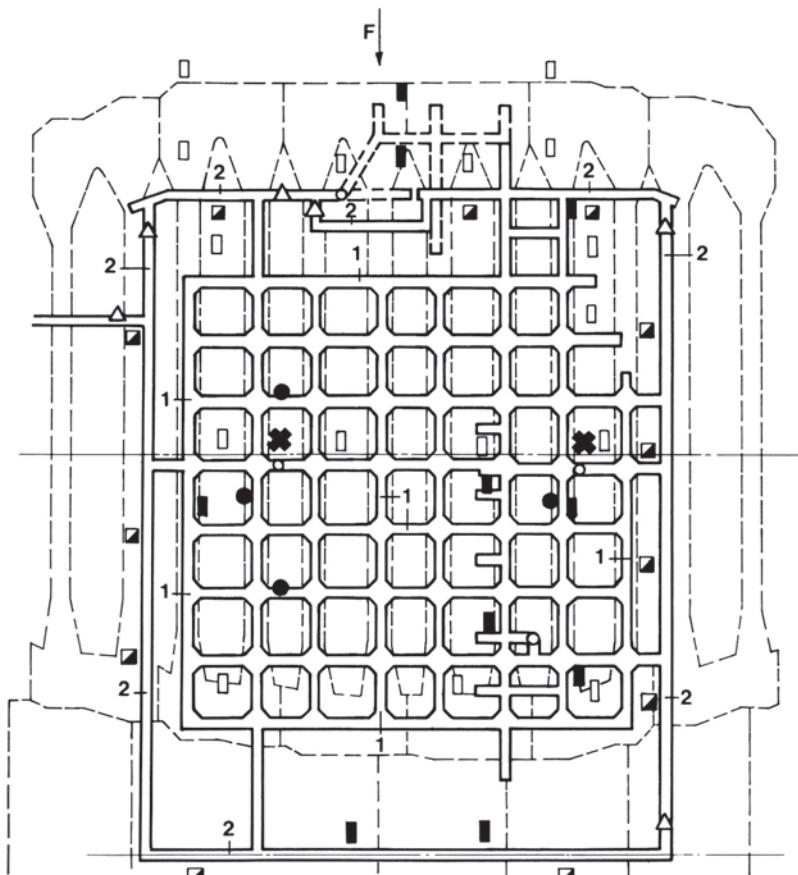


Fig. 4.8 Instrumentação da fundação da barragem principal com tratamento das chavetas de concreto - planta

- 1 Chavetas transversais e longitudinais
- 2 Túneis de drenagem
- Piezômetro
- Extensômetro múltiplo
- ▨ Medidores triotogonais
- Roseta de deformímetro
- ✖ Pêndulo
- △ Medidores de vazão
- F Direção do fluxo

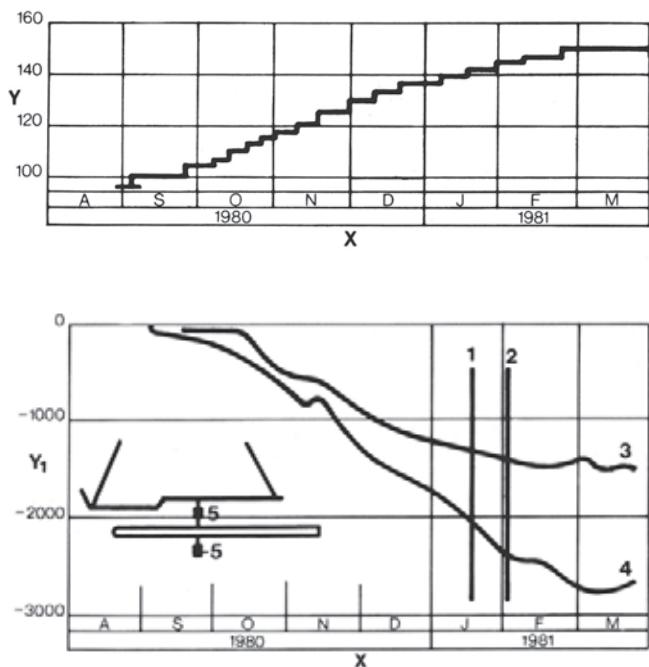


Fig. 4.9 Barragem principal – recalque durante o tratamento subterrâneo

Y Elevação do bloco da barragem principal

X tempo (meses)

Y₁ Recalque em mícron

1 Início da escavação perto do extensômetro

2 Conclusão da escavação perto do extensômetro

3 Âncora superior do extensômetro

4 Âncora inferior do extensômetro

5 Localização de âncoras de extensômetros

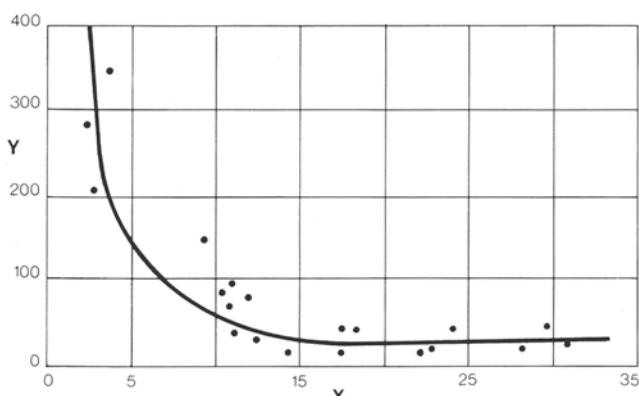


Fig. 4.10 Relação entre detonação e recalque

Y Recalque em mícron / por detonação medida pelo extensômetro

X Distância (m) do extensômetro até o local do fogo

nos trechos D, F, I, e em galerias na estrutura de desvio, casa de força e vertedouro. Os trabalhos se desenvolveram segundo o método *split-spacing* (método das subdivisões sucessivas) partindo de um espaçamento inicial de 12 m entre furos. Observou-se que após o tratamento da rocha na região do leito do rio, a perda d'água específica (PE) residual do maciço foi inferior a 10 Lugeons, exceto na brecha "B", somente sob o bloco F27/28, onde esse valor se apresentou entre 10 e 100 Lugeons, devido às características peculiares de injetabilidade desse horizonte geológico. As cortinas de drenagem são constituídas por uma ou mais linhas de furos espaçados no máximo 6 m, perfurados até uma profundidade mínima igual a 80% da profundidade da cortina de injeção profunda adjacente ou igual a 50% da altura hidrostática máxima no plano de fundação da estrutura sobrejacente.

Os capítulos dedicados às respectivas estruturas oferecem maiores detalhes sobre as medidas tomadas acerca das cortinas de injeção e drenagem.

INSTRUMENTAÇÃO DA MALHA DE CHAVETAS

Os seguintes instrumentos foram instalados na rocha de fundação na área submetida a tratamento subterrâneo e nas próprias chavetas:

Piezômetros	16
Extensômetros múltiplos	9
Medidores de junta triortogonais	12
Rosetas de deformímetros	4
Medidores de vazão	5

A Fig. 4.8 mostra a localização dos instrumentos na malha de tratamento subterrânea, debaixo dos quatro blocos centrais da barragem principal.

Durante a escavação dos túneis, os extensômetros múltiplos que foram instalados antes do início das obras subterrâneas foram úteis para detectar áreas potencialmente perigosas devido à excessiva sobrecavação e para adotar medidas especiais de estabilização de rocha.

À medida que progredia a obra de tratamento subterrâneo, foi possível, a partir das medições periódicas dos extensômetros, medir os recalques provocados pelos fogos, o progressivo aumento de peso da barragem, a

concretagem dos túneis e as injeções sob pressão. Onde fossem encontradas elevadas taxas de deformação, as causas eram identificadas, e medidas adicionais de tratamento efetuadas para controlar os recalques. As leituras dos extensômetros, depois de completada a escavação dos túneis e antes do seu preenchimento com concreto, mostraram claramente que o processo de recalque aumentava toda vez que a altura do túnel se aproximava da espessura da rocha sobreposta.

Os dados dos instrumentos assinalavam um aumento de deformação vertical à medida que a escavação se aproximava do extensômetro, possivelmente em consequência da consolidação do material de preenchimento fraco e do fechamento das fissuras nas descontinuidades causadas pelas vibrações das explosões. A Fig. 4.9 mostra o comportamento típico da fundação, que, inicialmente, sob o peso da barragem, apresentou uma velocidade constante de recalque. Em janeiro de 1981, conforme registro da âncora inferior do extensômetro, a velocidade aumentou à medida que a escavação do túnel se aproximava do instrumento. Depois de terminada a escavação, a taxa de recalque diminuiu de forma significativa.

A Fig. 4.10 ilustra claramente o efeito do fogo sobre as deformações medidas por um extensômetro que atravessava a zona de cisalhamento 1. A cada explosão, a distâncias menores de 15 m entre o local da explosão e o extensômetro, o recalque aumentava exponencialmente, mesmo quando eram empregadas cargas muito baixas de explosivos.

As velocidades de recalque registradas variavam desde 5 mm/100 dias para os locais onde as obras de escavação ou de concretagem ainda estavam em andamento, até 1 mm/100 dias, ou menos, para as áreas já concretadas e estabilizadas.

A finalidade dos outros instrumentos consistia em monitorar o desempenho das chavetas individuais, como também o de toda a fundação tratada como um monólito global, uma vez concluído o tratamento da barragem e o enchimento do reservatório. Além dos extensômetros, piezômetros, medidores triortogonais e deformímetros instalados na malha subterrânea de tratamento, os dois pêndulos invertidos, situados em poços escavados através da malha e ancorados a aproximadamente 20 m abaixo das zonas de tratamento, também monitoraram o desempenho global da barragem e do reforço das descontinuidades na fundação.

PLANEJAMENTO DA OBRA, INSTALAÇÕES E MÉTODOS

PROGRAMA DE CONSTRUÇÃO	5.3
Considerações gerais	5.3
Planejamento do desvio do rio	5.4
Planejamento geral	5.8
ARRANJO DO CANTEIRO DA OBRA	5.14
Geral	5.14
Critérios de projeto do canteiro da obra	5.14
ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO, CONTROLE DE QUALIDADE E MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO	5.16
Agregados para concreto	5.16
Cimento e cinzas volantes	5.18
Misturas de concreto	5.19
Controle de qualidade	5.19
INSTALAÇÕES PARA FABRICAÇÃO DE CONCRETO	5.26
Instalações do canteiro	5.26
Localização e descrição das instalações	5.28
Pré-Refrigeração do concreto	5.29
EQUIPAMENTOS DE LANÇAMENTO DO CONCRETO	5.37
Monovia	5.38
Cabos Aéreos	5.40
Gruas de Torres	5.43
ELEMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS E FORMAS DESLIZANTES	5.44
Elementos de concreto pré-moldados	5.44
Fôrmas deslizantes	5.45
INSTRUMENTAÇÃO ESTRUTURAL E PROGRAMA DE MONITORAMENTO	5.48
Programa de instrumentação	5.48
Programa de monitoramento	5.49

PLANEJAMENTO DA OBRA, INSTALAÇÕES E MÉTODOS

PROGRAMA DE CONSTRUÇÃO

CONSIDERAÇÕES GERAIS

Em 1975, Itaipu decidiu que a operação da primeira unidade hidrogeradora seria iniciada no começo de 1983. Disporia-se desta forma de sete anos para a construção das obras civis e a montagem dos equipamentos permanentes.

As quantidades de trabalho e as alturas das principais estruturas estimadas naquela época, as quais estão ilustradas a seguir, atestam a extraordinária magnitude da tarefa de planejamento da obra enfrentada em 1975.

Obras de desvio

Volume das escavações em rocha	$20 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume de concreto (parte da estrutura de desvio)	$1 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume das ensecadeiras	$10 \times 10^6 \text{ m}^3$
Altura da ensecadeira de montante	90 m
Altura da ensecadeira de jusante	70 m

Obras principais permanentes

Volume das escavações em rocha	$13 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume de concreto	$10 \times 10^6 \text{ m}^3$
Altura máxima da barragem principal	190 m
Altura máxima da casa de força	100 m



Operação dos equipamentos para lançamento de concreto

PLANEJAMENTO DO DESVIO DO RIO

O diagrama CPM simplificado (*Critical Path Method*, método do caminho crítico), mostrado na Fig. 5.1, indica as atividades principais do desvio do rio. Essas atividades consistem da escavação do canal de desvio e remoção do material escavado, construção da estrutura de controle do desvio até a El. 144 e da construção das duas ensecadeiras principais.

Conforme o cronograma geral do projeto, este trabalho era extremamente crítico, ou seja, qualquer atraso nestas atividades podia resultar em maiores atrasos posteriores. Por exemplo, o CPM indicava que a última data para se atingir a cota segura (aproximadamente El. 126) para o fechamento do dique B da ensecadeira de montante era antes da estação de cheias de 1979 (janeiro a março). Um atraso na abertura do canal de desvio, o qual impediria que esta cota segura fosse atingida a tempo, poderia atrasar o fechamento das ensecadeiras até a estação seca de 1979, representando um atraso no cronograma geral não inferior a seis meses.

Canal de desvio

A escavação em rocha no canal de desvio estava programada para começar em janeiro de 1976 e ser concluída em 32 meses. Para finalidade de planejamento, o canal foi dividido em três seções para a escavação a seco e em duas áreas para a escavação submersa nas duas extremidades. A Figura 5.2 mostra em seções esquemáticas as etapas de construção das obras do canal de desvio e um histograma das quantidades a serem escavadas nas diversas seções.

Os estudos do CPM indicaram duas atividades extremamente críticas. A primeira era a escavação na seção central, da qual dependia a construção da estrutura de controle do desvio. Um período mínimo de 20 meses foi atribuído para esta escavação com a conclusão prevista para setembro de 1977. A segunda atividade crítica consistia da escavação dos maciços de rocha remanescentes na entrada e saída do canal. Para este serviço o cronograma indicava duas condições conflitantes:

- Para uma boa proteção da estrutura de desvio em construção, estes maciços deviam ficar na El. 115, e isto restringiria o avanço das escavações a seco.
- Para terminar esta escavação em 1978, era essencial tirar proveito do período seco de maio-agosto daquele

ano, quando os níveis do rio estavam baixos, na El. 100 aproximadamente. Esta condição assegurava a máxima escavação a seco possível, incluindo a escavação de uma trincheira no pé do tampão de rocha final, reduzindo assim consideravelmente o volume da escavação submersa.

Este problema foi resolvido com a construção de duas ensecadeiras de concreto em arco delgado a montante e a jusante da estrutura de controle do desvio, protegendo-a até o último momento antes da abertura do canal em outubro de 1978. As ensecadeiras em arco foram demolidas a fogo de forma praticamente instantânea.

Outra atividade que dependia da escavação da seção de jusante era a construção da ponte de serviço. Esta ponte era o único acesso através do canal de desvio após sua abertura e era essencial para o transporte da rocha escavada, que era acumulada na margem esquerda para a construção das ensecadeiras principais. Antes da conclusão da ponte, um tampão de rocha com uma estrada através do canal ficou na região de jusante até cerca de 3 meses antes da abertura do canal de desvio. A construção de um muro de concreto, fechando uma ravina na margem direita entre os trechos do meio e de jusante, foi programado para ser executado na data mais tarde possível para minimizar a interferência com a circulação e o acesso.

Estrutura de controle do desvio

Para assegurar a construção da estrutura de controle do desvio no tempo mais curto possível, era essencial que, em paralelo à escavação da seção do meio do canal, todas as instalações industriais da margem esquerda,



Ponte de serviço da estrutura de controle do desvio

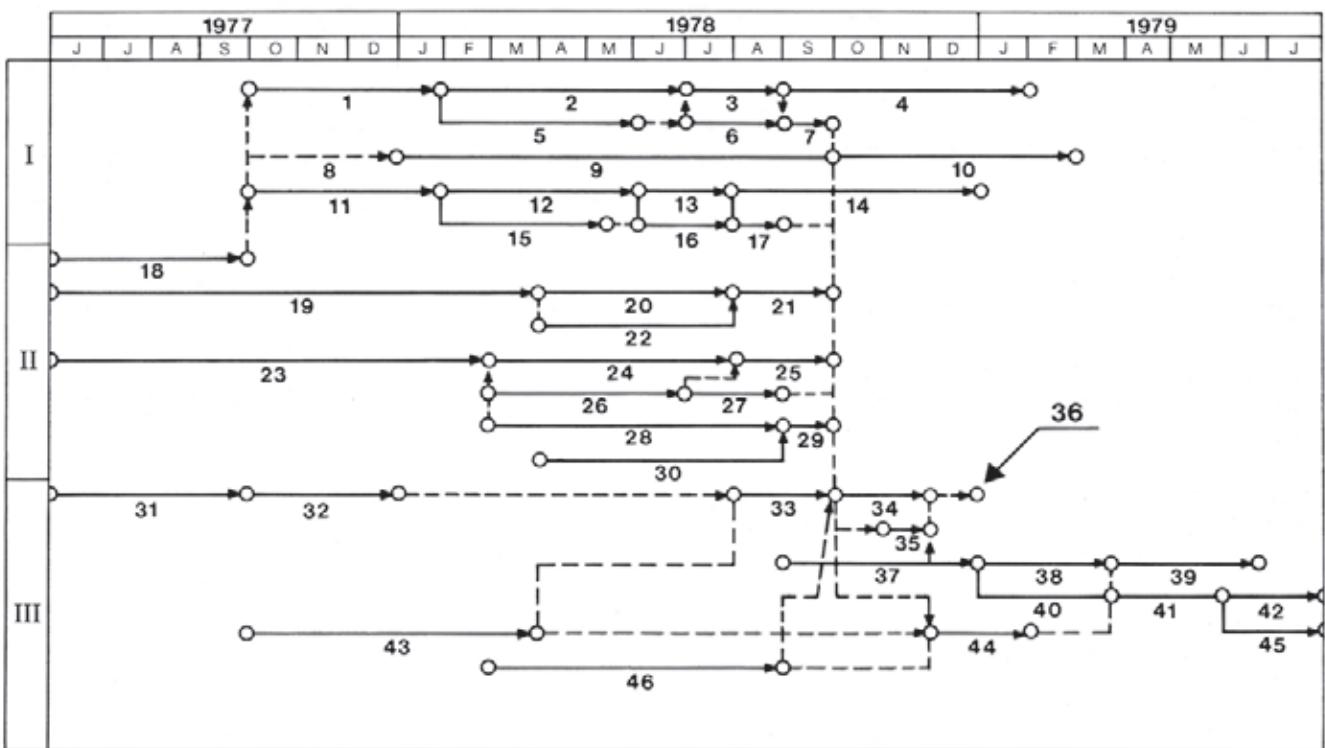
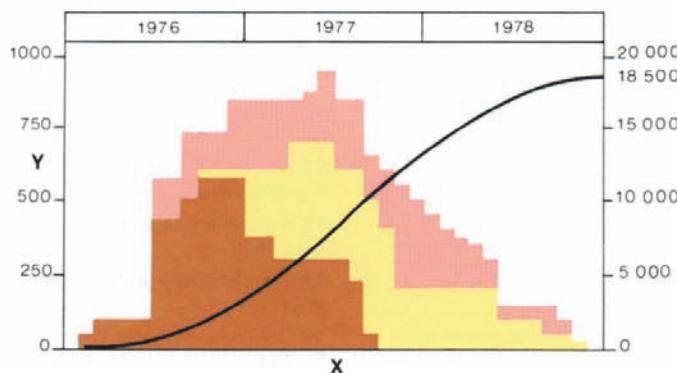
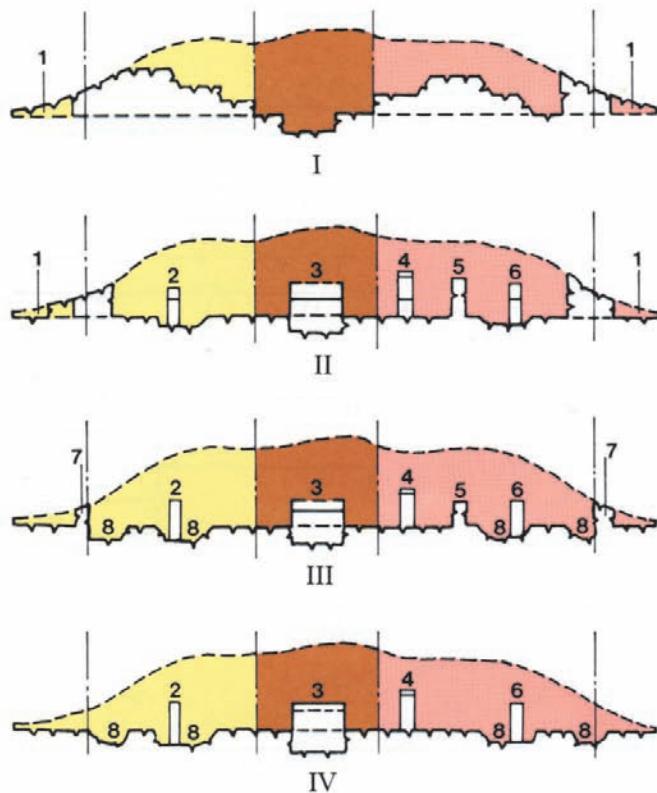


Fig.5.1 Gráfico de CPM simplificado para o desvio do rio

- | | | | | |
|-----|--|---|---|--|
| I | Estrutura de controle do desvio | 13 Outros blocos de concreto até El. 116 | 24 Término da escavação na seção de jusante exceto a passagem de rocha através do canal | 35 Fechamento do dique A |
| II | Canal de desvio | 14 Monólitos de concreto C até El.144 | 25 Remoção do septo de rocha de jusante | 36 Última data para o alteamento do dique B até El. 126 |
| III | Ensecadeiras | 15 Instalação das soleiras dos stoplogs e concretagem de segundo estágio | 26 Construção da ensecadeira de concreto de jusante | 37 Dragagem entre os diques A e B |
| | 1 Monólitos de concreto A até a soleira da aduifa de desvio | 16 Instalação da viga de vedação superior | 27 Escavação da passagem de rocha através do canal | 38 Impermeabilização da ensecadeira de montante |
| | 2 Blocos líderes de concreto até El.116 | 17 Conclusão da instalação | 28 Construção da ponte de serviço | 39 Término da ensecadeira de montante até El.140 |
| | 3 Outros blocos de concreto até El. 116 | 18 Conclusão da escavação na seção do meio do canal | 29 Término do muro de fechamento do lado direito | 40 Dragagem entre os diques C e D |
| | 4 Monólitos de concreto A até El.144 | 19 Escavação da seção de montante do canal o suficiente para construir a ensecadeira de concreto de montante | 30 Construção do muro de fechamento do lado direito mantendo o acesso ao canal | 41 Impermeabilização da ensecadeira de jusante até El.110 |
| | 5 Instalação das soleiras das comportas e stoplogs e concretagem de segundo estágio | 20 Término da escavação na seção de montante | 31 Construção do acesso aos diques A e B na margem direita | 42 Esgotamento |
| | 6 Instalação da viga de vedação superior | 21 Remoção do septo de rocha de montante | 32 Construção parcial dos diques A e B a partir da margem direita | 43 Construção do acesso aos diques C e D na margem direita e preparação das ombreiras |
| | 7 Conclusão da instalação | 22 Construção da ensecadeira de concreto de montante | 33 Avanço dos diques A e B com o canal ainda fechado | 44 Fechamento do dique C |
| | 8 Concretagem defasada no monólito B por causa da prioridade na construção dos monólitos A e C | 23 Escavação da seção de jusante do canal o suficiente para construir a ensecadeira de concreto de jusante e a ponte de serviço | 34 Fechamento dos diques B e D e alteamento do B até El. 126 | 45 Término da ensecadeira de jusante até El.125 |
| | 9 Monólito B até a El. 116 | | | 46 Construção do acesso aos diques A, B, C e D na margem esquerda e preparação das ombreiras |
| | 10 Monólito B até a El. 144 | | | |
| | 11 Monólito C até a soleira da aduifa de desvio | | | |
| | 12 Blocos líderes de concreto até El.116 | | | |



incluindo os cabos aéreos, fossem instalados. Portanto foi possível planejar o início e o progresso do lançamento do concreto nos vários blocos sem sérias restrições devido à instalação da central de concreto e dos equipamentos de lançamento. Desta forma o lançamento do concreto foi programado para começar logo depois que a respectiva fundação estivesse pronta.

Visto que a conclusão da escavação da seção central estava planejada para setembro de 1977, a construção da estrutura de desvio até a elevação mínima requerida para a abertura do canal foi programada entre outubro de 1977 e outubro de 1978.

A Fig. 5.3 ilustra a configuração mínima da estrutura de desvio para o desvio do rio. Foi avaliado que seria necessário

Fig.5.2 Etapas e quantidades de escavação de rocha no canal de desvio

Y Elevação (m)

X Anos

I Situação em setembro de 1977. Término da escavação da seção e início da concretagem da estrutura de controle, escavações a seco e subaquáticas nas seções de montante e de jusante.

II Situação em maio de 1978. Construção em andamento na estrutura de controle, ensecadeiras de concreto e ponte de serviço, escavações a seco e subaquáticas na seção tanto central como de jusante.

III Situação em julho de 1978. Remoção das passagens de rocha e escavação das trincheiras para rocha (*rock traps*) – término da escavação subaquática. Estrutura de desvio em construção. Conclusão das ensecadeiras de concreto. Instalação da ponte de serviço.

IV Situação em outubro de 1978. Estrutura de desvio atinge a elevação mínima para desvio, conclusão das escavações.

1 Escavação subaquática

2 Ensecadeira de concreto de montante

3 Estrutura de desvio

4 Ponte de serviço

5 Passagem de rocha

6 Ensecadeira de concreto de jusante

7 Septo de rocha

8 Trincheira para rocha (*Rock trap*)

Seção de montante

Seção central

Seção de jusante

um mínimo de 12 meses para o lançamento dos 850.000 m³ de concreto estimado. As juntas de contração longitudinais que dividem um bloco em três monólitos são também ilustradas na Fig. 5.3. A construção do monólito A era crítica no cronograma. Com relação aos monólitos B e C, a velocidade de lançamento do concreto no monólito A era reduzida não apenas devido à montagem dos revestimentos de aço adjacentes às ranhuras das comportas e dos stoplogs, mas também ao tempo necessário, mais demorado, para a instalação das vigas pré-fabricadas de concreto no teto das adufas e para a concretagem de segundo estágio. Os stoplogs estavam localizados somente no monólito C, e estimou-se, portanto, que seria necessário um tempo mais curto para sua conclusão. A velocidade de

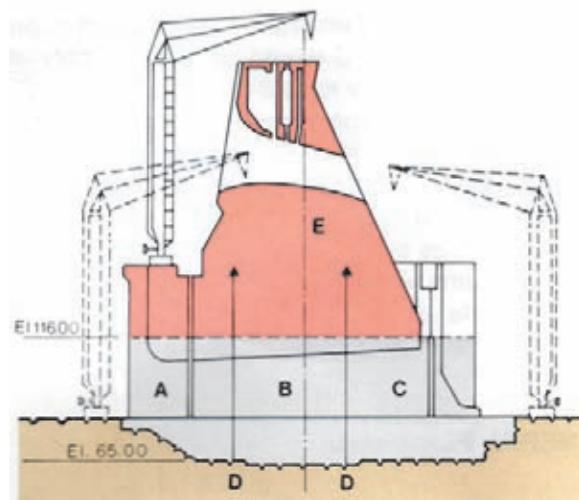


Fig.5.3 Concretagem da estrutura de desvio

A, B, C, E Monólitos de concreto

D Junta de contração longitudinal

Basalto denso

Lançamento de concreto por cabos aéreos

Lançamento de concreto por guindastes



Região do desvio e diques das ensecadeiras fechados

lançamento do concreto no monólito B podia ser mais rápida, sendo assim seu início foi adiado com relação aos outros monólitos que tinham prioridade sobre os demais.

Toda a concretagem foi programada para ser efetuada por meio dos cabos aéreos. Embora a continuação da concretagem após o desvio do rio não apresentasse nenhuma dificuldade, quando este trabalho já não era mais crítico, o máximo nível de projeto para a estação de enchentes no início de 1979, El. 126, deveria ser atingido em um curto espaço de tempo, começando a partir da cota mínima de desvio.

Ensecadeiras principais

A Fig.5.4 apresenta as seções preliminares das ensecadeiras de montante e de jusante usadas para o planejamento da construção. As quatro etapas principais da construção são também mostradas de forma esquemática.

As atividades realmente críticas eram aquelas que iniciavam após a abertura do canal de desvio. Antes disso, o seguinte trabalho, não crítico no cronograma geral, deveria ser efetuado:

- Em 1977, construção parcial dos diques A e B de forma a restringir o fluxo do rio entre a margem esquerda e a ilha de Itaipu e provocar a remoção parcial de uma grande barra de areia situada na área da ensecadeira de

montante, na estação de enchente do próximo ano.

- Preparação das estradas de acesso e ombreiras em ambas as margens.
- Lançamento do enrocamento de forma contínua nos diques de fechamento B e D durante a estação de baixas vazões antes da abertura do canal. O avanço dos diques era limitado somente pela ação do rio atingindo a velocidade de erosão do enrocamento não selecionado procedente das escavações. Conforme os ensaios em modelo hidráulico, este limite seria alcançado quando a rocha colocada nos diques B e D chegassem a 45% e 30%, respectivamente do volume total de cada uma.

Foi calculado que seria necessário um volume de $1,2 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rocha para o fechamento destes diques imediatamente após a abertura do canal de desvio. Este trabalho estava previsto para ser executado em duas etapas. Primeiro seria colocado material não selecionado diretamente da escavação da margem direita. Ao atingir as condições de erosão, o lançamento seria realizado de ambas as margens com material selecionado de maior tamanho, simultaneamente nos dois diques A e B, a um ritmo controlado de maneira que a perda de carga fosse a mesma em cada dique. Pelo cronograma seriam necessários 15 dias para lançar o volume de 400.000 m^3 estimado para a primeira fase e mais 15 dias para os 800.000 m^3 de enrocamento selecionado restantes, formado por rochas de 0,6 a 1,2 m de diâmetro. Para garantir a fase final de fechamento deviam ser preparados grandes blocos de rocha e 4.000 tetraedros. Foi previsto que o dique B seria fechado na El. 115, admitindo que a vazão do rio Paraná

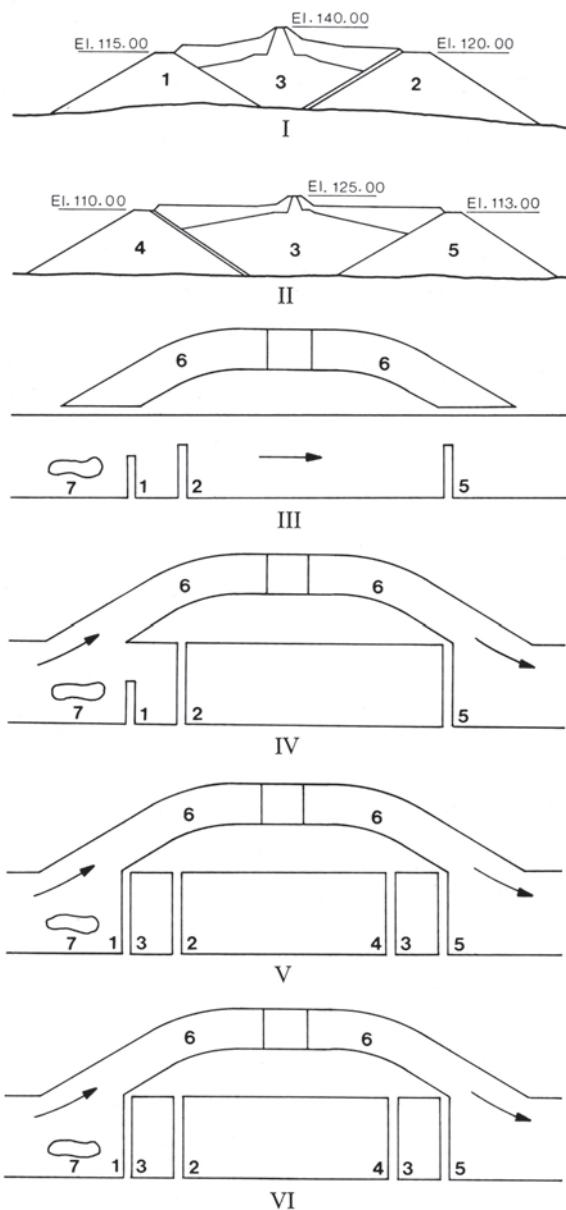


Fig. 5.4 – Estágios Principais do Desvio do Rio

- I - Enseadeira de montante
 - II - Enseadeira de jusante
 - III - 1º Estágio – Local parcial dos diques A, B e D a partir da Margem Direita antes da abertura do canal de desvio
 - IV - 2º Estágio – Fechamento do rio com diques B e D após a abertura do canal de desvio
 - V - 3º Estágio – Fechamento dos diques A e C, para impermeabilização da enseadeira de montante
 - VI - 4º Estágio – Término da impermeabilização da enseadeira de montante
- 1 – Dique A
 - 2 – Dique B
 - 3 – Núcleo de argila
 - 4 – Dique C
 - 5 – Dique D
 - 6 – Canal de Desvio
 - 7 – Ilha de Itaipu

durante o fechamento no início de novembro fosse cerca de 12.000 m³/s , ou menos. Logo depois, este dique seria alteado até uma cota segura, que poderia atingir a EI. 126, dependendo da vazão do rio.

Esta cota correspondia a uma vazão de 22.000 m³/s com as condições mais desfavoráveis dos níveis do canal de fuga. O tempo de recorrência desta vazão era de cerca de 10 anos, considerado apropriado para o período da construção da enseadeira. Simultaneamente ao alteamento do dique B, o lançamento do enrocamento seria concentrado no dique A de modo a concluí-lo dentro de um mês. Esta atividade era crítica para a impermeabilização da enseadeira de montante por requerer que fosse concluída antes do início da dragagem entre os diques no canal profundo do rio.

A construção do dique C da enseadeira de jusante e a dragagem entre os diques C e D deviam ser realizados simultaneamente ao lançamento do núcleo de argila da enseadeira de montante. No entanto, a construção do núcleo de argila da enseadeira de jusante entre os diques C e D dependia da conclusão do núcleo de argila da enseadeira de montante, já que o lançamento do material de transição no talude do dique C seria viável somente após a interrupção do escoamento através do enrocamento.

Considerando que a sequência de atividades descrita acima não tinha outras opções, em condições normais das precipitações e das vazões do rio Paraná durante a construção das enseadeiras, o esgotamento da área entre as enseadeiras principais foi programado para junho de 1978. Na realidade, as enseadeiras foram completadas com uma antecipação de dois meses em relação ao cronograma, e o esgotamento foi concluído em abril de 1978, veja Capítulo 6.

PLANEJAMENTO GERAL

O cronograma simplificado CPM da Fig. 5.5 mostra as linhas básicas do planejamento geral da construção e das atividades de montagem até o início dos testes da unidade 1 da usina (para detalhes do programa de fabricação e montagem dos equipamentos eletromecânicos veja os Capítulos 12 e 13). Dois grupos de atividades eram evidentes:

- Atividades desenvolvidas em ambas as margens, independentes do desvio do rio, que apresentavam grandes folgas no programa geral.

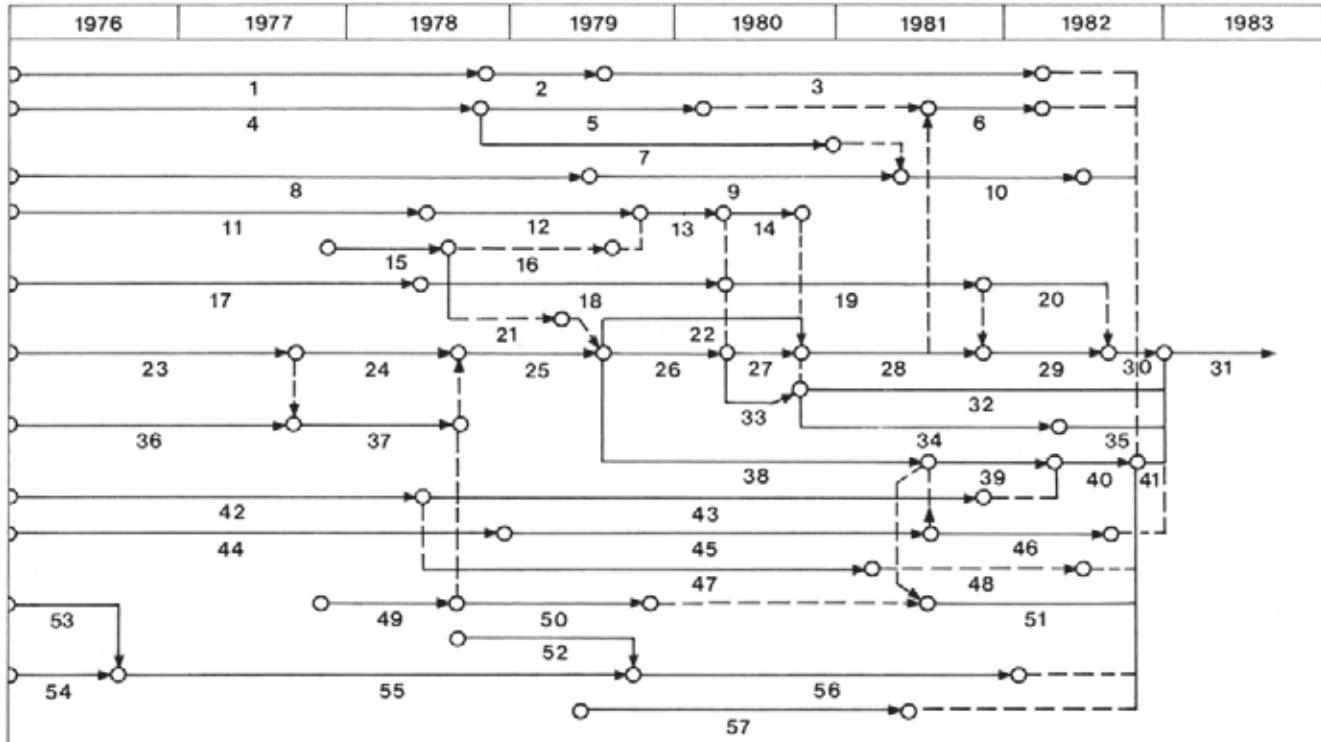


Fig. 5.5 CPM simplificado para a construção até o início dos testes da unidade 1

- | | | | |
|--|---|--|---|
| 1 Escavação parcial da margem direita para concreto | 17 Projeto, especificação e compra das turbinas e geradores | 32 Construção das galerias e instalação do equipamento eletromecânico | 45 Fornecimento e montagem do conduto forçado da unidade 1 |
| 2 Conclusão da escavação da calha do vertedouro | 18 Fabricação do tubo de sucção, caixa espiral e pré-distribuidor da unidade 1 | 33 Concretagem da casa de força para a passagem da ponte rolante da unidade 1 | 46 Instalação do conduto forçado da unidade 1 |
| 3 Construção da calha do vertedouro | 19 Conclusão da fabricação da turbina e do gerador | 34 Conclusão da concretagem da casa de força e instalação dos stoplogs do tubo de sucção | 47 Fabricação das comportas de desvio |
| 4 Construção das instalações para o concreto na margem direita | 20 Montagem do rotor | 35 Remoção da enseadeira de jusante | 48 Instalação das comportas de desvio |
| 5 Construção parcial da barragem lateral direita | 21 Escavação parcial da unidade 1 | 36 Construção da central de concreto na margem esquerda | 49 Escavação dos blocos da barragem principal nas margens do rio |
| 6 Conclusão da barragem lateral direita | 22 Conclusão da construção na área de montagem direita | 37 Construção parcial da estrutura de desvio | 50 Continuação da concretagem da estrutura de desvio e da barragem principal com cabo aéreo |
| 7 Construção da crista do vertedouro | 23 Escavação parcial do canal de desvio para o concreto | 38 Escavação e construção dos blocos da barragem principal no canal do rio com cabo aéreo | 51 Conclusão da concretagem da barragem principal e da estrutura de desvio com gruas – instalação dos stoplogs |
| 8 Projeto, especificação e compra das comportas do vertedouro | 24 Conclusão da escavação no canal de desvio | 39 Remoção do cabo aéreo e conclusão da tomada da unidade 1 | 52 Escavação e construção do muro da ombreira |
| 9 Fabricação das comportas do vertedouro | 25 Desvio do rio, conclusão das enseadeiras e esgotamento | 40 Instalação da comporta da tomada da unidade 1 | 53 Desvio dos rios Bela Vista e Pomba Quê |
| 10 Instalação das comportas do vertedouro | 26 Escavação e construção da casa de força para liberar o tubo de sucção 1 | 41 Enchimento do reservatório | 54 Escavação parcial da fundação da barragem de enrocamento |
| 11 Projeto, especificação e compra das pontes rolantes da casa de força | 27 Instalação do tubo de sucção e concreto de segundo estágio | 42 Projeto, especificação e compra das comportas das tomadas de água | 55 Conclusão da escavação e construção da barragem de enrocamento, com exceção da área perto do muro da ombreira |
| 12 Fabricação das pontes rolantes da casa de força | 28 Instalação do pré-distribuidor, caixa espiral e peças embutidas e concreto de segundo estágio | 43 Fabricação da comporta da tomada da unidade 1 | 56 Conclusão da construção da barragem de enrocamento |
| 13 Instalação das pontes rolantes | 29 Instalação da turbina e do estator | 44 Projeto, especificação e compra dos condutos forçados | 57 Construção das barragens de terra direita e esquerda |
| 14 Montagem do pré-distribuidor | 30 Conclusão da montagem do gerador | | |
| 15 Escavação da área de montagem direita na margem do rio | 31 Teste da unidade 1 | | |
| 16 Construção da área de montagem direita na margem do rio | | | |

- Atividades dependentes do desvio do rio, portanto, altamente críticas.

Atividades independentes do desvio do rio

A construção do vertedouro, da barragem lateral direita e de parte da barragem principal na margem direita e a construção da barragem de enrocamento e das barragens de terra na margem esquerda eram as mais importantes atividades fora do leito do rio. Com exceção dos blocos da barragem principal na margem esquerda que interferiam com os cabos aéreos, todos esses trabalhos podiam ser iniciados com boa antecedência em relação aos que dependiam do desvio do rio. Para o cronograma, entretanto, era muito conveniente construir as estruturas de concreto e a barragem de enrocamento o quanto antes fosse possível. O lançamento do concreto no ano de 1979 eliminou a necessidade de aumentar os picos de produção previstos para o período de 1980-81, e foi possível liberar antecipadamente o uso das guias de torre para a casa de força. A construção da barragem de enrocamento simultaneamente com o desmonte da rocha possibilitou o lançamento direto do enrocamento e reduziu trabalhos duplos. Por esta razão, o desvio dos rios Bela Vista e Pomba Quê, que cortavam a área da barragem, foi considerado atividade de máxima prioridade na fase inicial da obra, em paralelo com a escavação do solo e o começo do desmonte da rocha no canal de desvio.

Atividades dependentes do desvio do rio

Escavação do leito do rio. O programa de desmonte da rocha para a construção da casa de força e da barragem

principal previa duas etapas de trabalho. A primeira etapa era aquela anterior ao esgotamento da área entre as ensecadeiras, quando era desejado o máximo progresso da escavação nas ombreiras, e a área de trabalho era protegida pelas ensecadeiras nas margens do rio. Isto era particularmente importante na margem direita, uma vez que controlava o começo das operações de concretagem da unidade 1 da casa de força. Com a manutenção de um septo de rocha na El. 115, foi possível planejar a escavação total da área de montagem direita e a escavação até a El. 75 da área de ocupação da unidade 1. Nesta etapa foi iniciada a construção parcial da área de montagem direita, permitindo a instalação das pontes rolantes e a pré-montagem das unidades geradoras dentro dos prazos exigidos. A segunda etapa de escavação teve início em julho de 1979 com o esgotamento da área entre as ensecadeiras e a remoção do septo de rocha. Foi estimado que o lançamento de concreto na unidade 1 da casa de força seria iniciado 2 meses após o esgotamento. A escavação necessária para liberar as fundações dos blocos da barragem principal e das unidades da casa de força situadas no canal profundo do rio exigia um mínimo de 6 meses. No entanto, o cronograma da escavação estava orientado de maneira a proceder com a máxima velocidade na preparação progressiva das bancadas intermediárias, o que era uma grande vantagem para o cronograma da concretagem.

Construção da barragem principal. Como ilustrado na Fig. 3.2 do Capítulo 3, a barragem principal abrange o trecho E na margem direita, o trecho F no leito do rio, o trecho H (estrutura de desvio) e o trecho I, incluindo os muros de



Casa de força e barragem principal em construção

transição de concreto que formam a ombreira da barragem de enrocamento.

A construção do trecho F (blocos de gravidade aliviada) era crítica pelos três seguintes aspectos:

- A tomada de água da unidade 1 deveria estar pronta a tempo para permitir a instalação da comporta da tomada.
- Os blocos mais altos situados no canal profundo do rio necessitavam de elevados ritmos de lançamento de concreto.
- O lançamento do concreto exigia a utilização total do equipamento de transporte.

A construção da barragem principal foi programada em três fases separadas:

- O lançamento do concreto, começando nos blocos de ombreira com suas fundações mais altas, simultaneamente com a escavação avançando em direção ao rio. O objetivo principal era atingir a El. 144 nos blocos correspondendo às primeiras unidades, já que a plataforma nesta elevação do lado de jusante da barragem era necessária como base para os equipamentos de montagem da curva inferior do conduto forçado.
- A segunda fase correspondia ao período entre o fim da escavação e a remoção dos teleféricos da área da barragem principal. Foi dada prioridade ao lançamento de concreto nos blocos do leito do rio de modo a alcançar a El. 144 o quanto antes; nesta cota estavam localizados os trilhos das guias de torre necessárias para a fase seguinte. Ao mesmo tempo, os blocos de ombreira foram construídos num ritmo mais lento, até atingir o limite de lançamento com o cabo aéreo.

- Na terceira fase as estruturas das tomadas foram concretadas utilizando as guias de torre que operavam na El. 144.

Construção da casa de força no leito do rio.

A construção e montagem da unidade 1 eram o ponto mais crítico; no cronograma das outras unidades havia adequadas folgas. A única exceção era a estrutura de jusante, a qual devia atingir a cota final para permitir a montagem das comportas dos tubos de sucção e a remoção da enseadeira de jusante.

Foram identificadas as seguintes etapas importantes:

- Concretagem de primeiro estágio até a El. 82 na unidade 1 em maio de 1980, permitindo assim o início da montagem do revestimento do tubo de sucção.
- Montagem do equipamento e concretagem de segundo estágio no tubo de sucção da unidade 1 executados por meio de uma grua situada na área de montagem direita; estes trabalhos deviam ser realizados juntamente com a concretagem de primeiro estágio. Esta atividade era crítica até alcançar a El. 132 em novembro de 1980, quando foi concluído o apoio para as pontes rolantes na El. 125.
- Então tornou-se crítica a montagem dos equipamentos permanentes. O pré-distribuidor armado anteriormente na área de montagem foi transportado para o poço, possibilitando assim o início da montagem da caixa espiral. Foi estimado que seriam necessários 6 meses para esta atividade, seguidos de 1 mês para os testes de pressão e 6 meses para o concreto de segundo estágio. Isso permitia que o poço da unidade estivesse



Construção da casa de força no leito do rio

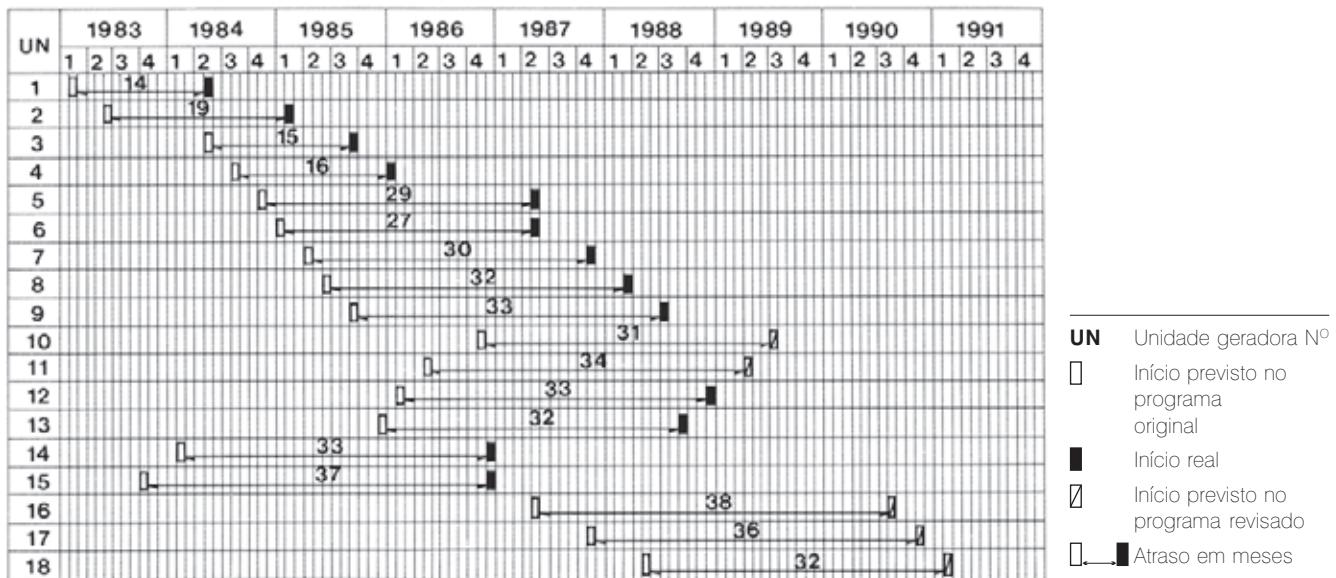


Fig. 5.6 Programa revisado para o início dos testes das unidades geradoras

pronto em novembro de 1981 para a montagem da turbina e do estator. O estator e o rotor do gerador estavam parcialmente e completamente montados, respectivamente, na área de montagem; seu transporte para o poço em setembro de 1982 precisava das duas pontes rolantes de 10 MN operando em conjunto.

- Apesar de não ser crítico, o concreto acima da El. 132 foi programado nas datas mais cedo para as primeiras unidades, com a finalidade de completar o teto e obter as condições mais favoráveis para a montagem dos equipamentos. Em 1982, a demanda de eletricidade na região Sul e Sudeste do Brasil era bastante inferior ao previsto anteriormente. Em consequência disto, foi

revisado o programa para as unidades de Itaipu. A data para o enchimento do reservatório foi mantida; entretanto o início da unidade 1 foi atrasado de cerca de 14 meses e aquele das outras unidades de até 3 anos, veja Fig. 5.6.

- A construção das galerias para a instalação dos equipamentos auxiliares eletromecânicos era crítica para o início dos testes e o comissionamento das unidades.

Construção da casa de força no canal de desvio.

Apesar da diminuição na demanda de eletricidade em 1982, a construção das unidades no canal de desvio, embora adiada, ainda era considerada sequência necessária depois de completadas as unidades no canal principal do rio.

O equipamento e o pessoal para a construção já estavam no local e os equipamentos permanentes haviam sido adquiridos, fazendo assim das unidades do canal de desvio uma opção de baixo custo para satisfazer a demanda de eletricidade prevista que, em 1985, havia começado a aumentar de novo. De fato, no final de 1985, a construção das 3 unidades no canal de desvio havia se tornado crítica e foi dado a Furnas um compromisso firme para a operação da unidade 18 antes do fim do primeiro quadrimestre de 1985. Para conseguir este objetivo, era necessário um programa acelerado que recorresse a medidas que



Construção da casa de força no canal de desvio

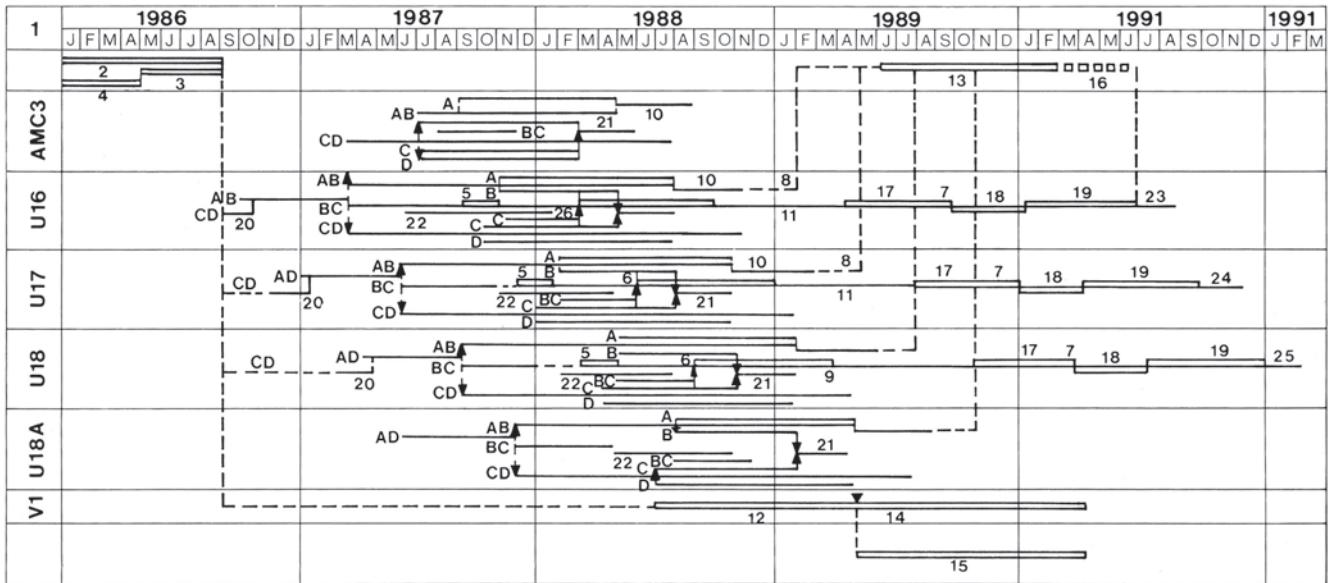


Fig. 5.7 Programa de construção das unidades do canal de desvio

1 Nome do bloco	7 Montagem da turbina	14 Concretagem do bloco V1	21 Vigas do teto BC
2 Escavação U16/U18A	8 Término da galeria SF6	15 Remoção da ensecadeira	22 Soleira do conduto forçado
3 Escavação do muro da ravina antes da entrada em operação das unidades 14 e 15	9 Montagem e teste de pressão da caixa espiral	16 Testes do SF6	23 Testes da unidade 16
4 Construção da ensecadeira	10 Vigas AB + laje da El.144	17 Montagem do estator	24 Testes da unidade 17
5 Montagem dos tubos de sucção	11 Concretagem do poço da turbina	18 Montagem da cruzeta inferior	25 Testes da unidade 18
6 Montagem do pré-distribuidor	12 Concretagem do teto	19 Montagem do rotor	Nota: As letras indicam as linhas de referência das vigas do teto da casa de força
	13 Montagem do SF6	20 Poço	

poupasssem tempo, decorrentes da experiência anterior do projeto e construção das unidades no leito do rio, conforme descrito a seguir:

- Redução no teor de concreto e armadura com base nas medições dos esforços reais na fase anterior de construção e operação dos equipamentos.
- Amplo uso de fôrmas deslizantes no concreto de primeiro estágio dos pilares do tubo de sucção, nos blocos das unidades e poços dos geradores e todos os muros e pilares de jusante.
- Pré-montagem das grandes gaiolas de barras de armadura para acelerar a instalação da armadura antes das fôrmas deslizantes.
- Construção de guias e macacos especiais para as fôrmas deslizantes.

O programa de construção devia ajustar-se às diversas restrições; as mais importantes eram:

- A energização das linhas de transmissão, sétima e oitava de 765kV e 60 Hz, para a subestação da margem

esquerda dependia da instalação da subestação em SF6 na estrutura da casa de força no canal de desvio.

- A demolição do muro maciço entre o canal e a área de montagem central 2 devia estar concluída antes da entrada em operação das unidades 14 e 15.
- O alteamento antecipado da ensecadeira de jusante de El. 125 para 136 para garantir maior segurança à área de construção.
- A conclusão dos trilhos das pontes rolantes para o transporte do estator no máximo 15 meses após o início da construção da unidade.
- Todas as unidades, o bloco 3 da área de montagem central e o bloco V1 deveriam alcançar a El. 144 antes da remoção da ensecadeira de jusante.
- Entrada em operação do gerador 28 meses após a instalação do seu estator.

Essas restrições, associadas à proposta de finalização no primeiro quadrimestre de 1991, produziram o programa de construção ilustrado na Fig. 5.7.

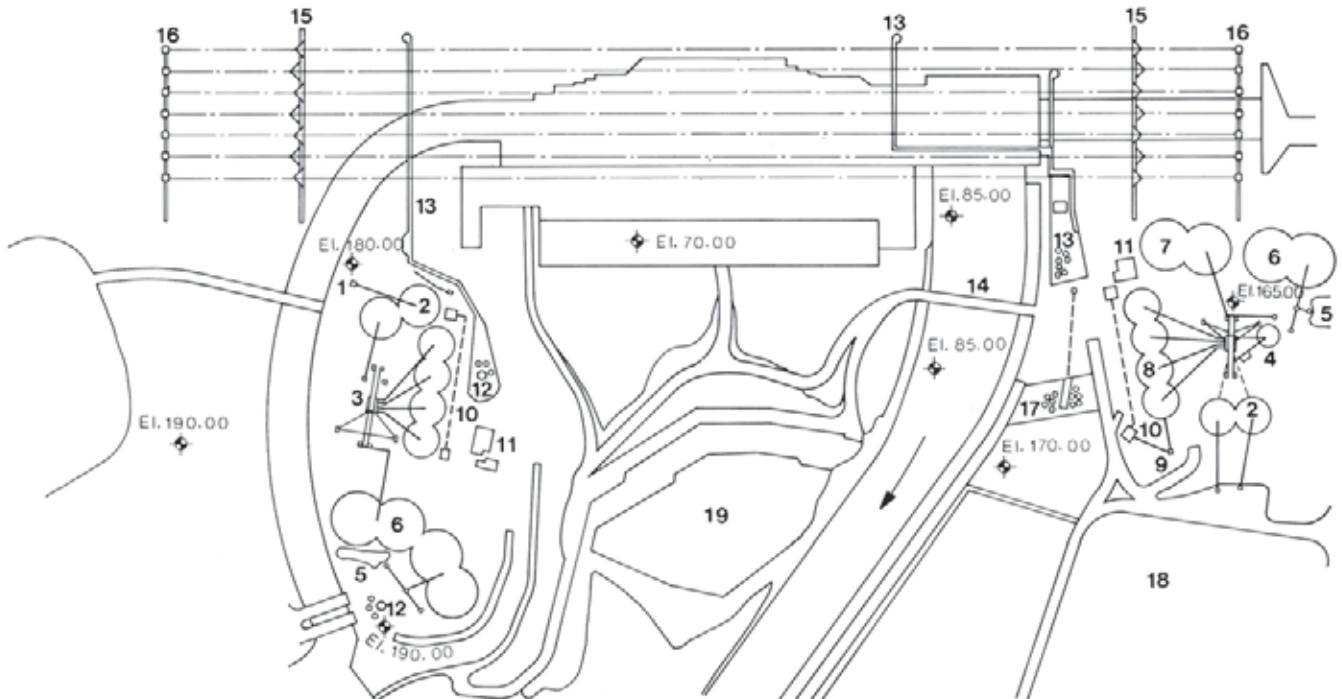


Fig. 5.8 Arranjo geral do canteiro da obra e da maquinaria da construção

1 Britadores primários	6 Pilha de areia natural	11 Usina de resfriamento	15 Teleféricos
2 Pilha de compensação	7 Pilha de areia artificial	12 Central de concreto e fábrica de gelo	16 Contrapesos
3 Britadores secundários	8 Pilha de agregado graúdo	13 Monotrilho	17 Silos de cimento e cinzas volantes
4 Pilha intermediária	9 Repeneiramento e lavagem	14 Ponte de serviço	18 Pilha de basalto são
5 Recepção da areia natural	10 Túnel de resfriamento		19 Enseadeira de jusante

ARRANJO DO CANTEIRO DA OBRA

GERAL

Para conseguir os níveis de produção requeridos em Itaipu, o canteiro da obra exigia instalações e equipamentos com projeto e especificações especiais, os quais não eram atendidos pelas linhas de produção normais dos fabricantes. Estes compreendiam diversas categorias de instalações, cada uma das quais consistia de uma unidade industrial de grande porte; veja Fig. 5.8. Portanto, a duração desta atividade era significativa comparada com o prazo da construção e devia ser independente das atividades que levavam ao início da operação da usina. Assim, Itaipu decidiu projetar, especificar, adquirir e instalar os equipamentos básicos e as instalações para a construção ao mesmo tempo que

o projeto do empreendimento, as atividades de licitação e a escolha dos empreiteiros para sua construção. Isto possibilitou que o empreiteiro conseguisse as altas taxas de produção exigidas pelo cronograma em um curto espaço de tempo.

CRITÉRIOS DE PROJETO PARA O CANTEIRO DA OBRA

Para um programa de construção satisfatório, dois aspectos do projeto deveriam estar equilibrados: o planejamento geral das obras permanentes e o projeto básico do canteiro da obra. A capacidade das instalações da construção foi definida pelas exigências da produção derivadas do planejamento. Esta aparente contradição foi resolvida através da avaliação do cronograma admitido para as obras permanentes e do projeto básico das instalações para a construção, até chegar à solução mais favorável por aproximações sucessivas.

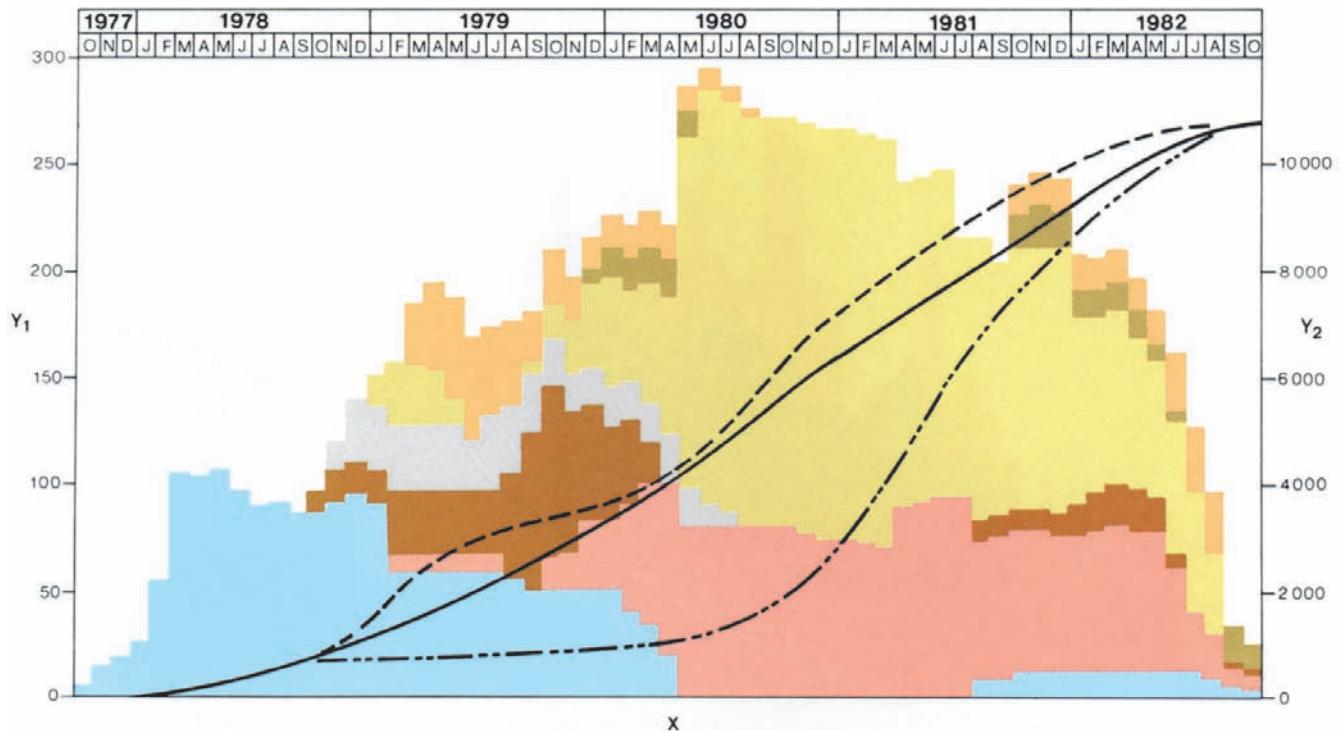


Fig. 5.9 Histograma adotado do lançamento de concreto até 1982

X Volume acumulado (10^3 m^3)	— Acumulado mais cedo	■ Estrutura de controle do desvio	■ Vertedouro
Y1 Ano e mês	— Acumulado adotado	■ Barragem principal, trecho F	■ Barragem principal, trecho I
Y2 Produção mensal (10^3 m^3)	— Acumulado mais tarde	■ Barragem principal, trecho E	■ Barragem lateral direita

A Fig. 5.9 mostra o cronograma otimizado e adotado para o lançamento de concreto, no qual são claramente evidenciados cinco períodos principais:

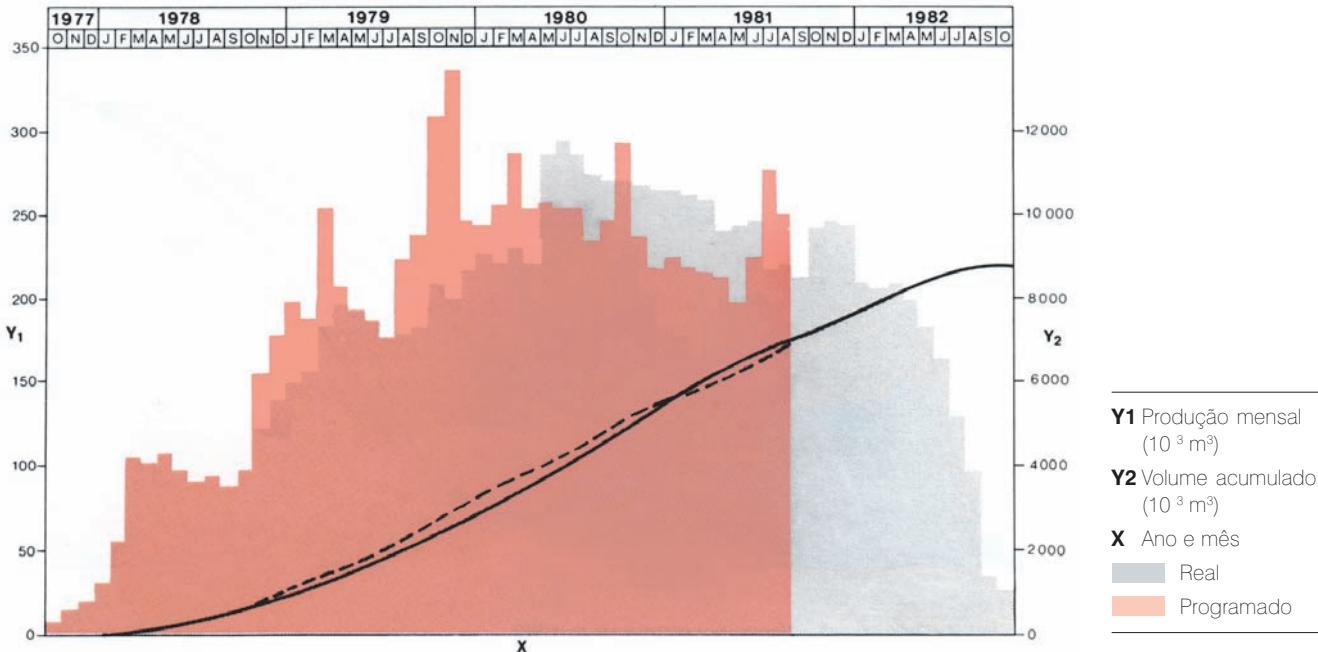
Período 1: De outubro de 1977 até outubro de 1978. Foi possível a construção da estrutura de controle do desvio até a elevação mínima que permitia a abertura do canal de desvio. Tratava-se de uma atividade situada no caminho crítico durante a qual quase 750.000 m^3 de concreto deviam ser lançados, com uma média de $60.000 \text{ m}^3/\text{mês}$ e um pico de $110.000 \text{ m}^3/\text{mês}$.

Período 2: Começou com a abertura do canal de desvio em outubro de 1978 e terminou em outubro de 1979 quando as fundações da barragem principal no leito do rio estavam prontas para o lançamento do concreto. Neste período, quase todas as áreas disponíveis para concretagem correspondiam a atividades com grandes folgas no cronograma CPM do projeto; portanto as curvas de produção acumulada, a mais cedo e a mais tarde, divergiam acentuadamente.

Dentro desta ampla faixa de níveis de produção possíveis, o cronograma visava alcançar, no fim do período, uma produção acumulada correspondente à curva mais cedo, uma vez que a máxima exigência de lançamento de concreto ocorreria na fase seguinte. Também visava realizar um aumento gradativo na produção mensal com base nas quantidades a serem lançadas até o final do primeiro período. Neste período o volume total de concreto a ser lançado era de $3,15 \times 10^6 \text{ m}^3$, com uma média de $185.000 \text{ m}^3/\text{mês}$ e um pico de produção de $225.000 \text{ m}^3/\text{mês}$.

Período 3: A máxima produção devia ser atingida no terceiro período entre outubro de 1979 e julho de 1982; concentrando-se o lançamento de concreto na barragem principal, vertedouro e casa de força localizada no leito do rio. Foi estimada uma produção média mensal de 225.000 m^3 , com os máximos chegando perto de 300.000 m^3 durante os meses mais favoráveis de 1980/81 e diminuindo para 180.000 m^3 na segunda metade de 1982. O volume total de concreto a ser lançado neste período era de $4,9 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Fig. 5.10 Comparação entre o lançamento de concreto programado e o real até 1982



Período 4: No quarto período, que se estendia de agosto de 1982 até a segunda metade de 1984, esperava-se que a produção mensal de concreto diminuisse de 180.000 m³ para 30.000 m³/mês na barragem de concreto, área de montagem central, unidades da casa de força do leito do rio, vertedouro e subestação da margem direita. Neste período, o volume total de concreto a ser lançado era de 1,8 x 10⁶ m³.

Eram previstas, nesse período, outras atividades importantes, a saber: a conclusão das barragens de terra e de enrocamento, a demolição da ensecadeira de montante e o tamponamento das adufas da estrutura de controle do desvio.

Período 5: O quinto período iniciava nos blocos da barragem principal adjacente à barragem de enrocamento em janeiro de 1986 e abrangia a concretagem das unidades da casa de força situadas no canal de desvio incluindo a área de montagem central (AMC 3) e a estrutura de fechamento V1. O volume total de concreto a ser lançado era da ordem de 0,654 x 10⁶ m³ e o trabalho de primeiro estágio devia estar completado até o final de 1989 de acordo com o cronograma revisado.

Conforme este cronograma, as instalações do canteiro de obra foram projetadas para uma produção global de 300.000 m³ por mês, correspondente ao pico máximo de abril de 1980 - julho de 1982.

A Fig. 5.10 mostra a comparação entre os volumes indicados no programa básico e a produção mensal efetivamente realizada até outubro de 1982, período de máxima produção. As velocidades de lançamento de concreto reais foram mais rápidas que o previsto, especialmente durante o período de 1979-80, principalmente por causa da conclusão antecipada das fundações da barragem principal e da casa de força no leito do rio. Assim a produção de concreto atingiu seu pico antes do previsto.

ESPECIFICAÇÕES PARA CONCRETO, CONTROLE DE QUALIDADE E MÉTODOS DE CONSTRUÇÃO

AGREGADOS PARA CONCRETO

Todo o agregado graúdo e cerca de 70% da areia para o concreto foram obtidos por britagem do basalto são. A brecha e o basalto amigdaloide não foram usados. Os agregados foram denominados 1, 2, 3 e 4 em função do tamanho máximo do agregado TMA, 19 mm, 38 mm, 76 mm e 152 mm, respectivamente.

A granulometria admitida para o agregado graúdo e para a areia artificial está ilustrada nas Tabelas 5.1 e 5.2. Cerca de 30% em peso da areia era constituído por areia natural fina de origem aluvial proveniente dos depósitos ao longo do rio Paraná. Os testes especificados para o controle da qualidade física do agregado britado eram: densidade, absorção, abrasão Los Angeles, envelhecimento natural e artificial (ciclos de saturação e secagem), ciclos de etileno de glicol, sanidade ao ataque do sulfato de sódio e reatividade álcaci-agregado. Os resultados típicos dos ensaios são ilustrados na Tabela 5.3 e na Fig. 5.11. Foi dada uma atenção especial à reatividade potencial álcaci-agregado. Ela foi verificada não apenas por testes químicos, (veja os resultados na Fig. 5.11) mas também pelo teste de expansão das barras de argamassa (ASTM C-227).

Fig.5.11 Reatividade potencial aos álcalis dos agregados do concreto – método químico

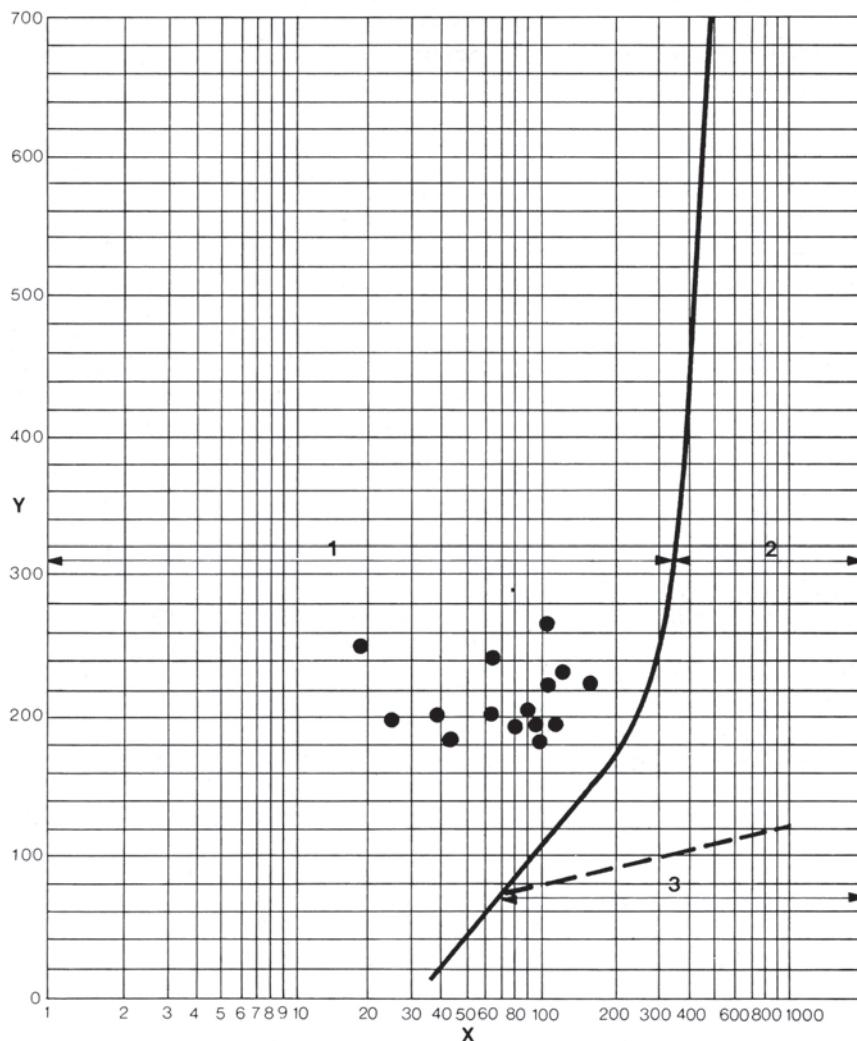


Tabela 5.1 Granulometria do agregado graúdo

Abertura da peneira mm	% que passa			
	Tamanho do agregado mm			
	4,8-19	19-38	38-76	76-152
178				100
152				90-100
100			100	20-45
76			90-100	0-15
50		100	20-55	0-5
38		90-100	0-10	
25	100	20-45	0-5	
19	90-100	0-10		
9,5	30-55	0-5		
4,8	0-5			

Tabela 5.2 Granulometria da areia artificial

Peneira nº	Abertura mm	% passante
3/8*	9,5	100
4	4,8	95-100
8	2,4	80-100
16	1,2	50-85
30	0,6	25-50
50	0,3	10-30
100	0,15	2-10

Módulo de finura: $2,30 < MF < 3,10$

* Polegadas

Y Diminuição da reação alcalina (milímoles/l)

X Silica diluída (milímoles/l)

1 Agregados considerados inócuos

2 Agregados considerados potencialmente deletérios

3 Agregados considerados deletérios

Tabela 5.3 Agregado britado – propriedades físicas por amostragem

Peso específico natural	Absorção (%)	Abrasão Los Angeles	Testes cíclicos								Reatividade ácali-agregado	
			Ciclos de envelhecimento natural (1 ano)		Ciclos água-estufa		Ciclos de etileno de glicol		Ciclos de Na ₂ SO ₄		Método físico	Químico
KN/m ³		Perda (%)	Partículas afetadas (%)	Perda em peso (%)	Partículas afetadas (%)	Perda em peso (%)	Partículas afetadas (%)	Perda em peso (%)	Partículas afetadas (%)	Perda em peso (%)	Retração em 90 dias (%)	24 horas
29,28	0,4	8	4	0,03	2	0,8	3,6	1	0,1	0,8	0,01	(1)
29,00	0,6	6	8	0,1	2	0,2	6,7	1	0,3	2,2	0,01	(1)
29,50	0,3	6,5	4	0,06	2	0,2	6,6	1,3	1	0,4	0,01	(1)
29,39	0,3	6,2	12	0,07			13,4	3,8	0,2	0,5	0,02	(2)
29,65	0,2	4	24	0,11	10	5,4	2,5	0,1	0,1	0,4	0,01	(1)
29,51	0,3	4	30	0,13			7	0,3	0,4	1	0,01	(1)
29,34	0,4	9,8	10	0,15	4	0,2	5,9	0,8	0,1	0,7	0,02	(2)
28,87	0,9	10,3	22	0,13	2	0,8	1,2	4,5	0,2	0,7	0,01	(1)
29,30	0,4	5,6	12	0,1	8	0,2	18,0	0,3	1,1	3,3	0,01	(1)

(1) Inóculo (2) Potencialmente deletério

CIMENTO E CINZAS VOLANTES

Os cimentos usados para o concreto eram equivalentes ao tipo II da ASTM. Eles eram adquiridos de quatro fabricas diferentes: Itambé, Santa Rita e Votoran no Brasil e Vallemí no Paraguai. A cinza volante era adquirida das usinas térmicas de Candiota e Tubarão no Brasil.

As propriedades mais importantes do cimento especificadas eram as seguintes:

Superfície específica, Blaine mínima	3200 cm ² /g
Material retido na peneira nº 200, máximo	15 %
Tempo de pega inicial, mínimo	60 min
Tempo de pega final, máximo	10 horas
Expansão em autoclave, máximo	0,8 %
Calor de hidratação aos 7 dias, máximo	314 kJ/kg
Calor de hidratação aos 28 dias, máximo	356 kJ/kg
Resistência à compressão aos 3 dias, mínimo	0,8 kN/cm ²
Resistência à compressão aos 7 dias, mínimo	1,5 kN/cm ²
Resistência à compressão aos 28 dias, mínimo	2,5 kN/cm ²
MgO máximo	6,5 %
SO ₃ máximo	3 %
Equivalente alcalino (Na ₂ O) máximo	0,6 %
C ₃ S máximo	35 %
C ₃ A máximo	8 %

As propriedades físicas da cinza volante são descritas a seguir:

Superfície específica, Blaine mínima	3500 cm ² /g
Material retido na peneira nº 325, máximo	34 %
Expansão ou retração em autoclave, máximo	0,8 %
Reatividade com ácali, expansão máxima	0,02 %
MgO máximo	5 %
SO ₃ máximo	5 %
Umidade máxima	3 %
SiO ₃ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃ mínimo	70 %
Equivalente alcalino (Na ₂ O) máximo	1,5 %

Índice de atividade pozolânica:

Água requerida, máximo	105 %
Com cimento aos 28 dias, mínimo	75 %
Com cal aos 7 dias, mínimo	560 N/cm ²

As características físicas principais das cinzas volantes e dos cimentos são descritas na Tabela 5.4.

Tabela 5.4 Características físicas das cinzas volantes e cimentos

Propriedades	Material					
	Cimento				Cinza volante	
	Votoran	Itambé	Vallemei	Santa Rita	Candiota	Tubarão
Finura Blaine (cm^2/g)	3368	3259	3417	3586	3190	2830
Peneira 200 (%)	6,2	2,4	13,8	13,2		
Peneira 325 (%)	13,3	6,4	18,6	19,4	27,1	41,2
Expansão em autoclave (%)	0,09	0,02	0,03	0,08		
Equivalente alcalino (Na_2O)	0,5	0,47	0,54	0,69		
Cal livre (%)	1,04	0,81	1,39	0,7		
C_3S (%)	46,7	57,5	52,1	49,5		
C_3A (%)	6,7	6,6	6,2	8,7		
Redução da expansão (%)					64,3	68,9
Reação ao cal (kg/cm^2)					36	31

MISTURAS DE CONCRETO

As especificações denominavam os tipos de concreto com base em três parâmetros:

1. Tamanho máximo do agregado TMA
2. Resistência mínima do concreto à compressão (f_{ck})
3. Idade

A Fig. 5.12 mostra a nomenclatura para um concreto com um agregado de tamanho máximo de 152 mm e uma resistência mínima especificada de 1,4 kN/cm² (140 kg/cm²) aos 365 dias de idade.

A Tabela 5.5 ilustra os tipos de concreto usados para as diversas estruturas e as máximas relações água/cimento + cinzas volantes admissíveis para as misturas com ou sem ar incorporado.

CONTROLE DE QUALIDADE

Amostragem

De cada 300 m³ de concreto fabricado em cada central era retirada uma amostra suficiente para preparar 6 corpos de prova cilíndricos de 15 x 30 cm, peneirados na peneira de 38 mm. Além disso, de cada 5.000 m³ de concreto com TMA de 76 mm (agregado no. 3) e 152 mm (agregado no. 4), era retirada uma amostra representativa

para preparar os seguintes corpos de prova:

- Seis cilindros de 15 x 30 cm, peneirados na peneira de 38 mm.
- Seis corpos de prova, 25 x 25 x 12,5 cm, peneirados na peneira de 38 mm.
- Dois cilindros, com a amostra integral:
25 x 50 cm, para TMA 76 mm
45 x 90 cm, para TMA 152 mm

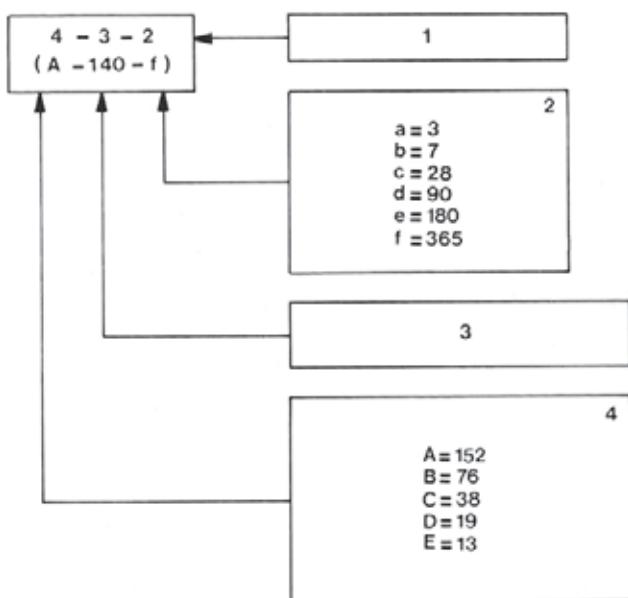
As amostras eram retiradas do concreto lançado e testadas para o abatimento, teor de ar, densidade e temperatura. As amostras moldadas (cilindros e corpos de prova) eram ensaiadas para medir a resistência à compressão simples em diversas idades, como mostrado na tabela abaixo:

Idade do concreto especificado (dias)	Idade do teste (dias)
3	3,7,28
7	3,7,28
28	7,28,90
90	7,28,90,180,360
180	7,28,90,180,360
360	7,28,90,180,360

Foram realizados alguns testes adicionais sobre alguns corpos de prova: permeabilidade, módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson.

Tabela 5.5 Tipos de concreto

Tipo de Concreto	Utilização típica	Tamanho máximo do agregado mm	Máxima relação água: cimento & concreto cinza volante	
			Concreto com ar	Concreto sem ar
A-100-f	Concreto não estrutural de enchimento	152	0,75	0,85
A-140-f	Concreto massa para barragens	152	0,65	0,8
A-180-f	Concreto massa para barragens	152	0,55	0,75
A-210-f	Concreto massa para barragens	152	0,43	0,7
A-240-f	Concreto massa para barragens	152	0,42	0,68
A-280-f	Concreto massa para barragens	152	0,4	0,65
B-140-f	Concreto massa nas camadas próximas da fundação	76	0,64	0,7
B-180-f	Concreto massa, barragens e muros maciços	76	0,55	0,68
B-210-f	Concreto massa e estrutural para muros maciços	76	0,5	0,65
B-240-f	Idem como acima	76	0,45	0,7
B-280-f	Concreto massa, próximo da face de montante da barragem, pilares da estrutura de desvio	76	0,4	0,65
C-140-c	Concreto estrutural; estruturas esbeltas	38	0,55	0,65
C-180-c	Idem	38	0,47	0,6
C-210-c	Concreto estrutural ou exposto a altas velocidades de água	38	0,48	0,55
C-280-c	Idem	38	0,4	0,58
C-350-c	Idem	38	0,35	0,5
D-100-f	Concreto poroso	19	0,85	
D-210-c	Concreto para estruturas finas e <i>blockouts</i>	19	0,45	0,55
D-280-c	Concreto para vigas e lajes pré-moldadas	19	0,4	0,52
D-350-c	Concreto para vigas e lajes pré-moldadas e protendidas	19	0,35	0,5
E-210-c	Concreto projetado (Gunite)	13	0,5	0,65



Ensaios de laboratório para determinação das propriedades do concreto

Um programa abrangente de ensaios de laboratório para a determinação das diversas propriedades físicas do concreto foi iniciado antes do começo do lançamento do concreto e continuou em paralelo com a construção. Compreendia testes para determinar as seguintes propriedades do concreto: resistência à compressão, módulo de elasticidade, calor de hidratação, calor

Fig. 5.12 Especificações dos tipos de concreto

1 Denominação da mistura

2 Idade (dias)

3 Resistência mínima do concreto à compressão – f_{ck} em kg/cm²

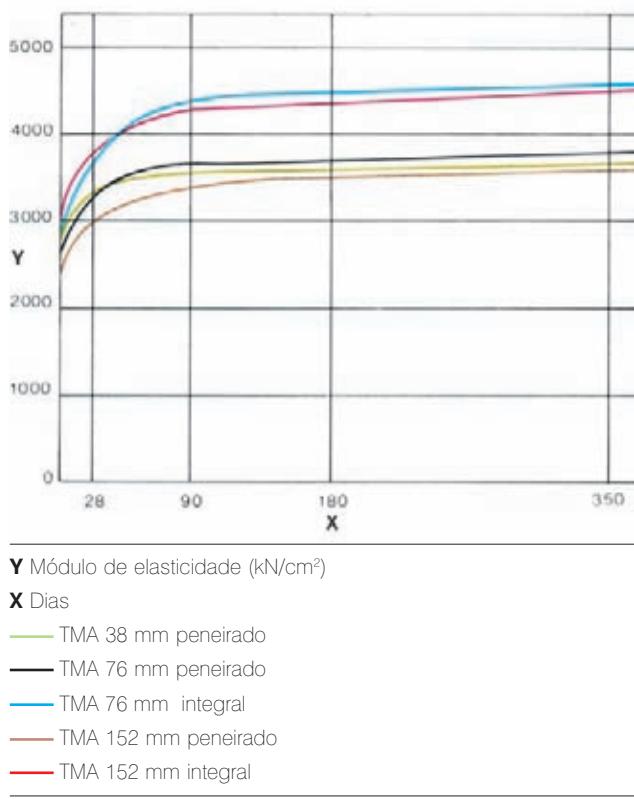
4 Tipos especificados, TMA (mm)

Tabela 5.6 Módulos de elasticidade do concreto

TMA (mm)	Idade (dias)	Módulos de elasticidade kN/cm ²						Coeficiente de Poisson						Gravidade específica kN/m ³				
		Mistura integral			Peneirado			Mistura integral			Peneirado			Mistura integral		Peneirado		
		Amostra	Média	C.V.	Amostra	Média	C.V.	Média	C.V.	Média	C.V.	Amostras	Média	C.V.	Amostras	Média	C.V.	
38	7	48	2514	29				0,17	16,1				250	24440	1,9			
	28	56	3354	16,8				0,2	13,5									
	90	38	3568	17,3				0,19	17,5									
	180	23	3550	19,2				0,19	12,2									
	360	34	3708	19,5				0,2	14,8									
	76	7	2786	25,4	19	2634	22,3	0,2	8,2	0,17	20,8							
	28	12	3689	16,3	45	3308	19,6	0,21	12,1	0,19	12,5							
	90	03	4442	7,1	29	3668	13,8	0,21	8,2	0,2	9,8							
	180	07	4384	1,1	17	3647	13,1	0,22	2,4	0,2	12,1							
	360	29	4600	8,7	41	3886	13,3	0,21	13,2	0,2	14,3							
152	7	02	2628	22,2	28	2305	21,8	0,17	14,3	0,18	18,3							
	28	12	3783	14,7	47	1986	14,1	0,18	12,9	0,19	15,2							
	90	25	4278	8,9	61	3386	11,6	0,21	12,2	0,19	14,7							
	180	15	4370	8,9	42	3547	7,8	0,22	6,7	0,20	11,4							
	360	19	4508	5,9	73	3595	10,9	0,2	11,8	0,19	12,3							

C.V. = Coeficiente de variação do agregado

Fig. 5.13 Módulo de elasticidade do concreto



específico, difusividade térmica, expansão térmica, resistência à tração, deformação última de tração, fluência e relaxamento e variação autógena de volume.

Analise dos resultados dos testes de controle de qualidade

Resistência à compressão. Os resultados dos testes sobre os cilindros e corpos de prova da obra foram submetidos a análises estatísticas e foram correlacionados aos resultados dos testes sobre os corpos de prova preparados no laboratório, levando a vários fatores de correção que foram aplicados às resistências obtidas dos cilindros da obra. O primeiro fator de correção considerava o peneiramento, já que os cilindros da obra eram confeccionados após a remoção de todo o agregado com diâmetro maior de 38 mm. A comparação da resistência dos cilindros preparados na obra àquela dos grandes cilindros contendo o concreto exatamente igual àquele da estrutura comprovou que o cilindro da obra era mais resistente. Outras correções da resistência dos cilindros da obra foram feitas para considerar as variações e a perda de resistência devido às cargas constantes.

Tabela 5.7 Eficiência das misturas de concreto usada em Itaipu

Eficiência média das misturas usadas nas estruturas principais (cimento + cinza volante)

TMA	3 dias			7 dias			28 dias		
19	0,27	0,29	0,34	0,29	0,47	0,65	0,54	0,84	1,13
38				0,3	0,4	0,59	0,55	0,72	1
76				0,44	0,6	0,8	0,79	1,02	1,16
152				0,51	0,57	0,62	0,9	1,08	1,17

TMA	90 dias			180 dias			360 dias		
19	0,73	1,16	1,47	0,91	1,32	1,67			
38	0,79	1,02	1,30	0,86	1,13	1,52	0,93	0,96	0,98
76	1,17	1,33	1,46	1,34	1,5	1,64	1,45	1,48	1,51
152	1,29	1,41	1,49	1,37	1,54	1,67	1,48	1,53	1,58

TMA(*)	3 dias (*)			7 dias(*)			28 dias(*)		
19				0,71	0,78	0,84	1,08	1,15	1,3
38				0,55	0,64	0,72	0,93	1,02	1,11
76					0,64			1,03	

(*) Para concreto com cimento pozolânico

Tabela 5.8 Resistência à flexão de misturas de concreto

Componentes DSS	Misturas							
	19-I-02	19-Q-01	38-F-01	38-M-01	76-D-03	76-J-01	152-B-03	152-G-01
TMA (mm)	19	19	38	38	76	76	152	152
f_{ck} (kN/cm ²) a 1 ano	2,1	1,4	2,1	1,4	2,1	1,4	2,1	1,4
Cimento	1750	1130	1840	1190	1690	1060	1620	1090
Cinza volante	210	130	220	140	200	130	190	130
Água	1600	1550	1340	1340	1080	1080	860	850
W/C	0,78	1,17	0,62	0,96	0,54	0,85	0,45	0,67
Ar incorporado peneirado %	4,5 ±0,5	4,5 ±0,5	4,5 ±0,5	4,5 ±0,5	6,5 ±0,5	6,5 ±0,5	7,5 ±0,5	7,5 ±0,5
Areia natural	2930	3170	2740	2940	1940	2160	1550	1740
Areia artificial	6840	7400	6380	6870	4530	5030	3630	4050
Agregado nº 1	11250	11250	6920	6920	5290	5290	4000	4000
Agregado nº 2			5680	5680	4360	4360	3290	3290
Agregado nº 3					6500	6500	4650	4650
Agregado nº 4							6430	6430

Tabela 5.9 Capacidade de deformação a 95% da ruptura

Identificação da mistura				Viga	Grupo de testes	Idade	Dimensões da viga	Capacidade de deformação a 95% do módulo de ruptura ($10^6\text{cm}/\text{cm}$)	
Símbolo	TMA mm	W/C+P	Agregado N/m ³	nº	dias	cm	Valores individuais	média	
152-B-03	152	0,45	1810	8619	1°	28	45x45x180	56	64
152-G-01	152	0,67	1210	8403	1°	28	45x45x180	90	
152-G-01	152	0,67	1210	8404	1°	28	45x45x180	90	90
152-G-01	152	0,67	1210	8405	1°	90	45x45x180	95	
152-G-01	152	0,67	1210	8406	1°	90	45x45x180	95	95
76-J-01	76	0,85	1190	20442	2°	28	15x15x60	79	79,5
76-J-01	76	0,85	1190	20440	2°	28	25x25x100	31	55
76-J-01	76	0,85	1190	20438	2°	28	45x45x180	72	68
152-G-01	152	0,67	1210	20131	2°	28	15x15x60	75	
152-G-01	152	0,67	1210	20132	2°	28	15x15x60	85	80
152-G-01	152	0,67	1210	20129	2°	28	25x25x100	68	
152-G-01	152	0,67	1210	20130	2°	28	25x25x100	73	70,5
152-G-01	152	0,67	1210	20127	2°	28	45x45x180	64	
152-G-01	152	0,67	1210	20128	2°	28	45x45x180	67	65,5

Tabela 5.10 Ensaio a flexão e compressão diametral, resistência à tração do concreto (N/cm^2)

TMA		19 mm			38 mm			76 mm			152 mm		
Mistura 19-I-02	19-Q-01	38-F-01			38-M-01			76-D-05			76-J-01		
F_{ck} nominal kN/cm ² /dias	2,1/360	1,4/360			2,1/360			1,4/360			2,1/360		
Idade do ensaio													
Tamanho do corpo de prova (cm)	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90	7 28 90
Viga 25x25x100	Carga de flexão (módulo de ruptura)	143 237 293	67 127 172	165 298 348	130 165 235			181 249 296	37 171 220				
Viga 25x25x100	Carga de flexão (módulo de ruptura)												
Viga 45x45x180	Carga de flexão (módulo de ruptura)												
Cilindro 15x30 mistura completa	Compressão diametral	92 156 297	42 67 173	125 199 232	72 124 142	153 193 297	78 147 165	184 264 274	85 123 162				
Cilindro 25x50 mistura completa	Axial	670 1210 1500	310 460 630	880 1610 1990	530 830 1140	1120 2000 2430	540 1010 1250	1530 2390 3210	550				
	Compressão diametral					130 163	67 100	145 184	59 92				
	Compressão diametral												
	Testemunhos de sondagem 15x30												
	Testemunhos de sondagem 25x33												

Observação: Valores da resistência de ensaios executados no laboratório de concreto da ITAIPU

Alguns fatores positivos, considerados somente depois que cerca de 50% do concreto havia sido lançado, foram a capacidade de suportar esforços adicionais devido à relaxação das zonas com altas tensões perto do colapso, ao formato do corpo de prova menos favorável que a área da estrutura submetida a altas tensões e aos erros no ensaio no que se refere ao cálculo da tensão média, inferior à máxima tensão na ruptura.

Os fatores de correção aplicados antes e após janeiro de 1981 eram:

Item	Fatores de correção %	
	Antes de 1/81	Após 1/81
Peneiramento	-8 até -21	-8 até -21*
Variações	-15	-5
Carga constante	-5	-5
Relaxação	0	10
Erros de teste	0	5

*-8% para o TMA de 152 mm e 21 % para 76 mm

Módulo de elasticidade. A Tabela 5.6 e a Fig. 5.13 mostram os resultados médios do módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson e densidades obtidas de cilindros da obra de 15 x 30 cm confeccionados com agregado peneirado, como também aqueles obtidos de grandes cilindros (25 x 50 cm e 45 x 90 cm) preparados com concreto integral. Os corpos de prova do concreto integral indicaram módulos superiores a 4000 kN/cm². A alta massa específica do concreto foi atribuída ao uso de agregado de basalto com uma gravidade específica de 2,9.

Eficiência das misturas de concreto. A eficiência (η) de uma mistura de concreto é definida como:

$$\eta = \frac{\text{Resistência média à compressão (N/cm}^2\text{)}}{\text{Peso dos materiais aglomerantes (N/m}^3\text{)}}$$

A Tabela 5.7 mostra um resumo dos valores médios das misturas de concreto usadas até o fim de 1980. As eficiências são mostradas para as misturas que utilizavam cimento com uma substituição de 15% de cinza volante e para o cimento pozolânico usado em algumas partes do vertedouro e da

barragem lateral direita. As eficiências são dadas para diferentes idades e diversos TMA (tamanhos máximos do agregado).

Resistência à tração e capacidade de deformação do concreto. Duas séries de testes foram realizadas para determinar a resistência à tração do concreto na flexão e na compressão diametral, e sua capacidade de deformação na ruptura.

Ensaios de resistência à flexão foram realizados sobre misturas com resistências designadas (f_{ck}) de 1, 4 e 2,1 kN/cm² aos 365 dias. Estes ensaios foram levados a cabo sobre vigas de três dimensões: 15 x 15 x 60 cm, 25 x 25 x 100 cm, e 45 x 45 x 180 cm, dependendo do tamanho máximo do agregado. Os testes de compressão diametral foram feitos sobre cilindros de 15 x 30 cm e 25 x 50 cm. Os dados básicos das oito misturas usadas para os testes de flexão são descritas na Tabela 5.8. A capacidade de deformação a 95% da resistência à ruptura foi calculada por meio de deformímetros instalados em diversos tipos de viga. Resultados típicos são mostrados na Tabela 5.9. A Tabela 5.10 ilustra, para diversas misturas, a resistência à flexão na ruptura de amostras de vigas de várias idades, a resistência à compressão diametral e as resistências à compressão simples correspondentes às idades de 7, 28 e 90 dias.



Vista geral das instalações para produção de concreto

INSTALAÇÕES PARA FABRICAÇÃO DE CONCRETO

INSTALAÇÕES DO CANTEIRO

As instalações do canteiro da obra foram projetadas para assegurar uma produção de concreto de 300.000 m³/mês, resfriado a uma temperatura de 6° C. Essas instalações eram compostas de duas grandes usinas industriais de igual capacidade situadas uma em cada margem do rio, cada uma consistia de um moinho de britagem para agregado, de centrais de refrigeração e de produção de concreto. Além dessas centrais, responsáveis pela produção básica de concreto, foi montada na obra uma central de moagem de clínquer para garantir a continuidade do fornecimento de cimento em caso de interrupção na produção das fábricas do Brasil e do Paraguai durante o pico da demanda em Itaipu.

Modulação das unidades

As centrais foram projetadas como módulos idênticos acoplados em paralelo; isto evitava o uso de unidades gigantes e oferecia as seguintes vantagens:

- Maior confiabilidade do inteiro conjunto, devido à probabilidade reduzida de uma falha geral e maior flexibilidade para a manutenção.
- Melhor distribuição das unidades nos locais próximos aos centros de maior demanda, reduzindo assim os custos de transporte.
- Maior probabilidade de recuperação e venda no final da construção.

Capacidade das unidades

As instalações foram projetadas de maneira que a produção típica de cada unidade fosse compatível com a sequência do fluxograma; veja Fig. 5.14. Assim a central de britagem e as centrais de concreto em cada margem eram dimensionadas para uma capacidade de 540 m³/h de concreto, ou 270.000 m³ para um mês de 25 dias úteis com dois turnos de 10 h ao dia. Já que a demanda máxima estimada em cada margem era de 150.000 m³/mês, a relação entre a capacidade instalada e a demanda era de 1,8.

Divisão em subunidades independentes

Os circuitos das principais centrais de produção de concreto eram relativamente extensos. Para segurança de operação, elas foram divididas em subunidades

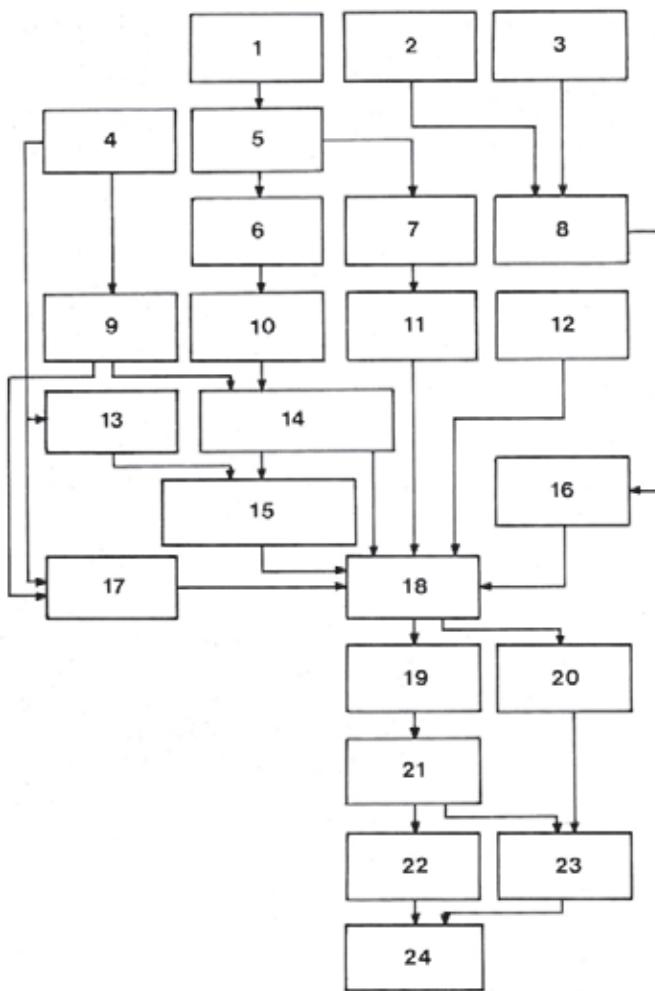


Fig. 5.14 Fluxograma simplificado da produção e lançamento de concreto na margem esquerda

- 1** Pilha de basalto são
- 2** Pilha de clínquer
- 3** Silos de cinza volante
- 4** Central de compressores de amônia
- 5** Britagem e peneiramento
- 6** Pilha de agregado graúdo
- 7** Britagem de areia
- 8** Britagem e refrigeração
- 9** Refrigeração com água
- 10** Lavagem e repeneiramento
- 11** Pilha de areia artificial
- 12** Pilha de areia natural
- 13** Refrigeração a ar
- 14** Refrigeração de agregado graúdo por aspersão de água
- 15** Refrigeração por ar frio de agregado nº 2, 3 e 4
- 16** Silos de agregado
- 17** Fábrica de gelo
- 18** Central de concreto
- 19** Monovia
- 20** Caminhões basculantes (*dumpcrete*)
- 21** Carros-silo
- 22** Cabos aéreos
- 23** Gruas de torre
- 24** Lançamento de concreto

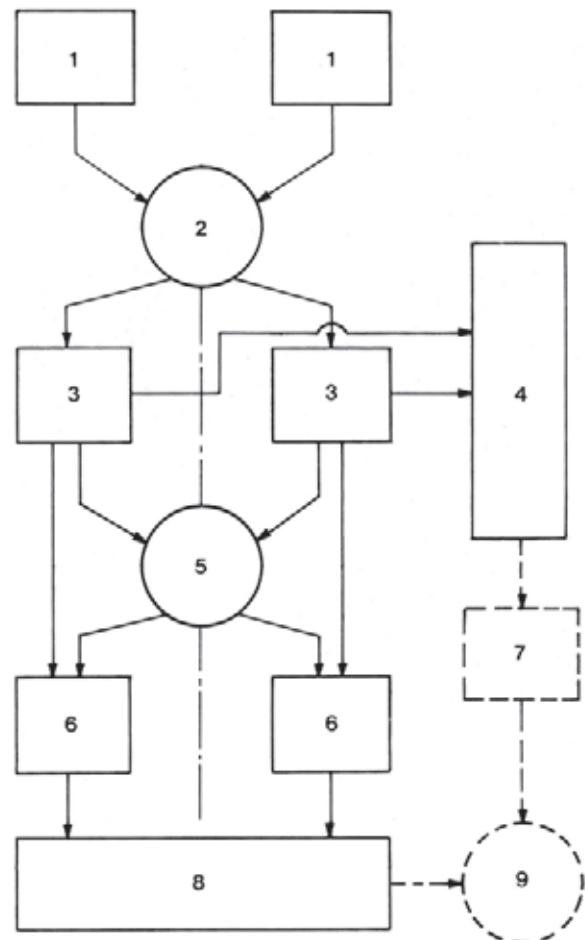


Fig. 5.15 Diagrama de blocos da central de britagem da margem esquerda

- | | |
|----------------------------|------------------------------|
| 1 Britagem primária | 6 Britagem de areia |
| 2 Pilha 1 | 7 Refrigeração |
| 3 Rebritagem | 8 Pátio 2 (areia) |
| 4 Pátio 1 (rocha) | 9 Central de concreto |
| 5 Pilha 2 | |

idênticas que trabalhavam em paralelo, de forma independente. Assim, em caso de parada de uma subunidade, a operação da central como um todo não seria ameaçada. Um exemplo disto é ilustrado na Fig. 5.15. A central de britagem foi subdividida em duas unidades completas, dispostas em paralelo. Cada uma dessas unidades era dividida em módulos, proporcionando grande flexibilidade aos possíveis modos de operação.



Instalações para a produção de concreto na margem esquerda

LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DAS INSTALAÇÕES

O arranjo da Fig. 5.8 mostra que as instalações para a produção de concreto estavam situadas a jusante da barragem, de maneira que não seria necessária sua remoção antes do enchimento do reservatório, evitando assim mais uma atividade no caminho crítico das obras civis.

Instalações da margem esquerda

Centrais de concreto. Na margem esquerda foram instaladas três centrais de concreto, cada uma com capacidade nominal de 180 m³/h e com quatro betoneiras de 3 m³. As centrais estavam localizadas na plataforma da El. 144, o mais perto possível dos cais dos teleféricos, num lugar conveniente para o abastecimento das gruas de torre durante a construção das tomadas de água. Para evitar o congestionamento da área, 14 silos de cimento e cinza volante de 1000 t de capacidade foram instalados na plataforma da El. 168.

Esses eram equipados com um sistema pneumático para o transporte do cimento e cinza volante até as centrais.

Centrais de britagem. O arranjo das instalações para os equipamentos nas plataformas da El. 160 e 165 dependia da posição das centrais de concreto. A área de fornecimento dos britadores primários, na El. 172, estava localizada de forma conveniente em relação às pilhas de estoque de rocha. Cada linha de produção tinha uma capacidade de 900 t/h no sistema primário e 600 t/h no sistema de britagem secundário e de classificação de agregados. O agregado graúdo, após sua entrega a partir das pilhas, era repeneirado, refrigerado e seco durante o transporte até a central de concreto. Havia instalações para a estocagem da areia natural e artificial, sendo que ambos os tipos de areia eram transportados e misturados em um túnel para entrega à central de concreto.

Central de refrigeração. Foram utilizados três sistemas para refrigerar o concreto da temperatura ambiente até a temperatura especificada de 6 °C:

- Resfriamento de toda a brita carregada na correia transportadora por meio de aspersão com água a 2,5 °C.
- Resfriamento do agregado graúdo (brita nº 2, 3 e 4) nos silos da central de concreto por meio da insuflação de ar a -17°C.

- Uso de escamas de gelo em lugar de água de amassamento do concreto.

Parte dessas instalações era localizada na plataforma da El. 165, adjacente às pilhas de estoque de agregados da central de britagem, e outra na estrutura metálica contígua às centrais.

Instalações da margem direita.

As instalações para produção de concreto na margem direita foram projetadas praticamente de acordo com os mesmos conceitos e tinham a mesma capacidade global daquelas da margem esquerda. A única diferença era a posição das centrais de concreto e parte das centrais de refrigeração, como mostra a Fig. 5.8. A localização do vertedouro e da barragem lateral direita a uma altura muito mais elevada justificaram a instalação separada de uma das centrais de concreto numa plataforma na El. 190, posição conveniente para abastecer as guias de torre utilizadas para essas estruturas. O arranjo nesta margem, especialmente no que se refere à área de escavação e circulação necessária para a construção da área de montagem direita da casa de força, determinou a posição do cais para as caçambas dos cabos aéreos e as centrais de concreto na El. 165.

Os fatores básicos que controlavam o projeto do sistema de refrigeração eram:

- O coeficiente de difusividade térmica do concreto acabado
- As condições ambientais da obra
- A temperatura da água do rio
- As propriedades térmicas dos componentes do concreto como o agregado e a areia.

Visto que os dados da programação do empreendimento podiam mudar durante sua construção, era necessário ter flexibilidade dentro de certos limites, significando por sua vez que todos os componentes do sistema de refrigeração tinham que ser dimensionados de forma conservadora. As temperaturas médias e os calores específicos dos componentes do concreto no momento da entrega às centrais de concreto são relacionados abaixo:

Componentes	Temperatura (°C)	Calor específico (kJ/kg/°C)
Água	27	4,2
Cimento	40	0,85
Cinza volante	40	0,85
Areia natural (seca)	27	0,74
Areia artificial (seca)	27	0,76
Agregado de basalto (seco)	32	0,76

PRÉ-REFRIGERAÇÃO DO CONCRETO

Dados básicos do projeto das centrais de refrigeração do concreto

Pelo fato de a pega do concreto ser um processo exotérmico, grandes quantidades de calor são produzidas na estrutura de concreto. Este fenômeno torna extremamente importante o controle da temperatura durante a pega em qualquer parte onde haja grandes volumes de concreto, como no caso das barragens de Itaipu. Sem uma refrigeração artificial e para evitar a fissuração devido aos gradientes térmicos na concretagem, os volumes de lançamento deveriam ser tão pequenos que se tornariam antieconômicos.

Entre os dois métodos artificiais de refrigeração a disposição, em Itaipu a pré-refrigeração dos componentes da mistura de concreto antes do lançamento tinha vantagens decisivas do ponto de vista econômico, técnico e de programação sobre o método de pós-refrigeração com tubulações embutidas.

Foram especificadas quatro misturas de concreto e foi admitido para os cálculos da capacidade de refrigeração que 95% do concreto teria agregado com tamanho máximo nº 3 ou 4; veja Tabela 5.11. A temperatura de lançamento do concreto prescrita foi de 7°C. Foi admitido um aumento da temperatura do concreto de 1°C entre a central de concreto e as fôrmas, considerando as grandes caçambas (6 m³) e o equipamento de transporte rápido. Assim sendo, a temperatura do concreto na saída das centrais de concreto deveria ser de 6°C.

Projeto e operação das instalações de refrigeração do concreto

Foram montadas centrais de refrigeração de acordo com o mesmo projeto básico em ambas as margens. As centrais, fornecidas pela Sulzer do Brasil, consistiam de um sistema de água refrigerada para refrigerar a brita dentro de um túnel (sistema de correia úmida wet belt), um sistema de ar frio para o pré-resfriamento da brita nos



Instalação para a produção de concreto na margem direita

Tabela 5.11 Composição da mistura de concreto

Componentes Composições do concreto em peso das partes

	Traço 1 TMA 19(N/m³)	Traço 2 TMA 38(N/m³)	Traço 3 TMA 76(N/m³)	Traço 4 TMA 152(N/m³)
Água	1650	1400	1100	900
Cimento	2400	2000	1450	1000
Cinza volante	600	500	350	300
Areia natural	2400	2300	2100	1800
Areia artificial	5600	5200	4900	4200
Agregado nº 1	11250	5000	3000	2500
Agregado nº 2		7500	3600	3500
Agregado nº 3			7400	4300
Agregado nº 4				5400
Total	23900	23900	23900	23900

silos da central de concreto, um sistema de água para resfriar a água de amassamento da mistura e um sistema para fabricação e transporte de gelo. A areia não era resfriada. Em cada uma das centrais de refrigeração, os componentes dos sistemas de água resfriada foram construídos com o sistema de refrigeração por amônia. Os sistemas para o ar frio e o gelo eram alojados na fábrica de gelo. Na margem direita do rio, onde as centrais de concreto foram instaladas em dois locais separados, foi necessário dividir a fábrica de gelo de forma análoga (fábricas 2 e 3). A fábrica de gelo 2 era suprida pela central de refrigeração principal, enquanto a fábrica 3 tinha sua própria central de refrigeração.

As instalações de refrigeração foram construídas com simplicidade, confiabilidade e robustez de acordo com as severas condições de serviço previstas. Sempre que possível, foram eliminados sistemas de controle complexos e automáticos (especialmente no caso dos sistemas de refrigeração de água e ar); as equipes de operação preferiam o controle manual direto.

A Tabela 5.12 fornece os dados típicos do balanço térmico de duas misturas de concreto. A Fig. 5.16 ilustra as temperaturas de diversos componentes durante o processo de preparação do concreto.

Sistema de água fria para o resfriamento do agregado

Inicialmente, foi usado um sistema em circuito fechado de água gelada para resfriar os agregados. Apesar do agregado ser lavado antes de sua entrada no túnel de resfriamento, grandes quantidades de lama e resíduos de rocha ainda entravam na água de resfriamento e tinham que ser

Tabela 5.12 Balanço térmico de diversas misturas de concreto

Componente	Peso	Umidade % (N/m ³)	% (N/m ³)	Calor específico (kJ/kg/°C)	Multiplicador 2x5 (kJ/m ³ /°C)	Temperatura (°C)	Entalpia (kJ/m ³)
Mistura 1							
Cimento	2400			0,92	221	40	8840
Cinza volante	600			0,92	55	40	2200
Areia natural	2400	168	7	0,84/4,2	272	27	7344
Areia artificial	5600	392	7	0,84/4,2	635	27	17145
Agregado nº 1	11250	56	0,5	0,84/4,2	968	6	5808
Água	144			4,2	60	5	300
Escamas de gelo/água	890/616	616		2,1/4,2	187/374	-5/0	-935/0
Calor latente do gelo				- 335			-29815
Calor mecânico							4200
Total	23900				2585		15087
Temperatura resultante						5,84	2585
Mistura 4							
Cimento	1000			0,92	92	40	3680
Cinza volante	300			0,92	27	40	1080
Areia natural	1800	126	7	0,84/4,2	204	27	5508
Areia artificial	4200	294	7	0,84/4,2	476	27	12852
Agregado nº 1	2500	125	0,5	0,84/4,2	215	6	1290
Agregado nº 2	3500			0,84	294	-2	-588
Agregado nº 3	4300			0,84	361	-7,5	-2708
Agregado nº 4	5400			0,84	454	-2	-908
Água	1475			4,2	62	5	310
Escamas de gelo/água	320/432	432		2,1/4,2	67/134	-5/0	-335/0
Calor latente do gelo	432	432		-335			-10270
Calor mecânico							4200
Total	23900				2319		13661
Temperatura resultante						5,89	2319

removidos do circuito. Trinta equipamentos de aspersão de água fria eram usados para resfriar a água de circulação. O fato dos resfriadores por aspersão não congelarem determinou a sua escolha. Cada equipamento de aspersão consistia de nove fileiras de tubos colocados lado a lado, com uma bacia distribuidora localizada acima deles. A água, pulverizada na parte externa dos tubos refrigeradores, através dos quais escoava o líquido refrigerante a -3°C, era coletada debaixo dos mesmos tubos num grande tanque comum de concreto de 1.400 m³. O tanque era amplo para permitir um certo armazenamento de refrigeração e eliminar a necessidade de ter que limpar o tanque com muita

frequência. A Fig. 5.17 mostra o fluxograma simplificado do sistema de água fria.

O túnel de resfriamento, que tinha uma leve inclinação para a drenagem da água de resfriamento, era formado por uma estrutura de aço de 200 m de comprimento isolada com elementos pré-fabricados. O agregado era levado através do túnel sobre duas correias transportadoras com capacidade de 650 t/h cada uma. A água resfriada a 2,5°C era distribuída por aspersão sobre o agregado por três bombas ao longo de todo o percurso. O sistema de aspersão posicionado acima de cada correia transportadora era formado de quatro setores com acionamento individual,

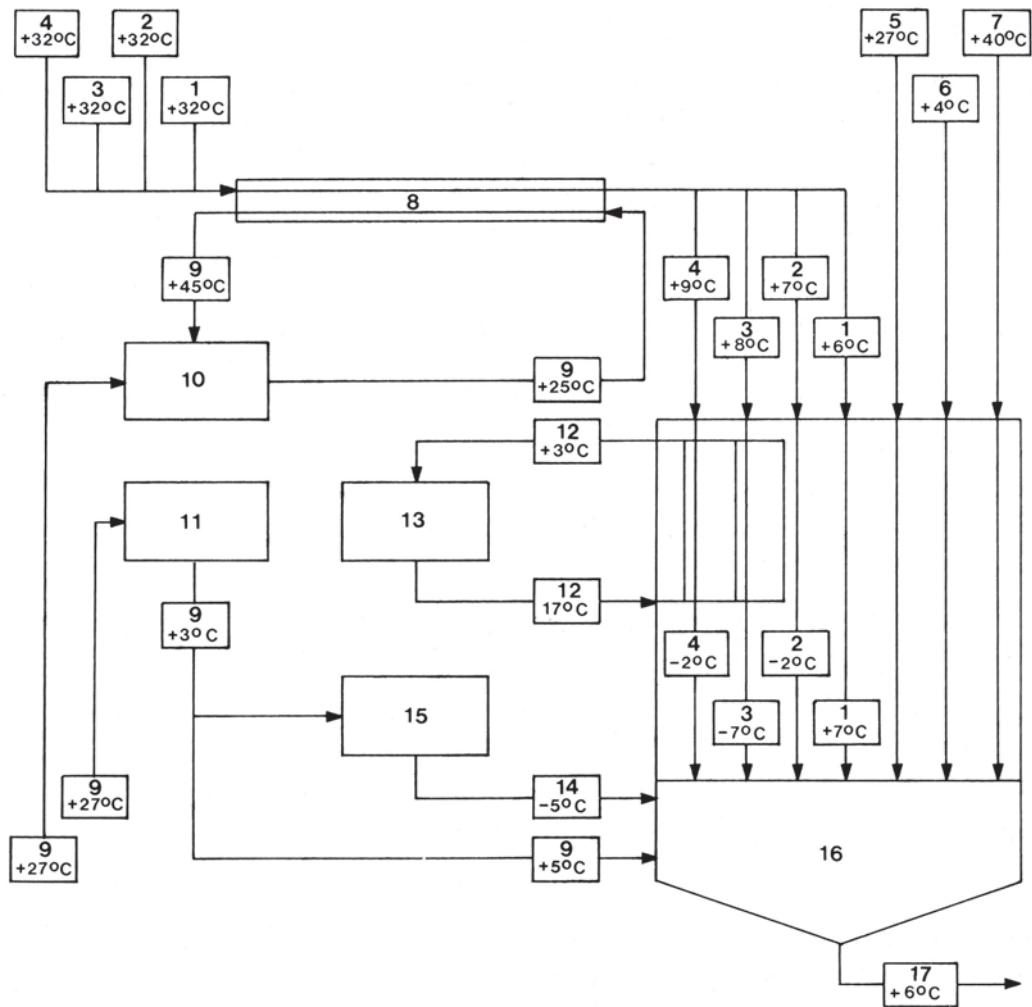


Fig. 5.16 Fluxograma da refrigeração do concreto

- 1, 2, 3, 4** Agregados graúdos
- 5** Areia
- 6** Cimento
- 7** Cinza volante
- 8** Túnel de resfriamento
- 9** Água
- 10** Resfriamento da água bruta
- 11** Resfriamento da água tratada
- 12** Ar
- 13** Resfriamento do ar
- 14** Gelo
- 15** Produção de escamas de gelo
- 16** Central de concreto
- 17** Concreto

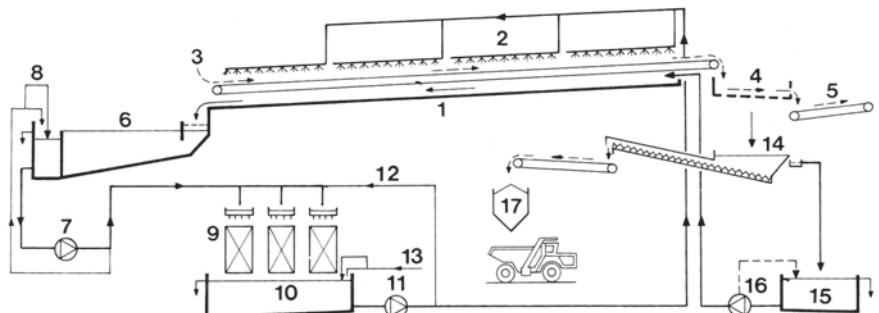


Fig. 5.17 Fluxograma simplificado dos sistemas de água resfriada

- 1** Túnel de resfriamento com correias transportadoras e calha de retorno da água
- 2** Sistema de aspersão de água formado por quatro setores
- 3** Entrada do agregado no túnel de resfriamento
- 4** Peneiras de drenagem mecânica
- 5** Correia transportadora para as centrais de concreto
- 6** Bacias de sedimentação
- 7** Bombas de retorno
- 8** Desvio para equalização, alimentação e retorno
- 9** Resfriadores de água
- 10** Tanque de água gelada
- 11** Bombas de alimentação e circulação
- 12** Desvio para circulação
- 13** Água doce de reposição
- 14** Transportadora helicoidal para os resíduos de brita
- 15** Tanque coletor
- 16** Bombas de retorno
- 17** Depósito para resíduos de brita

o qual era ligado ou desligado desde a sala de controle. Esse sistema evitava em grande parte a remoção do agregado fino. Parte da água de resfriamento que caía das bordas das correias transportadoras era coletada na calha situada ao longo do túnel de resfriamento. Daí passava por um canal de concreto numa central de tratamento isolada termicamente, passando primeiro por peneiras para remover o agregado graúdo e depois por cinco tanques de sedimentação. Desses tanques, a água era encaminhada para um tanque intermediário e então bombeada para os resfriadores de água.

O agregado na saída do túnel de resfriamento também levava alguma água de resfriamento que era então separada por peneiras vibrantes. A água caía em bacias debaixo das peneiras onde sedimentavam as partículas até 0,5 mm, as quais então eram levadas até um depósito por meio de transportadoras helicoidais e de correia. As perdas de água eram repostas no grande tanque de água fria equipado com uma válvula com boia.

Na saída do túnel eram alcançadas as seguintes temperaturas:

Agregado nº 1	6° C
Agregado nº 2	7° C
Agregado nº 3	8° C
Agregado nº 4	9° C

Sistemas de alimentação de água para produção de concreto e gelo

A água de amassamento para o concreto e a água de alimentação para a fábrica de gelo era submetida a um tratamento de pré-resfriamento; a primeira por causa do balanço térmico e a segunda para se conseguir uma melhor eficiência do processo e melhor qualidade do gelo. O diagrama esquemático da Fig. 5.18 ilustra o sistema. Três resfriadores por aspersão foram instalados em cada um dos prédios dos resfriadores de agregado a água. A água de alimentação entrava a cerca de 27°C por uma válvula com boia no tanque de armazenamento e circulava pelos resfriadores chegando à temperatura de 5°C. Uma válvula de pressão a sucção controlada pela temperatura do lado do líquido refrigerante impedia que a temperatura descesse abaixo de 4°C, o que era necessário para evitar o congelamento da água dos sistemas de distribuição das fábricas de gelo. Para as fábricas de gelo e centrais de concreto da margem direita, que estavam fisicamente separadas, a água de alimentação era resfriada na central

de refrigeração nº 2 e então bombeada para as áreas de consumo por bombas de alimentação separadas. As centrais de concreto eram equipadas com tanques reservatórios isolados para a água resfriada, de onde era retirada a água necessária para cada lote de concreto. Em cada máquina de gelo havia um pequeno tanque de recirculação no qual a água pré-resfriada era alimentada através de válvulas com boia. Antes de sua entrada no tanque de recirculação, a água de alimentação era pré-resfriada na máquina de gelo. Bombas de circulação abasteciam o sistema de distribuição da máquina de gelo; o excesso de água, que não estava congelada, voltava para os tanques de recirculação. Os sistemas de alimentação operavam em grande parte automaticamente, sendo as temperaturas nas entradas das áreas de consumo transmitidas para as salas de controle por indicadores remotos.

Fábricas de gelo

Para satisfazer as necessidades de pico das diversas misturas de concreto, a capacidade de produção de gelo foi fixada em 650 t/h em ambas as margens. Este valor assegurava um elevado grau de confiabilidade em caso de falha de um dos componentes. O gelo em escamas é ideal para a confecção do concreto, pois as grandes áreas superficiais das escamas garantem uma liquefação completa, evitando desta forma o excesso de água no concreto. As escamas de gelo tinham em média 30 mm de comprimento, 2 mm de espessura e chegavam à betoneira com -5°C. As instalações da margem esquerda, que deviam atender a três centrais de concreto, eram situadas perto uma da outra e, assim, podiam ser servidas por uma fábrica de gelo centralizada. O gelo era produzido e armazenado de forma independente para cada central de concreto. Três depósitos de madeira isolados para armazenamento de gelo, com capacidade de 100 t cada um, foram instalados no nível 26,2 m da alta estrutura de aço. Acima de cada depósito estavam locadas nove máquinas para a produção de escamas de gelo com capacidade de 1 t/h cada uma. Essas máquinas consistiam de um evaporador de líquido refrigerante em forma de cilindro de aço. Um sistema rotativo de distribuição de água pulverizava a água pré-resfriada na parede interna deste cilindro. Um rotor equipado de raspadores de aço removia o gelo que era congelado à temperatura de 15°C abaixo de zero. As escamas caíam diretamente nos depósitos de

gelo e eram armazenadas em camadas uniformes por raspadores mecânicos com espaçamento de 3 m, acionados por correntes sobre uma estrutura de aço, cobrindo toda a largura do depósito. Em cada central de concreto havia um silo isolado de armazenamento com capacidade de 2 t, do qual era retirada e pesada a quantidade necessária de gelo para cada lote de concreto. Quando o nível de gelo no silo ficava abaixo de um determinado mínimo, o raspador no respectivo depósito de gelo mudava de função: parava de encher para descarregar. Na extremidade, a comporta era levantada automaticamente por braços pivotantes localizados na parede do depósito e os raspadores empurravam o gelo da superfície para uma transportadora helicoidal dupla, situada embaixo, que levava as escamas de gelo por um alçapão até um transportador helicoidal de pesagem que o transportava até o silo. A pesagem assegurava um nível constante de enchimento nas transportadoras helicoidais duplas, evitando-se deste modo entupimentos nos dutos de conexão ou roscas helicoidais. Todas as instalações da fábrica de gelo eram controladas automaticamente e monitoradas a partir do painel central na sala de máquina do gelo.

Sistemas de ar frio

Os agregados nº 2, 3 e 4 pré-resfriados no túnel de refrigeração eram transportados por correias transportadoras isoladas até os depósitos da central de concreto para serem resfriados ainda mais com ar frio. As temperaturas médias do concreto descarregado na betoneira eram:

Agregado nº 1	7º C
Agregado nº 2	-2º C
Agregado nº 3	-7º C
Agregado nº 4	-2º C

O agregado fino nº 1 não era pré-resfriado com ar por causa do risco de congelar.

Com formato hexagonal em planta, a área dos depósitos era subdividida: no centro, um depósito redondo para o cimento e a cinza volante era circundado por seis depósitos para a areia e o agregado. Os compartimentos para o agregado eram isolados termicamente dos outros depósitos e do exterior. Uma

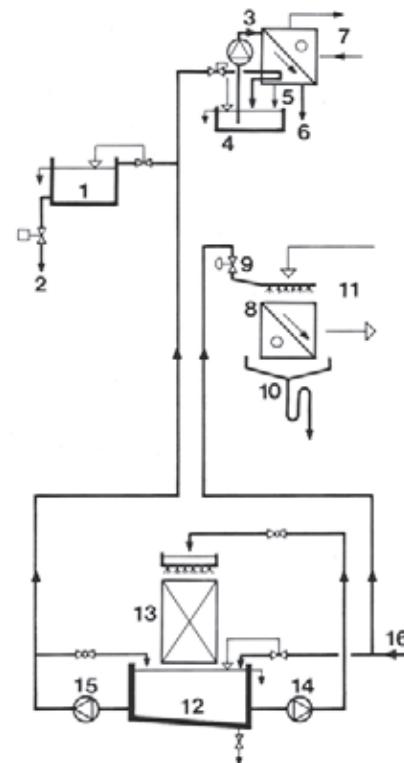


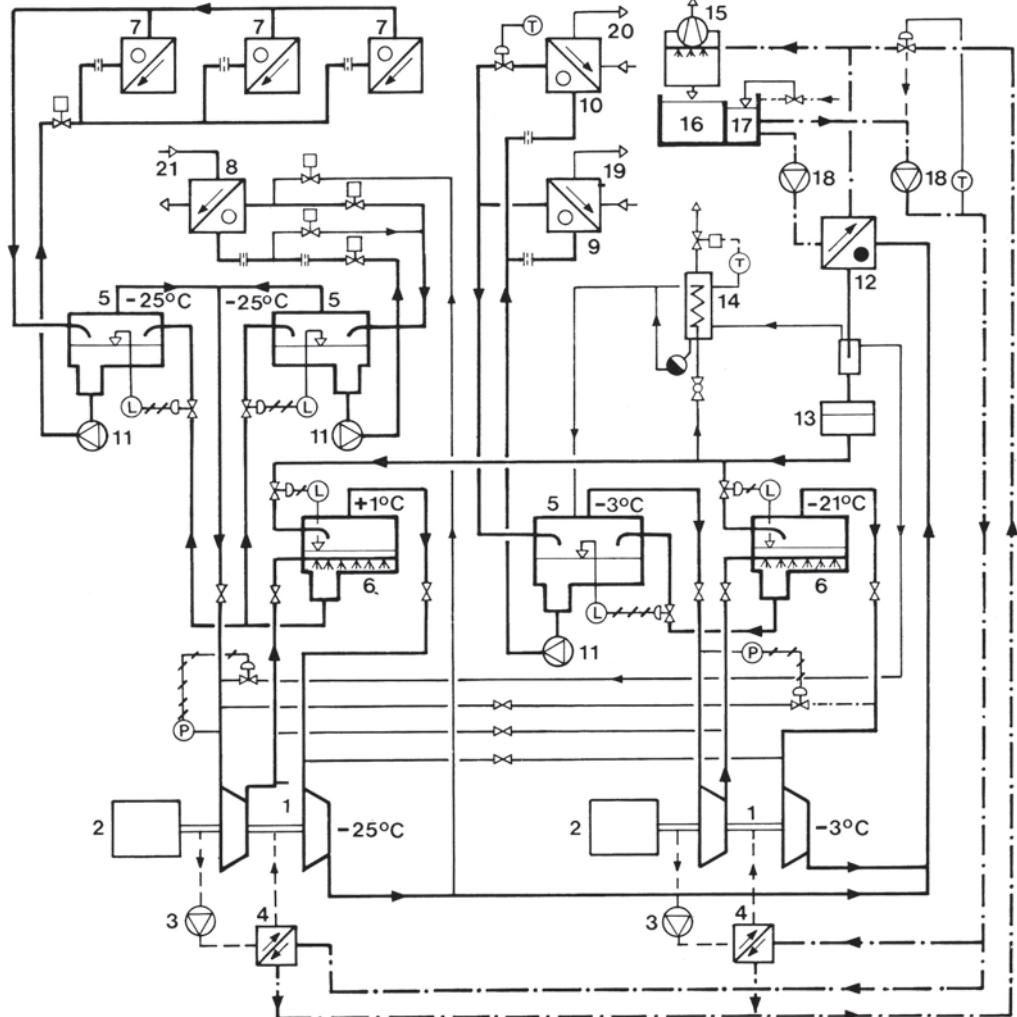
Fig. 5.18 Diagrama simplificado para os sistemas de alimentação de água

- | | |
|---|--|
| 1 Tanque para água gelada na central de concreto | 8 Trocador de calor com tubos aletados para refrigeração do ar |
| 2 Para as betoneiras | 9 Sistema de aspersão de água para descongelamento e limpeza |
| 3 Máquina de gelo com bomba de circulação de água | 10 Calha para coletar água |
| 4 Tanque de recirculação para água pré-resfriada | 11 Circuito de ar frio |
| 5 Retorno da água excedente | 12 Tanque de água gelada |
| 6 Descarga das escamas de gelo | 13 Resfriadores de água |
| 7 Circuito do líquido refrigerante | 14 Bomba de circulação |
| | 15 Bomba de alimentação |
| | 16 Abastecimento de água doce |

câmara isolada para o resfriamento do ar era instalada na estrutura da torre metálica sobre as fábricas de gelo de cada central de concreto. Nessas câmaras estavam situados os trocadores de calor, cada um formado por quinze elementos de tubos aletados. Amônia a -25ºC evaporava nos tubos trocadores de calor; o ar, fluindo de cima para baixo nos trocadores de calor, saía a -17ºC. Para a circulação de ar, cada circuito era equipado com

Fig. 5.19 Central de refrigeração – Fluxograma simplificado

- L Controle de nível
- P Controle de temperatura
- E Controle de pressão
- 1 Compressor de pistão
- 2 Motor elétrico de alta tensão
- 3 Bomba auxiliar de lubrificação
- 4 Resfriador a óleo
- 5 Separador de amônia
- 6 Vaso intermediário de expansão
- 7 Máquina de gelo
- 8 Trocador de calor com tubos aletados
- 9 Resfriador de água bruta
- 10 Resfriador de água tratada
- 11 Bombas de circulação de amônia
- 12 Condensador
- 13 Tanque coletor de amônia
- 14 Desaerador automático
- 15 Torre de resfriamento
- 16 Tanque coletor de água
- 17 Poço das bombas
- 18 Bombas de circulação de água
- 19 Resfriamento de água bruta
- 20 Resfriamento de água tratada
- 21 Resfriamento de ar
- NH₃
- - - Água de resfriamento
- - - - Óleo



um ventilador centrífugo com capacidade de cerca de 220.000 m³/h que insuflava o ar no fundo dos compartimentos individuais dos depósitos. Cada posição de entrada de ar era equipada com válvula de regulação do fluxo de ar acionada manualmente. Um ventilador auxiliar de reforço foi colocado no duto de alimentação para o agregado nº 2 com a finalidade de vencer a elevada queda de pressão neste compartimento. Todos os depósitos de agregado eram abertos do lado de cima e unidos por uma câmara comum para o retorno do ar; a partir deste ponto, o ar voltava para a câmara de resfriamento a uma temperatura de -3°C a + 10°C.

O único aspecto automatizado era a redução da velocidade do ventilador quando a temperatura do ar de retorno ficava abaixo de um valor prefixado. Outras modificações eram efetuadas com as válvulas de regulação do fluxo de ar, conforme necessário; termômetros com indicação remota detectavam a temperatura do ar.

Centrais de refrigeração

Três centrais independentes de refrigeração de amônia alimentavam os diversos sistemas de resfriamento das centrais de resfriamento do concreto.

Uma central típica é mostrada de forma esquemática na Fig. 5.19 e seu desempenho resumido na Tabela 5.13. Todas as três centrais eram basicamente iguais, porém a central de refrigeração 3 tinha somente um circuito a -25°C para sua tarefa específica. O sistema de amônia era

Tabela 5.13 Dados de projeto para diversos sistemas e centrais de refrigeração

Dados de projeto para os sistemas de alimentação	Central 1	Central 2	Central 3		
Produção de concreto e gelo					
Vazão da água de alimentação (m ³ /h)	40	27	13		
Vazão para os resfriadores de água (m ³ /h)	273	273	0		
Temperatura da água gelada (° C)	5	5	5		
Dados de projeto das fábricas de gelo					
Produção de gelo (t/h)	27	18	9		
Temperatura do gelo na entrada do misturador (° C)	- 5	- 5	- 5		
Capacidade de armazenamento (t)	3 x 100	2 x 100	1 x 100		
Velocidade de descarga máxima (t/h)	3 x 24	2 x 24	1 x 24		
Dados de projeto para os sistemas de ar frio					
Quantidade de ar (máxima circulada) (m ³ /h)	3 x 220.000	2 x 220.000	1 x 220.000		
Temperatura do ar na entrada do depósito de brita (mínimo) (° C)	- 17	- 17	- 17		
Depósitos nas centrais de concreto	Volume do depósito (m ³)	Capacidade útil (kN)			
Cimento	50	1500			
Cinza volante	25	500			
Agregado nº 1	96	1120			
Agregado nº 2	96	1120			
Agregado nº 3	144	1690			
Agregado nº 4	48	560			
Areia natural	96	1120			
Areia artificial	96	1120			
Dados de projeto para as centrais de refrigeração	Temperatura de evaporação (°C)	Central 1 (kW)	Central 2 (kW)	Central 3 (kW)	Total (kW)
Água gelada para resfriamento da brita	- 3	6.395	6.395		12.790
Água gelada para fabricação de concreto e gelo	- 3	990	660	330	1.980
Resfriamento de ar para depósitos de agregados	- 25	2.800	1.870	935	5.605
Fabricação de gelo	- 25	2.800	1.870	935	5.605
Capacidade de reserva	- 3 /- 25	2.790	4.050	880	7.720
Capacidade total instalada		15.775	14.845	3.080	33.700

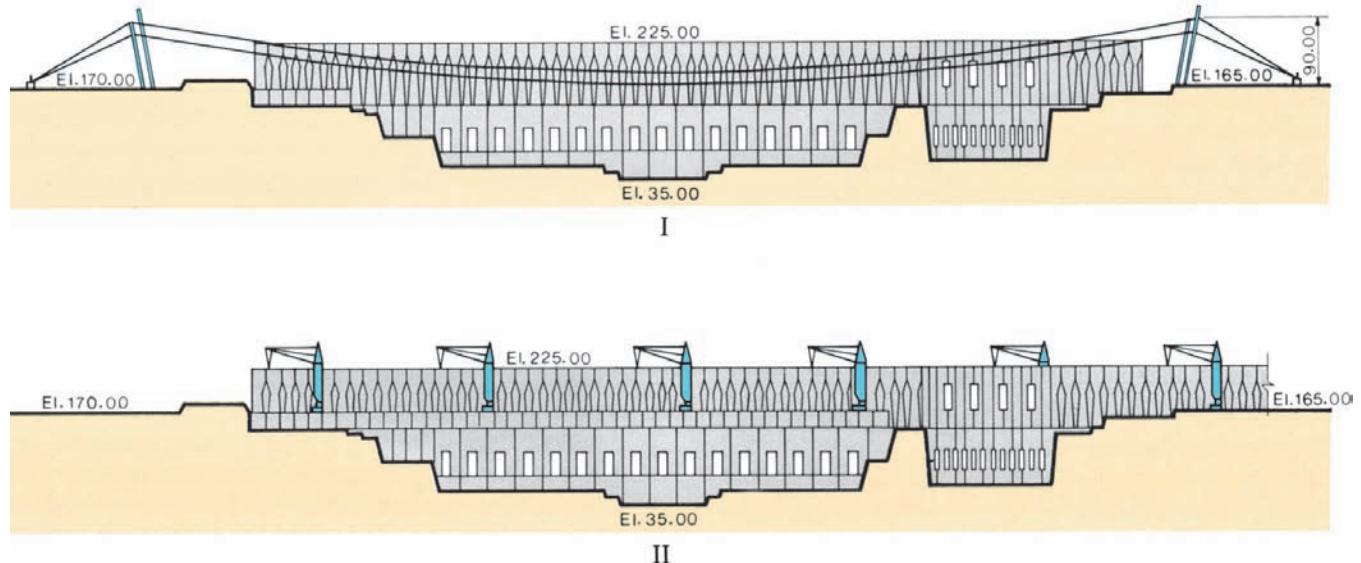
formado de dois circuitos evaporativos de -3°C e -25°C respectivamente. A partir dos separadores centrais, todas as áreas de consumo eram supridas com amônia expandida por bombas de circulação herméticas. Chapas com orifícios controlavam a distribuição do líquido para as áreas. Os vapores de amônia produzidos pela evaporação retornavam aos separadores de líquido juntamente com a amônia líquida excedente. Os vapores

eram conduzidos através de tubulações até os compressores de pistão e comprimidos até a pressão de condensação em dois estágios, com um estágio para resfriamento entre os dois nos vasos pressurizados intermediários. Depois da condensação nos condensadores resfriados a água, o condensado a 35°C escoava desde os condensadores pelas garrafas de desaeração até os tanques coletores. A partir deste ponto,

passava por duas etapas de expansão enquanto voltava para os separadores pelos vasos pressurizados intermediários. O nível do líquido nos vasos pressurizados intermediários e nos separadores era mantido constante pelo controle do fluxo de retorno do condensado. A central de refrigeração 3 operava da mesma forma que a central 2, porém a central 1 utilizava compressores do tipo parafuso com um único estágio. A água de resfriamento para os condensadores do tipo *Shell and Tube*, para os compressores e os resfriadores a óleo era resfriada em torres de resfriamento ventiladas por sucção e contrafluxo. Pelo fato de as torres de resfriamento operarem em ambientes extremamente empoeirados, adjacentes a escavações de rocha e terra, como também a equipamentos para processamento de agregados, os tanques coletores de água eram superdimensionados para permitir a decantação da poeira retirada do ar. As perdas de água eram repostas com água tratada do sistema de fornecimento da obra através de uma válvula com bóia no poço das bombas.

Fig. 5.20 Fases e equipamentos para lançamento de concreto na barragem principal e casa de força

- I Lançamento de concreto por teleférico na barragem principal e casa de força
- II Lançamento de concreto por grua na barragem principal e casa de força



EQUIPAMENTOS DE LANÇAMENTO DO CONCRETO

A análise das diversas alternativas capazes de levar a cabo as fases críticas da obra determinou a escolha dos cabos aéreos para o sistema principal de transporte, complementado por guindastes de torre; veja as Figs. 5.20 e 5.21. Devido às dimensões dos blocos da barragem principal, à altura especificada das camadas e à velocidade pretendida do fornecimento de concreto, a alternativa de utilização de guindastes teria exigido a construção de grandes estruturas auxiliares, tanto para servir de base para as guias, como para a circulação dos equipamentos de transporte do concreto. Já que o início da montagem destas bases dependeria da conclusão da fundação das estruturas permanentes, uma nova atividade entraria no caminho crítico. Portanto o tempo necessário para a aquisição e construção das estruturas temporárias (significativo, considerando seu porte) seria acrescido ao cronograma total do projeto, pondo em risco a data fixada para sua conclusão. Por outro lado, em vista de a instalação dos teleféricos ser independente da conclusão da escavação, poderiam ser alcançadas altas velocidades de lançamento de concreto na estrutura de desvio, na barragem principal e na casa de força logo após a preparação das fundações.

O arranjo da estrutura da crista do vertedouro, da barragem lateral direita e da casa de força no canal de desvio não permitia o uso de cabos aéreos e, então, a solução mais adequada foi aquela das guias de torre sobre trilhos. A reutilização dos guindastes de torre foi programada em sucessivas fases do projeto, como, por exemplo, na casa de força para complementar os teleféricos nos períodos de pico do lançamento de concreto e na concretagem da parte mais alta da barragem principal.

Para o transporte horizontal do concreto, era necessário acomodar em áreas restritas tanto um fluxo excepcionalmente pesado de concreto como um tráfego viário intenso de caminhões e carretas necessários para o transporte não só das fôrmas, armaduras e peças embutidas, como também dos componentes e materiais para a montagem dos equipamentos permanentes.

O transporte contínuo por monovia, embora sem precedentes na construção civil pesada, foi o único método que assegurava, de forma adequada e sem obstruir o trânsito, a continuidade e regularidade do suprimento para os teleféricos. Isto podia ocorrer especialmente durante o inverno, quando a visibilidade podia ser prejudicada pela neblina do amanhecer.

MONOVIA

Como ilustrado pela Fig. 5.22, os sistemas de monovia instalados em ambas as margens eram formados por:

- Um trilho elevado 11 m acima do nível da estrada que passava debaixo das centrais de concreto e ao longo dos cais de embarque dos cabos aéreos.
- Carros motorizados providos de caçambas de 6 m³ sustentados no trilho elevado. Estes carros paravam automaticamente em três pontos:
 - 1.** Sob as centrais de concreto para carregar concreto.
 - 2.** No centro de controle para receber instruções sobre o destino da carga.
 - 3.** Nos pontos de descarga, com 20 m de espaçamento ao longo do cais, onde a carga era transferida para carros-silos.
- Carros-silo para receber o concreto dos carros da monovia nos pontos de descarga ao longo do cais. Esses carros se deslocavam sobre trilhos até a posição onde podiam abastecer diretamente as caçambas dos cabos aéreos.

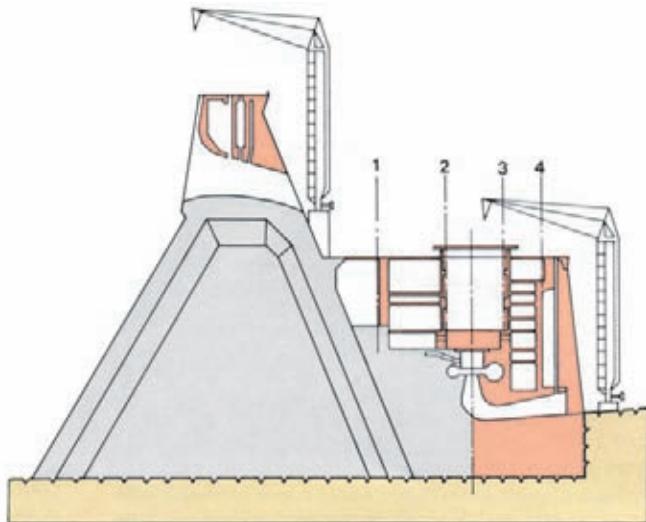


Fig. 5.21 Lançamento de concreto na barragem principal e casa de força

1, 2, 3, 4 Linhas de referência A, B, C, D

Basalto denso

Lançamento de concreto por teleférico

Lançamento de concreto por grua

- Centro de controle onde estava centralizado o controle de toda a operação.

- Oficina de lavagem e manutenção de caçambas.

O número de carros operando na monovia dependia da demanda de concreto. Em condições de produção máxima, o sistema transportava 540 m³/h de concreto na margem esquerda e 360 m³/h na margem direita.

A configuração da monovia foi adaptada a cada fase da obra. Duas fases foram utilizadas na margem esquerda:

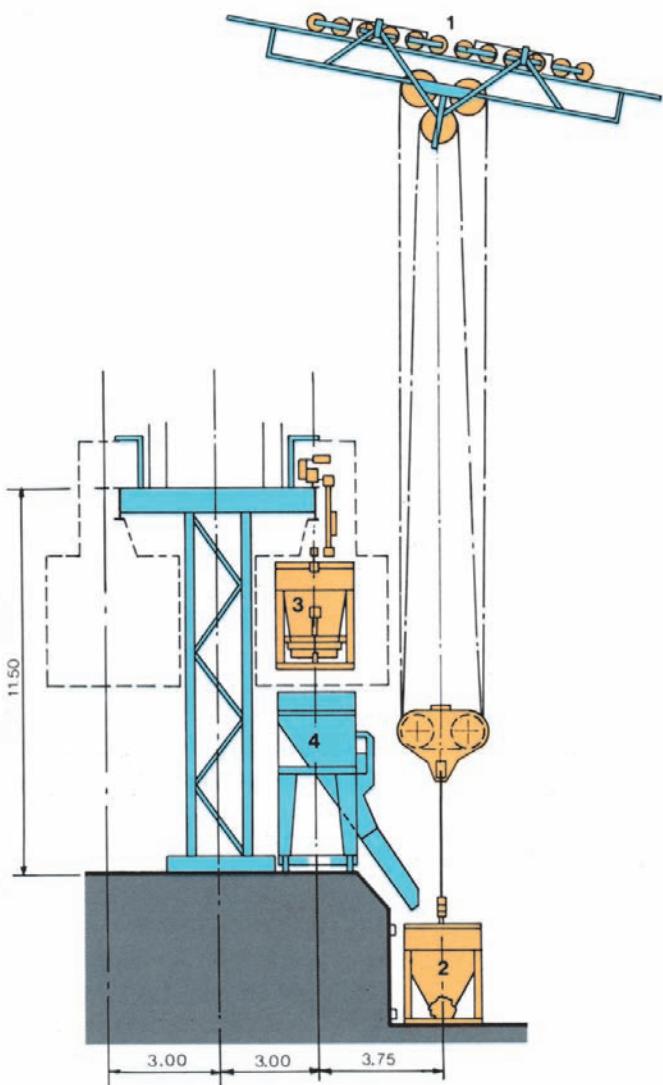
- Durante a primeira fase de construção, abastecimento dos cabos aéreos ao longo de um cais em linha reta na margem esquerda do canal de desvio.
- Durante a construção dos blocos do leito do rio, a parte do cais correspondente à barragem principal foi deslocada para a margem direita do canal de desvio. O cais correspondente à casa de força permaneceu em sua posição original.

Na margem direita, utilizou-se somente a configuração com a monovia instalada ao longo de um cais contínuo na El. 165.

Caminhões basculantes (dumpcrete)

Para transportar o concreto a ser lançado pelas guias de torre foram utilizados caminhões basculantes com descarga traseira (*dumpcrete*).

Fig. 5.22 Transferência de concreto



1 Teléferico

2 Caçamba do teléferico

3 Caçamba da monovia

4 Caçamba intermediária e funil



Monovia em operação

CABOS AÉREOS

Arranjo geral e características

Os cabos aéreos foram projetados com torres móveis correndo sobre trilhos paralelos, sendo uma torre em cada margem do rio de modo a cobrir toda a área da casa de força e da barragem principal, incluindo a estrutura de desvio, mas com exceção dos blocos adjacentes à barragem de enrocamento, veja Fig. 5.8.

As torres em forma de A eram inclinadas para trás em direção a contrapesos móveis que corriam sobre trilhos fixados em uma viga de concreto ancorada na rocha. O movimento dos contrapesos era sincronizado com o das torres. Em cada margem, dois conjuntos de trilhos paralelos serviam de caminho de rolamento das torres, possibilitando uma superposição de torres adjacentes e reduzindo o espaçamento entre cabos; veja a Fig. 5.23. As principais características dos cabos aéreos eram:

Altura da torre, em 4 unidades	75 m
Altura da torre, em 3 unidades	90 m
Vôo entre torres	1360 m
Flecha máxima do cabo portante	68 m
Capacidade de carga	250 kN
Capacidade da caçamba de concreto	6 e 3 m ³
Velocidade de içamento com 250 kN	104 m/min
Velocidade de translação	450 m/min
Produção média de lançamento do concreto	90 m ³ /h

A produção máxima de concreto que deveria ser transportada pelo cabo aéreo foi estimada em 200.000 m³/mês. A altura máxima das torres foi determinada pela elevação a ser atingida pelos blocos da barragem principal no momento em que os teleféricos deveriam ser desmontados para permitir a construção dos blocos da margem esquerda. Essa altura correspondia à soleira das tomadas de água.

Detalhes do projeto

Os teleféricos, fornecidos por PHB Watersheim AG da Alemanha Oriental, com motores e controles por Siemens AG, tinham as seguintes características:

Cabos do teleférico e do contraventamento. Os cabos de suporte e de contraventamento totalmente revestidos consistiam de um núcleo de 91 fios redondos com um recobrimento de 220 fios e de fios em Z divididos



Cabos aéreos

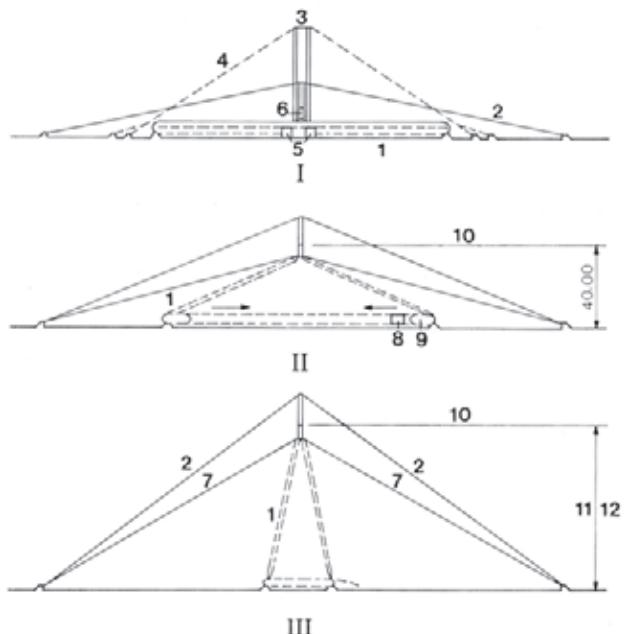


Fig. 5.23 Montagem das torres dos cabos aéreos

I Etapa 1

II Etapa 2

III Posição final

1 Metade da estrutura em A

2 Cabo estai da torre

3 Torres auxiliares de montagem

4 Estais laterais da torre de montagem

5 Suportes auxiliares de erguimento

6 Travessa de içamento

7 Cabo estai das metades da torre

8 Contrapeso

9 Cabos de atrantamento e tensor hidráulico

10 Suspensão da dobradiça do cabo do trilho central

11 Três guindastes (90 m)

12 Quatro guindastes (75 m)

em 5 camadas. Com 140 mm de diâmetro, estes eram os maiores cabos totalmente envolvidos fabricados até então para um cabo aéreo. Vinte toneladas de cabo de suporte, sobre o qual rodava o carrinho de translação de 12 rodas, eram necessárias para o vão de 1.360 m.

Torres principais de treliça. Os cabos portantes estavam suspensos a partir de torres com estrutura em forma de A, constituídas de treliças de seção quadrada que, por sua vez, eram estaiadas por cabos fixados aos carros dos contrapesos. As torres em A com 12 rodas para a de 90 m e dez rodas para aquela de 75 m corriam sobre um único trilho. A movimentação da torre era efetuada por mecanismos de deslocamento e por suas unidades motoras trifásicas nas torres em A e nos carros dos contrapesos. Os mecanismos de deslocamento dos carros dos contrapesos eram subdivididos em um mecanismo vertical com duas rodas motoras e um mecanismo horizontal com 12 rodas não motoras. Os carros dos contrapesos eram estruturas soldadas do tipo caixa que levavam os blocos de concreto do contrapeso.

Unidades de içamento e translação. Os cabos utilizados para o mecanismo de içamento das cargas e de translação ao longo do teleférico eram do tipo Warrington Seal e eram fixados ao cabo portante a intervalos de 50 m por suportes dobráveis. Os trilhos de abertura e fechamento fixados ao carrinho do teleférico soltavam os suportes dobráveis na passagem do mesmo. Tanto o sistema de içamento de cargas como de translação ao longo do teleférico exigiam controles de velocidade ajustados com grande precisão, conseguidos por meio de um sistema de propulsão Ward Leonard, com a excitação do gerador controlada por tiristores. O mecanismo de içamento, cuja regulação do campo do motor era feita por tiristores, tinha os graus de velocidade 7-0-7, enquanto o mecanismo de translacão, sem regulação do campo do motor, tinha os graus de velocidade 6-0-6. O motor de indução e o gerador do sistema de propulsão Ward Leonard, junto com os controles e o transformador para os motores que moviam a torre e o carro do contrapeso, eram instalados numa casa de máquinas na margem esquerda. As unidades de içamento e translação, ou seja, motores de corrente contínua, os tambores dos cabos, os acoplamentos da caixa de transmissão e freios de segurança estavam

alojados num abrigo dos guinchos montado nas torres em A da margem esquerda.

Equipamento para o transporte de carga.

O equipamento para o transporte de carga consistia de um caderno inferior com polias, pelas quais corriam o cabo de içamento, cabos de cordas para fixação, um gancho giratório para carga e a caçamba redonda para concreto protegida contra danos por uma armação de madeira; veja a Figura 5.22.

As maiores caçambas, de 6 m³ de capacidade, estavam equipadas com uma comporta no fundo acionada por um servomotor hidráulico. O acumulador hidráulico do sistema era carregado pela ação de enchimento da caçamba; cada carregamento era suficiente para três ciclos de abertura e fechamento da comporta, permitindo assim a dosagem da descarga.

Operação. Os teleféricos podiam ser operados desde as estações de controle situadas nas torres em A, 40 m acima dos trilhos, uma em cada margem. Desta posição, o operador do teleférico tinha uma excelente visão sobre o ponto de carregamento da caçamba e podia observar toda a área de operação dos cabos aéreos. No entanto, o fato de haver estações de controle duplas significava que todos os sinais necessários para o controle deviam ser retransmitidos por conexão rádio simultaneamente de uma estação de controle à outra e também para a casa de máquinas. O mesmo se aplicava aos sinais de retorno para os sistemas de controle e intertravamento, de maneira que cada teleférico possuía duas conexões por rádio, totalizando 14 conexões independentes. Os operadores se comunicavam com as estações receptoras por rádio telefone. As posições do cabo e da caçamba, obtidas de sinais digitais procedentes de transmissores digitais montados nos respectivos cabos, eram mostradas em monitores digitais na sala de controle.

Montagem

Após a limpeza geral da área de projeto e outros trabalhos de preparação, tais como montagem dos guinchos e dispositivos auxiliares de içamento e ligação à rede de força da obra, foram iniciados os trabalhos de montagem em ambas as margens do rio. Primeiro, os trilhos do teleférico foram colocados sobre as bases de concreto. Depois foram montados os carros dos contrapesos e as



Montagem dos cabos aéreos

torres em A, cujos componentes haviam sido pré-montados nas oficinas do fabricante em unidades adequadas para o transporte rodoviário. O cabo portante e os cabos de estai foram então estendidos e cortados de acordo com os comprimentos exigidos; suas extremidades foram inseridas dentro de terminais cônicos, desentrançados para formar um feixe e fundidos num composto Zamak.

Primeiro, uma corda de náilon, usada para puxar um cabo de aço, foi passada de uma margem do rio até a outra. Com este cabo, foram então passados dois cabos auxiliares do teleférico, um após o outro, e suas extremidades ancoradas. O cabo portante do teleférico foi colocado sobre dispositivos de montagem instalados sobre cabos auxiliares e puxado da margem esquerda para a direita. Já que havia um pedaço adicional de cabo do teleférico e do estai estendido no chão, foi possível amarrar as extremidades do cabo imediatamente após tê-las introduzidas nas suspensões articuladas dos carros dos contrapesos e das torres. Finalmente, o carrinho do cabo aéreo foi montado sobre o cabo portante e o içamento das torres em A foi efetuado em etapas; veja a Fig. 5.23. Guinchos de montagem instalados sobre duas torres auxiliares foram usados para levantar o vértice da torre em A até 40 m acima dos trilhos. À medida que eram levantados, os dois pés da torre rodavam juntos sobre os trilhos, fechando-se como uma tesoura. Uma corda metálica amarrada a um pé da torre e ao equipamento de tensionamento hidráulico ligado ao outro pé foi usada para juntar as pernas e assim levantar a torre até sua posição final. À medida que a torre era levantada, eram colocados lastros pesados sobre os carros de contrapeso e o cabo estai tensionado para que a torre alcançasse a inclinação requerida de 10° para trás. O abrigo dos guinchos, incluindo os guinchos de içamento e de translação e os equipamentos elétricos, foi pré-montado em separado, afastado da área de montagem do cabo aéreo e instalada na torre em A imediatamente após sua montagem. Logo após a conclusão da montagem principal, o teleférico era retirado da área de montagem para deixar o espaço livre para a montagem do próximo cabo aéreo.

Os cabos aéreos foram demolidos parcialmente antes do enchimento do reservatório em outubro de 1982, após a retirada de todos os equipamentos eletromecânicos. As estruturas restantes foram demolidas a fogo no início de 1983.



Guindastes de torre

GRUAS DE TORRE

Praticamente todo o concreto situado fora do alcance dos cabos aéreos e cerca de $4 \times 10^6 \text{ m}^3$ do concreto da casa de força teve que ser lançado por guias de torre. Este trabalho foi efetuado em seis fases sucessivas, cada uma com um arranjo dos guindastes diferente. Antes do

lançamento do concreto, as mesmas guias foram usadas para a montagem das blindagens, guias dos stoplogs na estrutura de controle do desvio e para a construção da ponte de serviço através do canal de desvio. Isso significava que os guindastes trabalhariam em quatro locais diferentes. Esse fato restringiu a escolha das guias de torre entre aquelas que poderiam ser facilmente montadas e desmontadas.

As características das guias de torre são descritas na Tabela 5.14.

O plano adotado para otimizar a utilização dos guindastes foi o seguinte:

1ª Fase – Outubro de 1977 a outubro de 1978

Durante este período, dois guindastes colocados a montante e dois a jusante da estrutura de desvio atenderiam à montagem dos revestimentos e guias das comportas e stoplogs. Simultaneamente, dois ou três guindastes foram usados na construção da ponte de serviço.

As posições dos guindastes no canal de desvio antes do desvio do rio, para o lançamento do concreto nas tomadas d'água estão representadas na Fig. 5.3. A Figura 5.21 também mostra a posição dos guindastes a jusante

Tabela 5.14 Características das guias de torre

Tipo de grua	Modelo	Fabricante	Características principais
Grua de torre sobre trilhos	TN-710-T	Peiner	Lança inclinada, raio de atuação 75,6 m(máx) e 19,5m (mín). Capacidade 8,8 MN (880t). Vel. içamento 200m/min
Grua de torre sobre trilhos	VTN-1401-IT	Peiner	Lança inclinada, raio de atuação 80 m(máx.) e 19,5m(mín.) Capacidade 15,58 MN (1558t). Vel. içamento 200m/min
Grua de torre sobre trilhos	550-C	Liebherr	Lança horizontal, raio de atuação 60 m(máx.) e 35m(mín.) Capacidade 4,4 MN (440t). Vel. içamento 74m/min Lança inclinada
Grua de torre sobre trilhos	200-C	Torque	Lança horizontal, raio de atuação 50 m(máx.). Angulo de rotação 360º Capacidade 2 MN (200t). Vel. içamento 75m/min
Grua sobre esteiras	4100W	Manitowoc	Lança inclinada, raio de operação 67m(máx.) e 10,97m (mín) Rotação 360º Capacidade de içamento 26,32 MN (2632t).
Grua sobre rodas	8115-TC	P&H	Lança inclinada, raio de atuação 67m(máx.) e 15,2m (mín) Rotação 360º Capacidade de içamento 3,35 MN (335t).
Grua sobre rodas	RT-75-5	Grove	Lança inclinada, raio de atuação 33,5m(máx.) e 3m (mín) Rotação 360º Capacidade de içamento 1,35 MN (135t).
Grua sobre rodas	R-200	P&H	Lança inclinada, raio de operação 19,76m(máx.) e 8,75m (mín) Rotação 360º Capacidade de içamento 550 MN (55t).
Grua sobre rodas	714-S	Clark	Lança inclinada, raio de atuação 18,23m(máx.) e 8,05m (mín) Rotação 360º Capacidade de içamento 381 MN (38,1t).
Grua sobre pneus	H-80-J	Hyster	Lança de carga 40 kN (4t), velocidade de elevação 0,3 m/s. Velocidade de translação 28 km/h

da Casa de Força, e os guindastes instalados na El. 144 a jusante da barragem principal.

2ª Fase – Novembro de 1978 a dezembro de 1979

Durante este período, aproximadamente $1 \times 10^6 \text{ m}^3$ de concreto seriam lançados no vertedouro, barragem lateral direita e nos blocos junto à barragem de enrocamento. Oito guindastes eram necessários para este trabalho.

3ª Fase – Janeiro de 1980 a julho de 1981

Sete guindastes seriam usados nas áreas de montagem e na parte a jusante da casa de força, suplementando os cabos aéreos e executando um volume de cerca de 600.000 m^3 . Outro guindaste seria necessário para continuar a construção do vertedouro e da barragem lateral direita.

4ª Fase – Agosto de 1981 a setembro de 1982

Durante este período, aproximadamente $2,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ de concreto foram lançados na parte superior da barragem principal, nos blocos da barragem lateral direita e na casa de força do leito do rio.

Na quarta fase dos trabalhos, os teleféricos foram desativados e todo o concreto foi lançado por oito guias de torre. A construção das tomadas de água era a atividade crítica desta fase e, para esta tarefa, foram usados cinco guindastes montados sobre trilhos com longo alcance. Estes guindastes foram instalados na El. 144 a jusante da barragem principal e dotados de pórticos de modo a permitir tráfego de caminhões basculantes (*dumpcrete*) sob suas torres.

As principais características destas guias eram:

Tipo	1	2
Altura	84 m	88 m
Alcance máximo com 200 kN	32 m	59 m
Alcance máximo com 100 kN	62 m	80 m
Produção média com caçamba de 6 m ³	60 m ³ /h	90 m ³ /h
Produção média com caçamba de 3 m ³	40 m ³ /h	60 m ³ /h

5ª Fase – Novembro de 1982 a agosto de 1984

Durante esta fase da construção o lançamento de concreto foi diminuindo nas tomadas de água da barragem principal e nas unidades da casa de força no leito do rio. As oito guias de torre que operavam durante a fase 4 foram reduzidas gradativamente a duas.

6ª Fase – Setembro de 1985 até o fim de 1989

Cinco guindastes de torre situadas a jusante foram utilizadas para a construção das estruturas localizadas nas unidades 16 a 18A da casa de força do canal de desvio, bloco 3 da área de montagem central e o bloco de fechamento V1, totalizando $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ de concreto.

Durante a construção das unidades da casa de força do canal de desvio a atividade crítica foi a concretagem da configuração mínima das unidades, de modo a permitir a passagem segura das pontes rolantes com os componentes mais pesados dos grupos geradores.

ELEMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS E FORMAS DESLIZANTES

ELEMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADOS

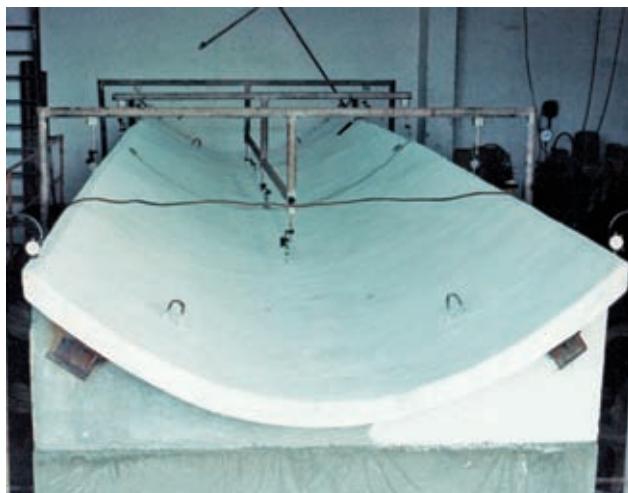
Devido aos grandes volumes de concreto e com a finalidade de melhorar o ritmo de construção das estruturas de concreto foram amplamente empregados elementos de concreto pré-moldado. Estes elementos eram, em alguns casos, unidades estruturais completas, em outros, eram autoportantes e substituíam as fôrmas. A resistência mínima do concreto aos 28 dias era geralmente $2,8 \text{ kN/cm}^2$ com exceção das peças maiores para as quais chegava a $3,5 \text{ kN/cm}^2$. Todas as peças eram submetidas à cura a vapor por cerca de 10 horas, seguida de cura úmida coberta com panos de saco por um total de 21 dias.

Exemplos de elementos pré-moldados utilizados em substituição das fôrmas são os seguintes:

- Teto do tubo de sucção
- Teto das adufas de desvio
- Teto da parte de montante da tomada de água
- Lajes de teto das galerias das barragens e da casa de força
- Elementos troncônicos como fôrmas da face côncava de montante
- Elementos poliédricos como fôrmas da face de jusante da cavidade dos blocos de gravidade aliviada

Algumas das grandes peças estruturais pré-moldadas foram:

- Escadas



Elementos de concreto pré-moldado

- Vigas para pontes sobre o canal de desvio e o vertedouro
- Blocos para poços de elevadores e escadas da barragem principal

A Fig. 5.24 mostra as formas e dimensões de alguns elementos pré-moldados usados e a Tabela 5.15 as quantidades típicas.

FORMAS DESLIZANTES

Onde era possível o lançamento contínuo do concreto, as fôrmas deslizantes foram usadas com considerável economia de tempo e mão de obra. Essas fôrmas foram empregadas não apenas para estruturas delgadas de

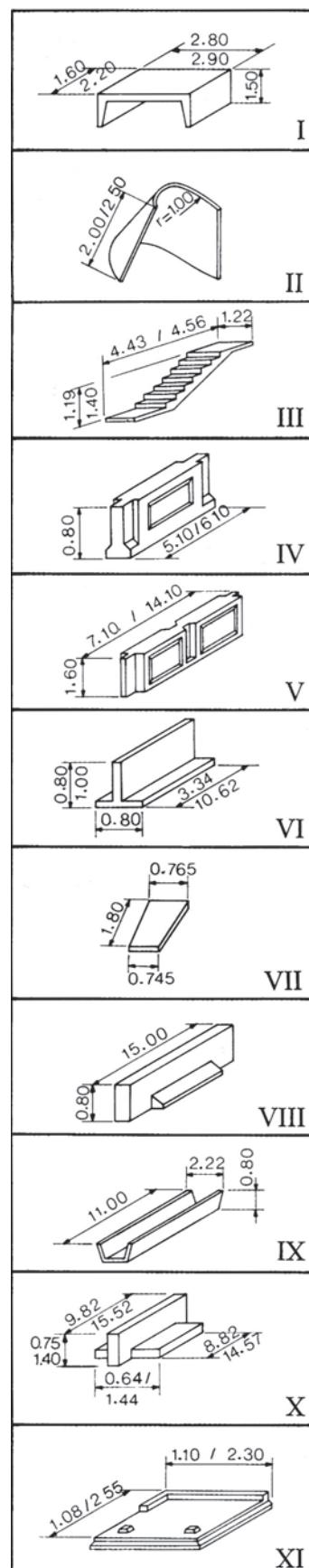


Fig. 5.24 Elementos pré-moldados típicos

- I Teto da galeria de drenagem
- II Extremidade de montante da cavidade da barragem principal
- III Escadas
- IV Vigas vazadas
- V Vigas das tomadas
- VI Paredes laterais
- VII Teto das galerias - lajes
- VIII Teto das tomadas e tubo de sucção
- IX Teto das adufas de desvio
- X Teto do poço anti-inundação / Casa de Força
- XI Câmara de compensação

Tabela 5.15 Elementos pré-moldados

Local	Trecho	Quantidade de tipos de elementos	Quantidade de elementos construídos	Volume de concreto (m³)
Vertedouro	A	46	13724	6961
Barragem lateral direita	D	32	2083	1165
Barragem principal	E&F	479	20436	33499
Estrutura de desvio	H	94	6884	7618
Barragem de contrafortes esquerda	I	22	696	1085
Casa de força e áreas de montagem	U1 a U15	292	15517	18494
Unidades da casa de força do canal de desvio	U16 a U18A	196	1539	2639
Edifício da operação	U1	23	96	363
Total		1161	60879	71461

seção uniforme e para algumas estruturas maciças com uma seção em plano variável com a altura, mas também para estruturas diretamente expostas a altas velocidades de água.



Formas deslizantes

As fôrmas deslizantes consistiam basicamente de dois painéis de fôrma rígidos com 1,1 m de altura capazes de se ajustar e desenvolver o formato geométrico desejado; veja a Fig. 5.25. Estes painéis eram fixados a uma plataforma de treliça de aço por meio de barras de aço e acionados por macacos especiais com mordentes; veja a Fig. 5.26. O movimento ascendente das fôrmas era realizado pelos macacos que subiam pelas barras por meio da abertura e fechamento sequencial dos mordentes superiores e inferiores enquanto o pistão do macaco se deslocava. No começo, as fôrmas sustentavam a pressão do concreto fresco, a qual diminuía ao passo que o concreto endurecia. Com uma velocidade apropriada de concretagem, o concreto lançado na base iniciava a pega e endurecia, permitindo a exposição da superfície à medida que a fôrma subia. O processo devia ser contínuo para evitar juntas frias.

As fôrmas deslizantes foram empregadas para a construção das seguintes estruturas:

- Enseadeira em arco
- Pilares da ponte através do canal de desvio
- Pilares das adufas da estrutura de controle do desvio
- Paredes e colunas das áreas de montagem direita e central
- Pilares da parede de jusante da casa de força
- Paredes, colunas e pilares das unidades da casa de força no canal de desvio.

Para obter um bom desempenho, foi necessário colocar as fôrmas deslizantes com precisão nas guias de suporte. Para reduzir o atrito entre o concreto recém-lançado e os painéis e, também, para facilitar o

Fig. 5.25 Fôrmas deslizantes típicas

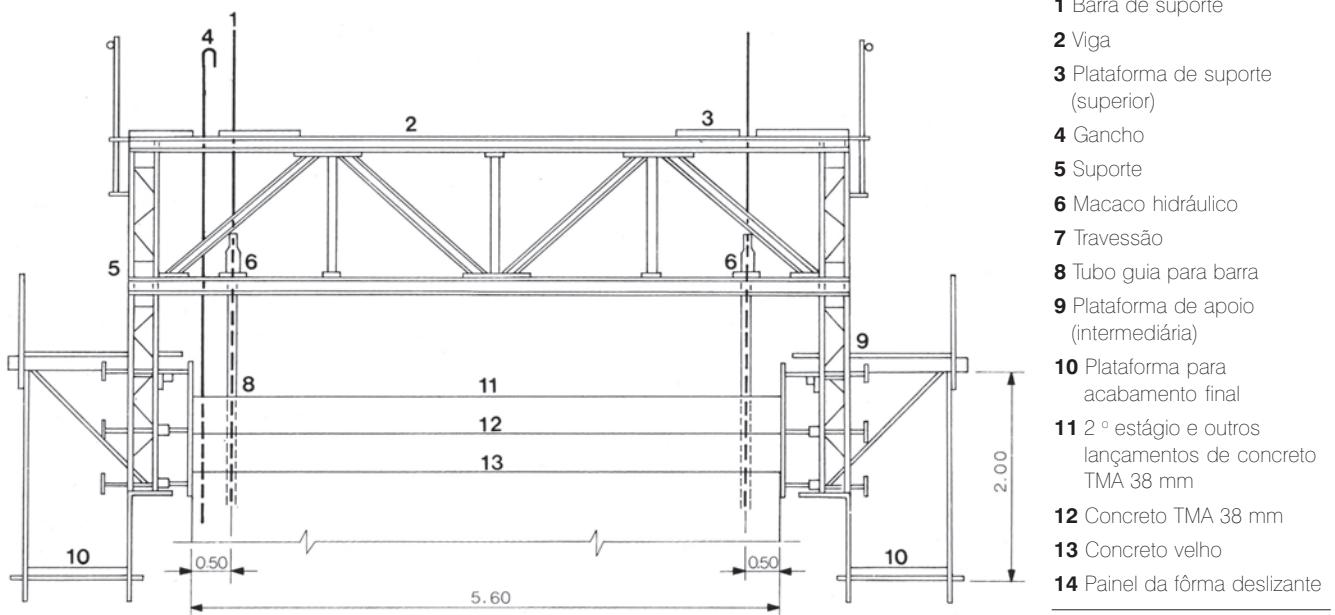
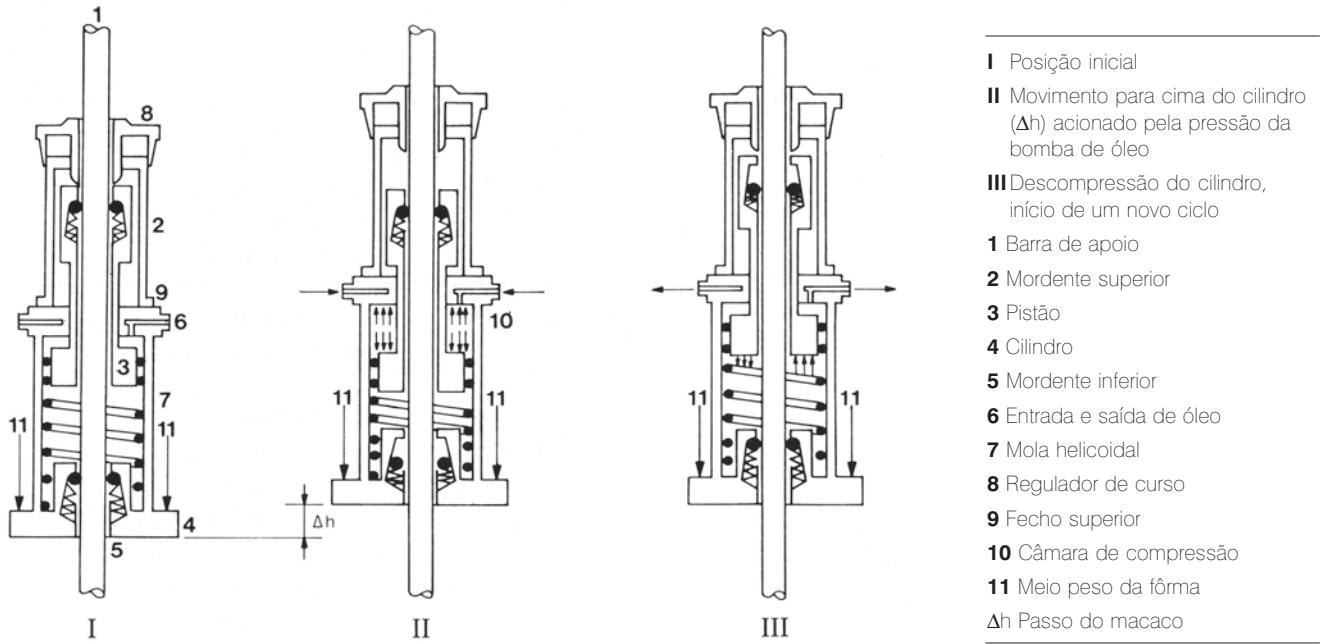


Fig. 5.26 Macacos hidráulicos



deslizamento das fôrmas, foi dada uma inclinação às fôrmas por meio de uma pequena diferença na abertura superior e inferior da fôrma. Desta forma, a extremidade inferior era mantida nas dimensões de projeto e a extremidade superior estava com menos 0,5 a 2 cm. Antes do início da concretagem, todas as fôrmas eram verificadas através de levantamento topográfico e, durante o lançamento, o nível e alinhamento vertical e as

dimensões das fôrmas eram monitorados continuamente. As armaduras e os embutidos eram instalados ao passo que as fôrmas subiam. Para evitar interrupções ou erros nas fôrmas nos pilares da ponte de serviço e, também, para evitar emendas das barras por transpasse na mesma seção, os pontos de emenda foram predispostos em duas linhas alternadas, assim a armadura do pilar poderia ser colocada sem parar as fôrmas deslizantes.

A velocidade do deslizamento, em geral, dependia das características do concreto e da temperatura ambiente. Normalmente, o uso de fôrmas deslizantes é viável somente para misturas com alto teor de concreto com aditivos aceleradores e num ambiente que permita uma pega rápida do concreto. Em Itaipu, no entanto, as fôrmas deslizantes foram usadas para concreto massa com agregados graúdos a uma temperatura de lançamento de 7°C como também em condições relativamente desfavoráveis de temperatura e umidade relativa. Por exemplo, nos pilares maciços das adufas da estrutura de desvio, para minimizar os problemas de estabilidade, foi usado concreto com agregado de 76 mm e abatimento de 2 cm e aditivo redutor do teor de água. Esse concreto, lançado a 7°C, possuía uma boa trabalhabilidade e consistência e muito pouca exsudação. O concreto era lançado nas fôrmas deslizantes em camadas quase horizontais de 30 cm e adensado por vibradores de imersão. Tomava-se o máximo cuidado para garantir que os vibradores não tocassem as fôrmas para não danificar o concreto fresco. A velocidade das fôrmas deslizantes variava de acordo com a dimensão e a complexidade da estrutura. As velocidades efetivas máximas e mínimas realizadas em Itaipu foram 6,97 e 2,53 m/dia. Tomou-se um cuidado especial no controle das ondulações e rugosidades das lajes acabadas nas superfícies hidráulicas expostas a elevadas velocidades da água como, por exemplo, nas calhas do vertedouro que podem estar sujeitas a velocidades máximas de escoamento de 37 m/s. O uso de gabarito de nivelamento de aço, de 6 t de peso que se deslocava sobre guias metálicas, resultou numa superfície hidráulica praticamente isenta de irregularidades.

INSTRUMENTAÇÃO ESTRUTURAL E PROGRAMA DE MONITORAMENTO

PROGRAMA DE INSTRUMENTAÇÃO

Um programa abrangente de instrumentação para monitorar o comportamento de todas as estruturas mais importantes de concreto e os maciços de aterro e suas fundações foi planejado e executado ao passo que a construção avançava. Foram instalados mais de 2.000

instrumentos, 90 % dos quais considerados permanentes. Após oito anos de operação do empreendimento, a maioria dos instrumentos está funcionando ou em condições de uso. Com exceção dos marcos ou dos alvos topográficos e das bases de alongâmetro para medição da abertura das juntas ou fissuras, todos os outros instrumentos estavam embutidos ou situados no corpo da estrutura, ou instalados em furos nas fundações. Os tipos e finalidades dos instrumentos são:

FUNDAGENS

- Piezômetros para medir a pressão dos poros e a subpressão hidráulica em juntas ou contatos escolhidos no maciço rochoso ou no contato barragem –fundação.
- Furos de drenagem para medição da percolação total e da subpressão a jusante da cortina de injeção principal.
- Extensômetros múltiplos para medição das deformações totais e diferenciais, tanto na direção vertical como horizontal, das fundações em relação às estruturas.

BARRAGENS DE ATERRA

- Piezômetros para medição da pressão dos poros no núcleo e no contato núcleo-fundação.
- Marcos e alvos topográficos para levantamento de alta precisão para medição dos deslocamentos horizontais e verticais em relação a marcos de referência permanentes situados nas margens em locais afastados e não afetados pelos recalques.
- Medidores de recalque para monitorar os recalques durante a construção, após a conclusão e durante a operação do empreendimento.
- Células de pressão embutidas no maciço do aterro para medição das pressões nos muros de concreto da transição com as estruturas de concreto.

ESTRUTURAS DE CONCRETO

- Pêndulos diretos e invertidos para medição dos deslocamentos horizontais das estruturas de concreto, como também das deformações horizontais absolutas da rocha de fundação e da estrutura acima dela.
- Marcos e alvos topográficos para medição dos deslocamentos horizontais da crista da barragem em

relação às linhas de referência entre marcos situados nas margens em locais afastados e não afetados pelos recalques.

- Bases e pinos, instalados na superfície através das juntas de contração e nas fissuras que ocorreram em alguns blocos de contrafortes, para medição das aberturas com medidor de juntas removível.
- Medidores de juntas embutidos, instalados através das juntas de contração, para medição das aberturas antes e depois da injeção.
- Termômetros embutidos no concreto para medição da temperatura durante a construção e operação.
- Rosetas de deformímetros do tipo Carlson foram embutidas no concreto para medição das variações de volume autógenas, fluênciça e deformação elástica e temperatura. As tensões foram calculadas a partir dos resultados do deformímetro.
- Tensômetros do tipo Carlson para medição direta das tensões de compressão no concreto.
- Para medição da vazão de percolação pelas estruturas e suas fundações, foram instalados 31 vertedores, medidores de vazão em canaletas, dentro das galerias das estruturas de concreto, nos túneis e a jusante das barragens de aterro.

geodésicos dos marcos topográficos para medição dos deslocamentos da crista são realizados uma vez a cada três meses.

O desempenho de cada estrutura monitorada pela instrumentação é descrito nos capítulos pertinentes.

PROGRAMA DE MONITORAMENTO

Durante a construção, as leituras ou medições da maioria dos instrumentos eram feitas a intervalos de uma a duas semanas. Durante o enchimento rápido do reservatório, concluído em apenas duas semanas, os instrumentos eram lidos com mais frequência:

- Os piezômetros, medidores de vazão e células de pressão: diariamente.
- Os pêndulos e os extensômetros múltiplos: em dias alternados.
- Os deformímetros, tensômetros, termômetros, medidores de juntas e medidores de recalque: duas vezes por semana.

O intervalo entre leituras foi aumentado de sete para 14 dias durante o primeiro ano de operação com o reservatório praticamente cheio.

Em condições normais de operação, todos os instrumentos são monitorados uma vez ao mês, com exceção dos piezômetros e medidores de vazão que são observados duas vezes ao mês. Levantamentos

DESVIO DO RIO

DESVIO DO RIO E ENSECADEIRAS	6.3
Hidrologia e Enchente de Desvio	6.3
Seleção do Esquema de Desvio	6.3
Obras do Desvio do Rio e suas Etapas	6.4
O Canal de Desvio	6.5
Ensecadeiras Principais	6.7
Ensecadeiras em Arco	6.24
ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO	6.28
Critérios Básicos	6.28
Arranjo da Estrutura de Controle do Desvio	6.28
Projeto Hidráulico das Adufas	6.30
Projeto Estrutural da Estrutura de Controle do Desvio	6.30
CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO	6.34
Escavação e Preparo da Fundação	6.34
Lançamento do Concreto	6.35
COMPORTAS DE DESVIO E FECHAMENTO	6.36
Ensaios e Estudos em Modelo Hidráulico	6.37
Projeto e Fabricação dos Componentes das Comportas	6.38
Testes e Fechamento Final	6.44
Recuperação das Comportas	6.46
STOPLOGS E COMPORTAS DE MANUTENÇÃO	6.48
DESEMPENHO DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO	6.49
Arranjo da Instrumentação	6.49
Comportamento da Fundação	6.50
Desempenho Estrutural	6.52

DESVIO DO RIO

DESVIO DO RIO E ENSECadeIRAS

HIDROLOGIA E ENCHENTE DE DESVIO

Os estudos relativos a hidrologia, meteorologia e análise hidrológica da bacia do rio Paraná ligados à concepção do projeto estão apresentados no Capítulo 2.

Para efeito de projeto das instalações de desvio em Itaipu foi selecionada a vazão máxima de 35.000 m³/s, o que corresponde aproximadamente ao tempo de retorno de cem anos; veja Fig. 2.12 do Capítulo 2.

Este critério foi selecionado por oferecer uma segurança adequada contra o galgamento das obras de desvio no decorrer da construção, associada a uma economia aceitável na construção.

SELEÇÃO DO ESQUEMA DE DESVIO

A Fig. 6.1 apresenta o arranjo geral das obras de desvio. A topografia favorável e as seguintes considerações técnicas e econômicas justificaram a seleção desse arranjo durante a fase de viabilidade:

- A rocha escavada do canal de desvio podia ser aproveitada para a construção da barragem de enrocamento na margem esquerda, para as ensecadeiras principais e, também, para o agregado do concreto.
- A construção da barragem de enrocamento podia ser executada paralelamente à escavação do canal de desvio.



Vista geral do desvio do rio

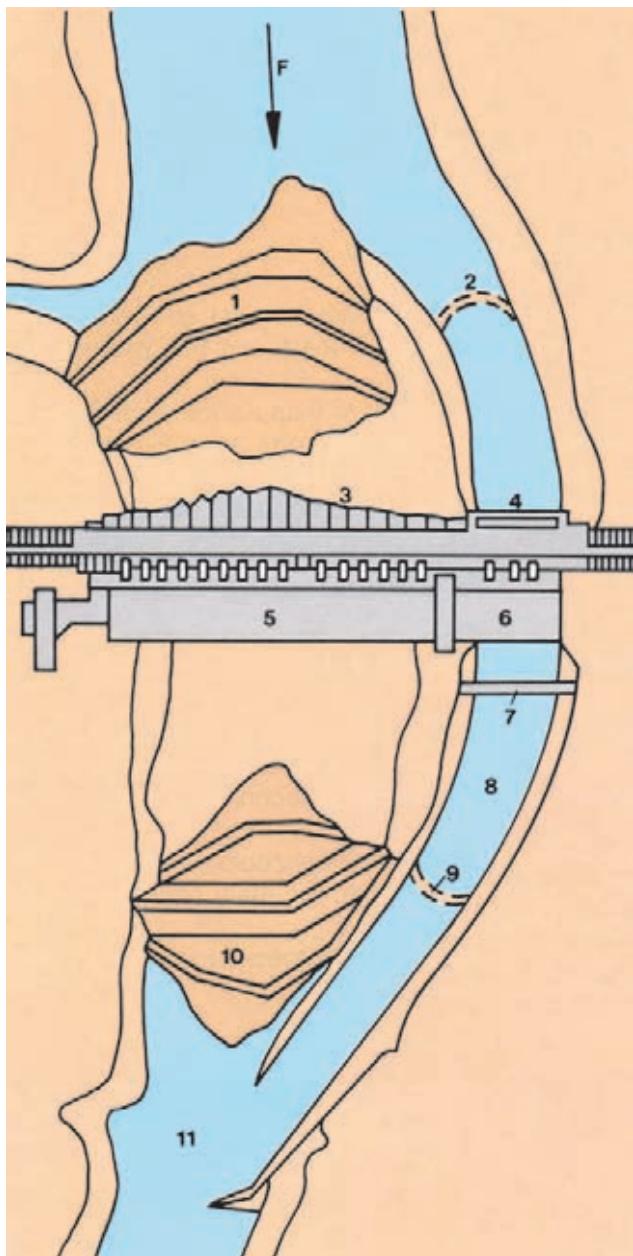


Fig.6.1 Arranjo geral

- 1 Ensecadeira de montante
- 2 Barragem em arco de montante (demolida a fogo na época do desvio)
- 3 Barragem principal
- 4 Estrutura de controle do desvio
- 5 Casa de força do leito do rio
- 6 Casa de força do canal de desvio
- 7 Ponte de serviço

- 8 Canal de desvio
 - 9 Ensecadeira em arco de jusante (demolida a fogo na época do desvio)
 - 10 Ensecadeira de jusante
 - 11 Rio Paraná
 - F Direção do fluxo
- Nota:** A Ilha de Itaipu foi coberta pela ensecadeira principal de montante.

- As obras no vertedouro podiam prosseguir independentemente do desvio e, assim, a rocha escavada no local das fundações do vertedouro e do canal de aproximação também podia ser aproveitada para as ensecadeiras principais e o agregado do concreto.

A escavação total requerida para o canal de desvio, incluindo a escavação para as fundações da estrutura de desvio, era de $22,1 \times 10^6 \text{ m}^3$, dos quais $18,4 \times 10^6 \text{ m}^3$ eram rocha escavada a seco, $2,8 \times 10^6 \text{ m}^3$ solo e $0,9 \times 10^6 \text{ m}^3$ escavação de rocha submersa. Um volume de $9,3 \times 10^6 \text{ m}^3$ de rocha escavada foi usado na barragem de enrocamento e o restante na produção de agregado do concreto, materiais de transição e de filtro para a barragem de enrocamento e enrocamento para os diques das ensecadeiras principais. Da margem direita, a rocha escavada para as fundações da barragem lateral direita de contrafortes, do vertedouro e seu canal de aproximação forneceu uma parte considerável dos $6,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ de enrocamento necessários para as ensecadeiras principais. Outras duas alternativas foram também estudadas:

- Construção em duas etapas da barragem e da casa de força no leito do rio, o desvio sendo efetuado através de aberturas nos blocos da barragem e da casa de força.

- Desvio do rio por túneis através de ambas as ombreiras.

O arranjo final foi selecionado por razões de segurança, economia e compatibilidade com o cronograma já aprovado de término do projeto de Itaipu e do início de geração de energia.

OBRAS DO DESVIO DO RIO E SUAS ETAPAS

As principais características das obras de desvio do rio foram as seguintes (veja Fig. 6.1):

- Canal de desvio.
- Estrutura de controle do desvio.
- Ensecadeiras auxiliares em arco no canal de desvio.
- Ensecadeiras principais no rio.

Para permitir a construção da barragem principal e da casa de força, de 1978 até 1982, o desvio do rio Paraná teve que ser realizado de acordo com as etapas seguintes; veja Fig. 6.2:

- Escavação do canal de desvio.
- Construção da primeira etapa da estrutura de controle de desvio até El. 120.
- Escavação debaixo d'água na entrada e saída do canal de desvio.

- Construção da primeira etapa dos diques A, B, C e D das enseadeiras principais de montante e de jusante.
- Construção das enseadeiras em arco de montante e de jusante no canal de desvio.
- Demolição dos septos de rocha ou tampões na entrada e saída do canal de desvio.
- Demolição das enseadeiras em arco e desvio do rio através do canal de desvio.
- Fechamento dos diques B e D.
- Fechamento dos diques A e C.
- Dragagem dos depósitos de areia entre os diques A e B e entre C e D.
- Lançamento de argila para os núcleos das enseadeiras principais através do método do *squeeze displacement*¹ em águas quase paradas.
- Término da construção das duas enseadeiras principais até sua altura final.
- Esgotamento da área de trabalho entre as enseadeiras principais.

O CANAL DE DESVIO

O arranjo geométrico do canal de desvio, a configuração de sua entrada e saída, as elevações e a inclinação do seu leito foram estabelecidos a partir de uma série de ensaios baseados num modelo hidráulico na escala de 1:100 efetuados no Laboratório do Cehpar (Centro de Hidráulica e Hidrologia Prof. Parigot de Souza), em Curitiba, Paraná – Brasil. O modelo representava um trecho do rio de 3.000 m de comprimento e incluía as enseadeiras principais, o canal e a estrutura de desvio.

O leito do canal testado tinha 150 m de largura a partir de sua entrada até a estrutura de desvio e, a partir daí, ia se estreitando até atingir 100 m na sua saída. As elevações do leito variavam da seguinte forma:

- El. 90 na entrada
- El. 87 a montante e
- El. 85 a jusante, desde a estrutura de desvio até a saída.

As soleiras das adufas através da estrutura de desvio estavam na El. 83. A entrada do canal de desvio foi

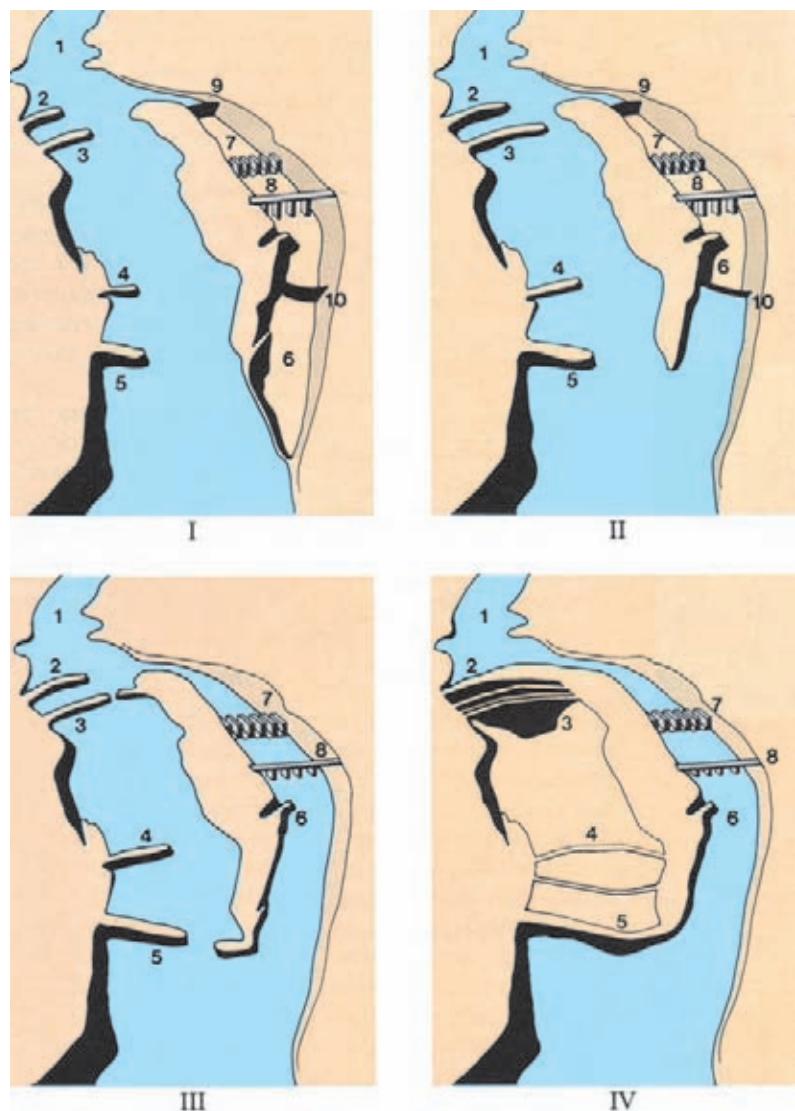


Fig. 6.2 Esquema de desvio

I 2 de setembro de 1978

II 6 de setembro de 1978

III 20 de outubro de 1978

IV 30 de julho de 1979

1 Rio Paraná

2 Dique A

3 Dique B

4 Dique C

5 Dique D

6 Canal de desvio

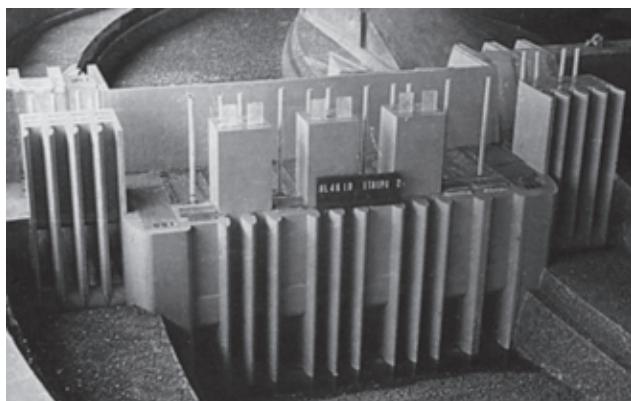
7 Estrutura de desvio

8 Ponte de serviço

9 Enseadeira em arco de montante

10 Enseadeira em arco de jusante

¹ Nota do tradutor: Isto é deslocamento mediante empuxo, veja Fig. 6.9 Terceira etapa.



Modelo hidráulico, escala 1:100

projetada de forma a limitar as velocidades ao longo da enseadeira de montante em aproximadamente 3 m/s para vazões até 35.000 m³/s.

As profundidades das escavações para o canal de desvio variavam de 20 a 80 m. Os taludes escavados tinham inclinação 1H:20V (H = distância horizontal e V = altura vertical) com bermas de 4 m de largura a cada 20 m de altura. As superfícies expostas de basalto ao longo dos taludes escavados eram compactas até a El. 135, e acima desta cota apresentavam fraturas do tipo colunar. As fraturas

predominantes no basalto eram verticais, com espaçamento de 5 a 7 m. As medidas adotadas para proteger a estabilidade dos taludes foram: controle das explosões, instalação de chumbadores, tirantes protendidos ancorados em profundidade e furos de drenagem, principalmente nas proximidades da estrutura de desvio. Acelerógrafos, inclinômetros, medidores de juntas e marcos topográficos foram instalados para monitorar o comportamento das superfícies de rocha durante as detonações para a escavação a fogo.

A velocidade média da água através do canal durante a sua vida útil não ultrapassou 5 m/s para todas as vazões. Com o objetivo de garantir a estabilidade dos taludes, as áreas expostas de brecha e de rocha fraca foram tratadas através da substituição por concreto e a colocação sistemática de chumbadores ancorados. Nas áreas mais fracas ou onde o desmonte a fogo e o rápido alívio de tensões haviam causado fraturas na rocha foram usados tirantes protendidos, tela metálica e concreto projetado.

Escavação do canal de desvio

O cronograma para o canal de desvio previa a escavação e remoção em 32 meses de $2,8 \times 10^6$ m³ de solo e $18,4 \times 10^6$ m³ de basalto e brecha. Foi dada prioridade à parte central do canal, onde um total de 6×10^6 m³ de rocha foi escavada em 18 meses, de modo a alcançar as fundações da estrutura de desvio e iniciar o lançamento do concreto, enquanto a escavação do restante do canal estava ainda em andamento.

A escavação do canal de desvio foi iniciada no meio, perto da localização da estrutura de controle do desvio. Outras frentes de escavação foram abertas posteriormente a partir do meio, em direção à entrada e à saída do canal. Quando a escavação estava perto de chegar ao fim, dois septos de rocha foram deixados na entrada e na saída do canal, conforme mostra a Fig. 6.3. Veja no Capítulo 5 o cronograma detalhado da escavação.

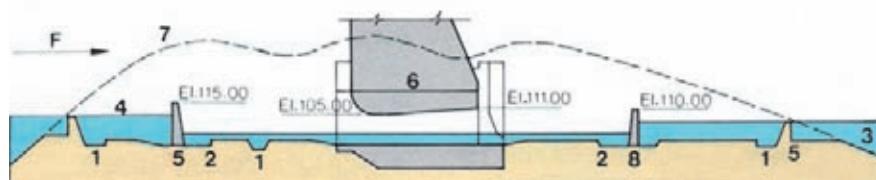


Fig. 6.3 Perfil do canal de desvio no momento da demolição

1 Trincheira para rocha (rock trap)

2 Trincheira

3 Rio

4 Septo de rocha

5 Enseadeira em arco de montante

6 Estrutura de controle do desvio

7 Superfície original do terreno

8 Enseadeira em arco de jusante

F Direção do fluxo

Paralelamente à escavação do canal de desvio a seco, a escavação submersa rebaixou o leito do rio na entrada e na saída do canal. Aproximadamente 900.000 m³ de material foram escavados através de perfurações e desmonte a fogo até 10 m debaixo de água. O material escavado foi removido por retroescavadeiras instaladas sobre balsas e transportado até áreas específicas, longe do local das obras permanentes.

ENSECADEIRAS PRINCIPAIS

Localização das ensecadeiras principais

A localização das ensecadeiras principais em relação ao desvio do rio é mostrada na Fig. 6.1. As principais considerações que determinaram o alinhamento exato das duas ensecadeiras foram: volume total dos aterros, acesso para a construção dos dois primeiros diques de fechamento, quantidade de enrocamento necessária para os diques de fechamento e espaço necessário para a execução da obra entre as duas ensecadeiras.

A distância livre entre as duas ensecadeiras era de aproximadamente 800m. Isso dava um espaço suficiente para a execução da obra da barragem principal, da casa de força e da escavação do canal de fuga. Seções transversais originais do rio ao longo dos eixos das duas ensecadeiras constam da Fig. 6.4. Para vazões variando de 5.000 a 35.000 m³/s passando pelo canal de desvio, as elevações médias da superfície da água no local das duas ensecadeiras são as seguintes:

Vazão em m ³ /s	Elevação da superfície da água (m)	
	Ensecadeira de montante	Ensecadeira de jusante
5.000	99,2	95,2
8.000	103,5	99,5
12.000	109,4	104,8
15.000	113,2	108,0
20.000	119,5	113,5
35.000	131,0	120,5

No local da ensecadeira de montante a largura do rio era de aproximadamente 500 m. A partir da margem direita, nos primeiros 350 m em direção à Ilha de Itaipu, o leito do rio era relativamente plano e raso, mas, entre a Ilha de Itaipu e a margem esquerda, havia uma vala



Escavação do canal de desvio



Escavação submersa

profunda. A localização do eixo da ensecadeira de montante foi determinada pela configuração do acesso ao canal de desvio e pelos limites da escavação das fundações da barragem principal.

A ensecadeira utilizava a Ilha de Itaipu, e seu lado direito arqueado evitava a interferência de um pequeno rio que desembocava no rio Paraná a partir da margem direita, logo a montante da ensecadeira.

A saída do canal de desvio ditou a localização da ensecadeira de jusante. No local escolhido para a

localização da ensecadeira de jusante, o rio tinha uma largura de 400 m. O local era constituído de um largo V, com a parte mais profunda no meio do canal do rio.

Foram detectados depósitos de finas areias aluviais e matacões soltos no leito do rio através de levantamentos batimétricos e sondagens nos locais das ensecadeiras principais. Na ensecadeira de montante, depósitos de areia de 2 m em média cobriam a parte mais rasa do leito, à direita da Ilha de Itaipu. O canal mais profundo, próximo à margem esquerda, era coberto com 4 a 6 m de matacões e 2 a 4 m de depósitos de areia. Depósitos de areia e matacões na ensecadeira de jusante eram localizados principalmente na área da fundação do dique de enrocamento de montante. Verificações periódicas por meio de batimetria também mostraram que os bancos de areia se deslocavam de acordo com as mudanças da vazão do rio; isso foi confirmado pelas inspeções visuais das margens do rio durante várias estações. Os movimentos prováveis destes depósitos aluviais de areia, especialmente debaixo das zonas de argila, foram minuciosamente investigados por meio de ensaios efetuados no modelo hidráulico. Conforme abordagem posterior, a dragagem da areia aluvial e a remoção dos matacões das áreas de contato dos dois núcleos de argila com o leito rochoso constituíram uma etapa importante da construção das ensecadeiras principais.

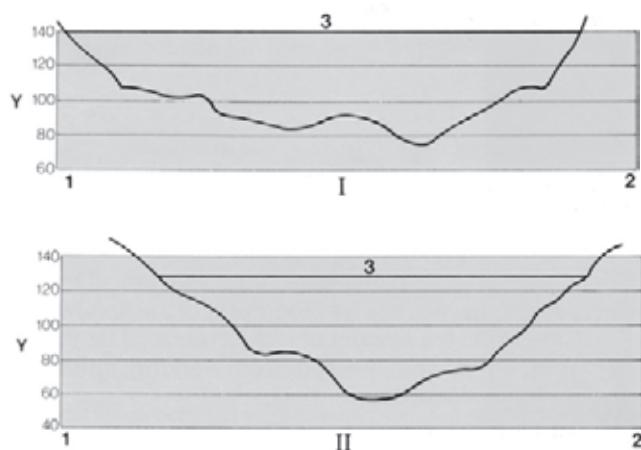


Fig. 6.4 Seção transversal do rio nas ensecadeiras principais

I Ensecadeira de montante

II Ensecadeira de jusante

Y Elevação (m)

1 Margem esquerda

2 Margem direita

3 Crista da ensecadeira

Projeto das ensecadeiras principais

Durante a estação de estiagem, de maio a novembro, a vazão média do rio Paraná é de 6.500 m³/s. Para essa vazão, no local das ensecadeiras principais, a profundidade do rio varia de 30 a 35 m na ensecadeira de montante e de 40 a 45 m naquela de jusante. De outubro a abril, quando a vazão média do rio é em torno de 10.000 m³/s, a profundidade da água nos locais das ensecadeiras aumentava de 5 m.

As grandes profundidades da água e as altas vazões significavam que os tipos convencionais de ensecadeiras, constituídos por enrocamento basculado (sem compactação) com uma zona impermeável, também basculada, na parte externa ou de montante, não seriam viáveis. Além de que, por ser curto o período da estação de baixas vazões, a construção das ensecadeiras teria que ser efetuada em etapas para protegê-las, em caso de atrasos ou outros fatores incontroláveis, contra um eventual galgamento dos aterros parcialmente construídos.

Uma extensa série de testes em modelo hidráulico foi efetuada para avaliar a viabilidade dos vários conceitos e etapas de construção das duas ensecadeiras do ponto de vista da construção e da estabilidade. Os aspectos conceituais investigados, e posteriormente adotados, foram:

- Cada ensecadeira teria dois diques de enrocamento, cuja construção poderia ser efetuada durante a estação de baixas vazões.
- Seria providenciado um espaço adequado entre os dois diques de enrocamento de cada ensecadeira para o núcleo impermeável de argila.
- A argila, nos dois núcleos, seria lançada na água através do método do *squeeze displacement*.
- As partes superiores das ensecadeiras teriam seção idêntica àquela de uma barragem convencional de enrocamento com núcleo central, e seriam construídas com material compactado.

As plantas e as seções transversais das duas ensecadeiras principais estão ilustradas nas Fig. 6.5 e 6.6. A partir de montante, os diques de enrocamento foram denominados de A, B, C e D.

A concepção do projeto de ambas as ensecadeiras principais foi a mesma, e incorporava as seguintes considerações:

- A parte da ensecadeira acima do nível da água deveria estar fundada parcialmente na argila lançada na água,

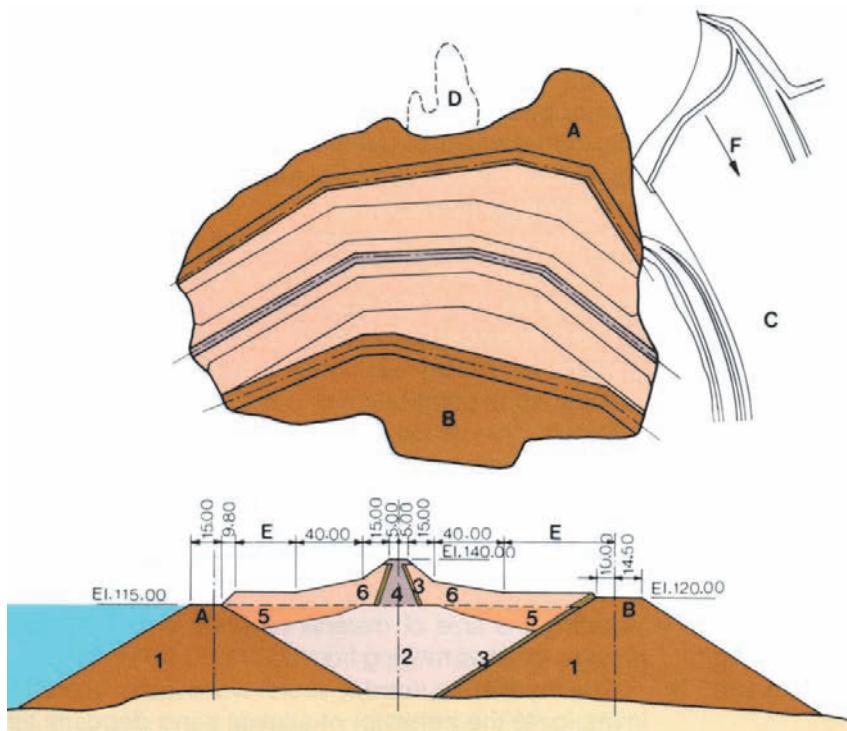


Fig. 6.5 Ensecadeira principal de montante

- A** Dique A
- B** Dique B
- C** Canal de desvio
- D** Ilha de Itaipu
- E** Aterro de material não selecionado
- F** Direção do fluxo
- 1** Enrocamento lançado na água
- 2** Argila lançada na água
- 3** Transição
- 4** Argila compactada
- 5** Material não selecionado lançado na água
- 6** Material não selecionado compactado

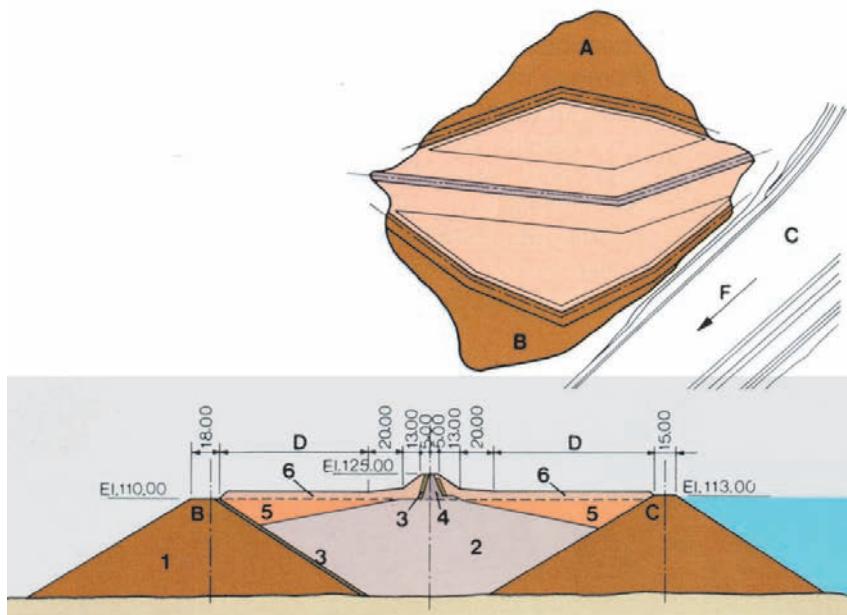


Fig. 6.6 Ensecadeira principal de jusante

- A** Dique C
- B** Dique D
- C** Canal de desvio
- D** Aterro de material não selecionado
- E** Direção do fluxo
- 1** Enrocamento lançado na água
- 2** Argila lançada na água
- 3** Transição
- 4** Argila compactada
- 5** Material não selecionado lançado na água
- 6** Material não selecionado compactado

e deveria ser estável durante as várias etapas da construção e para diferentes níveis d'água do rio durante e após o esvaziamento do espaço entre as enseadeiras.

- As enseadeiras parcialmente construídas deveriam ser projetadas de modo a suportar galgamento sem maiores danos durante as primeiras etapas da construção.

As seções transversais dos diques de enrocamento foram selecionadas com taludes conservadores e com largura de crista adequada de modo a permitir o livre trânsito, em mão dupla, dos equipamentos. Testes em modelo haviam mostrado que, dependendo da vazão dos rios Paraná e Iguaçu na época da construção, os taludes transversais do enrocamento basculado podiam ter uma inclinação tão suave como 1,6 H: 1 V. Essa inclinação de

talude foi usada para fins de projeto juntamente com uma largura de 15 m para a crista na cota para o fechamento do dique, ou seja, El.115 e El. 113 respectivamente para as ensecadeiras de montante e de jusante.

Para garantir uma boa estanqueidade entre a argila e a rocha do leito do rio, o critério estabelecido era que a largura mínima do contato da argila seria de 40 m. Esse critério conservador foi necessário considerando-se a possibilidade de ocorrência de fissuras na rocha e de presença de matacões e bolsões de areia.

Testes em modelo hidráulico

Os vários conceitos e etapas da construção das ensecadeiras principais foram testados em modelo na escala 1:100 no Laboratório do Cehpar.

Para o estudo da estabilidade dos taludes dos diques de enrocamento para diversas vazões, como também quando galgados, foi usado um modelo de canal na escala 1:12. Esse modelo foi também usado para se estudar a eficácia da transição entre os núcleos de argila e de enrocamento nos protótipos das ensecadeiras.

Para elaborar um esquema de fechamento do rio com os diques de enrocamento, os seguintes aspectos foram avaliados no modelo na escala 1:100:

- A sequência de construção dos diques. O fechamento deveria ser efetuado apenas com um dique ou com o término simultâneo de dois?
- O fechamento deveria ser efetuado contra uma margem ou no rio através da construção de diques a partir de ambas as margens?
- Para minimizar os danos em caso de galgamento, qual deveria ser a largura da crista e da seção transversal dos diques durante a primeira etapa da construção e depois do fechamento?
- Para vazões na faixa de 5.000 a 17.000 m³/s, qual deveria ser a sequência de fechamento dos diques, e qual o volume de material necessário nas diferentes etapas?

Os testes em modelo hidráulico foram também usados para se avaliar o comportamento dos bancos de areia aluvial durante o avanço dos diques de enrocamento através do rio. Os testes demonstraram que quando os diques das ensecadeiras de montante avançavam da margem direita para a esquerda, com o aumento de velocidade a areia na parte mais profunda do canal seria carreada para jusante. No entanto, não ocorreria nenhum movimento significativo da areia situada perto da margem

direita, na área entre os diques de ambas as ensecadeiras.

As principais conclusões extraídas dos testes em modelo hidráulico, incorporadas no projeto, nas especificações e adotadas na construção, foram:

- O fechamento do rio deveria ser efetuado simultaneamente mediante o avanço dos diques B e D desde a margem direita.
- Os diques A, B e D podiam ser parcialmente construídos antes da abertura do canal de desvio, mas os dois primeiros não deveriam avançar além da Ilha de Itaipu. Todos os três diques podiam ser construídos durante aquela primeira etapa de construção com material não selecionado, de qualquer tamanho, vindo diretamente da escavação.
- Como proteção contra danos em caso de galgamento, durante aquela primeira etapa da construção, os diques A, B e D deveriam ter 25 m de largura entre a El. 110 e El. 115.
- Além disso, a crista e os taludes de jusante dos diques A e B deveriam ter uma camada de rocha de 60 a 120 cm de diâmetro.
- Para o fechamento final dos diques B e D, seria necessária rocha com tamanho de 60 a 120 cm e uma crista com largura mínima de 15 m. As cristas dos diques de fechamento B e D ficariam entre a El. 115 e a El. 113, respectivamente, para uma vazão máxima de 17.000 m³/s com um remanso pequeno provocado pelo rio Iguaçu.
- A jusante, a construção do dique C e a dragagem entre os diques C e D devem ser efetuados simultaneamente com a construção do núcleo de argila entre os diques A e B.



Modelo para teste de estabilidade dos diques

A impermeabilização entre os diques C e D, no entanto, dependia da conclusão do núcleo de argila da enseadeira de montante, visto que a colocação do material de transição do talude do dique C era viável somente depois do estancamento do fluxo de água através do enrocamento.

Construção das enseadeiras principais

Com base nas análises de projeto e nos ensaios em modelo hidráulico, foi estabelecido o seguinte programa para a construção:

De dezembro de 1977 a setembro de 1978.

Construção parcial dos diques A, B, C e D a partir da margem direita, antes da abertura do canal de desvio.

Outubro de 1978. Fechamento dos diques B e D, após a abertura do canal de desvio.

De dezembro de 1978 a março de 1979. Fechamento dos diques A e C. Dragagem e limpeza do leito do rio entre os diques de cada enseadeira. Lançamento de argila na água para concluir os núcleos até logo acima do nível da água.

De janeiro a maio de 1979. Término das partes emergentes das enseadeiras até sua crista final na El. 140 para a enseadeira de montante e na El. 125 para a de jusante, e início do esgotamento.

Construção dos diques de enrocamento. Para a construção dos diques foi usada rocha de escavação que não servia para o agregado do concreto. A rocha foi classificada em quatro classes de acordo com o tamanho:

Classe I < 30 cm

Classe II 30-60 cm material não selecionado

Classe III 60-120 cm rocha selecionada

Classe IV >120 cm grandes blocos de rocha

Não faltou material de classe II, o qual foi obtido das escavações para as estruturas. No entanto, para se obter os 800.000 m³ necessários de material de classe III, foi preciso efetuar algum desmonte a fogo com controle especial. Um total de 150.000 m³ de grandes blocos de rocha de classe IV foi estocado em ambas as margens do rio. Além disso, como medida preventiva para enfrentar

problemas imprevistos por ocasião do fechamento final, foram concretados 4.000 tetraedros de 8 toneladas cada e colocados em ambas as margens do rio. A Fig. 6.7 mostra o arranjo dos diques, como também o resumo dos dados obtidos durante o seu fechamento. As várias etapas de construção dos diques de enrocamento foram:

Etapa 1. Em 1977, após a remoção do solo das ombreiras das enseadeiras, os diques A e B avançaram 250 m e 150 m a partir da margem direita respectivamente. Tinha como objetivo facilitar o carreamento pela correnteza do material aluvial depositado na parte mais profunda do canal do rio e, também, usar diretamente a rocha extraída das escavações na margem direita. O material não selecionado foi utilizado, protegido pelo material de classe III colocado em cima das cristas e nas extremidades frontais dos diques. Isso protegia os diques contra a erosão durante o período de enchente no início de 1978. Da mesma forma, durante a primeira etapa, os diques C e D da enseadeira de jusante avançaram a partir da margem direita 85 m e 110 m, respectivamente.

As primeiras etapas de construção destes diques compreenderam a largura total da seção, cerca de 5 m acima do nível do rio. Em seguida, os diques A e B foram sobrelevados até a El. 115 e os diques C e D até a El. 110, em camadas de 60 cm.

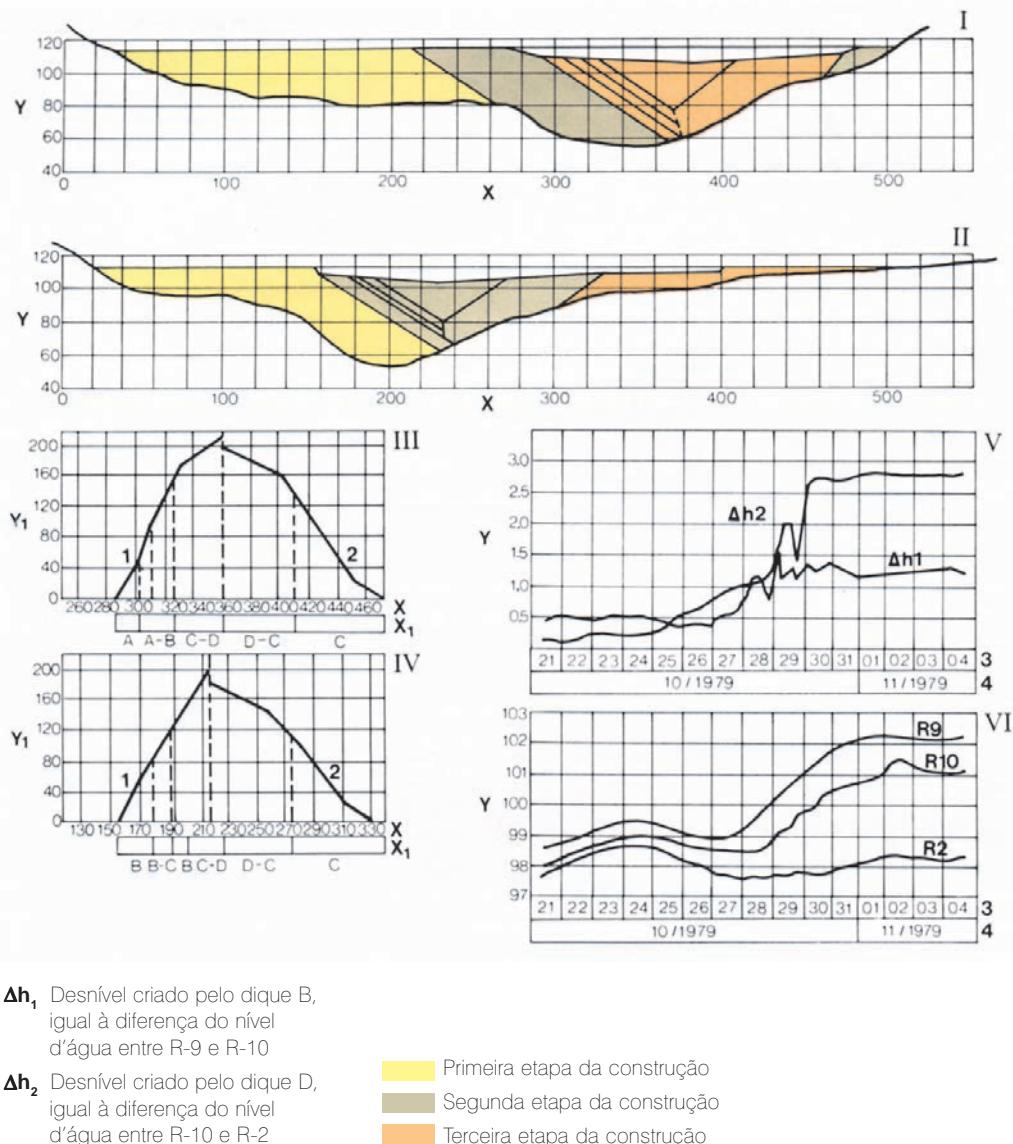
Etapa 2. Cinco meses antes da abertura do canal de desvio, em outubro de 1978, durante o período de baixas vazões, os diques B e D avançaram ainda mais. Nesta etapa foi usado apenas material de classe II. Ao mesmo tempo foi construída em seco uma certa parte do núcleo de argila compactada na área exposta das ombreiras das enseadeiras.

Etapa 3. A construção dos diques B e D foi recomeçada imediatamente após a abertura do canal de desvio. Os ensaios em modelo haviam indicado a viabilidade prática do avanço destes dois diques a partir de ambas as margens para o fechamento paralelo, minimizando a perda de material causada pela concentração do fluxo. Foi também considerado que o fechamento seria possível com rocha não superior à classe III.

Para o fechamento dos diques B e D, o trabalho prosseguiu em turnos ininterruptos. O fechamento foi realizado no dia 30 de outubro de 1978, com o dique B na El. 107 e o dique D na El. 104.

Fig. 6.7 Material e construção dos diques B e D

- I Dique B – perfil
- II Dique D – perfil
- III Evolução da terceira etapa de construção do dique B
- IV Evolução da terceira etapa de construção do dique D
- V Evolução do desnível
- VI Evolução do nível d'água
- Y Elevações (m)
- Y_1 Volume de material lançado (10^3 m^3)
- X Estação
- X_1 Classe do material lançado
- 1 Material lançado a partir da margem direita
- 2 Material lançado a partir da margem esquerda
- 3 Dia
- 4 Mês e ano
- A Material rochoso até 30 cm
- B Material rochoso até 60 cm
- C Material rochoso de 60 a 120 cm
- D Material selecionado maior que 120 cm
- R-9 Limnômetro instalado a montante do dique A
- R-10 Limnômetro instalado entre os diques B e C
- R-2 Limnômetro instalado a jusante do dique D



Em seguida, ambos os diques foram sobrelevados até sua altura final: dique B até a El. 115 e dique D até a El. 110. Para esta parte foi usado apenas material de classe II.

Etapa 4. Durante a etapa 4, os diques A e C foram concluídos até alcançarem o seu comprimento total através do rio. Além disso, os taludes dos diques B e C foram cobertos com material de classe I para minimizar o volume de material de transição a ser colocado entre o enrocamento e o núcleo de argila.

Na ocasião do fechamento dos diques B e D, predominaram as seguintes condições:

Vazão do rio Paraná	8.100 m^3/s
Vazão do rio Iguaçu	1.000 m^3/s

Os correspondentes níveis d'água, (veja Fig. 2.9 do Capítulo 2):

Em R-9, a montante do dique A	El. 101,50
Em R-10, entre as enseadeiras	El. 99,52
Em R-2, a jusante do dique D	El. 97,74

O fechamento bem-sucedido dos diques B e D, antes da data prevista, foi atribuído às condições favoráveis das vazões de ambos os rios Paraná e Iguaçu e ao excelente desempenho do equipamento de construção.



Dragagem entre os diques



Sequência da construção dos diques das enseadeiras principais

Remoção do material aluvial das fundações do núcleo de argila.

Com todos os diques fechados, a remoção de areia aluvial e de matacões nas fundações era um passo crucial antes do início do lançamento de argila na água.

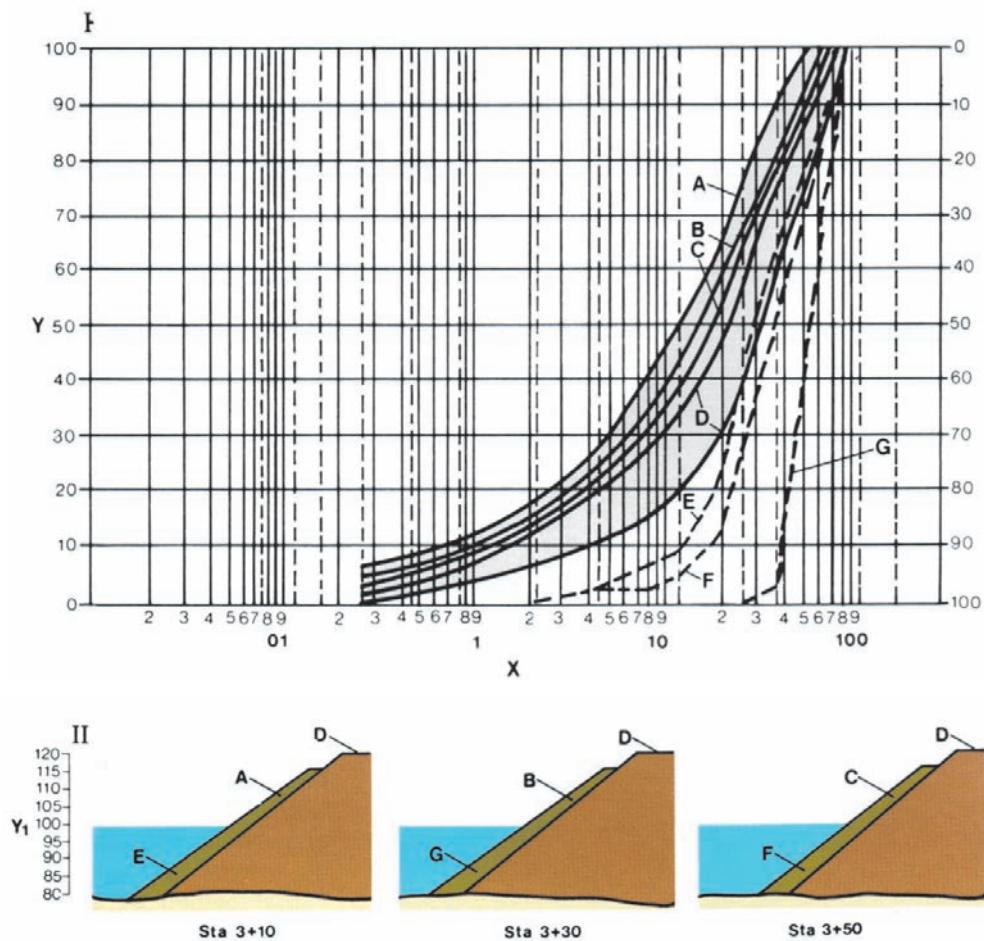
Essa operação consistia em remover os grandes matacões com caçamba tipo *clamshell* e em dragar a areia.

Para a dragagem, foi usada uma draga de sucção hidráulica com diâmetro de 610 mm na sucção, diâmetro de 508 mm na descarga e com bomba centrífuga com capacidade de 1.262 l/s, acionada por um motor a diesel de 808,82 kW. A ela foi adicionada uma bomba a jato de alta pressão de 294,12 kW com capacidade de 126,2 l/s para permitir que o bico conseguisse sugar uma alta concentração de material sólido a mais de 60 m de profundidade. A draga tinha um diâmetro de 610 mm, um tubo de sucção de 70 m de comprimento e um tubo flexível para a descarga de até 600 m que descarregava a areia a montante do dique A e a jusante do dique D. A capacidade total da draga era de 8.330 l/s. Um guindaste montado numa balsa, equipado com caçambas de 3,8 m³ do tipo *clamshell* e *orange peel*, removia do leito do rio os matacões maiores na frente da draga de sucção. Para a dragagem da areia, foram necessárias duas ou três passadas, sendo que o trabalho procedia na direção normal ao eixo da enseadeira, de um pé de um dique ao pé do outro dique. Entre os diques A e B, uma área de 29.400 m² foi dragada. No final destas operações, uma faixa de 40 m de largura, ao longo do eixo, teve sua areia toda dragada.

A eficácia da dragagem foi checada através de um sonar de varredura lateral (*side-scan sonar*) como também uma câmera de televisão equipada de um gravador de vídeo. Com uma iluminação de alta intensidade e injeção de água limpa, a câmera de televisão forneceu uma excelente imagem de uma área de 1m², mostrando matacões até do tamanho de um punho. A exploração através de jato e sonda perto dos pés dos diques e as verificações efetuadas por um mergulhador complementavam os levantamentos por sonar e câmera de televisão.

Fig. 6.8 Material de transição da enseadeira de montante

- I Curvas granulométricas
- II Seções transversais
- Y Porcentagem
- Y_1 Elevação (m)
- X Abertura da peneira (mm)
- A, B, C Amostras extraídas do talude, acima do nível d'água
- D Amostras extraídas da crista do dique
- E, F, G Amostras extraídas do talude, abaixo do nível d'água
- Sta Estaca
- Granulometria das amostras extraídas do talude acima do nível d'água
- - - Granulometria das amostras extraídas do talude abaixo do nível d'água
- Água
- Faixa com 95% de confiança das amostras extraídas na crista do dique
- Material de transição
- Enrocamento



Depois de terminadas as dragagens entre os diques A e B, as balsas de dragagem foram levadas flutuando através de uma brecha pouco profunda, escavada no dique B, para dar início à dragagem entre os diques C e D. A dragagem entre os diques C e D seguiu os mesmos procedimentos empregados na enseadeira de montante.

Lançamento do material de transição

O material de transição entre o núcleo de argila e o enrocamento foi lançado no talude de montante do dique B e no talude de jusante do dique C. Era composto de brecha processada com diâmetro inferior a 7,6 cm. Essa granulometria era devida essencialmente à operação de britagem. Essa brecha foi empurrada talude abaixo por buldôzers a partir de leiras colocadas na crista do dique. Primeiro foram executados alguns testes de campo para observar o comportamento do material de transição lançado desta forma. Descobriu-se que debaixo da água, como também em seco, o ângulo de repouso do material

de transição era essencialmente o mesmo que o do talude do enrocamento. O material de transição foi lançado depois da dragagem dos depósitos aluviais do leito do rio. O material foi transportado por caminhões até a crista do dique e empilhado a 3 m da beira do talude. Depois de acumulados dois carregamentos, o material era empurrado por um buldôzer, primeiro até a beira e depois muito lentamente para baixo, de modo a evitar ao máximo a segregação. A granulometria do material lançado desta forma era constantemente analisada. O lançamento do material de transição era executado em duas etapas. A primeira consistia do lançamento de uma camada de 3 m de largura na parte de cima; levantamentos batimétricos controlavam a sua progressão ao longo do talude todo. Na segunda etapa, uma camada adicional, com 2 m de largura na parte de cima, era lançada até a El. 115 na enseadeira de montante, de modo a assegurar a espessura mínima especificada de 3m.

Depois de concluído o lançamento do material de transição, era verificada a granulometria do mesmo em

diferentes profundidades, como mostra a Fig. 6.8. Esses testes mostraram que:

- Acima do nível da água não existia segregação significativa.
- A cerca de 10 m acima da fundação, o material estava parcialmente segregado, porém sua granulometria continuava dentro da faixa especificada.
- Amostras coletadas no nível da fundação, na parte mais profunda do leito do rio, apresentavam uma segregação considerável. A dificuldade em coletar amostras em grandes profundidades debaixo da água não permitiu que se chegasse a uma conclusão definitiva para se saber se a segregação ocorria somente na superfície do talude ou em toda a espessura da camada de transição. De modo que, como medida de segurança, colocou-se uma camada de 2 m de espessura de areia artificial com tamanho máximo de 12,7 mm na parte mais profunda do canal. Posteriormente, mediante amostras coletadas por um mergulhador, ficou demonstrado que a parte segregada da transição havia sido totalmente coberta por esse material fino.

Lançamento de argila em água

No que se referia ao lançamento de grandes quantidades de argila em águas profundas para a obtenção de um núcleo impermeável, a experiência adquirida com outros projetos indicava que o método do *squeeze displacement* seria o mais prático para as ensecadeiras de Itaipu. Neste método, grandes massas de argila são empurradas para dentro da água de forma contínua, sem quebra ou dispersão do material. Além de outras obras, este método foi usado anteriormente na construção da barragem de Arrow, no Canadá, na barragem de Loussajarvi, na Suécia, e na terraplanagem de uma estrada no reservatório de Billings, no Brasil. Nos dois primeiros exemplos, o material usado era sedimento de geleiras, mas no terceiro exemplo foi usado material argiloso. No entanto, em nenhum dos casos citados acima a profundidade da água superava os 20 m.

Considerando que em Itaipu o material a ser lançado na água para as ensecadeiras era uma argila residual, optou-se por fazer um ensaio de campo, em grande escala, para estudar a técnica de lançamento e avaliar as propriedades da argila antes e depois do lançamento.



Lançamento de argila em água

Foram usados cerca de 20.000 m³ de argila no ensaio efetuado a montante do dique A, parcialmente concluído, que se estendia cerca de 50 m numa profundidade máxima de 12 m de água.

As importantes conclusões obtidas desses ensaios, e posteriormente incorporadas às especificações e técnicas efetivamente empregadas para o lançamento de argila em água para as duas ensecadeiras, foram:

- O nível da frente de lançamento da argila não deveria estar a mais de 1 m acima da água.
- 2 a 3 cargas de caminhão (cerca de 50 a 60 m³) colocadas em leiras, seriam suficientes.
- Dois ou quatro buldôzers, trabalhando em pares, podiam muito bem trabalhar com este volume.
- Os buldôzers deviam baixar as suas lâminas e empurrar a argila para baixo de modo a comprimir o material e fazê-lo deslizar para baixo maciçamente.
- Durante os primeiros 2 ou 3 dias, logo após o início do lançamento contínuo, uma fina camada de material se

Fig.6.9 Lançamento de argila em água na enseadeira de montante

- I Planta
- II Esquema do lançamento
- 1 Dique A
- 2 Dique B
- 3 Linhas de centro
- 4 Avanço do núcleo de argila lançada na água
- 5 Primeira etapa: entrega da argila
- 6 Segunda etapa
- 7 Terceira etapa

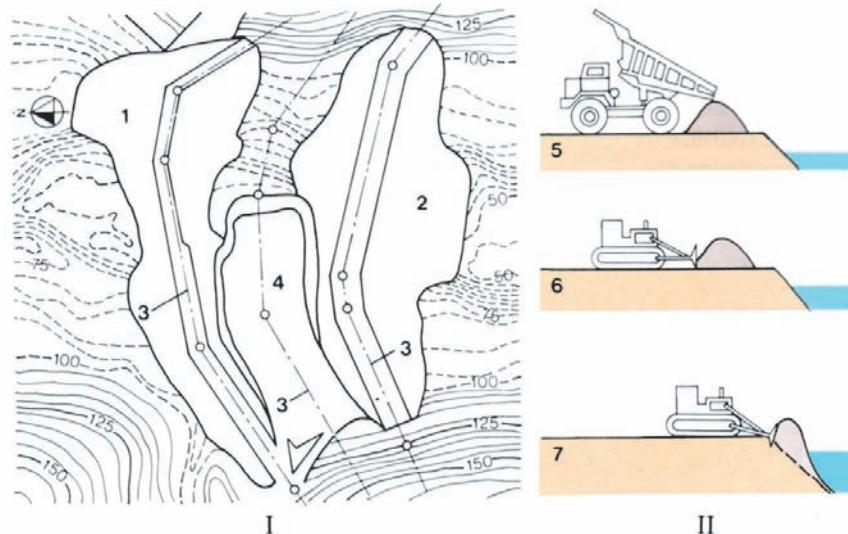


Tabela 6.1 Equipamento usado no lançamento da argila

Equipamento	Capacidade	Quantidade					Total
		A	B	C	D	E	
Carregamento	Bucyrus 195	10 m ³	1		1		2
	RH 75	7,5 m ³		1		3	4
	CAT 992	7,5 m ³	4		3	1	8
Transporte	Wabco 75	75 t.	19		17		36
	Terex3309	52 t.	6	10	5	10	31
	Moto- Scrapers	15 t.	8	7			15
Escavação e Espalhamento	D7		2				2
	D8		6	2	1	3	19
	Patrol 16:6			1			1
	Patrol 120			1			1

- A Área de empréstimo "E"
- B Área de empréstimo "D"
- C Pilha de estoque 13
- D Pilha de estoque 18
- E Núcleo

estenderia sobre o leito do rio, espalhando-se até cerca de 150 m a partir da frente. Esse material seria, assim, constituído quase como uma lama que seria empurrada para frente pelo avanço da argila. Desta forma, cerca de 2% do material seria perdido.

- Depois do seu lançamento, esperava-se que a argila apresentasse as seguintes características: elevado conteúdo de ar e pressões intersticiais negativas, teor de umidade de 5 a 8 % maior que antes do lançamento, alta compressibilidade e recalque contínuo a longo prazo e relativamente alta impermeabilidade.

Os cálculos iniciais indicavam que cerca de $3,7 \times 10^6$ m³ de argila teriam que ser lançados debaixo d'água a uma velocidade média de 1.570 m³/h. Visto que o término

das enseadeiras tinha prioridade, os equipamentos de terraplanagem foram transferidos desde as atividades de escavação das fundações. A sequência era a seguinte, veja Fig. 6.9:

- O material escavado nas áreas de empréstimo, com o seu teor natural de umidade, era transportado por caminhões basculantes que o empilhavam em cima da argila já lançada a cerca de 3 m da borda. Quando cerca de 60 a 90 m³ de material haviam sido acumulados na leira, um par de bulldozers, trabalhando de 1 a 1,5 m acima do nível d'água, empurrava o material para baixo. Todas as precauções eram tomadas para impedir o deslizamento do material talude abaixo, provocando a sua consequente saturação e dispersão.

- À medida que a frente avançava, a parte do núcleo já colocada era elevada até a El. 110 em camadas de 10 cm compactadas por rolos compactadores do tipo pé de carneiro.
- Simultaneamente, os maciços laterais (nas Figs. 6.5 e 6.6) também eram avançados através do lançamento de rocha não selecionada, com o objetivo de confinar a argila já colocada. Foi possível, graças aos níveis da água excepcionalmente favoráveis, colocar a argila em água numa elevação 5 m abaixo do nível previsto. Além de acelerar o lançamento, os baixos níveis da água permitiram que a parte superior do núcleo, que no projeto se presumia como sendo colocado em água, fosse lançada a seco e compactada. Isso contribuiu para o confinamento da argila debaixo da água e melhorou a estabilidade da ensecadeira.
- Na ensecadeira de montante, o lançamento da argila começou desde a ombreira direita no dia 20 de dezembro de 1978 com o nível da água na El. 100, e foi concluída no dia 12 de janeiro de 1979 com o nível da água na El. 105. O volume de argila lançado durante

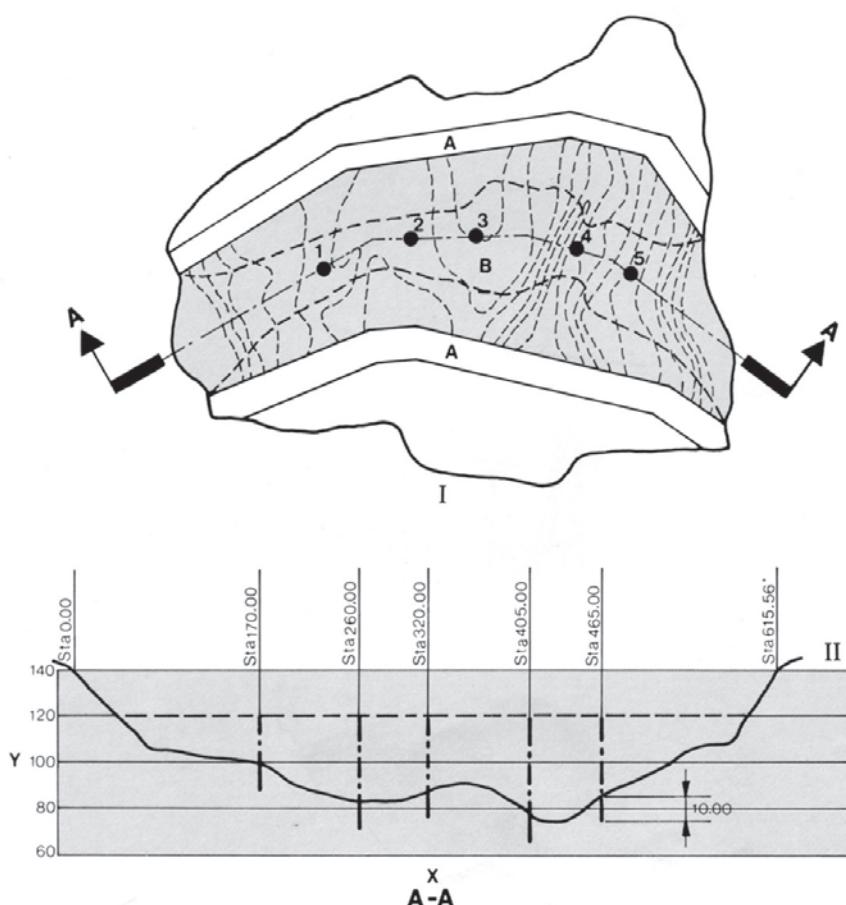
este período foi em torno de $1,8 \times 10^6 \text{ m}^3$, com uma produção máxima diária de mais de 100.000 m^3 . Esta obra foi completada aproximadamente na metade do período programado, principalmente devido aos níveis favoráveis da água, ao excelente desempenho dos equipamentos e a um controle rigoroso dos trabalhos.

- Na ensecadeira de jusante, o lançamento de argila foi iniciado no dia 16 de fevereiro de 1979 e concluído no dia 9 de março de 1979, com níveis de produção da mesma ordem de grandeza aos da ensecadeira de montante. Durante esse período, o nível da água variou entre a El. 102 e a El. 108. A única diferença entre as obras das duas ensecadeiras foi que na de jusante o lançamento de argila ocorreu simultaneamente a partir das duas margens.

Um resumo dos equipamentos usados para o lançamento da argila consta da Tabela 6.1. Para a ensecadeira de montante, durante o lançamento de argila em água, foram recolhidas amostras para testes em laboratório. No entanto, por causa da velocidade do lançamento, o programa de investigação previsto teve que ser substancialmente reduzido e limitado a 16 furos de percussão, 13 furos para amostragem de tubo "Shelby" e a um poço de inspeção.

Com base na experiência adquirida na ensecadeira de montante, os poços de inspeção e furos de percussão, que haviam sido previamente programados para o controle de qualidade nas ensecadeiras de jusante, foram cancelados. O controle de qualidade limitou-se à coleta de amostras durante o lançamento de argila e à execução de quatro furos para amostragem de tubo "Shelby".

Fig. 6.10 Localização das sondagens na ensecadeira de montante



- I** Planta
Y Elevação (m)
X Estaca
A Diques de enrocamento
B Núcleo de argila
1, 2, 3, 4, 5 Perfurações para tubos "Shelby"

Características da argila lançada em água. Com a finalidade de se avaliarem as características de resistência da argila lançada em água, os seguintes ensaios foram efetuados sobre as amostras extraídas dos poços de inspeção e por meio de tubos "Shelby" nas sondagens: limites de Atterberg e propriedades índice, ensaio de compressão triaxial rápida sem drenagem (Q), compressão simples, adensamento e permeabilidade.

Fig.6.11 Propriedades do material da enseadeira de montante

- I Gráfico de plasticidade
- II Gráfico de compactação
- Y Índice de plasticidade
- X Limite de liquidez
- Y_1 Peso específico máximo do solo seco (g/cm^3)
- X_1 Teor de umidade ótimo (%)
- 1 Linha U
- 2 Linha A
- 3 Valor médio

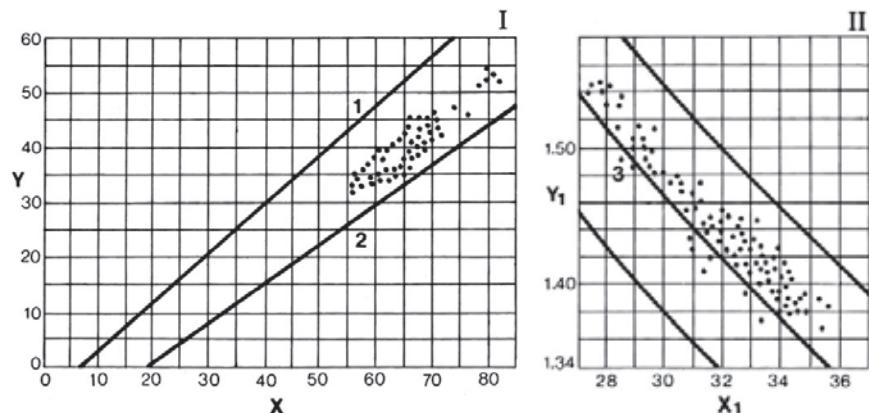


Fig.6.12 Variação do teor de umidade da enseadeira de montante

- I Amostras extraídas a seco durante o lançamento
- II Amostras extraídas debaixo d'água depois do lançamento
- Y Frequência relativa (%)
- X Teor de umidade (%)

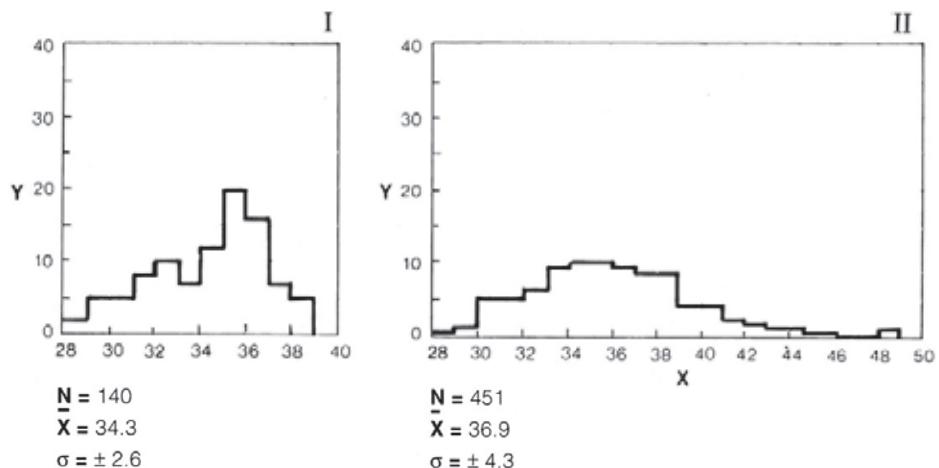
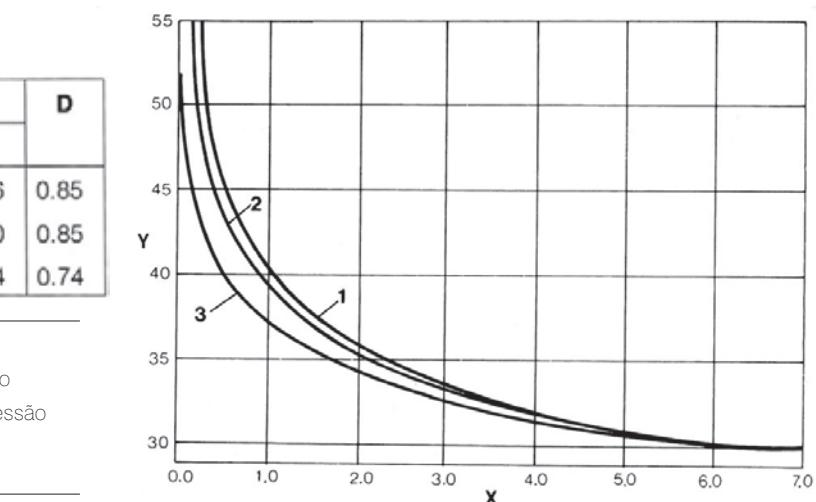
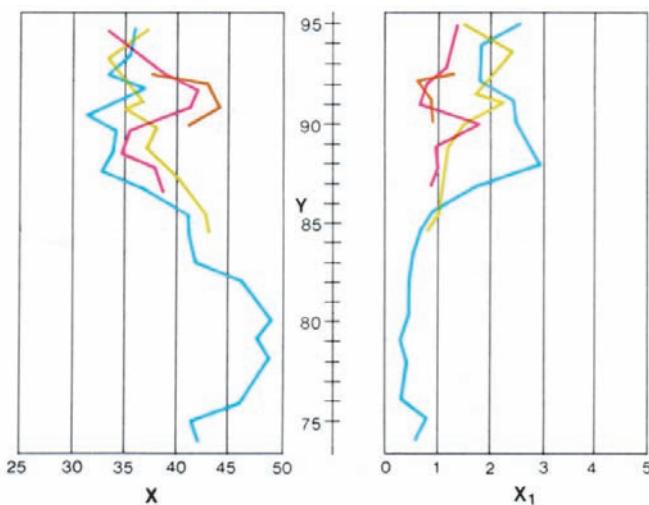


Fig. 6.13 Resultados dos ensaios triaxiais da enseadeira de montante

A	B	C		D
		$\sigma_1 - \sigma_3$	\bar{Y}	
1	Triaxial $Q - \sigma_3 = 10 \text{ N}/\text{cm}^2$	2.34	36.56	0.85
2	Triaxial $Q - \sigma_3 = 5 \text{ N}/\text{cm}^2$	2.01	36.90	0.85
3	Compression simple	1.33	37.24	0.74

- Y Teor de umidade (%)
- X Aumento da tensão axial na ruptura ($\sigma_1 - \sigma_3$) $-10 \text{ N}/\text{cm}^2$
- A Número das curvas
- B Tipo de ensaio





O material era essencialmente argila plástica residual, de cor marrom escura, classificada como CH (veja Fig. 6.11). O valor médio do teor ótimo de umidade era de 32%, e o teor médio de umidade do material logo antes do seu lançamento em água era de 2,3% acima do ótimo. A Fig. 6.14 mostra que, para o material extraído dos quatro furos de sondagem, nos 7 m superiores de argila lançados o teor de umidade aumentou muito pouco. No entanto, abaixo deste nível, o teor de umidade aumentava em 10%, ou mais, acima do ótimo. De acordo com a Fig. 6.12, fica evidente que, com um teor de umidade de 45%, ou mais, a resistência ao cisalhamento da argila está em torno ou abaixo de 5 N/cm².

Conclusão das ensecadeiras principais

A etapa final da construção das duas ensecadeiras principais consistia na execução da porção sobre o nível da água que variava desde a El. 115 até a El. 140 para a ensecadeira de montante e desde a El. 108 até a El. 125 para a de jusante. Os procedimentos de construção e as especificações para estas porções das ensecadeiras eram iguais às das barragens permanentes de terra e de enrocamento; veja Capítulo 7.

Os volumes totais dos vários materiais usados nas ensecadeiras principais foram os seguintes:

Material	Ensecadeira de montante (m ³)	Ensecadeira de jusante (m ³)
Enrocamento	4.238.000	2.471.000
Transição e filtros	86.000	73.000
Argila e materiais impermeáveis	1.422.000	1.291.000
Total	5.746.000	3.835.000

Fig. 6.14 Variação da resistência e do teor de umidade de acordo com a profundidade na ensecadeira de montante

- Y Elevação
X Teor de umidade médio (%)
 X_1 Aumento médio da tensão axial na ruptura ($\sigma_1 - \sigma_3$) -10N/cm²

Instrumentação de monitoramento das ensecadeiras principais

Os seguintes tipos de instrumentos foram instalados em ambas as ensecadeiras para monitorar o seu desempenho durante a construção, como também após o seu término:

- Piezômetros elétricos M-600 Geonor, capacidade 98 N/cm² e leitura por mostrador digital.
- Piezômetros de tubo aberto
- Medidores de recalque com uma única placa.
- Marcos topográficos de superfície.

Os itens de maior interesse monitorados pelos instrumentos foram:

- Percolação e pressão intersticial nas juntas da rocha próximas do contato com a argila.
- O desenvolvimento de pressões piezométricas nos núcleos de argila.
- O recalque total e sua velocidade nas várias zonas do aterro e na diversas profundidades.

A Fig. 6.15 mostra a localização da instrumentação em ambas as ensecadeiras. Várias dificuldades foram enfrentadas e superadas na instalação de piezômetros na argila mole lançada na água. Entre essas dificuldades cabe mencionar:

- A dificuldade em fazer perfurações na argila mole, que às vezes tinha a consistência de lama. Foi necessário recorrer a uma mistura de lama bentonítica para concluir essas perfurações.
- Às vezes, os instrumentos eram deslocados ou tornados inoperantes por causa da entrada de argila mole. Os piezômetros elétricos foram protegidos por um cano galvanizado à medida que o revestimento era retirado.
- O entupimento dos furos pela lama impedia a colocação da vedação e do filtro de areia em volta dos piezômetros.
- Por causa destas dificuldades, vários piezômetros tiveram que ser removidos e reinstalados. A instalação destes instrumentos foi tornada ainda mais complicada pelo ritmo muito rápido de lançamento da argila na água.

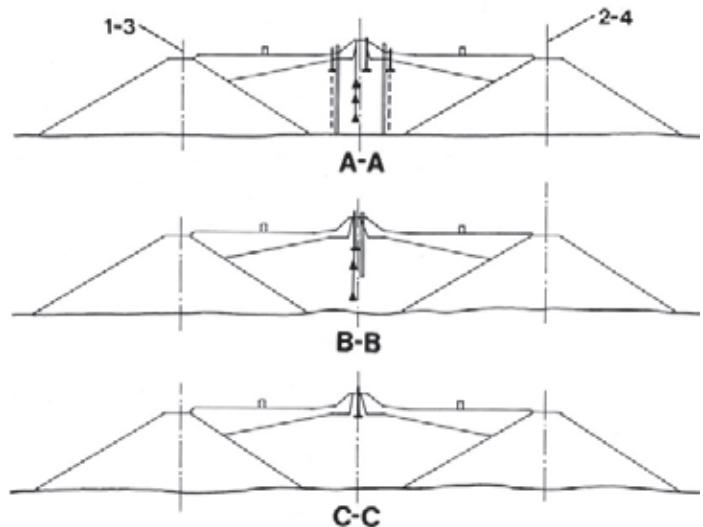
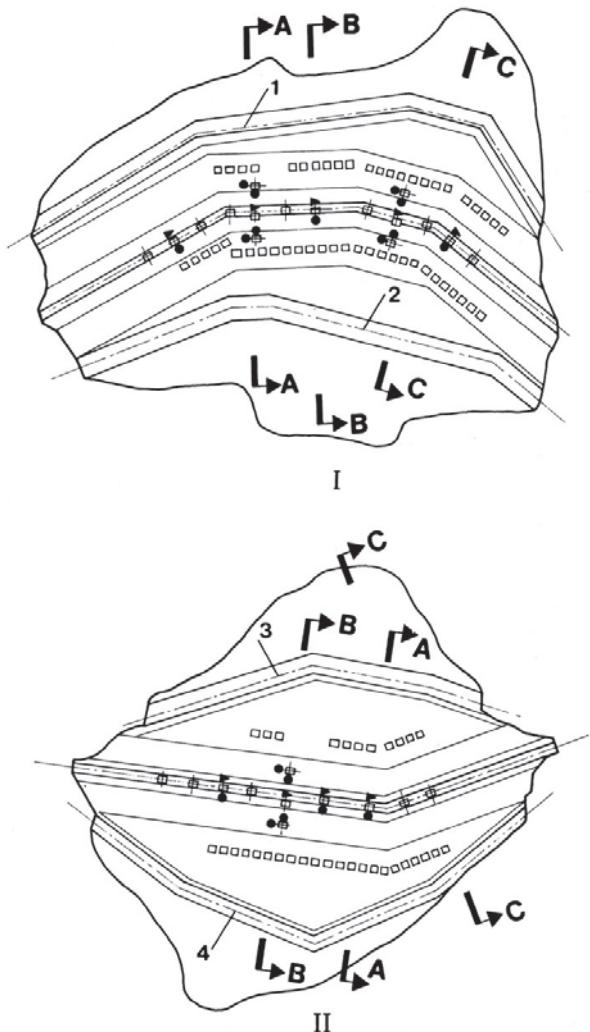


Fig. 6.15 Instrumentação das enseadeiras

- I Enseadeira de montante
- II Enseadeira de jusante
- 1 Linha de centro do dique A
- 2 Linha de centro do dique B
- 3 Linha de centro do dique C
- 4 Linha de centro do dique D
- ▲ Piezômetro elétrico Geonor
- Piezômetro de tubo aberto
- ⊥ Medidor de recalque
- Marco topográfico

Desempenho das enseadeiras principais

A Fig. 6.16 mostra a evolução das tensões intersticiais na enseadeira de montante, iniciando com o fechamento do núcleo de argila através do rio. Em ambas as estacas ocorreu uma rápida elevação nas pressões piezométricas dentro da argila lançada em água à medida que era aumentada a sobrecarga de argila compactada. Os valores máximos alcançados no final da construção indicavam, às vezes, a presença de pressões neutras iguais à pressão total. Vários meses após o término da construção a dissipação das pressões intersticiais era muito lenta. O recalque dos núcleos de argila em ambas as enseadeiras foi inicialmente observado por medidores de recalque com uma única placa, instalados em cima do material lançado na água. Posteriormente, foram instaladas três linhas de marcos superficiais topográficos: uma ao longo da linha de centro do núcleo e duas outras paralelas à linha de centro, a uma distância de 40 m para montante e para

jusante. A finalidade dos marcos topográficos era medir os recalques diferenciais ao longo dos aterros, que assinalariam o início de fissuras transversais.

A Fig. 6.17 mostra o ritmo de recalque da argila lançada em água para a enseadeira de jusante.

Esses gráficos não incluem a deformação plástica inicial que ocorreu logo após o lançamento. O recalque da argila foi mais significativo na enseadeira de jusante, visto que o esgotamento começou logo depois do fechamento do seu núcleo de argila. Os grandes recalques entre as estacas 4 + 20 e 4 + 70 estavam relacionados com a configuração do canal, estreito e muito profundo na enseadeira de jusante. À medida que avançava a argila recém lançada, a lama na frente ficava presa dentro da depressão, formando uma massa de material muito mole e altamente compressível.

Três anos depois da conclusão das enseadeiras, o recalque ainda continuava, porém em ritmo muito

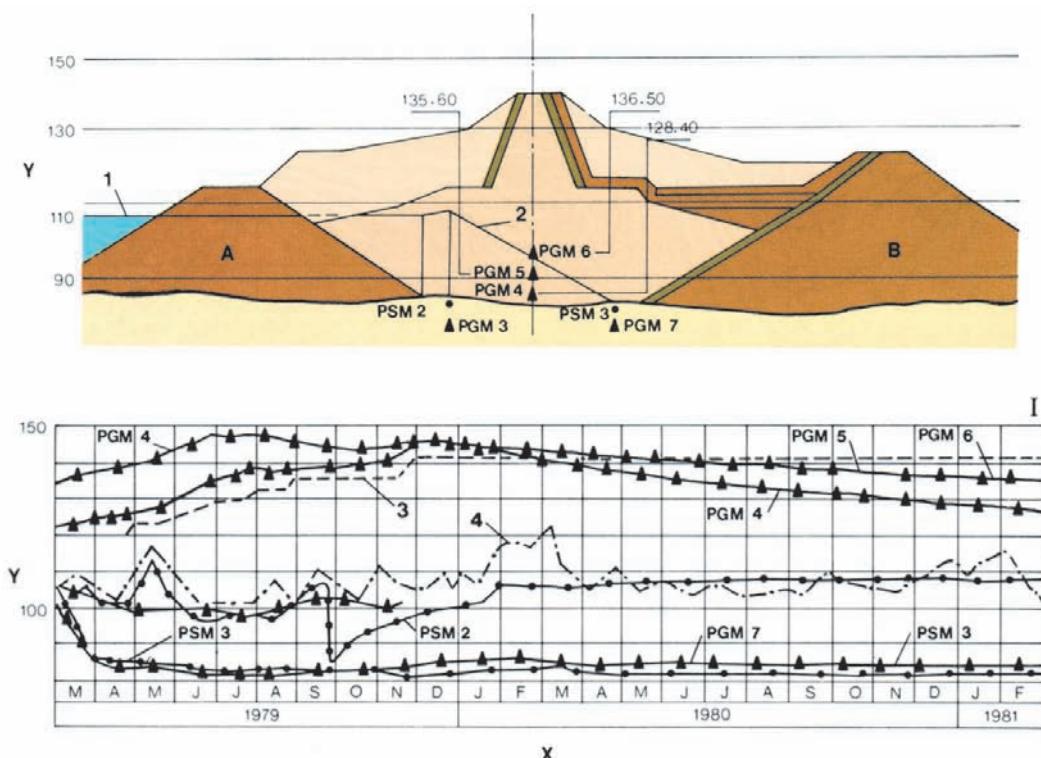
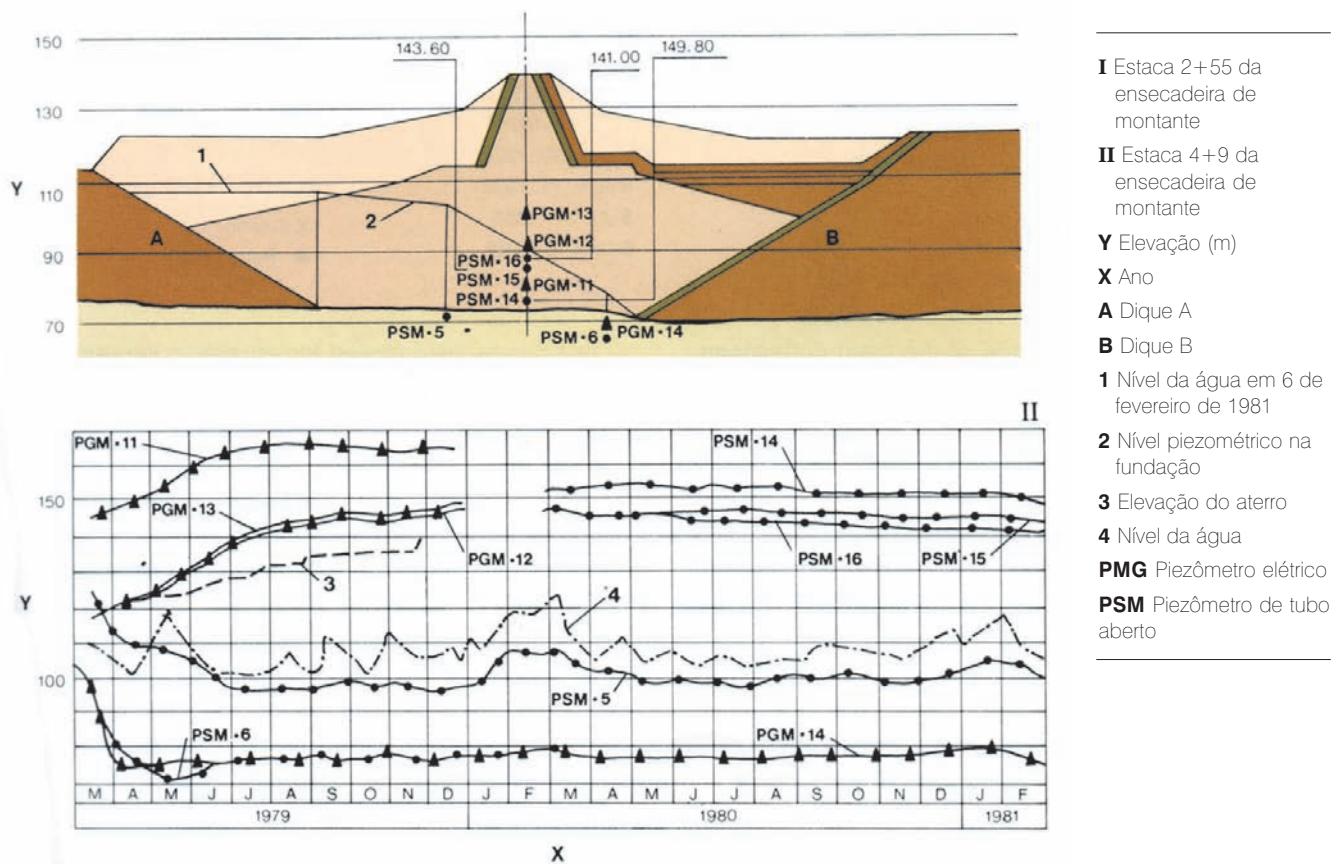


Fig. 6.16 Pressões piezométricas da enseadeira de montante



I Estaca 2+55 da enseadeira de montante

II Estaca 4+9 da enseadeira de montante

Y Elevação (m)

X Ano

A Dique A

B Dique B

1 Nível da água em 6 de fevereiro de 1981

2 Nível piezométrico na fundação

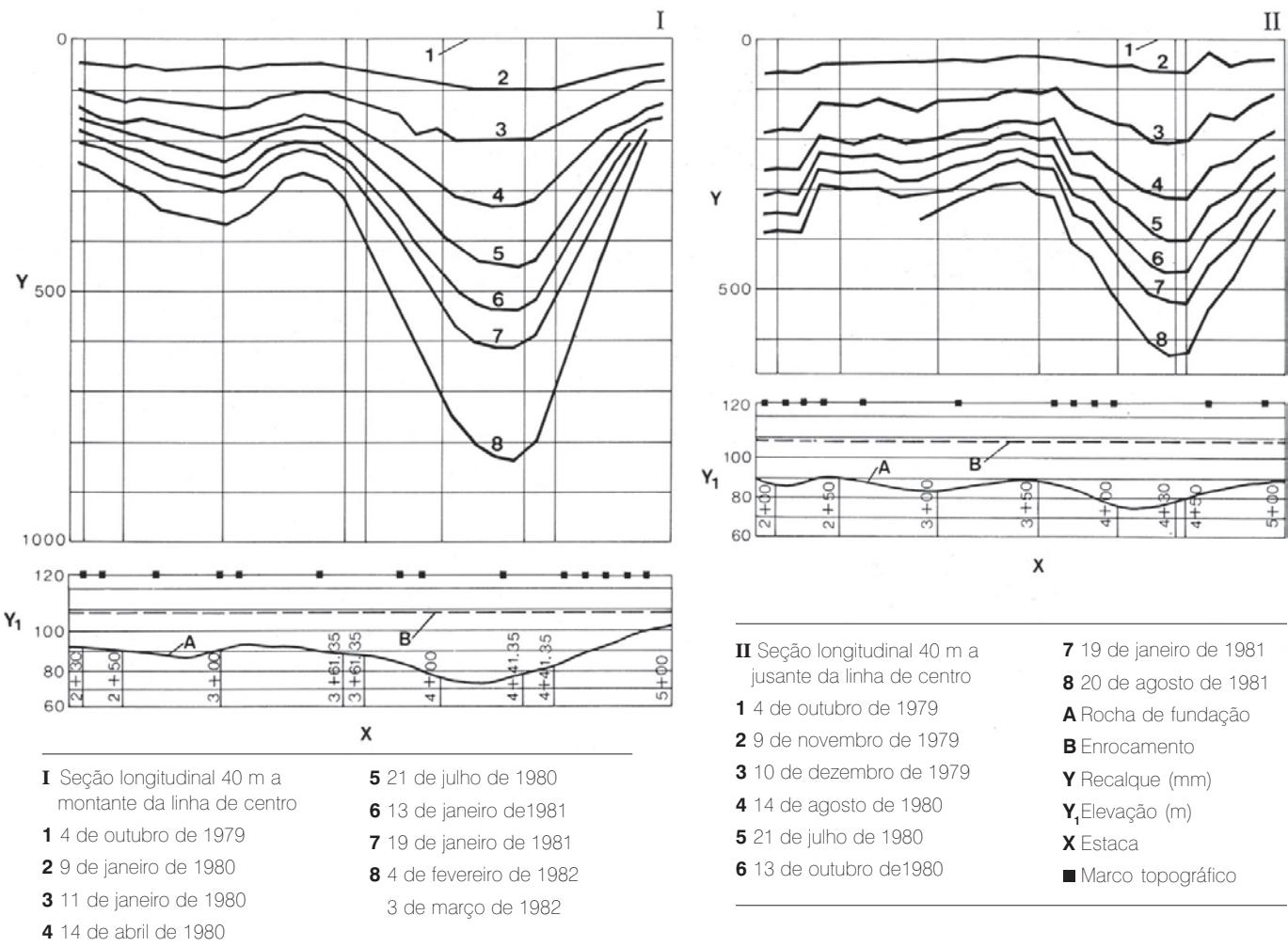
3 Elevação do aterro

4 Nível da água

PMG Piezômetro elétrico

PSM Piezômetro de tubo aberto

Fig. 6.17 Ensecadeira de jusante – recalques do núcleo de argila lançada na água, seção longitudinal ao longo da linha de centro



reduzido. Observou-se que o recalque medido ao longo da linha de centro da porção lançada na água era igual ao total indicado pelos marcos topográficos. As medições dos marcos topográficos mostraram que os recalques eram proporcionais à altura do aterro e que correspondiam geralmente à configuração da superfície da rocha do leito do rio. Portanto, os recalques diferenciais não foram grandes, reduzindo assim a probabilidade de ocorrência de fissuras transversais.

São pertinentes as conclusões que seguem, concernentes ao comportamento das ensecadeiras principais:

- Os núcleos de argila lançada em água davam uma excelente vedação ao longo do seu contato com a rocha do leito do rio.
- Ambas as ensecadeiras eram estanques, visto que a

infiltração total para dentro da área de trabalho era em média de apenas 5 l/s.

- Não foram observadas fissuras transversais nem longitudinais no núcleo de argila, indicando que a deformação e o recalque diferencial foram absorvidos pela propriedade flexível do núcleo.
- A velocidade de adensamento da argila lançada na água era extremamente lenta e a resistência desta argila mole muito baixa. Por causa do confinamento proporcionado pelos diques de enrocamento e da cobertura de material compactado acima, a argila mole não afetou a estabilidade das ensecadeiras.
- O desempenho geral das ensecadeiras principais em Itaipu foi excelente, inclusive durante o período em que as descargas excederam 20.000 m³/s durante 40 dias consecutivos em 1980.

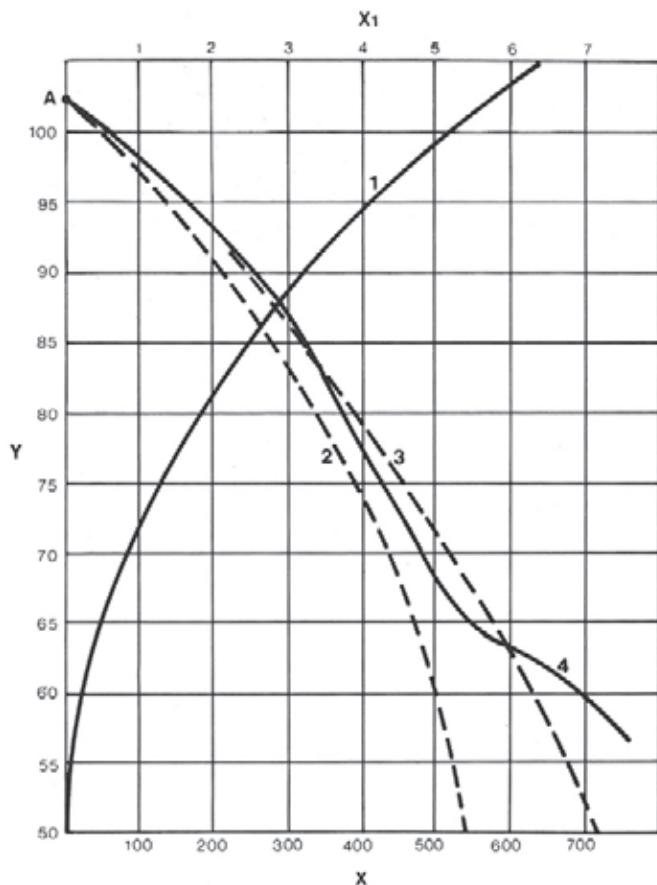


Fig. 6.18 Curvas do esgotamento

Y Elevação do nível da água (m)

X Tempo (horas)

X₁ Volume de água bombeada (10^6 m^3)

A Início do bombeamento (3 de setembro de 1979)

1 Curva cota/volume de água contido entre as ensecadeiras

2 Curva teórica de esgotamento sem infiltração de água

3 Curva teórica de esgotamento na hipótese de infiltração de água

4 Curva do esgotamento real



Septos de rocha na entrada do canal de desvio

das ensecadeiras e a outra com infiltrações que variavam entre 380 l/s (acima da El. 90) e 1.390 l/s (na El. 55). A avaliação da percolação foi efetuada teoricamente, supondo a eficácia do trabalho de dragagem e a ausência de fatores pouco prováveis, tais como infiltrações através das fundações das ensecadeiras. Caso as hipóteses fossem errôneas, a percolação poderia ter sido substancialmente maior, impossibilitando talvez o esgotamento com o equipamento disponível e exigindo medidas corretivas de alto custo, como seriam as injeções de vedação.

A Fig. 6.18 mostra um gráfico teórico do rebaixamento do nível da água, presumindo a operação contínua das duas bombas. A real operação de bombeamento teve início em 9 de março de 1979, com ambas as bombas de dragagem.

Uma vez alcançada a El. 84, foi usado um conjunto adicional de bombas com a capacidade de cerca de 700 l/s. Quando o nível da água alcançou a El. 65, as duas bombas de dragagem foram desmobilizadas, visto que abaixo desta elevação o cronograma permitia que a operação continuasse num ritmo menor.

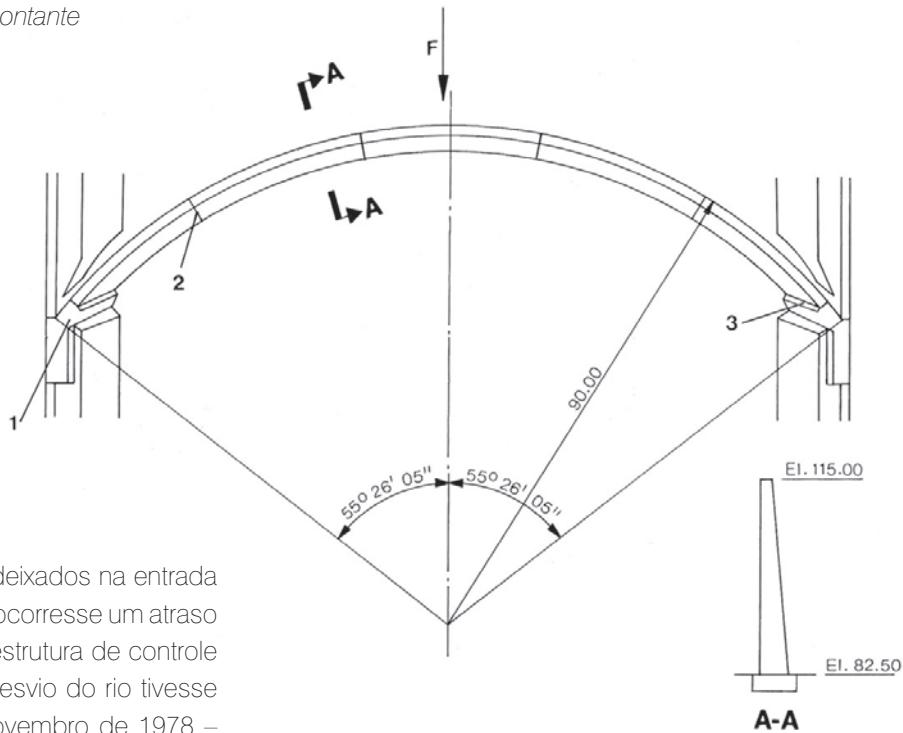
Para se avaliar a vazão de infiltração, o bombeamento foi interrompido com a cota na El. 87; depois de decorridas 8 horas foi medida a elevação do nível d'água. A infiltração estimada desta forma era inferior a 3l/s, cifra que foi confirmada depois da conclusão do esgotamento.

Esgotamento entre as ensecadeiras

A conclusão da construção dos núcleos de argila das ensecadeiras principais, até alcançar o nível d'água, dez semanas antes da data programada, fez com que as sete bombas encomendadas especialmente para o esgotamento não estivessem ainda disponíveis. Ficou decidido então que o esgotamento seria iniciado com o equipamento de dragagem depois de uma pequena alteração em suas duas bombas, cuja capacidade total de bombeamento era de 3.280 l/s com o nível d'água acima da El. 100. Duas curvas foram plotadas para avaliar a duração do bombeamento, uma sem infiltração através

Fig. 6.19 Ensecadeira em arco de montante

- 1 Pulvino (bloco de empuxo de concreto)
 2 Junta de contração (típica)
 3 Junta periférica
 F Direção do fluxo



ENSECADEIRAS EM ARCO

Dois septos de rocha natural foram deixados na entrada e na saída do canal de desvio. Caso ocorresse um atraso na conclusão da primeira etapa da estrutura de controle do desvio e, em consequência, o desvio do rio tivesse que ser adiado até o período de novembro de 1978 – janeiro de 1979, os septos de rocha não teriam sido altos o suficiente para proteger os trabalhos em andamento nas adufas da estrutura de controle do desvio. Além disso, a remoção dos septos de rocha e, portanto, a das rochas dinamitadas eram duas atividades críticas, que deveriam estar concluídas antes do desvio do rio através das adufas da estrutura de controle do desvio. Em decorrência disso, foi decidida a construção de duas ensecadeiras auxiliares no canal de desvio, uma a montante e outra a jusante da estrutura de controle do desvio. A construção dessas ensecadeiras auxiliares iria permitir a remoção da rocha dinamitada submersa em águas paradas na entrada e saída do canal de desvio. A Fig. 6.3 mostra o perfil do canal de desvio e as localizações relativas das ensecadeiras auxiliares, dos septos de rocha e da estrutura de controle do desvio.

As seguintes razões nortearam a escolha a favor dos arcos de concreto para as ensecadeiras auxiliares em vez de ensecadeiras de terra ou enrocamento:

- Um espaço de trabalho restrito no canal de desvio dificultaria o acesso do equipamento de terraplanagem.
- Os taludes, quase verticais, do canal não seriam apropriados como ombreiras impermeáveis para os aterros.
- A demolição a fogo de um aterro pode não ser bem-sucedido e uma grande quantidade de rocha teria que ser removida por balsa em águas correntes.

• O risco de que alguma rocha não ficasse dentro da trincheira (*rock trap*)¹ e que posteriormente ficasse alojada nas adufas da estrutura de controle do desvio.

Ambos os arcos das ensecadeiras foram projetados como arcos circulares de espessura uniforme, com hipótese que os arcos horizontais suportariam as cargas externas. O ângulo central dos arcos era de 110° e a face de montante vertical. A Fig. 6.19 mostra a planta típica e a seção transversal da ensecadeira em arco de montante, além de suas principais dimensões.

A máxima tensão permitível nos arcos era de 900 N/cm² para uma combinação de pressão hidrostática e variação de temperatura. A resistência mínima especificada para o concreto com idade de 90 dias era de 1,8 kN/cm², com agregado de no máximo 7,6 cm. A temperatura de lançamento do concreto foi em média de 7° C.

Construção das ensecadeiras em arco

As ombreiras para os arcos foram escavadas em forma de ranhuras entalhadas nos taludes abruptos do canal de desvio, mediante *line drilling*² e explosão com carga baixa. Os blocos de rocha soltos foram removidos mecanicamente sem desmonte a fogo. Nos locais que apresentavam indícios de instabilidade potencial, as ombreiras eram ancoradas com chumbadores de 3 a 5 m de comprimento e drenos perfurados no lado de jusante.



Construção das ensecadeiras em arco

No entanto, não foram efetuadas injeções de consolidação nem para cortina de vedação.

No leito horizontal do canal de desvio, ao longo do eixo de cada barragem em arco, foi escavada uma trincheira de 3 m de profundidade e 7 m de largura, a qual foi preenchida com concreto para servir de base para o arco. Para uma melhor distribuição e orientação do esforço transmitido pelos arcos nas ombreiras abruptas, foram construídos pulvinos ou blocos de empuxo de concreto ao longo das quatro ombreiras, antes da concretagem dos arcos; veja Fig. 6.19.

Formas de madeira para os pulvinos das ombreiras foram fabricadas no local e o concreto lançado em camadas de 2,5 a 3 m. O concreto foi transportado desde a central de dosagem principal, na margem esquerda,



situada a cerca de 1 km do local das barragens em arco por caminhões betoneiras, que trafegavam no leito do canal de desvio. Duas gruas móveis foram utilizadas para levantar as caçambas do piso do canal e levar o concreto até todos os blocos de cada barragem em arco.

Cada ensecadeira em arco era formada por sete blocos com juntas de contração radiais, dispostas verticalmente e com espaçamento de 20 m na crista. As superfícies das juntas eram formadas por chavetas verticais e foram embutidas tubulações e saídas no concreto para sua injeção. Veda-juntas de PVC foram instalados em ambas as faces de cada junta e embutidos no concreto na laje de fundação.

¹ Nota do tradutor: Esta trincheira tem a finalidade de interceptar e reter os pedaços de rocha provenientes do desmonte a fogo.

² Esta técnica de desmonte, adotada para afetar ao mínimo a rocha, consiste na execução de furos muito próximos em linha reta. Posteriormente o material entre os furos é removido por uma broca de diâmetro maior ou é aplicada uma carga pequena de explosivo.

Nos dois últimos blocos da barragem em arco, o concreto foi lançado em camadas de 2,5 m e vibrado. As juntas de construção eram escarificadas com jatos de água de alta pressão. As superfícies dos pulvinos e da laje horizontal da base, contra as quais era colocado o concreto do arco, também foram tratadas com jato de água de alta pressão. Fôrmas em balanço de painéis retos de aço foram utilizadas para moldar a superfície recurvada dos blocos extremos. As fôrmas eram retiradas depois de 48 horas e as camadas lançadas com intervalos de 72 horas.

Os cinco blocos centrais de cada barragem em arco foram construídos com fôrmas deslizantes, exceto os 2,5 m superiores. A velocidade média de avanço das formas deslizantes era de 10 cm/h. Os Capítulos 5 e 11 apresentam detalhes sobre a técnica do uso de fôrmas deslizantes.

Com exceção da tubulação para injeção nas juntas e dos veda-juntas, os únicos elementos embutidos nas barragens em arco foram os tubos de plástico, no quais foram inseridos explosivos para o desmonte. As barragens em arco foram construídas em 4,5 meses, a de montante contendo 22.000 m³ de concreto e a de jusante 13.000 m³. Por causa das seções relativamente delgadas de ambos os arcos (veja na Fig. 6.19), no mês de julho de 1978 o concreto havia se resfriado até alcançar aproximadamente a temperatura ambiente e as juntas de contração haviam atingido uma abertura suficiente para permitir a injeção a pressões de aproximadamente 35 N/cm². Passado um mês, o canal entre os septos de rocha e as ensecadeiras em arco foi preenchido com água.

Demolição das ensecadeiras em arco

Em agosto de 1978, os septos de rocha haviam sido desbastados até as seguintes dimensões finais:

- Septo de entrada: 6 m de espessura, 18 m de altura.
- Septo de saída: 8 m de espessura, 12 m de altura.

Quando da conclusão das ensecadeiras em arco, alguns itens de construção da estrutura de controle do desvio se tornaram decisivos quanto à seleção do dia apropriado para o desvio do rio mediante a demolição dos arcos. Ficou decidido que o desvio seria efetuado somente depois de cumpridas as seguintes condições:

- Que todos as adufas tivessem no mínimo 5 m de concreto em cima de seus tetos.
- Que todas as guias e partes embutidas das comportas



Desmonte a fogo das ensecadeiras em arco

de desvio e stoplogs estivessem instaladas até pelo menos 5 m acima do teto das adufas.

Foram estudadas diversas alternativas a respeito da sequência de desmonte das ensecadeiras em arco. A experiência adquirida a partir do desmonte a fogo dos septos de rocha na entrada e na saída do canal de desvio foi utilizada na avaliação dos diversos fatores envolvidos.

As considerações básicas foram as seguintes:

- Os escombros do desmonte dos arcos deveriam cair dentro das trincheiras (*rock traps*) em volta dos arcos. Não deveriam se acumular em pilhas que poderiam constituir um controle hidráulico. Nenhum pedaço grande deveria entrar nas adufas da estrutura de controle do desvio.
- As ondas que resultariam da repentina remoção dos arcos não deveriam causar pressões hidrodinâmicas excessivas contra os tetos das adufas
- As vibrações causadas pelas ondas de choque de desmonte no concreto relativamente novo da estrutura de controle não deveriam ser excessivas.

Os restos do septo de rocha na entrada do canal de desvio foram demolidos em condições de níveis de água quase equilibradas. Os levantamentos indicaram que uma boa parte da rocha demolida havia formado uma grande pilha no local original do septo, e não havia se esparramado dentro da trincheira provida para a mesma; veja Fig. 6.3. Depois desta experiência, foi decidida a demolição dos restos do septo na saída do canal, com cerca de 10 m de desnível, com o canal vazio entre o septo e o arco de jusante. Esta demolição teve êxito porque a maior parte da rocha dinamitada caiu dentro da trincheira atrás do septo. A onda de água levou 43 segundos para percorrer a distância de 300 m até o arco de jusante. A primeira onda que bateu no arco tinha somente cerca de 1 m de altura e as vibrações que resultaram não foram registradas no sismógrafo localizado sobre a crista do arco.

Os ensaios em modelo hidráulico e estudos teóricos, acrescidos de observações realizadas durante o desmonte dos septos de rocha, levaram aos seguintes critérios para a demolição simultânea das duas enseadeiras em arco:

- Deveria haver uma lâmina de água de no mínimo 2 m de profundidade entre os dois arcos.
- O desnível da água contra os arcos na hora do desmonte não deveria exceder 10 m.

Os estudos indicaram que a frente da onda do lado de montante, depois de passar pelas adufas, se encontraria com a onda proveniente do lado de jusante a cerca de 30 m a jusante da estrutura de controle do desvio. Também ficou determinado que a turbulência provocada pelo choque das duas frentes de ondas não teria impacto nos tetos das adufas com o nível da água do rio até a El. 110 na hora do desmonte.

Três técnicas alternativas de desmonte dos arcos foram estudadas:

- Solapar o pé do arco e sua demolição em grandes painéis.
- Demolição a fogo do arco em grandes fragmentos.
- Demolição a fogo do arco em pequenos fragmentos.

Foram feitos ensaios de desmonte a fogo em vários blocos grandes de concreto para comparar as técnicas alternativas.

A terceira alternativa foi adotada por apresentar a maior probabilidade de os pequenos fragmentos dos escombros da demolição caírem dentro das trincheiras (*rock traps*) ou de se espalharem sobre o leito do canal sem formar pilhas obstrutivas.

A carga explosiva foi colocada em furos quase verticais que se estendiam desde a crista do arco até a sua base. A fileira principal de furos, com espaçamento de 0,5 m, foi localizada a uma certa distância a montante da linha de centro do arco, com furos alternados verticais e inclinados. A carga específica de explosivos utilizada foi de $1,8 \text{ kg/m}^3$ para o arco de montante e de $2,2 \text{ kg/m}^3$ para o de jusante, porque este último estava suportando maior empuxo de água. O arco de montante levou uma carga de 33.000 kg de explosivos distribuído em 244 furos e o de jusante recebeu 22.000 kg em 190 furos.

Recorreu-se a explosivos de uso subaquático para o desmonte porque o carregamento dos furos ocorreu 10 dias antes da data do fogo e a maioria dos furos estava com água. No dia 20 de outubro de 1978, as duas enseadeiras em arco foram demolidas por explosões simultâneas. A sua demolição levou 3 segundos. A explosão começou desde o centro dos arcos e logo se propagou até as ombreiras. Grupos de 3 furos foram detonados juntos com intervalos de 20 milissegundos, melhorando assim a fragmentação, reduzindo a ejeção de fragmentos e minimizando a intensidade das vibrações causadas pela explosão.

O avanço e o encontro das duas frentes de onda foram gravados por várias câmeras de filmagem. Os sismógrafos sobre a estrutura de controle do desvio registraram uma velocidade máxima da vibração de 20 mm/s. Todas as observações indicaram que o desvio do rio Paraná para dentro do canal de desvio foi realizado sem nenhum incidente imprevisto. As sondagens no leito do rio efetuadas posteriormente mostraram que a maior parte dos escombros da demolição ficou depositada dentro das trincheiras.

ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO

CRITÉRIOS BÁSICOS

Os seguintes critérios foram adotados para determinar o arranjo e projeto da estrutura de controle do desvio e para dimensionar as adufas que passam pela mesma:

- As obras do desvio devem ter capacidade para evacuar uma vazão de 30.000 m³/s sem qualquer dano às obras permanentes, e uma vazão máxima de 35.000 m³/s sem galgamento da ensecadeira principal de montante (crista na El.140).
- As adufas do desvio deviam ser dimensionadas para permitir o fechamento dos diques das ensecadeiras com um desnível máximo de 7 m desde o rio a montante até a ensecadeira de jusante.
- A estrutura de controle do desvio devia ser projetada de modo que as adufas pudessem ser construídas e colocadas em operação rapidamente, permitindo que o rio fosse desviado para dentro do canal de desvio o mais cedo possível.
- As adufas do desvio deviam estar livres de cavitação e protegidas contra os efeitos da mesma, visto que esta podia colocar em perigo a segurança da estrutura.
- A velocidade média máxima de escoamento nas passagens hidráulicas não revestidas das obras do desvio não deveria exceder 15 m/s para qualquer condição de vazão de longa duração. Uma velocidade máxima de 20 m/s seria permitida para algumas situações de curta duração; devia-se, então, prever a possibilidade de se realizar inspeções e reparos.
- O arranjo e o projeto da estrutura de controle do desvio e das comportas, como também os procedimentos para o fechamento, deviam ser tais que se pudessem tomar medidas corretivas práticas para efetuar um fechamento em caso de falha no funcionamento de algumas comportas ou dos seus guinchos, ou de danos às partes de aço ou ao concreto das adufas.
- As adufas através da estrutura de controle do desvio deviam ser dispostas de modo a não interferir com as tomadas de água, os condutos forçados e as unidades da casa de força que seriam instaladas posteriormente. No entanto, seria permitida alguma pequena obra de demolição.
- As comportas de desvio deviam ser capazes de suportar a carga total do reservatório para evitar

qualquer atraso no cronograma da construção dos tampões de concreto.

- O projeto da estrutura de controle do desvio devia minimizar as quantidades de armadura pesada e de revestimentos com placas de aço requeridas nas adufas.

ARRANJO DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO

A estrutura de controle do desvio é uma barragem de concreto do tipo gravidade maciça com o mesmo eixo reto alinhado com os trechos adjacentes da barragem principal. As suas faces de montante e de jusante têm taludes e perfil transversal idênticos aos dos blocos contíguos de gravidade aliviada da barragem principal.

As Figs. 6.20 e 6.21 mostram um típico corte transversal e o perfil da estrutura. A estrutura de 170 m de comprimento é dividida em dez blocos independentes, separados por juntas de contração transversais. As juntas de contração transversais têm chavetas verticais que não foram injetadas.

Os quatro blocos com tomadas d'água na sua parte superior têm 24,6 m de largura. Cada um desses blocos tem uma aduifa de desvio localizada no meio. Os cinco blocos intermediários têm 12,3 m de largura e suas juntas de contração transversais cortam oito adufas de desvio.

A estrutura de controle do desvio teve sua fundação construída essencialmente sobre basalto denso na El. 65, com exceção das porções da parte central dos blocos que foi rebaixada em outros 2 m para eliminar alguma brecha e basalto amigdalode encontrados na área. Do lado de montante, começando desde o local da comporta de desvio, a fundação foi escavada com inclinação de 45°.

As cortinas de injeção e drenagem principais situadas a montante da fundação foram executadas em continuação daquelas da barragem principal e, nas ombreiras íngremes, foram executadas em forma de leque. Galerias foram localizadas dentro da estrutura, perto da fundação, na El. 67,25, para controlar e bombar as infiltrações desde a fundação e facilitar um tratamento futuro, caso este se torne necessário.

Havia plataformas na El. 144, tanto do lado de montante como no de jusante, as quais dariam acesso durante a construção e, também, facilitariam a instalação e a operação das comportas e de outros equipamentos. Depois do fechamento final, a ponte de jusante e a plataforma foram parcialmente demolidas para permitir a instalação dos condutos forçados da casa de força no canal de desvio.

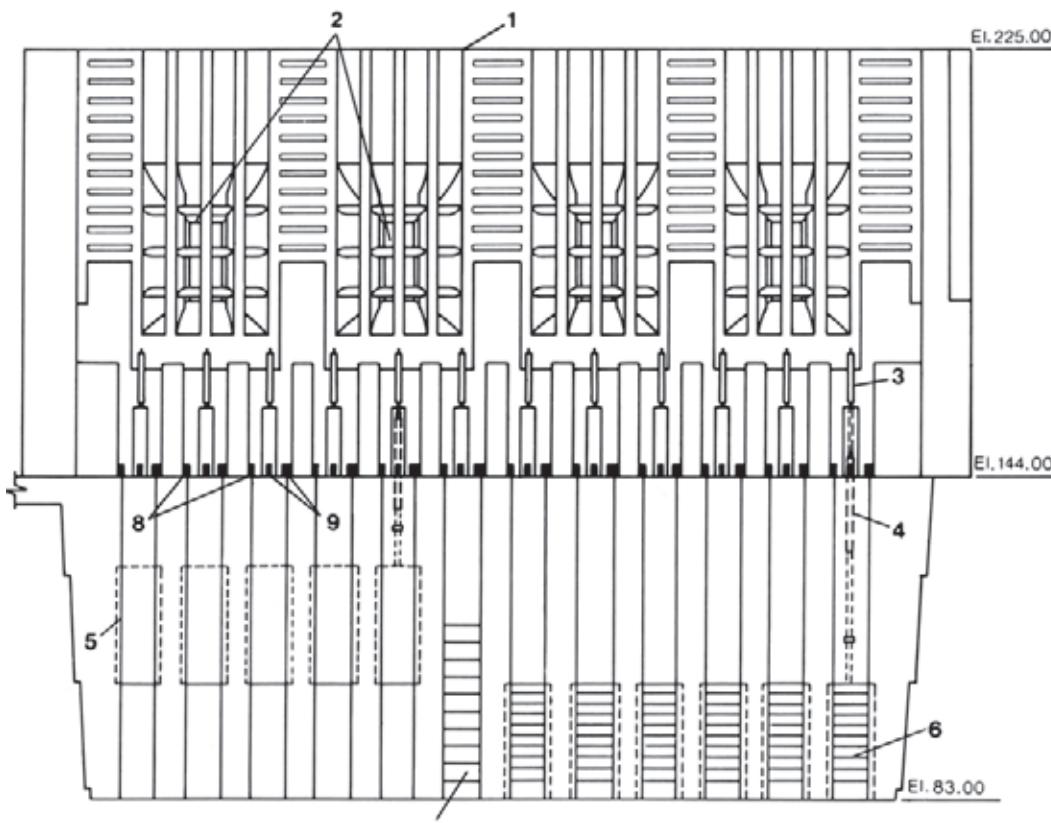


Fig. 6.20 Vista de montante da estrutura de controle do desvio

- 1 Crista da barragem
- 2 Tomada de água
- 3 Servomotor V2
- 4 Servomotor V1
- 5 Comportas de desvio na posição aberta
- 6 Comportas de desvio na posição fechada
- 7 Stoplogs de montante na posição fechada
- 8 Painéis
- 9 Unidades hidráulicas

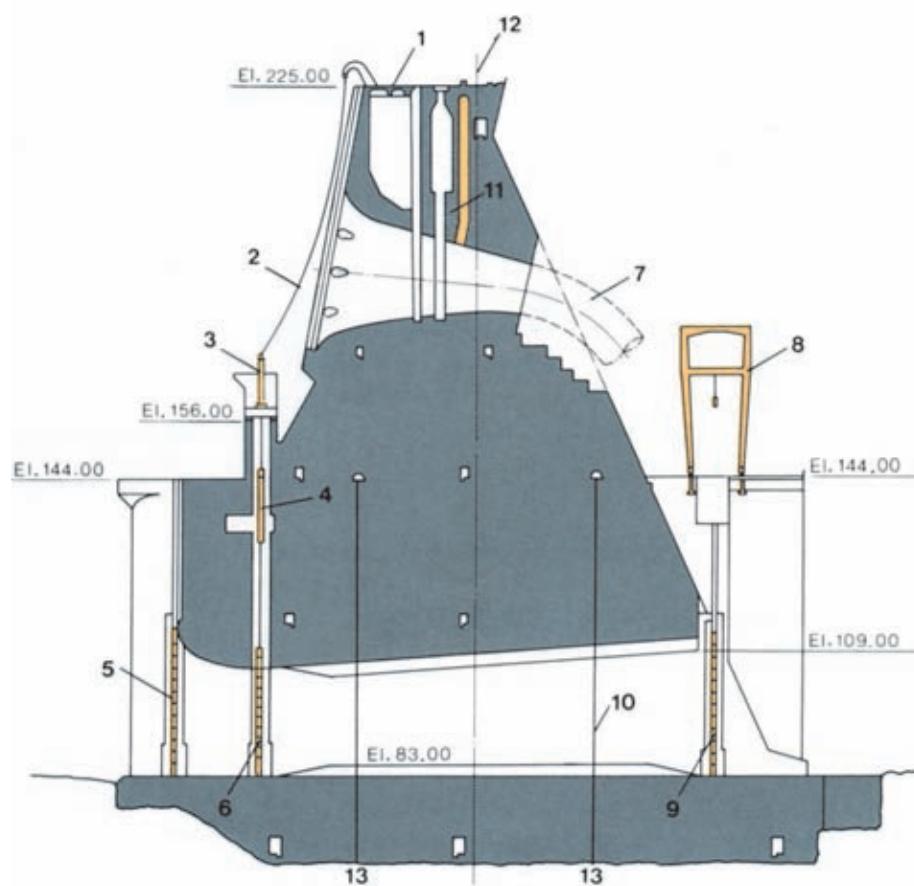


Fig. 6.21 Estrutura de controle do desvio

- 1 Crista da barragem
- 2 Cabo de recuperação
- 3 Servomotor V2
- 4 Servomotor V2/V1
- 5 Stoplog de montante
- 6 Comporta de desvio
- 7 Conduto forçado
- 8 Pôrtico rolante de jusante
- 9 Stoplog de jusante
- 10 Adufa de desvio
- 11 Ranhura da comporta da tomada d'água
- 12 Eixo da barragem
- 13 Junta longitudinal

PROJETO HIDRÁULICO DAS ADUFAS

As passagens hidráulicas através da estrutura consistem em 12 adufas, cada uma com 6,70 m de largura e 22 m de altura na seção de controle das comportas, e piso na El. 83. A jusante das comportas foram colocados chanfros nos quatro cantos das adufas retangulares, principalmente por razões estruturais.

O projeto hidráulico das adufas de desvio foi ensaiado e otimizado num modelo hidráulico completo das obras de desvio, na escala 1:100. Os ensaios em modelo indicaram o seguinte:

- Para descargas inferiores a 12.000 m³/s as adufas não ficariam submersas e o controle seria exercido principalmente pelo canal de desvio.
- Para descargas baixas (< 12.000 m³/s) os níveis do canal de fuga e os efeitos de remanso do rio Iguaçu exerceriam uma influência crítica sobre as perdas de carga através das adufas e do canal de desvio.
- Para vazões de até 20.000 m³/s, nenhuma turbulência importante ocorreria na saída das adufas.
- Para vazões altas (> 20.000 m³/s), as adufas ficariam submersas e as perdas de carga seriam principalmente reguladas pela geometria das adufas.
- Uma certa instabilidade e turbulência do fluxo ocorreriam na saída quando as vazões ultrapassassem os 30.000 m³/s e as vazões do rio Iguaçu fossem inferiores às normais.
- O projeto da seção das adufas seria essencialmente isento de erosão e de cavitação para vazões de até 25.000 m³/s.
- As adufas poderiam evacuar um fluxo de 35.000 m³/s com o nível d'água na El. 137 em correspondência à enseadeira de montante, com borda livre de 3 m.

Conforme descrito em detalhe anteriormente, o rio Paraná foi desviado através do canal de desvio em 20 de outubro de 1978. Durante mais de três anos de operação, durante os quais foram registradas vazões do rio variando desde 20.000 até 28.000 m³/s durante um período contínuo de 40 dias em 1980, o desempenho hidráulico das adufas de desvio foi excelente. Para todas as vazões de 8.000 até 28.000 m³/s, as reais perdas de carga e níveis d'água foram inferiores ao previsto e a turbulência no extremo de jusante muito inferior ao valor assinalado pelo modelo hidráulico.

Todas as adufas foram fechadas para fins de testes, de uma a três simultaneamente, durante os períodos de



Estrutura de controle do desvio

estiagem, desde agosto até fins de novembro de 1980, e desde abril até fins de setembro de 1981. Somente a primeira adufa, perto da ombreira direita da estrutura de controle de desvio, apresentou uma pequena erosão do concreto na interseção entre a parede direita e o piso. As outras não apresentaram erosão nem outro dano.

PROJETO ESTRUTURAL DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO

Com altura máxima de 162 m e volume de $2,4 \times 10^6$ m³ de concreto, a estrutura de controle do desvio é uma importante barragem de gravidade. Para controlar a formação de fissuras, os blocos foram divididos em monólitos por duas juntas de contração longitudinais entre a fundação e a El. 144; veja Fig. 6.21. Acima daquele nível, os blocos são construídos em um só monólito. As

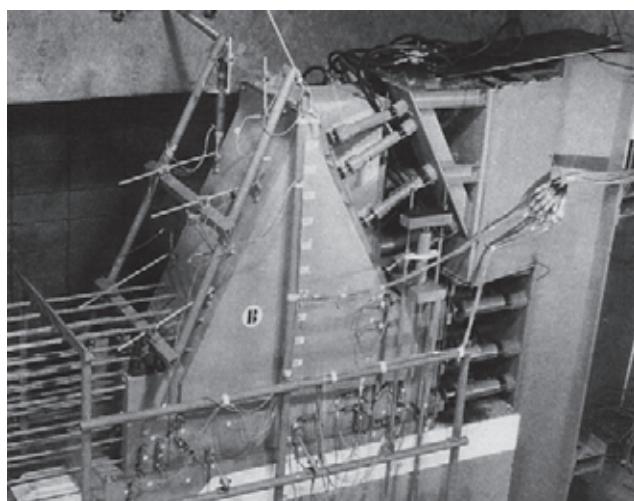
juntas de contração longitudinais foram moldadas com chavetas horizontais, providas com um sistema de tubulação embutida para permitir a injeção a partir das galerias.

O concreto massa na estrutura de controle do desvio era principalmente da classe A-140-f, apresentando uma resistência mínima especificada à compressão de 1,4 kN/cm² com a idade de 365 dias, usando agregado de tamanho máximo de 152 mm; veja Capítulo 5. Foi lançado em camadas de 2,5 m e a máxima temperatura de lançamento era de 7° C. Perto da fundação e para maiores volumes de lançamento a altura das camadas foi reduzida a 1,25m.

Análises de tensão e estabilidade foram efetuadas pelos métodos convencionais. Foram realizadas análises pelo método dos elementos finitos para a porção que continha as adufas.

Um modelo estrutural da estrutura de desvio foi testado no IPT, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, Brasil. O modelo, chamado modelo 2, fazia parte de uma série de testes que incluíam modelos similares para os blocos da barragem de gravidade aliviada descrita no Capítulo 9.

A principal meta do estudo no modelo experimental foi a de verificar, dentro da faixa elástica e até o colapso, o comportamento da região da estrutura maciça enfraquecida pelas aberturas de desvio. A rocha de fundação foi representada com a mesma deformabilidade, porém, com maior resistência para assegurar que o colapso se produziria dentro da estrutura de concreto e não na rocha de fundação.



Modelo da estrutura de desvio

Pela mesma razão, não foi necessário aplicar cargas nas fundações para simular o peso próprio. Para facilitar a construção, as partes ocultas da estrutura acima da tomada d'água foram modeladas como sendo partes maciças, apesar de as cargas aplicadas para simular o peso destas partes terem sido reduzidas proporcionalmente para refletir a geometria real com os vazios. Foi suposta a formação de uma trinca vertical, submetida à carga hidráulica, na fundação de montante da estrutura. Sua localização foi determinada com base nas interpretações dos resultados dos cálculos pelos métodos dos elementos finitos.

Considerações análogas àquelas utilizadas para a estrutura da barragem de gravidade aliviada, descrita no Capítulo 9, incluindo o requisito da fundação ter considerável profundidade e extensão para jusante, levaram à seleção de uma escala geométrica $\lambda = 90$. A Fig. 6.22 apresenta todas as características importantes do modelo, a partir do qual fica evidente que o modelo tinha uma laje de fundação mais fina que a laje final ilustrada na Fig. 6.21, por causa dos dados limitados sobre a fundação que se dispunha na época dos ensaios em modelo. Ao considerar os materiais disponíveis e a escala geométrica, o grau de eficiência do modelo foi estabelecido como sendo $\zeta = 4,8$ de acordo com a técnica do Ismes (Istituto Sperimentale Modelli e Strutture) da Itália, descrita no Capítulo 9. O concreto e o basalto foram simulados por um microconcreto de cimento com pedrapomes e diatomita, e as camadas de brecha por duas argamassas de resina epóxi. As proporções gerais desses materiais estão indicadas na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 Materiais do modelo

Componente	Concreto	Fundação		
		Basalto	Camada	Camada
			de brecha1	de brecha2
Pedra-pomes (l)	50,0	50,0		
Pó de pedra-pomes (l)	10,0	10,0		
Diatomita (kg)	2,0	2,2		
Cimento (kg)	48,0	40,0		
Água (kg)	12,3	12,2		
Araldite M (kg)			0,60	0,50
Endurecedor (kg)			0,12	0,10
Cristais de Poliestireno (kg)			1,20	3,25
Areia (kg)				0,80

O peso da estrutura de concreto foi simulado com 236 tirantes de cabo de aço, bem distribuídos através da estrutura do modelo. Cada cabo era revestido por uma manga de PVC; o volume ocupado por essas mangas era somente 0,4 % do volume total da estrutura de concreto. Eram dispostas de modo a passarem pelas adufas e não através de suas paredes. A simulação da carga hidráulica na estrutura de concreto foi aplicada diretamente mediante macaco hidráulico, enquanto que o empuxo nas comportas e na fissura da fundação, como também a subpressão, foram simulados com o uso de cabos de aço tracionados por macaco hidráulico. Deslocamentos horizontais e verticais foram medidos nos pontos que estão assinalados na Fig. 6.22, por meio de medidores indutivos Hottinger com sensibilidade de 10^{-3} mm. Foram usados deformímetros indutivos Hottinger de 45 mm de comprimento e sensibilidade de $1,3 \times 10^{-6}$ para medir as deformações em quatro direções nos pontos assinalados na Fig. 6.22.

Durante os ensaios na faixa elástica, alguns dos casos de aplicação de carga foram estudados separadamente, seus efeitos sendo posteriormente sobrepostos. No entanto, para a fase do colapso e imediatamente anterior, todas as cargas pertinentes foram aplicadas simultaneamente. Os casos sucessivos de carga foram os seguintes:

- Na faixa elástica: peso da estrutura de concreto, primeiro sem e depois com a escavação da casa de força; peso das estruturas mais a carga da água; subpressão da fundação; carga da água atuando sobre uma trinca vertical a montante admitida na rocha entre a El. 40 e a El. 77; e depois com a trinca entre a El. 7 e a El. 77.
- Ensaios de colapso: ensaio tentativo de colapso (Ensaio 2,5 G & 2,5 W, veja a terminologia no Capítulo

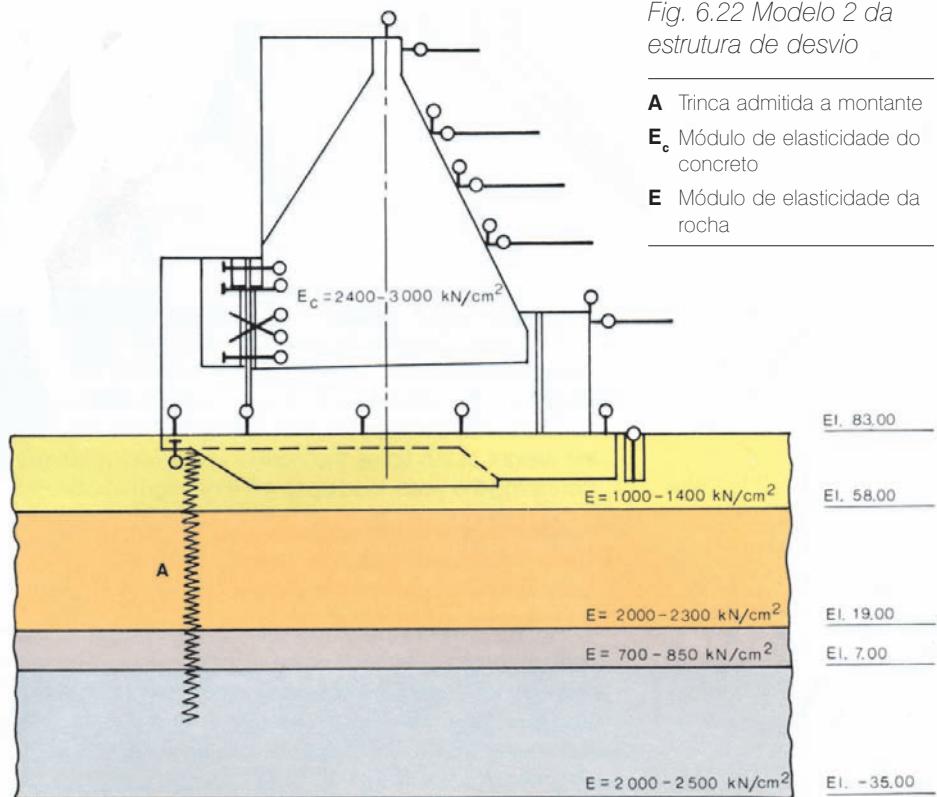


Fig. 6.22 Modelo 2 da estrutura de desvio

- A** Trinca admitida a montante
E_c Módulo de elasticidade do concreto
E Módulo de elasticidade da rocha

9), aumentando gradativamente até 2,5 vezes os valores normais, tanto do peso como da carga de água, cujo valor total não provocou o colapso da estrutura; ensaio final de colapso (Ensaio 2,5 G & 4,5 W), mantendo o peso 2,5 vezes o valor normal e aumentando gradualmente a carga da água até 4,5 vezes o seu valor normal, ponto em que ocorreu o colapso. Durante os ensaios de colapso, nem a subpressão nem a carga de água sobre a trinca a montante da fundação foram aplicadas, visto que não contribuíram ao modo de ruptura requerido.

A Fig. 6.23 mostra a progressão dos deslocamentos horizontais e verticais em alguns pontos importantes durante o ensaio com as cargas incrementadas até 2,5 vezes seus valores normais. Embora a estrutura não tenha apresentado nenhum sinal de colapso, um aumento na velocidade de deformação já era evidente. A Fig. 6.24 mostra as tensões principais, relativas ao protótipo, em condições de peso próprio e cargas d'água nos valores normais, e a Fig. 6.25 mostra a progressão das tensões significativas, tanto de tração como de compressão, nos mesmos ensaios, porém, com aumento de 2,5 vezes os valores do peso próprio e carga hidráulica. Sinais de

colapsos locais podem ser observados nestes resultados. Resumindo o que foi visualmente observado e medido durante o Ensaio 2,5 G & 2,5 W: até aproximadamente 1,7 a 2 vezes a carga normal, o comportamento do modelo foi linearmente elástico; a partir daí até a aplicação de carga máxima (2,5 G & 2,5 W), nada de significativo pôde ser observado, porém as medições das deformações e dos deslocamentos sugeriam uma diminuição significativa do módulo de deformabilidade nas zonas altamente solicitadas e um início de fissuramento no topo das ranhuras das comportas (El. 144). Em geral, a capacidade de carga do modelo continuava sem ser afetada no final deste ensaio, sendo que neste ponto o limite de capacidade do sistema de cabos de aço do modelo para o peso próprio havia sido alcançado.

Então, o único modo de alcançar o limite de carga era continuar aumentando apenas a carga de água, enquanto se mantinha o peso próprio em 2,5 vezes seu valor normal. Isso causou maiores tensões de tração e compressão nas faces de montante e de jusante do modelo respectivamente, criando assim uma situação crítica não somente na face de jusante, mas também na ranhura da comporta de montante devido à configuração da estrutura.

Deste modo, o colapso foi finalmente alcançado com uma carga máxima de 4,5 vezes o valor normal combinado a um peso próprio de 2,5 vezes o valor normal. A Fig. 6.26 mostra o mecanismo do colapso, desprezando as fissuras secundárias. Uma fissura de tração-cisalhamento começou no ponto 1, progredindo até o ponto 3, separando desta forma a estrutura principal da plataforma de montante no local das ranhuras, enquanto que no ponto 2 começou uma outra fissura de tração-cisalhamento que progrediu em direção ao ponto 4, separando a estrutura da plataforma de jusante. Com nenhum acréscimo de carga, e depois de um curto intervalo de tempo, a parede da aduifa era esmagada à medida que progredia a ruptura, inicialmente do ponto 5 para o ponto 6 e finalmente do 5 para o 3.

Assim, a partir de ambos os ensaios, pôde-se concluir que o fator de segurança da estrutura de desvio no colapso era de pelo menos 2,5.

Fig. 6.23 Modelo 2: deslocamentos significativos durante os ensaios efetuados sob carga crescente.

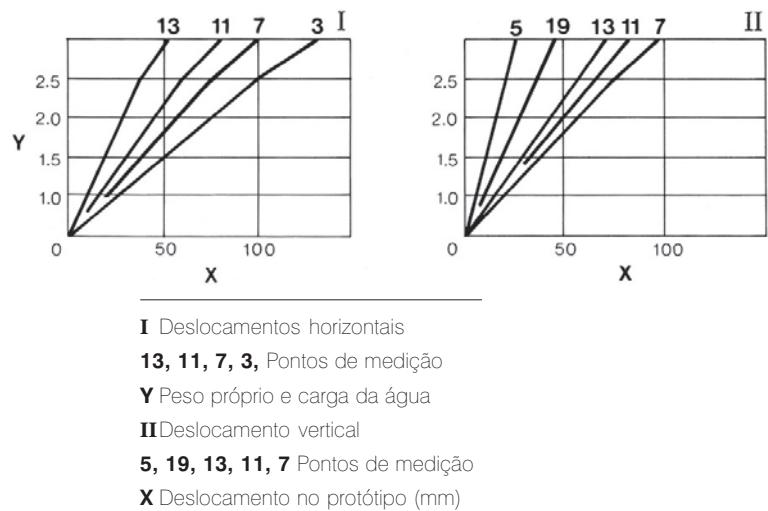


Fig. 6.24 Modelo 2: Tensões principais referidas ao protótipo numa combinação de peso próprio e de carga da água (valores normais)

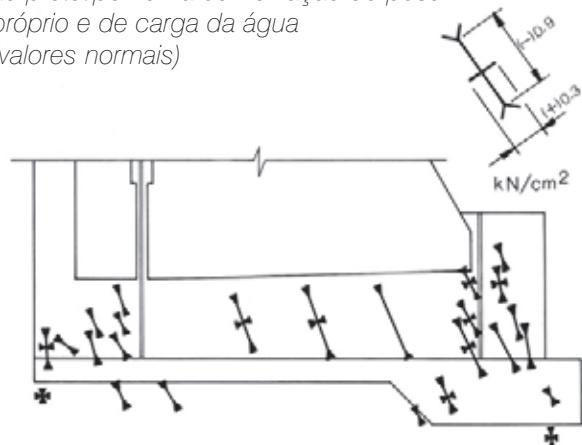
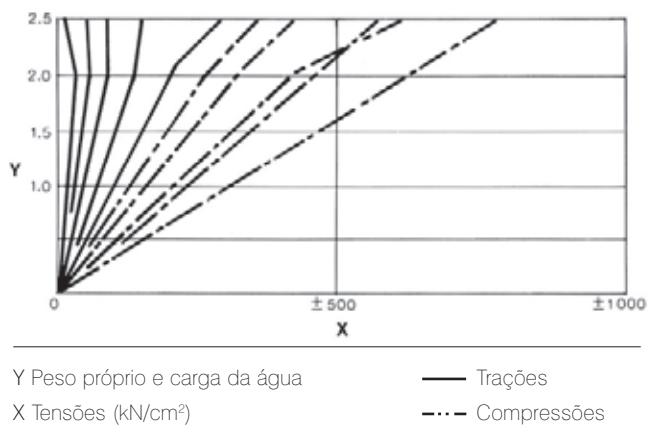


Fig. 6.25 Modelo 2: Progressão de tensões significativas aumentando a ação combinada de peso próprio e da carga da água até 2,5 vezes acima de seus valores normais.



CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO

ESCAVAÇÃO E PREPARO DA FUNDAÇÃO

Para alcançar a fundação e as ombreiras da estrutura de controle do desvio projetadas, a escavação foi efetuada em três etapas de acordo com o que segue:

Etapa 1. Fazia parte da escavação primária para o canal de desvio, quando a rocha foi perfurada e dinamitada em bancadas de 5 a 10 metros, dependendo de suas condições.

Etapa 2. Os três últimos metros de rocha acima do nível da fundação foram escavados em bancadas de 1 m, com menor espaçamento entre perfurações e desmonte a fogo controlado. Ao longo das ombreiras, blocos de basalto colunar, que pareciam instáveis, foram removidos sem uso de explosivo. Nas áreas das ombreiras, onde a instabilidade do talude preocupava, foram instalados chumbadores até 15 dias após a conclusão da escavação.

Etapa 3. A escavação para a fundação consistia na remoção de bolsões de rochas soltas e fracas com martelos pneumáticos. A limpeza final da fundação foi efetuada logo antes da colocação das fôrmas, de modo a permitir que a rocha sã e intacta estivesse pronta para receber o concreto.

A injeção de consolidação a baixa pressão foi executada por uma malha de furos com espaçamento de 3 m, assim que uma camada de concreto de 2 ou 3 m tivesse sido lançada. Os furos para injeções foram efetuados através do concreto até uma profundidade de 5 m dentro da rocha.

Tratamento da fundação

Os furos e a injeção da cortina principal de montante foram realizados desde a galeria, na El. 67, depois que a estrutura estava quase terminada e antes do enchimento do reservatório em outubro de 1982. Ao longo das ombreiras íngremes, cortinas de injeção foram executadas a partir dos dois poços formados na estrutura. Os procedimentos e a sequência para a injeção sob pressão da rocha foram os mesmos daqueles empregados nas

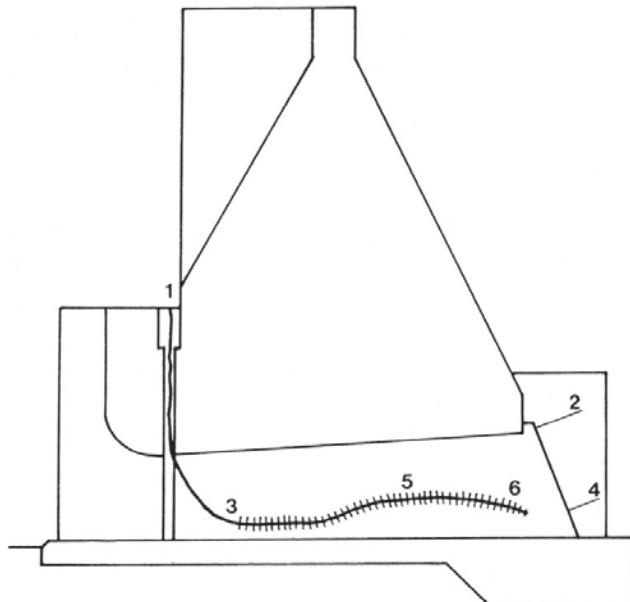


Fig.6.26 Modelo 2: Mecanismo do colapso

1, 2, 3, ... 6 Pontos onde ocorreram fissuras

outras barragens de concreto abordados no Capítulo 4. Depois da conclusão da cortina e antes do enchimento do reservatório, também foram efetuados furos de drenagem na fundação desde a mesma galeria e os mesmos poços.

Fôrmas

Fôrmas de aço em balanço foram utilizadas para a concretagem dos monólitos da barragem, exceto para os pilares das adufas onde as fôrmas eram deslizantes.



Primeiros monólitos de concreto da estrutura de desvio

Nos locais onde as juntas de contração tinham chavetas, foram parafusados painéis especiais nas fôrmas lisas tradicionais na hora de concretar os blocos “líder”. Veda-juntas de PVC foram dobrados e fixados nas fôrmas através das juntas de contração, e quando da remoção das fôrmas, os veda-juntas foram desdobrados para embutir a sua porção livre dentro do concreto dos blocos adjacentes. Nas fundações, os veda-juntas de PVC eram embutidos em cavidades de 50 cm de profundidade escavadas na rocha sã.



Primeiros monólitos de concreto da estrutura de desvio

LANÇAMENTO DO CONCRETO

Para cumprir com o cronograma do desvio, conforme se comentara no Capítulo 5, priorizou-se o lançamento de concreto dos monólitos de montante e de jusante sobre o lançamento dos blocos centrais. A instalação de guias embutidos para as comportas e stoplogs nos monólitos de jusante e de montante diminuiu o ritmo de lançamento do concreto. Por esta razão, todos os estágios de transporte e lançamento de concreto, de remoção de fôrmas e limpeza foram organizados de modo a manter os monólitos de montante e de jusante adiantados sobre os monólitos centrais, que não possuíam partes embutidas e tinham somente uma galeria longitudinal.

A primeira camada de concreto sobre a fundação tinha uma espessura de 0,5 m, seguida por uma de 1 m, uma outra de 1,5 m e finalmente a camada padrão de 2,5 m. O concreto massa foi colocado diretamente sobre a rocha, e não foi usada uma camada intermediária de argamassa.

O concreto transportado em caçambas de 6 m³, era descarregado desde uma altura não superior a 2,5 m. Em cada descarga, a sequência de lançamento era de jusante para montante e o concreto espalhado em camadas de 0,3 m. Vibradores pneumáticos operados manualmente foram usados para o adensamento do concreto. No entanto, quando se dispunha de espaço suficiente, o concreto era espalhado por um buldôzer e adensado por um vibrador nele instalado.

As juntas de construção eram escarificadas ou cortadas por um jato de água com pressão de 4 kN/cm².



Fôrma deslizante do pilar da estrutura de desvio

As fôrmas eram retiradas entre 36 e 48 horas depois da conclusão de uma camada. As caçambas de concreto eram transportadas até o local do lançamento por cabos aéreos. Gruas de torre sobre trilhos foram usadas para carregar as fôrmas e transportar os equipamentos de um monólito para o outro. A disposição das gruas de torre, e de outros equipamentos de lançamento de concreto, é abordada no Capítulo 5.

Os tetos das adufas foram construídos com vigas de concreto pré-moldadas em forma de duplo T, com 12,3 m de comprimento, que se estendiam desde uma junta de contração transversal até a outra. Foi usado um total de 748 elementos pré-moldados deste tipo nas 12 adufas. O seu uso como fôrmas facilitou o rápido lançamento do concreto durante o período crucial, logo antes do desvio.

Como medida preliminar ao desvio do rio, o acabamento das superfícies das adufas foi melhorado

através da remoção do concreto de qualidade inferior e das irregularidades nas juntas de construção, consertando a superfície com argamassa de epóxi. Quando necessário, as irregularidades de superfície foram desbastadas e alisadas.

Entre a El. 110 e a El. 170, abaixo do piso da tomada de água, os lançamentos de concreto em camadas de 2,5 m praticamente não continham peças embutidas, nem armadura. Quanto ao seu volume, os maiores lançamentos foram de 2.952 m³ entre a El. 110 e a El. 144 e 4.300 m³ acima da El. 144. Na El. 144, onde terminavam as duas juntas de contração longitudinais, uma armadura pesada, que se estendia por 6 m de cada lado da junta, foi colocada nas duas primeiras camadas. A temperatura máxima de lançamento do concreto foi de 7°C.

A construção das quatro tomadas de água na estrutura de controle do desvio foi similar àquela da barragem principal, abordada no Capítulo 9.

Concreto Compactado a Rolo

O Concreto Compactado a Rolo (CCR) foi lançado em camadas de 0,3 m dentro da trincheira de aproximadamente 10 m de largura x 12 m de profundidade no pé de jusante da estrutura de controle do desvio, abaixo da El. 83, no leito do canal. O CCR magro foi usado porque seria de mais fácil remoção quando da escavação para a casa de força, e também porque podia ser lançado rapidamente antes do desvio do rio. Foi lançado um total de 26.000 m³ de Concreto Compactado a Rolo (CCR).

COMPORTAS DE DESVIO E FECHAMENTO

O arranjo geral das comportas das adufas de desvio é mostrado na Fig. 6.21. As 12 comportas foram montadas sobre a base da face de montante da estrutura de desvio com os servomotores situados na El. 156.

Três jogos de stoplogs de montante e três jogos de stoplogs de jusante foram providos para isolar as comportas para o esgotamento na hora dos ensaios e a inspeção. Os stoplogs só podiam ser instalados em águas paradas. Por esta razão, três comportas de manutenção (uma para cada adufa), que fechavam entre

a El. 83 e a El. 109, foram fornecidas para serem utilizadas a jusante para controlar a vazão, permitindo assim que um stoplog fosse colocado ou retirado. Os stoplogs de montante e de jusante foram usados posteriormente como equipamento de manutenção permanente das comportas das tomadas de água, conforme descrito em detalhe no Capítulo 10.

Um pórtico rolante de 1.100 kN foi usado para operar os stoplogs de jusante e as comportas de manutenção. Este pórtico foi utilizado posteriormente, sem alteração, como equipamento permanente de manutenção para as comportas de tomada de água, servomotores e stoplogs; veja no Capítulo 10. Os stoplogs de montante foram operados por uma grua móvel de 1.000 kN.

No arranjo inicial, as comportas de desvio foram programadas para serem usadas somente para o desvio, e deixadas no seu lugar depois do fechamento e da construção dos tampões permanentes de concreto nas adufas de desvio. No entanto, com a evolução do projeto das comportas, pôde-se concluir que era possível poupar US\$ 30 milhões (valores de 1976) se as comportas fossem recuperadas e posteriormente usadas nas tomadas de água. Isso, por sua vez, significa que os servomotores hidráulicos necessários para operar as comportas de tomada de água podiam também ser usados para levantar e abaixar as comportas do desvio, proporcionando um sistema de operação de longe mais seguro e flexível do que aquele fornecido pelas alternativas estudadas. Também, algumas características do projeto das comportas e controles de qualidade aplicados na fabricação e testes das comportas não poderiam ter sido justificados se elas tivessem sido usadas apenas como comporta de desvio descartável e não como equipamento permanente. Isso proporcionou uma margem de segurança maior e uma previsibilidade de operação para as comportas de desvio, sem implicar custos adicionais.

No entanto, as comportas de manutenção, que haviam sido projetadas e fabricadas antes da decisão final de recuperação das comportas de desvio, não tinham selo de vedação superior, e qualquer nível de água de jusante acima da El. 109 as transbordaria. O isolamento de uma adufa com uma comporta de manutenção era parte integrante da sequência de fechamento no caso de uma comporta de desvio ficar enguiçada e ocorrer o galgamento das comportas. Por ocasião do fechamento, a vazão do rio Iguaçu seria baixa por causa das

necessidades de armazenamento a montante; donde que a El. 109 como limite para as comportas de manutenção correspondia a uma vazão máxima de aproximadamente 12.600 m³/s no rio Paraná que, de acordo com as estatísticas, ocorreria nos meses de junho a novembro.

Em consequência, toda a programação para a fabricação e a montagem das comportas de desvio estava dirigida para o fechamento do desvio no intervalo de tempo relativamente curto, de setembro/outubro de 1982, tendo-se a consciência de que se, por qualquer razão, o fechamento não fosse efetuado neste período, a conclusão do projeto poderia ter um ano de atraso.

As comportas foram projetadas por BVS (Neyrpic) com supervisão de leco-ELC. O projeto foi iniciado em meados de 1975, sendo que as especificações de fabricação foram emitidas por Itaipu em novembro de 1977. A mesma especificação incluía os stoplogs, as comportas de manutenção do desvio e o pórtico rolante da tomada d'água. O contrato para a fabricação e o fornecimento deste equipamento foi adjudicado a um Consórcio composto das seguintes companhias:

Mecânica Pesada S.A.

Bardella S.A. Indústrias Mecânicas

BSI Indústrias Mecânicas

BVS (Neyrpic).

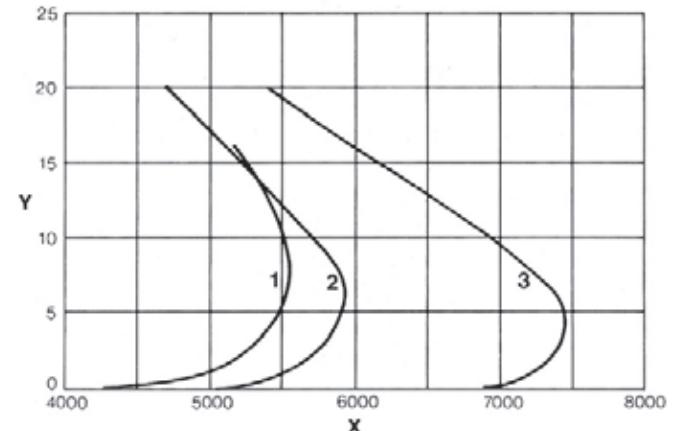
ENSAIOS E ESTUDOS EM MODELO HIDRÁULICO

Ensaios em modelo

Os ensaios foram efetuados num modelo hidráulico com escala de 1:100 para se obter dados básicos de projeto para as comportas e sua sequência de fechamento. Os ensaios em modelo foram conduzidos no laboratório da SOGREAH, na França, a partir de 1976 até fins de 1978. O modelo das comportas incluía três das 12 adufas da estrutura de controle do desvio, como também uns curtos trechos de montante e jusante do canal de desvio. Os principais objetivos e resultados destes ensaios em modelo foram os seguintes:

Forças verticais sobre a comporta. Medições de pressão foram efetuadas num grande número de pontos situados na face e na superfície inferior do modelo sob várias condições de aberturas e cargas diferenciais. Essas pressões foram integradas para computar as forças

Fig.6.27 Forças atuando sobre os servomotores



Y Abertura (m)

X Força (kN)

1 Comporta da tomada fechando com 45 m de coluna d'água

2 Comporta de desvio fechando com 30 m de coluna d'água

3 Comporta de desvio abrindo com 30 m de coluna d'água

Tabela 6.3 Detalhamento das forças máximas

Componente da força	Forças em kN (positivas agindo para baixo)	Comporta de tomada fechando com 45 m de coluna d'água (7,5 m de abertura)	Comporta de desvio fechando com 30 m de coluna d'água (6 m de abertura)	Comporta de desvio abrindo com 30 m de coluna d'água (4 m de abertura)
Peso				
Comporta	2.452	2.434	3.434	3.434
Servomotor V1		481	481	481
Pistão e conexões	80	130	130	130
Empuxo (do ensaio em modelo)	3.236	2.207	2.788	
Atrito	-218	-372	587	
Força total	5.550	5.880	7.420	

hidráulicas verticais que atuavam sobre as comportas, conforme mostra a Fig. 6.27 e a Tabela 6.3. As medições de pressão realizadas por ocasião do projeto inicial assinalavam uma área de pressão negativa sobre a seção inclinada de montante do fundo da comporta, a partir da

qual foi observado que o fluxo se separava quando os níveis eram baixos no canal de fuga. Considerou-se que esta separação poderia ser uma fonte potencial de vibração da comporta e, para eliminá-la, o perfil da comporta foi modificado. Além de que, a chapa de paramento na seção inferior da comporta foi relocalizada na face de montante, para assim reduzir a carga hidráulica vertical.

Condições de escoamento na adufa. As bocas das tomadas d'água e as adufas do modelo estavam equipadas com pontos de medida de pressão para avaliar a possibilidade de cavitação e de flutuações de pressão anormais durante o desvio e o fechamento final das comportas. As pressões indicavam que não havia risco de cavitação, o que foi confirmado posteriormente pelo bom estado de conservação das paredes de concreto das adufas quando da inspeção durante os ensaios de fechamento individual das comportas e depois do fechamento final. Medições de pressão e observação visual através das paredes laterais transparentes do modelo indicavam que o fluxo na adufa, a jusante de uma comporta parcialmente fechada, era muito instável e turbulento quando o nível de jusante era alto o suficiente para afogar o jato saindo por debaixo da comporta. Por esta razão, uma série separada de ensaios foi efetuada visando investigar as amplitudes e frequências das flutuações da pressão hidráulica causadas pela separação dos vórtices desde a face inferior da comporta durante o fluxo afogado, e para assegurar que no uso, tanto nas comportas de desvio como na comporta de tomada d'água, estas não chegassem a coincidir com a freqüência natural da comporta e da sua suspensão. As leituras a partir dos transdutores de pressão, localizados sobre a face inferior das comportas do modelo, foram submetidas a uma análise espectrográfica, a qual demonstrou a inexistência de qualquer freqüência de excitação dominante.

A Fig. 6.28 mostra as condições limite para o fluxo afogado e não afogado, obtidas dos ensaios em modelo. A condição de fluxo pela comporta, afogado ou não, determinava a carga líquida usada para o cálculo da força horizontal sobre a comporta. Para o fluxo afogado, o nível de jusante usado neste cálculo era o nível real da água, e para o fluxo não afogado, era a face inferior da comporta. Esta consideração era importante para o projeto das almofadas elásticas dos suportes das rodas das comportas.

Necessidade de uma tomada de ar. Os ensaios comprovaram que com a geometria adotada nas adufas, uma quantidade suficiente de ar era fornecida naturalmente à face de jusante da comporta em todas as suas aberturas, eliminando a necessidade de uma tomada de ar para as comportas do desvio. Ensaios efetuados com e sem tomada de ar deram os mesmos resultados para as condições instáveis de fluxo com escoamento afogado na saída.

Depósitos nas ranhuras das comportas. No modelo, as partículas de areia e de pedriscos introduzidas dentro do fluxo mostraram, pelo menos qualitativamente, que, no projeto adotado, os sedimentos transportados pelo rio não teriam uma tendência acentuada em se acumular nas ranhuras das comportas.

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES DAS COMPORTAS

Guias e superfícies de rolamento

As guias laterais tinham três fôrmas. A Fig. 6.29 mostra as guias usadas na abertura da adufa. Entre as El. 156, 133 e 105, a comporta era mantida de maneira firme entre dois batentes laterais, ambos construídos com uma almofada elástica, comprimidos em 10 mm contra uma placa lateral. Qualquer movimento da comporta para montante era restrinido por uma folga de 5 mm entre o batente e as peças embutidas. Desta forma, as comportas eram bem escoradas para resistir às forças produzidas pela turbulência em volta da ranhura da comporta quando na posição pronta para o fechamento. Abaixo da El. 105 (veja Fig. 6.29) a comporta não tinha guia, salvo o contato entre as rodas e a placa de rolamento, minimizando assim a possibilidade de bloqueio da comporta. Para restringir os danos causados pela cavitação na adufa, as peças laterais de metal embutidas entre as El. 105 e El. 83 se estendiam 2,2 m para montante da linha central da comporta até 2,4 m para jusante, e incluíam a ranhura da comporta e o alargamento desde a ranhura até a parte de jusante da adufa. A placa de rolamento e de apoio tinha 90 mm de espessura e estava embutida no concreto da segunda etapa, e tinha uma resistência mínima de 40 N/mm² aos 28 dias.

A superfície de rolamento e apoio foi projetada para uma carga hidrostática de 4,9 kN/mm², que correspondia

à força horizontal aplicada pela comporta com o reservatório no nível máximo. Um modelo estrutural instrumentado na escala 1:4, que fora ensaiado no Instituto de Pesquisas Tecnológicas do estado de São Paulo (IPT), no Brasil, constatou a validade do projeto das partes embutidas e dos materiais especificados. Não foram constatadas fissuras importantes no modelo estrutural até atingir a carga 2,5 vezes o valor de projeto.

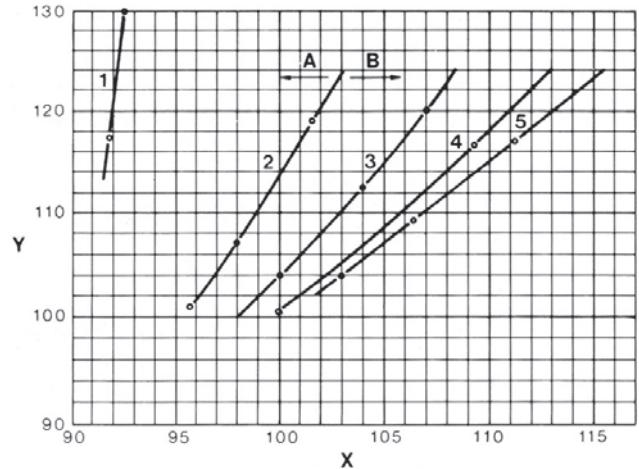
Todas as superfícies de vedação foram fabricadas com chapa de aço carbono de média resistência, com uma resistência à tração de 550 N/mm².

O projeto dos componentes de rolamento e de vedação das comportas exigia tolerâncias mínimas para as respectivas peças embutidas. A placa de rolamento e de apoio combinados tinha que estar colocada com uma tolerância entre +2 mm e 0 mm e apresentar uma tolerância de planicidade de 2 mm em todo o seu comprimento. Eram requeridas tolerâncias de planicidade de $\pm 0,5$ mm e ± 1 mm ao longo dos selos superior e inferior, respectivamente. Devido à adoção de um programa de construção acelerado, ficou decidido montar as peças com a maior precisão possível sem usar dispositivos especiais de construção; concluir a concretagem da estrutura de desvio, e, então, acabar com esmeril as superfícies até as tolerâncias exigidas, com as adufas a seco durante o período relativamente longo entre o início do desvio e o fechamento final. Para esta operação, foi concebida uma máquina de esmerilhar especial, composta de uma pedra de esmerilhar movida a ar comprimido, operando sobre guias verticais de 2,5 m de comprimento, presas por imãs nas superfícies embutidas do rolamento.

Estrutura da comporta

A Fig. 6.30 mostra uma vista geral de uma comporta de desvio. A comporta foi projetada como estrutura flexível de tal forma que cada elemento pudesse ajustar-se às partes embutidas, tanto durante o fechamento quando as cargas horizontais eram equilibradas pelas rodas, como depois da compressão das almofadas elásticas quando estas cargas eram transferidas

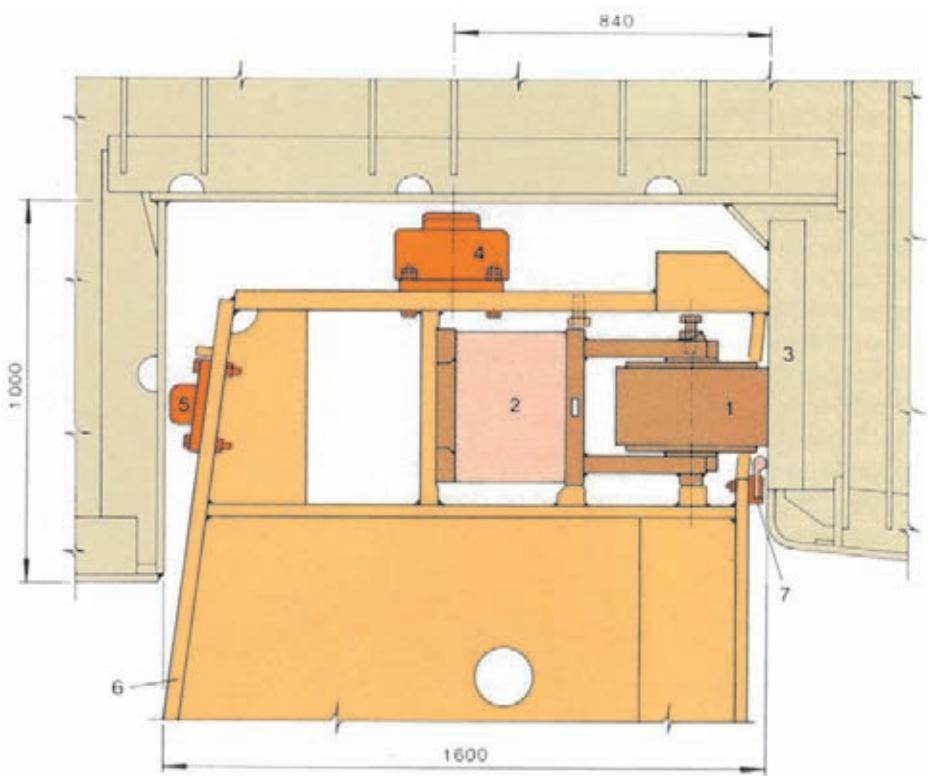
Fig. 6.28 Condições de fluxo livre



Y Nível de montante (m)	1 1 m
X Nível 20 m a jusante das comportas (m)	2 5,5 m
A Comporta não afogada	3 11 m
B Comporta afogada	4 16,5 m
	5 20 m

Fig. 6.29 Seção transversal da comporta de desvio

1 Roda	5 Batente
2 Almofada elástica	6 Comporta
3 Placa de rolamento	7 Vedação lateral
4 Batente lateral	



parcialmente para a viga de apoio. Ao fazer com que a comporta fosse flexível no sentido de montante para jusante, a carga sobre as peças embutidas poderia ser relativamente uniforme. Desta consideração resultou uma comporta construída com dez painéis separados, cada um com 8.230 mm de largura. Os nove painéis superiores tinham cada um 2.050 mm de altura, pesavam 294 kN, com chapas de paramento colocadas a jusante. Por razões de estabilidade da comporta, e para reduzir as forças descendentes, o painel inferior tinha uma altura de 4.050 mm, pesava 657 kN e tinha chapa de paramento colocada a montante. Os elementos da comporta foram fabricados com aço de resistência média, com uma resistência ao escoamento mínima de 360 N/mm² e uma resistência à tração entre 550 N/mm² e 630 N/mm². As tensões estruturais admissíveis eram limitadas em 55% da resistência ao escoamento para o caso normal, definido pela norma DIN 19704.

Os painéis individuais estavam unidos por dois conjuntos de conexões de flanges parafusadas, sendo cada conjunto composto de parafusos protendidos, de 36 mm de diâmetro e alta resistência à tração. A junta entre os painéis era fechada por selos em forma de nota musical, e a movimentação da junta resultava da elasticidade na flexão da conexão em flange. Todos os parafusos, de alta resistência à tração, eram submetidos aos mesmos controles severos que aqueles usados para os parafusos das almofadas elásticas, para evitar qualquer problema com fissuração provocada por corrosão sob fadiga. Os 24 parafusos foram protendidos por meio de um dispositivo hidráulico até 75% da resistência ao escoamento, produzindo uma força de protensão de 10,8 MN para a junta completa do painel. Para garantir o fator de protensão correto do parafuso, a pressão requerida no dispositivo hidráulico foi obtida a partir de um teste, no local, numa junta parecida, usando parafusos equipados com deformímetros.

Vedações

A fig. 6.31 mostra os detalhes das vedações superiores, laterais, inferiores e entre painéis. As vedações por compressão de borracha sólida com perfil em "U" foram usadas na parte inferior e as vedações de borracha infláveis do tipo caisson, na parte superior. As vedações laterais e entre painéis eram do tipo perfil em nota musical com um bulbo de 50 mm de diâmetro. A compressão nominal dos selos laterais, conforme determinado pelo ajuste das rodas, era 0 durante o abaixamento das

comportas e alcançava um máximo de 10 mm depois da compressão das almofadas elásticas.

A eficácia do selo lateral do tipo nota musical foiposta a prova em um modelo hidráulico com uma carga máxima de 200 m. Os parafusos de fixação dos selos foram fabricados com aço carbono banhado em cátodo (posteriormente substituído por aço inoxidável para o uso nas tomadas d'água).

Todos os selos não estavam revestidos e foi assumido um coeficiente de atrito de 1 entre os selos e as peças embutidas.

A qualidade da borracha foi assegurada através do ensaio da sua dureza e da resistência à tração, ao alongamento e rasgamento, ao envelhecimento em contato com o oxigênio e propensão à absorção de água e resiliência depois do envelhecimento.

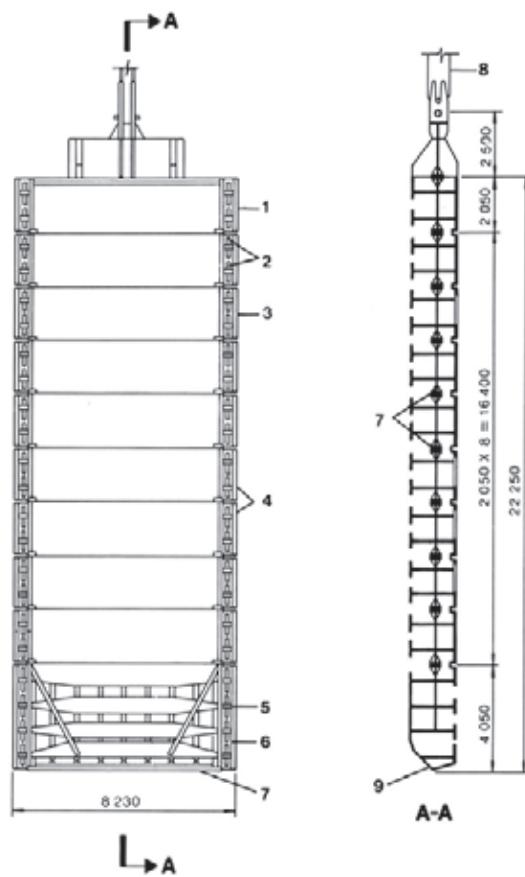


Fig. 6.30 Comporta de desvio

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| 1 Painel superior | 6 Vedaçao lateral |
| 2 Rodas da comporta | 7 Juntas do painel |
| 3 Viga de apoio | 8 Conexão de içamento |
| 4 Painéis intermediários | 9 Vedaçao inferior |
| 5 Painel inferior | |

Rodas e suas fixações

Com as condições de vazão estipuladas para o fechamento final, a carga diferencial através da comporta das adufas seria de cerca de 3 m. A carga aumentaria rapidamente à medida que o reservatório ia se enchendo e, simultaneamente, o nível da água do canal de fuga baixando; a carga diferencial máxima final atingiria 140 m com o reservatório completamente cheio.

Era claramente impraticável projetar as rodas e suportes da comporta de desvio para resistir à carga máxima, como também o seria querer projetar o mecanismo de acionamento para levantar a comporta nestas condições de carga.

Era necessário um sistema no qual a força hidrostática a ser resistida pelas rodas fosse limitada a um certo valor de projeto, adequado com a necessidade de se operar as comportas com carga diferencial aceitável. O nível limite do reservatório para operar a comporta foi determinado pelas condições operacionais do projeto para seu uso futuro nas tomadas d'água das turbinas, e pela necessidade de dar tempo suficiente, depois do fechamento do desvio, para verificar o bom êxito do mesmo e permitir a reabertura das comportas na ocorrência de algum problema. A solução adotada, conforme ilustra a Fig. 6.32, foi montar as rodas

sobre almofadas elásticas que começariam a se comprimir com carga diferencial de 30 m. Com uma carga diferencial de 45 m, o movimento seria tal que permitiria que a viga de apoio entrasse em contato com as peças embutidas, reagindo deste modo ao aumento adicional de carga hidrostática. A carga diferencial de 30 m, associada às condições de fluxo afogado, ou não afogado, veja fig. 6.28, com a velocidade máxima de enchimento do reservatório, dava aproximadamente cinco horas para constatar o bom êxito do fechamento; passado este tempo, as comportas já não poderiam ser reabertas. Isto foi considerado conservador. Conforme mostra a fig. 6.32, as almofadas elásticas consistem em uma estrutura em "sanduíche" de borracha e placas de reforço de aço inoxidável. Enquanto controlavam a deformação da borracha, as placas também atuavam como guias para os parafusos. Inicialmente, foram consideradas almofadas de cinco e de dez camadas, porém, depois de uma série de ensaios preliminares, optou-se pelas almofadas de dez camadas, cuja maior elasticidade resultava numa maior folga (10 mm) entre a viga de apoio e as peças embutidas para uma mesma carga limite e, em consequência, implicavam tolerâncias menos severas para a fabricação das comportas e a montagem das peças embutidas.

O material e o conjunto das almofadas foram fabricados no Brasil e submetidos a uma série extensa de ensaios e controles, conforme o que segue:

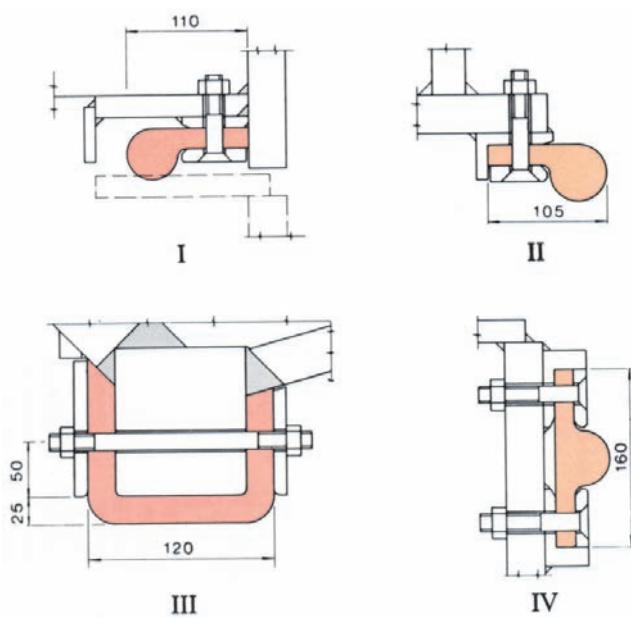


Fig. 6.31 Detalhes dos selos das comportas

I Selo entre painéis

II Selo lateral

III Selo inferior

IV Selo superior

Materiais. A qualidade da borracha foi assegurada pelo ensaio de aceitação relativo à sua dureza, resistência à tração, ao seu alongamento, resistência ao rasgamento e módulo de cisalhamento nas condições de recebimento e depois do envelhecimento acelerado num forno aquecido a 100°C. Além disso, foi submetida a um ensaio de envelhecimento acelerado em ozônio paralelamente a um ensaio, no ar, de deformação permanente por compressão.

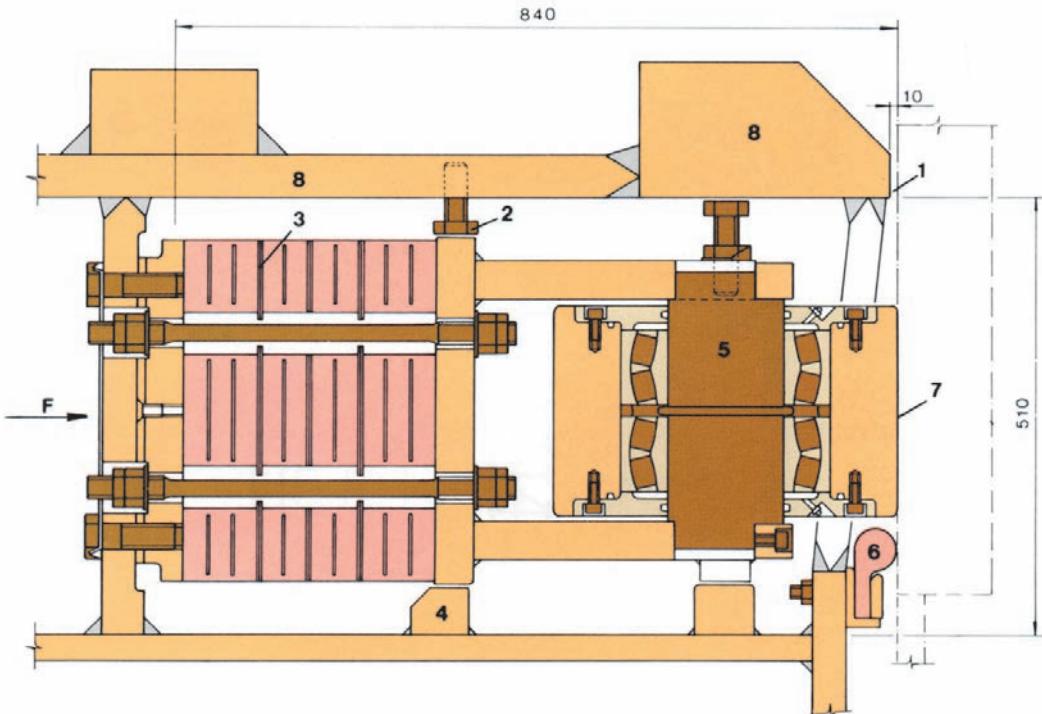
Nas comportas de desvio, os parafusos das almofadas eram de aço endurecido e temperado, de alta resistência com as seguintes propriedades mecânicas especificadas:

Resistência ao escoamento	785 N/mm ²
Resistência à tração	981 N/mm ²
Impacto KCU a 20°C	50 J/cm ²

Para evitar qualquer possibilidade de fissuração devido à corrosão sob fadiga e enfraquecimento por hidrogênio os parafusos não foram galvanizados, embora tenham

Fig. 6.32 O conjunto das rodas

- 1 Trilho fixo
- 2 Guia lateral da almofada
- 3 Almofada elástica
- 4 Guia lateral fixa para almofada
- 5 Eixo da roda
- 6 Selo lateral
- 7 Raio da superfície da roda = 6 m
- 8 Viga de apoio
- F Direção do fluxo



sido pintados e sua dureza máxima limitada a 830 HV. Também, uma amostra de 5% da rosca dos parafusos foi submetida ao exame metalográfico para detectar defeitos na raiz dos filetes.

Aderência. Um “sanduíche” representativo da borracha e das placas de aço foi submetido a cargas de compressão cíclicas de 0 até 1.000 kN durante 10.000 ciclos de um minuto, para comprovar a integridade da aderência entre a placa e a borracha. Este ensaio foi complementado por outro em que a junta entre a borracha e o aço foi testada em compressão até a ruptura. A separação de 15% da superfície adesiva ocorreu em condições de uma tensão de 98 N/mm², considerada aceitável.

Conjunto. Amostras dos conjuntos das almofadas foram submetidas aos seguintes ensaios:

ENSAIO DE DEFLEXÃO SOB CARGA DE COMPRESSÃO. Uma almofada completa foi colocada numa prensa hidráulica e carregada progressivamente. À medida que aumentava a carga, a borracha expandia-se, invadindo os furos dos parafusos. Um molde obtido ao derramar plástico dentro do furo, com a almofada completamente comprimida, demonstrou que, com um parafuso de 20 mm de diâmetro, não haveria interferência entre o parafuso e a borracha.

ENSAIOS DE ESTABILIDADE. Uma almofada foi comprimida entre dois pontos pivotantes centrais e mediu-se o deslocamento lateral. O deslocamento lateral máximo especificado era de 3 mm. A estabilidade lateral da almofada foi assegurada por meio de dois guias laterais que foram ajustados até apresentar uma folga de 0,5 mm.

DEFORMAÇÃO PERMANENTE. Os ensaios foram realizados a uma temperatura constante de 21°C para avaliar a deformação permanente das almofadas submetidas à compressão.

Conjuntos de amostras das almofadas foram mantidos sob carga constante de 550 kN durante um período de 120 dias e a deflexão medida, enquanto que outras amostras foram mantidas sob deflexão constante e, por sua vez, medida a mudança de carga sobre os parafusos de retenção. Depois de um período de 120 dias, realizou-se um ensaio de deflexão sob descarga e recarga. Os resultados destes ensaios estão nas Fig. 6.33 e 6.34. A partir destes resultados concluiu-se que como a deformação permanente ficava estabilizada depois de 45 dias, as almofadas seriam inicialmente comprimidas a 550 kN, mantidas neste valor durante 45 dias, e logo re-comprimidas. As linhas E, F, G da Fig. 6.34 representam a característica final de projeto das almofadas. De modo que, para a folga de 10 mm entre a viga e as peças embutidas, a carga máxima teórica é de 1.200 kN por roda, a qual, para as

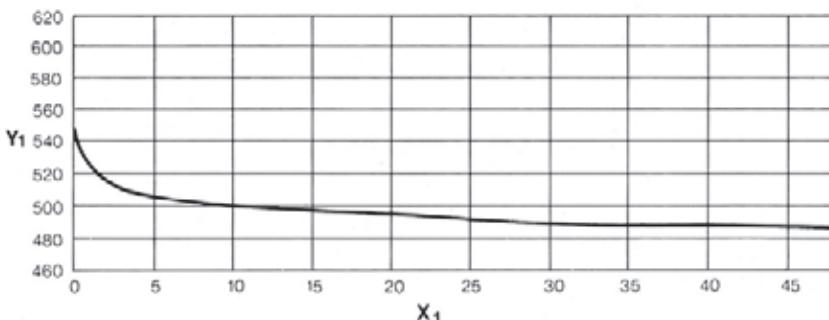
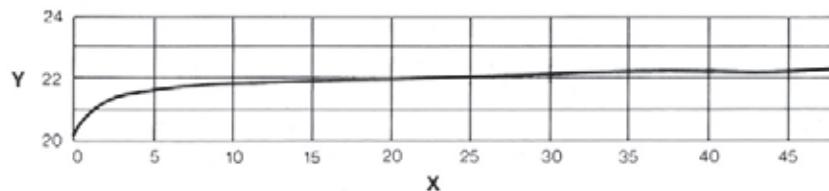


Fig. 6.33 Resultados dos ensaios de deformação permanente sobre as almofadas elásticas

Y Deflexão (mm)
X Dias sob carga constante de 550 kN
Y₁ Carga (kN)
X₁ Dias com deflexão constante

dimensões das rodas de 410 mm de diâmetro e 244 mm de largura, resultavam numa tensão Hertz de 1.730 N/mm². As rodas eram de aço forjado (limite elástico 600 N/mm²), endurecidas e temperadas para proporcionar uma dureza de borda de 220 a 270 Brinell. São oito rodas para cada painel intermediário e 16 para cada painel inferior, somando 88 rodas por comporta de desvio. Cada roda é montada sobre um eixo de aço inoxidável, forjado, de 140 mm de diâmetro, equipado com dois rolamentos engraxados e protegidos por uma tampa selada.

Mecanismo de operação da comporta

O curso da comporta de desvio era de 23,9 m e aquele da comporta de tomada d'água de 16,1 m. Para facilitar a fabricação e a reutilização nas tomadas d'água da maior quantidade possível do equipamento, dois servomotores V1 e V2, conectados em série, foram usados para o desvio. A Fig. 6.35 mostra detalhes dos servomotores. O servomotor V1 tem um curso de 16,1 m e o V2 um curso de 7,8 m, proporcionando juntos os 23,9 m necessários para o fechamento do desvio. Os servomotores são de ação simples e têm uma pressão nominal de trabalho de 14 N/mm², que corresponde a uma tração de 8,2 MN. As conexões para o óleo entre os servomotores eram constituídas de mangueiras flexíveis de alta pressão.

Os cilindros dos servomotores foram fabricados de chapas de aço laminado e soldado, com uma resistência mínima ao escoamento de 360 N/mm². O seu diâmetro

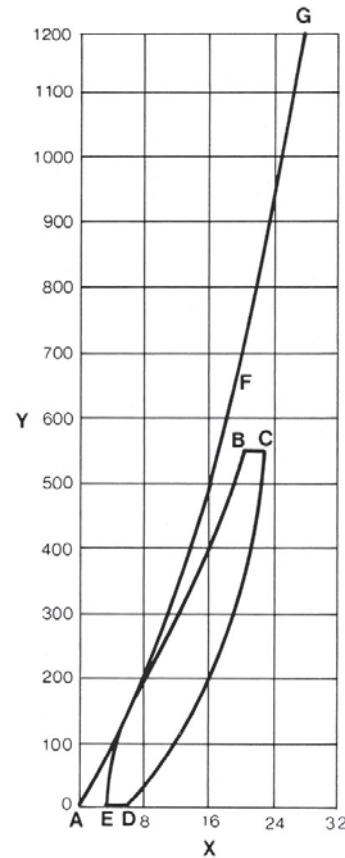


Fig. 6.34 Curvas de carga-deflexão para as almofadas elásticas

Y Carga (kN)
X Deflexão (mm)
A-B Deflexão inicial
B-C Relaxamento depois de 120 dias
C-D Descarga depois de 120 dias
D-E Recuperação 1,5 horas depois da descarga (tempo necessário para voltar a ser prensada)
E-F Recarga a 550 kN
F-G Deflexão em serviço (10 mm)

era de 900 mm e o seu comprimento de 8,275 m, sendo o servomotor V1 composto por dois destes cilindros parafusados juntos. As hastes dos pistons, de 250 mm de diâmetro, foram fabricados de aço inoxidável, com uma resistência mínima ao escoamento de 650 N/mm². As tensões sobre os servomotores eram limitados a 40 %

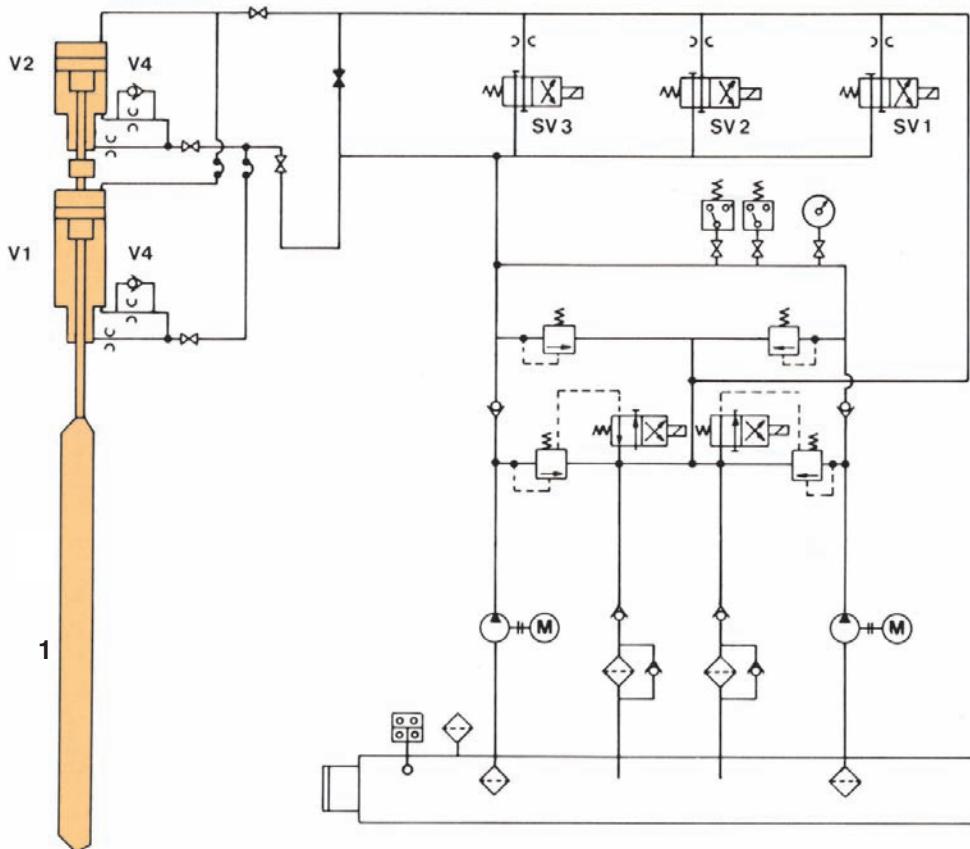


Fig. 6.35 Circuito hidráulico do óleo simplificado

- 1** Comporta de desvio
- V1** Servomotor
- V2** Servomotor
- V4** Válvula de regulação
- SV1** Válvulas solenoide
- SV2** Válvulas solenoide
- SV3** Válvulas solenoide
- M** Motores elétricos

da resistência ao escoamento para operação normal e a 75% da mesma resistência para o caso de emergência de uma comporta emperrada.

Os dois servomotores de cada comporta eram alimentados por um sistema de bombeamento comum a ambos, composto de duas bombas, válvulas e um painel de controle elétrico. A Fig. 6.35 mostra o diagrama esquemático e simplificado do sistema hidráulico. As comportas baixavam sob o efeito da gravidade, a velocidade sendo determinada por quais válvulas de solenóide (SV1, SV2, SV3) se encontravam abertas. A velocidade utilizada para o fechamento do desvio foi de 3 m/min, no entanto, foi necessário prever outras velocidades para a sua aplicação nas comportas de tomada d'água.

Com o intuito de evitar que a comporta se choque contra o selo inferior, a parte final do sistema de fechamento foi restringida a 1 m/min pela válvula V4 e uma válvula de amortecimento no servomotor. Para compensar o volume de óleo equivalente à haste do pistão, foi necessário acionar as bombas de óleo durante o fechamento. A abertura das comportas era efetuada pelo fechamento das válvulas solenoides SV1, SV2 e SV3 e pela operação das duas bombas. A velocidade máxima

de abertura era de 840 mm/minuto.

Três sistemas separados foram utilizados para indicar a posição da comporta. O primeiro era um sistema movido por cabo ligado à comporta e conectado a um mostrador rotativo, indicando continuamente a posição da comporta com precisão de 10 mm. O segundo sistema consistia de uma corda de piano amarrada à comporta que, mediante uma polia e um contrapeso, dava a posição do fechamento final da comporta com precisão de 1 mm. Além disso, o fechamento final podia ser confirmado por um observador que era abaixado dentro da ranhura da comporta, observando uma marca sobre o painel superior da comporta que devia corresponder à marcação no concreto.

TESTES E FECHAMENTO FINAL

Depois do ajuste inicial e da verificação do sistema de controle, cada comporta de desvio e o seu mecanismo de operação foram submetidos aos seguintes ensaios *in situ*:

Testes a seco. Os stoplogs de montante e de jusante foram acionados e a adufa esgotada. Depois de molhar os selos e os guias com água para reduzir o coeficiente



Instalação do servomotor V1

de atrito e evitar qualquer fricção indevida dos selos, a comporta foi abaixada em seco, testando assim o mecanismo de manobra e as folgas da comporta. Durante este ensaio foi verificada a calibração do indicador de posição da comporta, como também o indicador de corda de piano e os marcos no concreto.

Teste provisório dos selos. Logo depois do teste a seco, o espaço entre o stoplog de montante e a comporta de desvio foi inundado, e foi verificada a eficácia dos selos. Esta prova foi considerada muito pessimista, visto que a compressão sobre os selos laterais era pequena, pois era determinada pelo ajuste das rodas e aumentaria em 10 mm com a compressão das almofadas elásticas. No entanto, mesmo nestas condições, a média dos vazamentos foi da ordem de 800 l/s e não foi verificado nenhum vazamento localizado excepcionalmente elevado. Isso forneceu uma boa indicação da eficiência dos selos e que eles funcionariam bem ao serem comprimidos em serviço.

Teste de operação. Cada comporta era fechada individualmente em condições de fluxo de água para verificar tanto a comporta, como seu mecanismo de acionamento nas condições previstas para o dia do fechamento definitivo.

Tempo necessário para retirada do equipamento.

Depois do fechamento, o tempo disponível para a retirada do equipamento que ia ser reutilizado nas comportas de tomada d'água, e que, portanto, não seria submerso, e também para preparar as comportas para a sua recuperação, estava restrito a aproximadamente 36 horas. O equipamento a ser removido era considerável e incluía o conjunto de bombeamento do óleo, os painéis de controle, os indicadores contínuos de posição das comportas e algumas tubulações hidráulicas. Tomou-se a decisão, portanto, de fechar permanentemente uma das 12 comportas uns poucos dias antes do verdadeiro fechamento do desvio, com o objetivo de constatar o tempo necessário para remover o equipamento e ver se a dita remoção apresentava qualquer problema. A remoção e a preparação da comporta para a sua recuperação levou 4 horas; então, nenhum problema foi antevisto para a operação, e efetivamente, não ocorreu nenhum contratempo durante o fechamento final.

Teste de fechamento simultâneo. Alguns poucos dias antes do fechamento final, a título de verificação do sistema elétrico provisório fornecido para as comportas de desvio, realizou-se um teste de fechamento simultâneo de todas as 11 comportas, até o ponto em que o fundo das mesmas tocasse a superfície da água.

Fechamento final

Para manter a vazão pactuada do rio Paraná durante o período do fechamento, a vazão na sua confluência com o rio Iguaçu teria que ser de pelo menos 5.000 m³/s. Durante as semanas anteriores ao fechamento, havia-se armazenado água nos reservatórios do rio Iguaçu para poder manter esta vazão durante os 15 dias necessários para encher o reservatório de Itaipu. O fechamento final das comportas de desvio de Itaipu teve início às 05h45 do dia 13 de outubro de 1982, e foi completado oito minutos depois. A vazão no rio Paraná era de 12.000 m³/s, o máximo permitido para o fechamento. No entanto, haviam caído chuvas pesadas na bacia do Paraná e estavam previstas vazões mais elevadas. Para reduzir os transientes, tanto hidráulicos como elétricos, as 11 comportas foram fechadas a intervalos de 20 segundos. Onze horas depois do fechamento, os quatro painéis superiores das comportas eram visíveis desde jusante, momento em que a carga diferencial no painel superior era de 20 m e os vazamentos aproximadamente iguais



Comportas de desvio na posição fechada

àqueles observados durante os ensaios a seco. Vinte e sete horas depois do fechamento, por causa do rebaixamento do nível de jusante, os seis painéis superiores eram visíveis, e com 34 m de carga hidrostática sobre o painel superior e o início da compressão das almofadas elásticas, a melhora na vedação era muito evidente. A compressão das almofadas ficou completa com uma carga de 45 m sobre o painel superior, isso

aconteceu 52 horas depois do fechamento, quando sete painéis estavam visíveis. Neste ponto, a estanqueidade das comportas era tal que os vazamentos eram praticamente nulos.

RECUPERAÇÃO DAS COMPORTAS

Foram examinados vários esquemas para a recuperação das comportas. A proposta original colocava os servomotores sobre uma estrutura em balanço na El. 225, interligando-os às comportas através de uma série de conexões. A vantagem deste esquema era que somente as comportas seriam submersas, reduzindo assim a perda caso a recuperação não fosse bem sucedida. Além disso, com este esquema, as mesmas comportas poderiam ser recuperadas desde a El. 225, evitando a necessidade de se recorrer a uma balsa ou a qualquer trabalho subaquático. Este esquema foi finalmente descartado pelas seguintes razões:

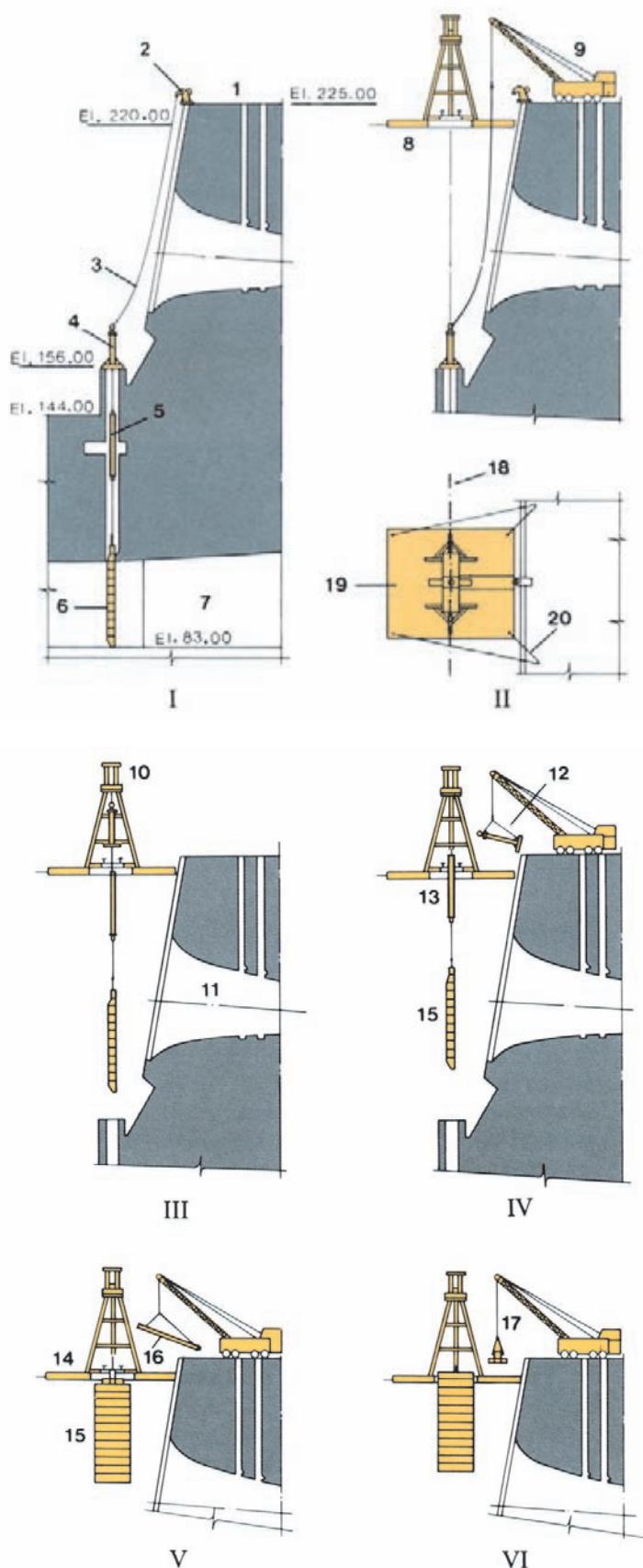
- O alto custo do fornecimento da estrutura de suporte em balanço.
- O problema de remover o longo sistema de conexões que bloqueava as tomadas d'água.
- Temores de que o longo sistema de conexões seria sujeito à excitação de ressonância pelas forças hidráulicas que atuavam sobre as comportas, sendo que era difícil prognosticar com bastante precisão as características das conexões e das forças atuantes.

Vários outros esquemas que envolviam balsas e gruas foram estudados e finalmente descartados a favor do esquema apresentado na Fig. 6.36.

Um cabo de 115 mm de diâmetro foi colocado entre a parte superior do servomotor V2 e a crista da barragem na El. 225. É interessante observar que esses cabos foram originalmente usados para o sistema de transporte por cabo aéreo que haviam sido desmontados antes do fechamento do desvio; veja o Capítulo 5.

Antes do fechamento do desvio, a balsa de recuperação de 21 m de largura x 36 m de comprimento foi montada a montante da barragem de Itaipu. A balsa possuía um poço central de 12 m x 3 m, onde estava erigida uma torre de aço de 33 m de altura, em cujo topo foi instalada uma máquina hidráulica para içar o cabo equipada com garras de 115 mm de diâmetro.

A máquina de içamento é um equipamento patenteado que opera usando duas garras; uma desloca-se



verticalmente, levando o cabo no seu trajeto ascendente, e a outra garra segura o cabo durante o trajeto descendente de retorno da garra móvel. A balsa era equipada com um gerador movido a diesel, iluminação e maquinário de bombeamento para operar a máquina hidráulica de içamento, tornando-a uma unidade completamente autosuficiente. Depois do fechamento do desvio e quando o nível do reservatório alcançou a balsa, a mesma foi levada pela água para uma área de teste preestabelecida, onde havia sido ancorado um cabo de 115 mm. Com este cabo o equipamento da balsa, sua estrutura e estabilidade foram amplamente testados sob forças representativas daquelas requeridas para a recuperação das comportas.

São descritas, a seguir, as etapas de recuperação das comportas, também ilustradas na Fig. 6.36:

Etapa 1: O cabo de recuperação foi transferido para debaixo da balsa até a máquina de içamento por meio de um cabo auxiliar.

Etapa 2: O conjunto completo do equipamento, ou seja, os servomotores e a comporta, foi içado como uma só unidade até que o servomotor V2 estivesse dentro da estrutura da torre.

Etapa 3: Uma unidade de bombeamento de óleo foi então conectada ao servomotor V2 e o pistão retraído.

Etapa 4: Lingas foram atadas ao servomotor V1, o cabo desconectado do servomotor V2, que, assim, foi removido.

Fig. 6.36 Recuperação das comportas do desvio

- | | | | |
|------------|-----------------|-----------|------------------------------------|
| I | Após Fechamento | 8 | Balsa e torre de içamento |
| II | Etapa 1 | 9 | Grua móvel |
| III | Etapas 2 e 3 | 10 | Dispositivo hidráulico de içamento |
| IV | Etapa 4 | 11 | Tomada d'água |
| V | Etapa 5 | 12 | Servomotor V2 |
| VI | Etapa 6 | 13 | Servomotor V1 |
| | | 14 | Viga pescadora |
| | | 15 | Comporta de desvio |
| | | 16 | Servomotor V1 |
| | | 17 | Painel da comporta |
| | | 18 | Eixo da comporta |
| | | 19 | Balsa |
| | | 20 | Cabo de amarra |
- 1** Crista da barragem
2 Ancoragem do cabo
3 Cabo de recuperação
4 Servomotor V2
5 Servomotor V1
6 Comporta do desvio fechada
7 Tampão de concreto (depois do fechamento do desvio)

*Balsa de recuperação**Cabo içado a partir do servomotor V2**Comporta de desvio sendo removida pela balsa*

Etapa 5: O cabo foi então reconectado ao cilindro do V1 e levantado pela máquina de içamento para dentro da torre, onde o mesmo procedimento foi repetido para efetuar a sua remoção (lingas, neste caso, sendo atadas à comporta).

Etapa 6: Finalmente o cabo foi atado à comporta, que também foi içada dentro da torre para logo ser removida lateralmente, em partes, pela grua móvel.

Todas as 12 comportas foram recuperadas sem problema. O recondicionamento das comportas para seu uso como comporta de tomada d'água está descrito no Capítulo 10.

STOPLOGS E COMPORTAS DE MANUTENÇÃO

Um número suficiente de stoplogs de jusante e montante foi construído para esgotar, ao mesmo tempo, três adufas do desvio. Cada stoplog de montante consistia de um painel superior, com selos superiores, laterais e inferiores e válvula *by-pass*, e 11 painéis normais com apenas selos laterais e inferiores. Um stoplog de jusante tinha 13 painéis normais e, como nas comportas de manutenção, não havia vedação na parte de cima. Os stoplogs de montante eram operados por uma grua móvel e os de jusante e as comportas de manutenção por um pórtico rolante de 1.100 kN, o qual foi usado posteriormente como equipamento permanente das tomadas d'água. Os stoplogs e as suas vigas pescadoras foram também usados posteriormente para a operação final das tomadas d'água. Uma descrição detalhada destes equipamentos e do pórtico rolante de 1.100 kN é apresentada no Capítulo 10.

Os stoplogs poderiam ser usados somente em águas paradas. Para interromper o fluxo de uma aduifa, primeiro, era baixada uma comporta de manutenção na ranhura de jusante dos stoplogs, possibilitando a colocação do stoplog de montante na sua ranhura. A comporta de manutenção, então, podia ser retirada e substituída pelo stoplog de jusante, liberando assim a comporta de manutenção para ser usada numa outra aduifa. Cada comporta de manutenção era composta de dez painéis iguais, cujo detalhe é ilustrado na Fig. 6.37. O painel da

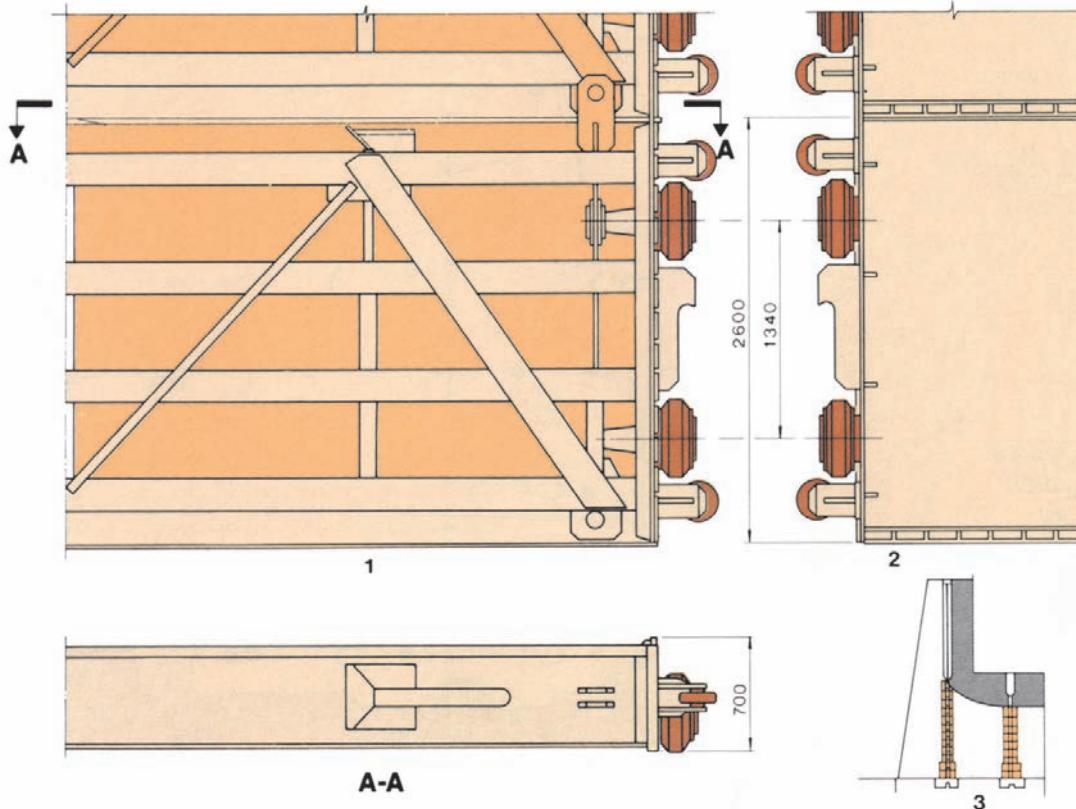


Fig. 6.37
Comporta de manutenção

- 1 Vista posterior do painel da comporta
- 2 Vista anterior do painel da comporta
- 3 Comportas na posição

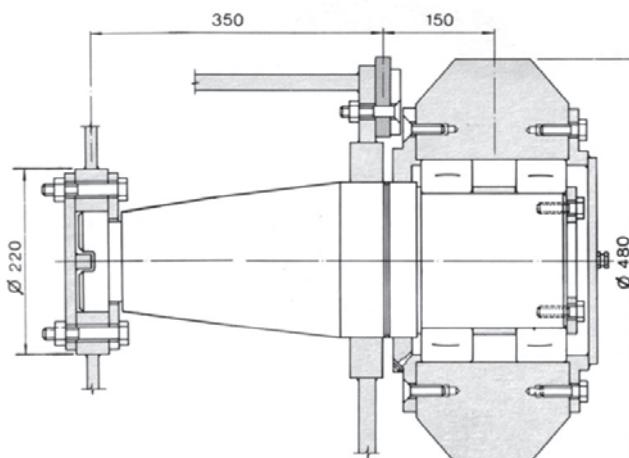


Fig. 6.38 Selo lateral da comporta de manutenção

comporta de manutenção era operado pela mesma viga pescadora usada para os stoplogs. Duas rodas em cada lado do painel se moviam mediante rolamentos e a vedação lateral e inferior era efetuada por simples selos retangulares de borracha; veja Fig. 6.38.

DESEMPENHO DA ESTRUTURA DE CONTROLE DO DESVIO

ARRANJO DA INSTRUMENTAÇÃO

O arranjo típico e a localização dos instrumentos nos três blocos centrais da estrutura de controle do desvio estão ilustrados na Fig. 6.39.

Os extensômetros múltiplos penetram cerca de 70 m na fundação até a junta A na El. 10, aproximadamente. Sua orientação é feita de modo a medir as deformações verticais e horizontais da maior parte da fundação carregada. Quatro conjuntos de piezômetros rasos medem a pressão do contato barragem-fundação, como também na porção superior da fundação que foi injetada. Piezômetros mais profundos controlam a junta A.

Rosetas de deformímetros de resistência elétrica foram embutidas em três cotas:

- Na laje de base.
- Num pilar entre adufas.
- Cerca de 10 metros acima do teto da adufa.

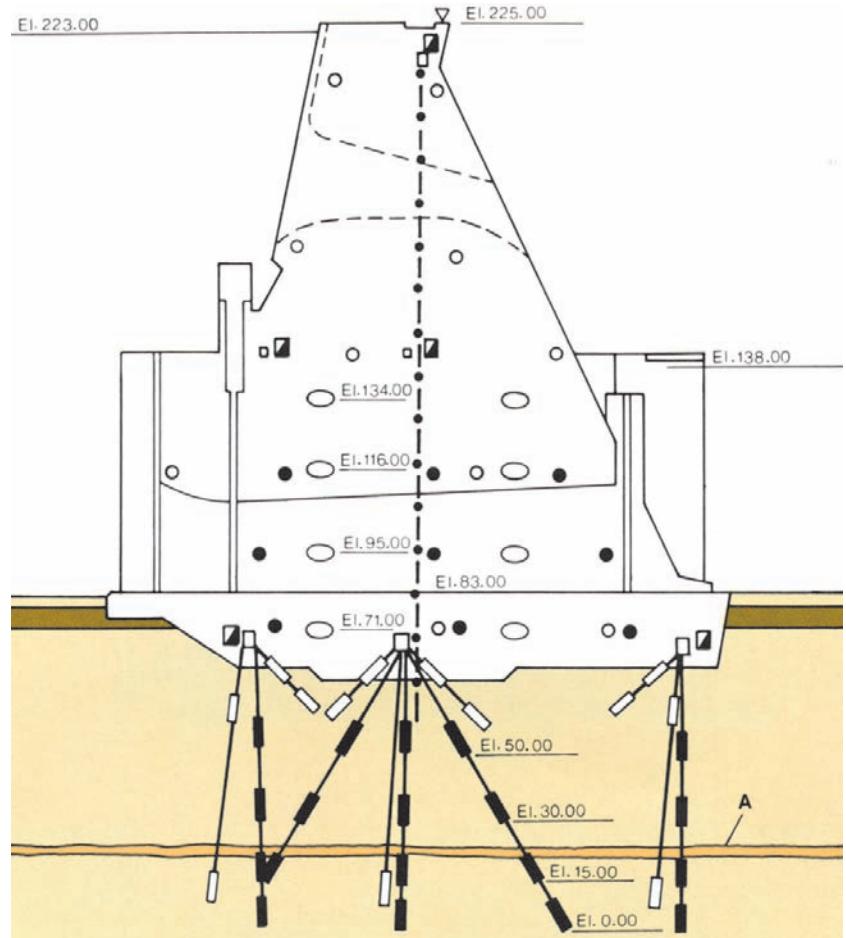


Fig. 6.39 Arranjo típico da instrumentação

- A** Junta A
 □ Piezômetro
 ■ Extensômetro múltiplo
 ▢ Base de alongâmetro
 ● Roseta de deformímetro
 ○ Medidor de juntas
 ○ Termômetro
 ● Pêndulo
 ▽ Marco topográfico
 Brecha
 Basalto
 Descontinuidade

Um total de 27 rosetas, somando 135 deformímetros, foi instalado nos três blocos centrais. Não foi instalado nenhum tensômetro na estrutura de desvio. Trinta termômetros foram embutidos nos três blocos centrais em cinco níveis, cobrindo a inteira seção da barragem.

Já que as temperaturas podem ser também obtidas das leituras dos deformímetros, pode-se facilmente conseguir um excelente registro térmico da estrutura em qualquer etapa.

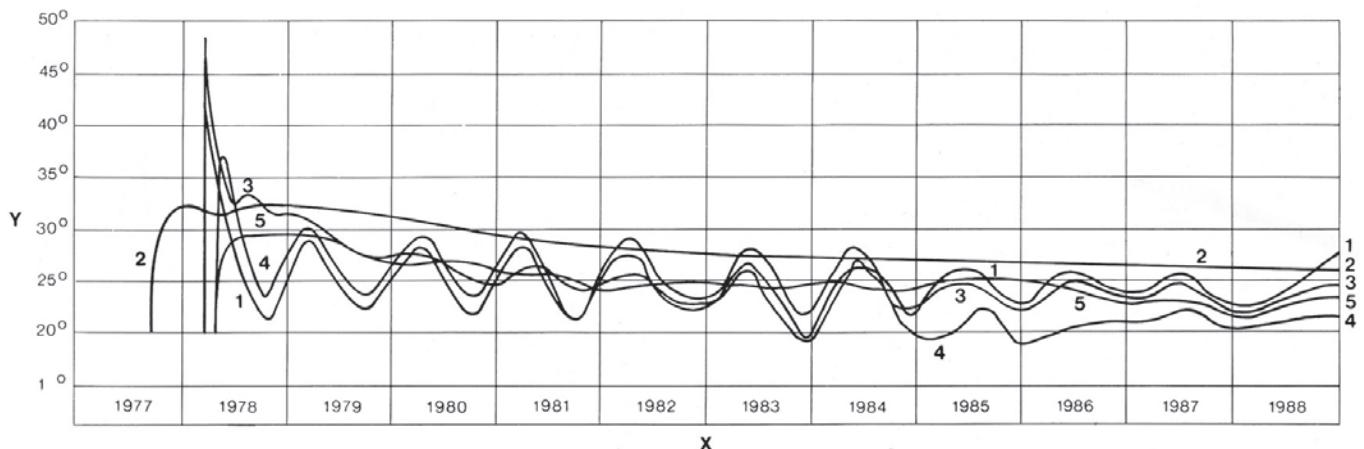
Para medir a abertura das duas juntas de contração longitudinais que se estendiam verticalmente desde a fundação até a El. 144, foram embutidos, através de cada junta, quatro medidores de junta do tipo Carlson de resistência elétrica nos blocos H3/4, H8, H12/13, a intervalos de 20 m de altura.

Nas galerias longitudinais de montante foram instaladas bases de alongâmetro em todas as juntas de contração transversal. Medidores de juntas portáteis foram usados para medir a distância nas bases de alongâmetro com uma precisão de 0,01 mm. Um pêndulo invertido,

ancorado no basalto na El. 51,4, isto é, 13,5 m abaixo da fundação da estrutura, foi instalado no meio de um dos blocos centrais. O topo do pêndulo está situado num nicho, na El. 211, abaixo da galeria longitudinal na El. 214.

COMPORTAMENTO DA FUNDAÇÃO

Os blocos centrais da estrutura de controle do desvio, cada um com altura de 162 m, têm como fundação basalto são na El. 65. Partes da fundação de alguns blocos foram rebaixadas mais 2 m, devido à escavação da brecha fraca e do basalto amigdaloidal. A laje maciça da fundação da barragem, debaixo do piso da aduifa, na El. 83, foi “enchavetada” dentro da fundação escavada no leito do canal de desvio. Durante o primeiro enchimento do reservatório em outubro de 1982, e durante os três anos seguintes, esta configuração da fundação permaneceu a mesma. Em 1986, o canal de desvio foi fechado com ensecadeiras, e iniciada escavação para

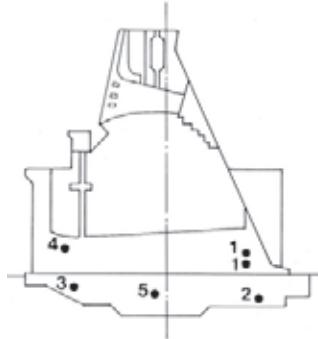


quatro blocos da casa de força, adjacente ao pé de jusante da estrutura de controle do desvio.

Em outubro de 1978, quando do desvio do rio pelas adufas, a estrutura havia sido construída até a El. 115. Durante os 9 meses subsequentes foi lançado o concreto até uma elevação média de 175 e permaneceu praticamente no mesmo nível durante os 2 anos seguintes. A partir do mês de julho de 1981, até fins de setembro de 1982, as quatro tomadas de água foram completadas e a estrutura foi concluída até a crista. Durante esses quatro anos e meio que antecederam o enchimento do reservatório, o nível da água flutuou entre a El. 120 e El. 135 e a carga aplicada à fundação era essencialmente composta do peso próprio da estrutura. As deformações da fundação foram essencialmente de recalque vertical; os extensômetros indicavam uma deformação horizontal desprezível para jusante. As mudanças sazonais da temperatura ambiente afetavam a deflexão da estrutura que, por sua vez, exercia um efeito insignificante sobre a deformação da fundação. Considerando que a temperatura média do concreto na base de 18 m de espessura diminuiu somente 5°C em 4 anos, veja a Fig. 6.40, a contração do concreto não teve um efeito significativo sobre as deformações da fundação. Chegou-se à conclusão de que em outubro de 1982 a fundação estava respondendo elasticamente às cargas impostas.

Depois do fechamento das comportas do desvio em outubro de 1982 e a aplicação da carga do reservatório quase total, ocorreu um aumento das deformações verticais, como também das horizontais na fundação, e a sua distribuição foi alterada, refletindo a transferência das cargas normais não uniformes e de cisalhamento para a fundação horizontal e as ombreiras íngremes. As deformações medidas indicaram que conforme as microfissuras da

Fig. 6.40 Histórico da temperatura do concreto



Y Temperatura em °C

X Ano

1, ...5 Termômetros

fundação eram submetidas à pressão e a rocha sofria alguns ajustes devido à fluência, foi alcançada uma condição estável de equilíbrio elástico depois de um período de diversos meses. Depois disso, a estrutura e a fundação reagiram essencialmente como uma unidade elástica inteiriça.

A estrutura de desvio e a sua fundação foram ambas submetidas à carga hidráulica máxima quando o canal de desvio foi esgotado e a rocha no seu pé escavada até abaixo da El. 55, para a construção da casa de força, durante o período de janeiro a setembro de 1986. A remoção de 28 m de rocha de suporte no pé e a eliminação do empuxo do canal de fuga perturbaram o equilíbrio do conjunto estrutura-fundação do desvio. Embora não houvesse deslocamento diferencial entre a estrutura e suas ombreiras e fundações, a fluência foi desencadeada ou reiniciada, resultando em uma deformação adicional permanente.

A Fig. 6.41 apresenta as deformações verticais da fundação medidas entre 1982 e 1987. O recalque dos blocos também foi medido por nivelamento geodésico de precisão. Tendo como referência a leitura de outubro de 1982 (enchimento do reservatório), o recalque máximo de 38,3 mm na crista observado em setembro de 1987, no bloco H 3/4 era menor que o valor calculado de 50 mm; veja a Fig. 8.46.

A deformação máxima na direção de jusante era de aproximadamente 2 mm debaixo da parte central da estrutura. Era inferior em direção às ombreiras. Tais deslocamentos ocorreram em ritmo progressivamente mais lento e terminaram em outubro de 1987, quando a estrutura da casa de força havia sido construída até a El. 100. Os deslocamentos foram medidos por extensômetros e confirmados pelo pêndulo invertido.

Drenagem e subpressão da fundação

As subpressões no contato entre a fundação e a barragem na junta B na El. 55, e na junta A na El. 10, foram monitoradas por 83 piezômetros. As pressões piezométricas no contato da fundação ficaram estabilizadas cerca de 2 anos depois do enchimento do reservatório; o mesmo ocorreu com as pressões nas

juntas A e B. As pressões piezométricas permaneceram essencialmente estáveis, com flutuações pequenas causadas pelas mudanças de nível no reservatório e principalmente no canal de fuga. A única redução importante da subpressão ocorreu em novembro de 1987, quando foram completadas as cortinas de injeção e de drenagem a jusante da casa de força, e enquanto o canal de desvio ainda se encontrava vazio. A Fig. 6.42 mostra a distribuição das subpressões debaixo da estrutura em 1987.

A vazão dos drenos perfurados na fundação e nas ombreiras, incluindo os que interceptam as juntas A e B da fundação, foi constante de 1983 até fins de 1985, com valor médio de 15 l/s. A infiltração a partir das ombreiras era aproximadamente um terço do total. Em 1986-87, quando do início da escavação para a casa de força do canal de desvio, ocorreu um aumento de infiltração em torno de 10 l/s desde o sistema de drenagem da ombreira esquerda, sendo parte dela infiltração por fissuras no concreto dos cantos das galerias.

Injeções, tratamento de fissuras e novas perfurações foram efetuadas para reduzir e controlar a infiltração.

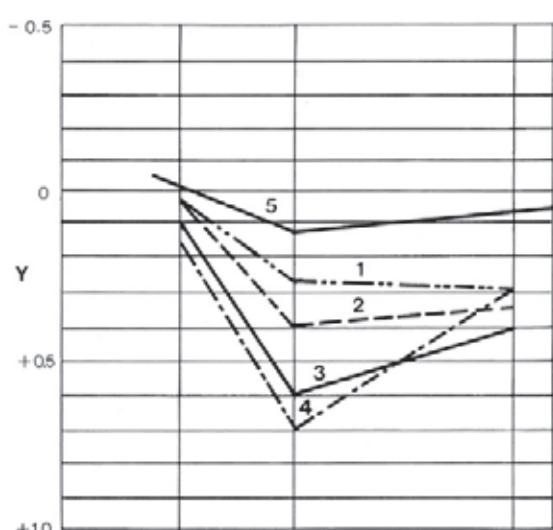
As baixas subpressões e a pequena vazão dos drenos são a prova da eficácia das cortinas de injeções e do sistema de drenagem da fundação.

DESEMPENHO ESTRUTURAL

Comportamento térmico da estrutura

O concreto foi lançado na estrutura de controle do desvio a temperaturas que giravam em média em torno de 7°C. Não foi previsto nenhum pós-resfriamento. O concreto dos pilares e da soleira das adufas continha um teor maior de cimento que o concreto massa da estrutura. Isso foi necessário para proporcionar maior resistência estrutural, como também contra a erosão hidráulica.

Fig. 6.41 Deformação vertical da fundação



Y Deformação (mm)

□ Extensômetro

■ Galerias

1,...4 Deformação da laje da fundação nos anos de 1984, 1985, 1986 e 1987 respectivamente

5 Deformações medidas entre 1982 e 1984

(-) Indica deformação para cima

(+) Indica recalque

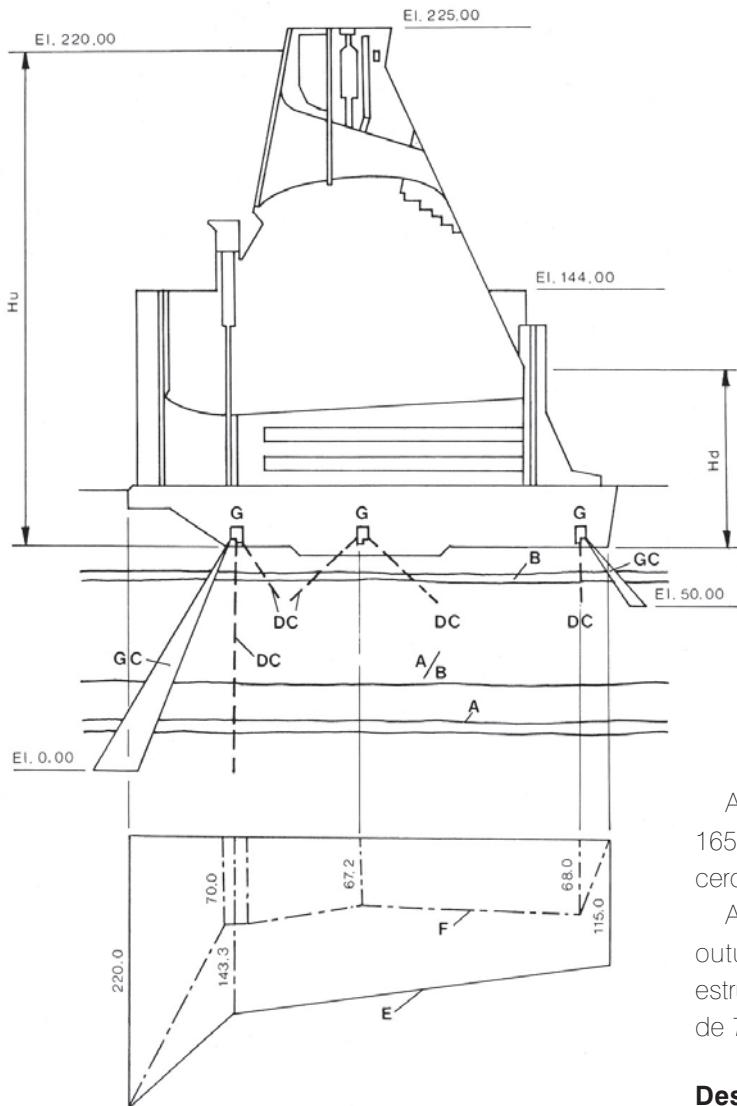


Fig. 6.42 Subpressão hidráulica

- A** Junta A
- B** Junta B
- A/B** Contato A/B
- DC** Cortina de drenagem
- GC** Cortina de injeção
- Hu** Carga hidráulica de montante (m)
- Hd** Carga hidráulica de jusante (m)
- E** Diagrama de subpressão admitida na condição de carga normal, no nível da fundação (m)
- F** Subpressão medida no dia 30 de junho de 1987 no nível da fundação (m)
- G** Galerias de drenagem

A parte maciça superior da estrutura, entre a El. 105 e 165, também, estriou a uma taxa relativamente baixa de cerca de 0,5°C por ano.

Antes do primeiro enchimento do reservatório em outubro de 1982, o concreto na metade inferior da estrutura havia esfriado o bastante para causar a abertura de 70% das juntas longitudinais de contração.

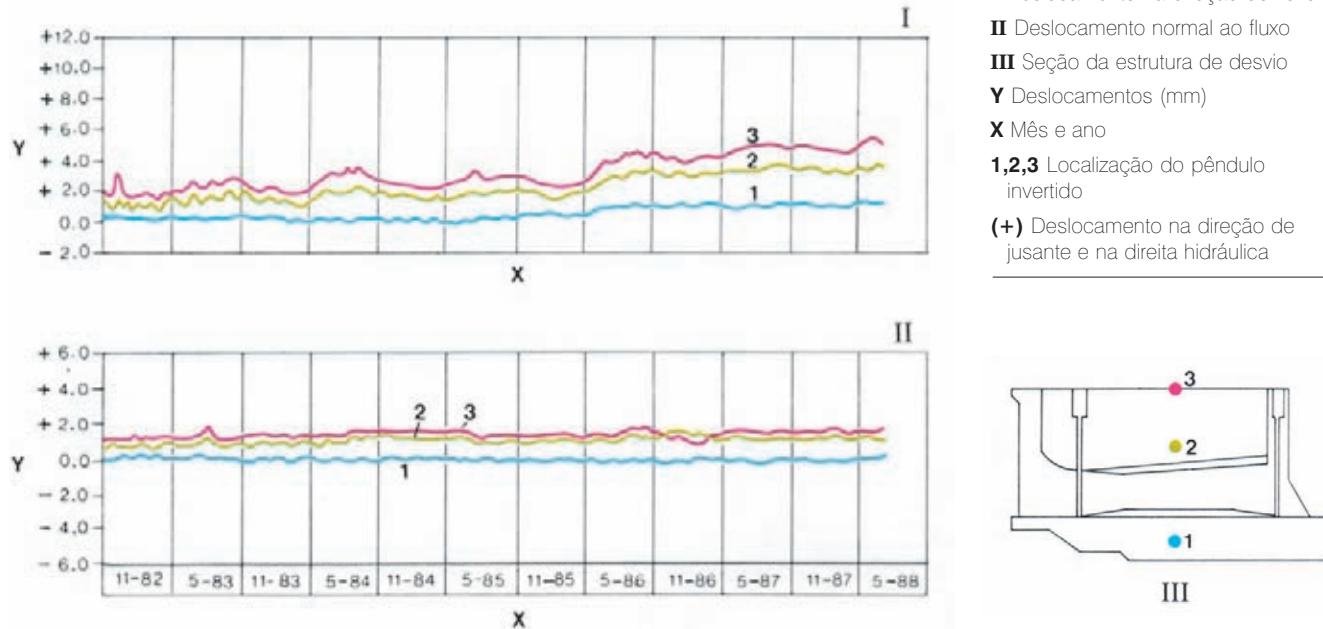
Deslocamentos da estrutura

Os deslocamentos da estrutura foram medidos através do pêndulo invertido localizado no bloco central da estrutura de desvio. As medições tiveram início em 1982 e foram efetuadas em três elevações, nas galerias. A Fig. 6.43 mostra os deslocamentos na direção do fluxo durante 6 anos depois do enchimento do reservatório e durante os picos do verão e do inverno.

Já que as medições foram iniciadas depois que a estrutura estivesse quase terminada, os deslocamentos não representam valores absolutos. No entanto, antes do enchimento do reservatório, os deslocamentos laterais eram muito pequenos e flutuavam de acordo com as mudanças sazonais de temperatura. Depois do enchimento do reservatório, o deslocamento médio anual da crista do reservatório era de cerca de 5 mm para jusante. O pêndulo também indicou um deslocamento na direção do eixo da estrutura de 2 mm para a direita.

A Fig. 6.40 apresenta o histórico das temperaturas do concreto em sete pontos dentro de um bloco típico da estrutura de controle do desvio. Embora o concreto dos pilares e do piso da aduifa apresentasse máximo de temperatura variando de 40°C até 48°C, ele esfriava rapidamente em seis meses até atingir a temperatura ambiente e, depois do desvio do rio em outubro de 1978, as temperaturas já eram as mesmas das da água do rio. O concreto na laje maciça da base, que continha menos cimento, apresentou uma elevação da temperatura de cerca de 20°C apenas, porém esfriou a uma velocidade muito lenta de aproximadamente 1°C/ano, atingindo a temperatura ambiente média de 25°C em sete anos depois do lançamento. Nas áreas de deformação elevada perto das fundações, uma taxa tão baixa de queda de temperatura atenuava o risco de fissuramento.

Fig. 6.43 Deslocamento da estrutura



Durante o ano de 1985, as flutuações sazonais médias dos deslocamentos da crista foram de cerca de 2 mm para montante no verão (outubro a fevereiro) e aproximadamente o mesmo valor para jusante no inverno (maio a agosto). Após a escavação da casa de força em 1986, a deformação por fluência da fundação aumentou o deslocamento médio anual da crista em aproximadamente 7 mm, conforme assinalam as seguintes observações:

Período	Deslocamento da crista (mm)
Dezembro de 1984	4,7
Dezembro de 1986	6,8
Dezembro de 1988	9,5
Dezembro de 1990	11,5

Esses valores são muito mais baixos que o deslocamento máximo de 21,8 mm calculado através de análises tridimensionais pelo método dos elementos finitos para a condição de carregamento normal. A diferença pode ser explicada pelo seguinte:

- Os valores medidos não incluem a deformação da fundação e da estrutura durante a construção.
- O real módulo de elasticidade da rocha da fundação é mais alto que o valor adotado na análise.
- Por causa das chavetas nas juntas de contração transversais, ocorre uma certa ação tridimensional de imbricamento que torna a estrutura menos flexível.

- A análise foi baseada na suposição de que toda a estrutura estava esfriada na temperatura ambiente média anual.

Desempenho das juntas de contração

Durante os meses de setembro a outubro de 1981 e agosto a setembro de 1982, as juntas de contração longitudinais nos pilares e na laje do piso das adufas tinham uma abertura de 3 a 6 mm. No entanto, cerca de 30% das partes superiores das juntas estavam fechadas. As juntas longitudinais foram injetadas em 1982, antes do enchimento do reservatório. Medições subsequentes durante cinco anos indicaram que as juntas de contração longitudinais estavam fechadas e que a estrutura estava se comportando monoliticamente na direção do fluxo.

As juntas de contração transversais entre todos os blocos da estrutura de desvio, exceto para os blocos mais baixos das extremidades, possuem chavetas verticais e as juntas não foram injetadas. Depois de 5 anos de operação os seguintes deslocamentos foram medidos através das juntas de contração transversais:

Blocos	Abertura ou fechamento das juntas (mm)	
	EI.67	EI. 214
Central	0,08	0,10-0,20
Extremo	0,04	1,00-1,70

As aberturas das juntas de contração transversais apresentam uma variação sazonal de 0,10 a 1 mm perto da crista da barragem, as maiores aberturas ocorrendo durante o inverno.

O deslocamento relativo entre os blocos adjacentes na direção do fluxo era insignificante. Ocorre que a contração dos blocos causada pela queda de temperatura no corpo da estrutura é compensada pela deformação axial do concreto sob pressão do reservatório. O efeito do imbricamento das chavetas nas juntas, também, transferia alguma carga desde os blocos centrais, mais flexíveis, até as ombreiras.

Tensões no concreto

Em setembro de 1982, quando a estrutura de controle do desvio alcançou a crista, porém, antes do primeiro enchimento do reservatório, o concreto nas lajes da base e nos pilares das adufas estava comprimido por causa do peso da barragem. As tensões verticais máximas normais eram localizadas nos pilares, próximas do extremo de jusante, e variavam de 180 a 290 N/cm². Na espessa laje da base, as compressões verticais eram em média cerca de 100 N/cm². Tensões normais de tração ocorriam em planos verticais na direção tanto axial como transversal (σ_1 e σ_3) na laje de base e na porção de jusante dos pilares; estas tensões variavam de 30 a 120 N/cm². A principal causa destas tensões de tração era a deformação térmica na maciça laje de base, sujeita a grandes restrições.

Medições feitas por deformímetros 20 dias após o primeiro enchimento do reservatório mostraram as seguintes alterações gerais das tensões na parte inferior da estrutura do desvio:

NA LAJE DE BASE

- Monólito de montante, perto da ranhura da comporta: mudança de ± 30 N/cm² na tensão vertical; aumento na tensão transversal horizontal de compressão, aproximadamente 10 a 50 N/cm².
- Monólito central: aumento de cerca de 30 N/cm² na tensão vertical de compressão (σ_3).
- Monólito de jusante: aumento de 30 a 50 N/cm² na tensão de compressão vertical (σ_3).

NOS PILARES

- Porção de montante, perto da ranhura da comporta: redução da tensão de compressão de 50 a 100 N/cm² em (σ_3).

- Porção de jusante: aumento de 100 a 120 N/cm² na tensão de compressão vertical.

Três anos depois do fechamento das comportas de desvio e do enchimento do reservatório, enquanto as adufas ainda não estavam fechadas pelos tampões, as tensões na estrutura de controle do desvio estavam praticamente estabilizadas. As variações sazonais eram de 30 a 50 N/cm² nas tensões verticais normais, indicando a resposta sazonal às temperaturas ambientes e às pequenas flutuações no nível do reservatório. Os máximos valores de compressão medidos de 450 N/cm² eram as tensões principais (σ_4) na porção de jusante dos pilares. As máximas tensões de tração de aproximadamente 150 N/cm² ocorreram em um bloco na parte de jusante da laje de base, perto da fundação. O fato de os instrumentos, localizados num ponto análogo num outro bloco, indicarem compressão, levou à decisão de atribuir essas medições a um mau funcionamento dos instrumentos.

A Fig. 6.44 mostra a distribuição das tensões verticais normais (σ_3) na laje de base, num pilar da adufa e no concreto massa situado a cerca de 10 m acima das adufas. As tensões são as máximas anuais, cinco anos depois do primeiro enchimento do reservatório. Em toda a estrutura, as tensões máximas estão dentro dos limites admissíveis com uma margem adequada de segurança.

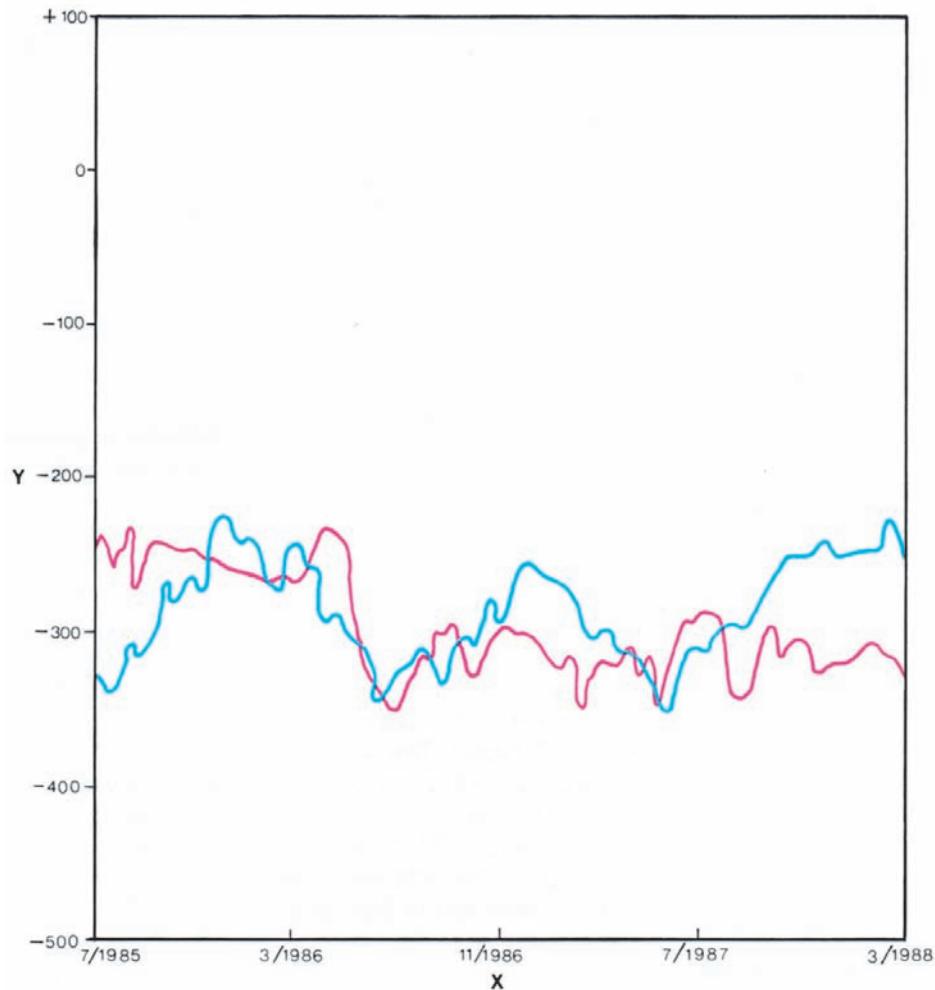
Efeitos das escavações da casa de força

Quando foi efetuada a escavação da casa de força no pé da estrutura de controle do desvio, algumas deformações do tipo fluência foram desencadeadas na fundação. Um fenômeno similar ocorreu na ombreira direita quando alguma rocha foi escavada para a área de montagem da casa de força, perto do pé do primeiro bloco da estrutura e o bloco adjacente F36 da barragem principal. As deformações adicionais da fundação afetaram o comportamento da estrutura da seguinte forma:

- Houve um certo aumento da compressão vertical e da tração lateral no monólito de jusante, e uma tendência de abertura na junta longitudinal de jusante. No entanto, essas mudanças foram pequenas e não afetaram o caráter monolítico nem a estabilidade da estrutura.
- Deformações adicionais ao longo da ombreira causaram fissura no concreto em volta das galerias transversais e nos cantos de montante das galerias inferiores.

Fig. 6.44 Evolução das tensões verticais no concreto da estrutura de desvio

Y Tensão (N/cm^2)
X Mês e ano
 — Tensões na laje de base
 — Tensões no pilar do bloco H8



- Houve aumento das infiltrações a partir de alguns drenos moldados e através das fissuras em volta das galerias.

No final de ano de 1988, quando a estrutura da casa de força havia sido concluída em grande parte e as deformações da fundação estavam novamente estabilizadas, a estrutura retornou ao seu comportamento cíclico normal. As fissuras nas galerias foram sistematicamente consertadas, e as drenagens tratadas e aumentadas.

Infiltração através do concreto

Os drenos moldados no concreto, perto da face de montante, operavam com eficiência para manter o corpo da estrutura livre de subpressão interna. A infiltração total máxima através do concreto em dezembro de 1983, um mês depois do enchimento do reservatório, era de cerca de 10 l/s. Com os níveis do reservatório e do canal de fuga flutuando somente cerca de 2 m, as infiltrações através do concreto diminuíram paulatinamente até atingir 7 l/s em fins de 1985. Durante os seguintes 18 meses, ocorreu uma aumento de cerca de 2 l/s, principalmente por causa de novas fissuras nas galerias, relacionadas à escavação de jusante. Depois do reparo das fissuras da galeria e da construção de um novo sistema de drenagem, a percolação pelo concreto ficou estável em cerca de 10 l/s, com algumas flutuações sazonais, indicando que as mudanças na temperatura ambiente afetaram a infiltração através das fissuras e juntas que não estavam seladas.

Fissuras nas galerias

Três tipos de fissuras foram encontrados nas galerias da estrutura de controle do desvio:

- Fissuras verticais transversais na galeria de montante na El. 144, causadas pelo rápido esfriamento do concreto devido à convecção do ar. Esta galeria tinha ambos os extremos abertos durante quase dois anos, enquanto a parte inferior da barragem principal estava em construção. Essas fissuras, que ocorreram na parede de montante da galeria, tinham uma abertura de menos de 0,1 mm e estavam úmidas ou com pequenos vazamentos depois do enchimento do reservatório. A maioria destas fissuras ficou vedada por carbonatação no decorrer de aproximadamente 12 meses.
- As fissuras de canto nas galerias inferiores e fissuras nas galerias transversais inferiores, perto das ombreiras, ocorreram em 1986. Conforme tratado anteriormente, essas fissuras foram atribuídas à fluência da fundação

causada pela escavação da casa de força. Injeções sob pressão foram feitas para vedar essas fissuras e furos de drenagem perfurados para aliviar a pressão e controlar os vazamentos.

- Fissuras longitudinais na galeria de montante da fundação (El. 67,25). Em um bloco típico da estrutura de controle de desvio, a carga do reservatório é suportada pela sua parte maciça a jusante das comportas das adufas. A estrutura da comporta de montante, fundada sobre uma laje de base relativamente fina, não pôde ser construída de maneira bastante monolítica com o resto da estrutura. A flexão para cima da laje de base, na região onde ela fica mais fina, causava tensões horizontais de tração perto da fundação da laje. Essas tensões eram superiores à resistência do concreto, causando fissuras paralelas à galeria, provavelmente a partir da fundação. Essas fissuras foram vedadas com calda de cimento. Nenhum dos três tipos de fissuras descritos acima afetava a estabilidade da barragem.

Resumo

O desempenho global da estrutura de desvio e de sua fundação foi satisfatório e conforme esperado durante a construção, durante o primeiro enchimento do reservatório e após seis anos de operação. O único fenômeno inesperado foi a fluênciaria secundária da fundação desencadeada pela escavação da casa de força a jusante. Entretanto, a estrutura teve uma reação satisfatória, atingindo uma condição normal de equilíbrio permanente, comportando-se como uma estrutura de gravidade monolítica, elasticamente ligada às suas fundações. Existe, também, num grau significativo, uma interação tridimensional entre blocos adjacentes.

BARRAGENS DE TERRA

E DE ENROCAMENTO

ARRANJO GERAL	7.3
BARRAGEM DE ENROCAMENTO	7.4
Condições Geológicas e Fundações	7.4
Seção Transversal Típica	7.5
Interface entre Barragem de Enrocamento e de Concreto	7.6
TRANSIÇÃO ENTRE BARRAGEM DE ENROCAMENTO E BARRAGEM DE TERRA ESQUERDA	7.8
BARRAGEM DE TERRA ESQUERDA	7.9
Condições Geológicas e Fundações	7.9
Seção Transversal Típica	7.10
BARRAGEM DE TERRA DIREITA	7.12
Condições Geológicas e Fundações	7.12
Seção Transversal Típica	7.12
TRANSIÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DIREITA E ABRAÇO COM O VERTEDOURO	7.13
DESEMPENHO DAS BARRAGENS DE ATERRO	7.15
Instrumentação e Monitoramento	7.15
Desempenho da Barragem de Enrocamento e sua Fundação	7.16
Desempenho das Barragens de Terra e suas Fundações	7.18

BARRAGENS DE TERRA E DE ENROCAMENTO

ARRANJO GERAL

A planta geral do projeto de Itaipu, mostrada na Figura 3.2 do Capítulo 3, indica a localização das principais estruturas do projeto, incluindo as barragens de enrocamento e de terra na margem esquerda e a barragem de terra na margem direita.

O comprimento total de todas as estruturas da barragem de Itaipu é de 7.744 m, dos quais 1.984 m e 2.294 m são respectivamente da barragem de enrocamento e da barragem de terra na margem esquerda e 872 m são da barragem de terra na margem direita.

O volume da barragem de enrocamento é de $12,8 \times 10^6 \text{ m}^3$, dos quais $10,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ são de enrocamento, transição e filtro, e os restantes $2,1 \times 10^6 \text{ m}^3$ é de argila no núcleo impermeável. O volume total da barragem de terra esquerda, incluindo sua transição com a barragem de enrocamento, é de $4,4 \times 10^6 \text{ m}^3$, dos quais $0,6 \times 10^6 \text{ m}^3$ é de enrocamento, transição e materiais de filtro. A barragem de terra direita tem um volume total de $0,4 \times 10^6 \text{ m}^3$, dos quais $0,3 \times 10^6 \text{ m}^3$ é de argila compactada e $0,1 \times 10^6 \text{ m}^3$ é de enrocamento, transição e núcleo impermeável.

Em ambas as margens, acima da El. 160 aproximadamente, havia uma capa extensa de solos residuais formados pela decomposição do basalto. Estes solos eram geralmente argilas homogêneas, de média a alta plasticidade, porosas, compressíveis e com baixa resistência. A profundidade da capa de solo aumentava com a distância do rio.



*Barragem de enrocamento
da margem esquerda*

Estes fatores, combinados com as baixas alturas necessárias para as alas extremas das barragens, favoreceram a seleção de barragens de terra para um longo trecho da margem esquerda e para uma porção mais curta à direita do vertedouro.

Para a barragem de terra esquerda não houve interferência com nenhuma estrutura de concreto ou instalação da obra, nem houveram limitações de espaço. As áreas de empréstimo também estavam a uma distância conveniente para o transporte.

BARRAGEM DE ENROCAMENTO

A escolha de uma seção do tipo de enrocamento para a barragem na margem esquerda foi influenciada pelo fornecimento de uma grande quantidade de material apropriado acumulado procedente da vizinha escavação do canal de desvio e pela facilidade para transportá-lo diretamente ao local da construção da barragem.

Além disso, o solo escavado para a fundação da barragem de enrocamento poderia ser usado em parte como material para a construção da barragem de terra adjacente e em parte para a construção de diques para desviar os riachos Pomba Quê e Bela Vista.

Para determinar o comprimento da barragem de enrocamento na margem esquerda e para selecionar o

tipo de aterro (rocha ou terra), foi realizado um estudo comparativo, utilizando para a avaliação final parâmetros como volume da rocha versus volume do solo para ser usado na construção e custos da escavação, transporte, lançamento e compactação.

CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E FUNDAÇÕES

A superfície natural do terreno na área da barragem de enrocamento estava com inclinações suaves entre El. 165 e El. 182 . A espessura da capa de solo residual acima da rocha variava de 5 a 15 m. Toda a capa de solo foi removida e a maior parte do aterro foi fundada diretamente em basalto são e denso do derrame E, veja Capítulo 4. A espessura desta camada de basalto é de cerca 30 m. Esta camada tem fraturamento moderado e permeabilidade geralmente muito baixa. Perto da superfície, o basalto possui juntas sub-horizontais, que formam camadas em “casca de cebola”, com 25 a 30 cm de espessura.

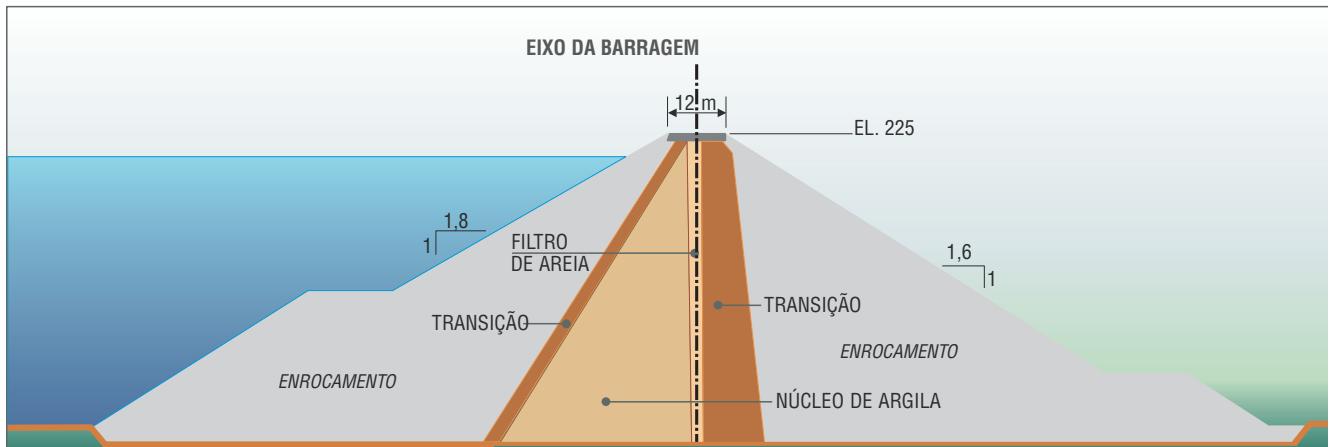
Na base do basalto, a aproximadamente 30 m de profundidade, há uma zona de brecha de aproximadamente 1 m de espessura. Testes de campo identificaram que a permeabilidade dessa brecha varia entre 0,2 e 0,6 Lugeon.

A uma profundidade de aproximadamente 40 m da superfície da rocha, há uma descontinuidade chamada de junta A, que possui uma permeabilidade consideravelmente maior de 10 a 20 Lugeon.



Núcleo de argila da barragem de enrocamento.

Fig. 7.1 Barragem de enrocamento – Seção transversal típica



SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

Como mostrado na Fig. 7.1, a barragem de enrocamento possui um núcleo central de argila compactada com face vertical a jusante e face com inclinação 1 V:0,6 H a montante.

O núcleo tem espessura maior que 0,65 da carga hidráulica do reservatório. O núcleo de argila é protegido do lado montante por uma zona de transição fina de 2,5 m de espessura, que consiste de rochas britadas com tamanho máximo de 76 mm. A face de jusante do núcleo é vertical. A proteção contra erosão interna de partículas da argila é feita por um filtro de areia de 2 m de espessura, depois por uma zona de transição fina de 2,3 m de largura de rocha britada com tamanho máximo de 76 mm e, finalmente, por uma transição graúda composta de rocha britada com tamanho de 76 mm a 305 mm. A zona de transição graúda tem 3,2 m de espessura na crista com uma leve inclinação de 1 V:0,1 H. As inclinações externas dos contranúcleos de enrocamento são 1 V: 1,8 H a montante e 1V: 1,6 H no lado de jusante.

As fundações para o núcleo impermeável, o filtro e as zonas de transição eram de rocha sã, enquanto que os contranúcleos de enrocamento estavam fundados em rocha levemente intemperizada atingida após a remoção com máquina do material alterado.

Debaixo do núcleo de argila, duas filas de furos de injeção a baixa pressão com 8 m de profundidade e 10 m de espaçamento foram realizadas com a finalidade de interromper a percolação através da camada superficial de basalto. As juntas sub-horizontais expostas sob a área do núcleo e estendendo-se 10 m a montante do mesmo foram tratadas com calda de cimento e vedadas com argamassa.

Geralmente, a absorção de calda nos furos rasos de vedação foi insignificante.

O lançamento e a compactação da argila arenosa no núcleo central foram executados de acordo com as seguintes especificações:

Espessura máxima da camada após compactação	10 cm
Rolo de compactação	TC-15B do tipo pé de carneiro
Número de passadas	6
Teor de umidade	Faixa de 0,5% acima e de 2% abaixo do Proctor ótimo

O enrocamento foi lançado em camadas de 60 cm e compactado por quatro passadas de rolo vibratório liso de 80 kN.



Barragem de enrocamento perto de sua conclusão

INTERFACE ENTRE BARRAGEM DE ENROCAMENTO E DE CONCRETO

A determinação da extremidade do lado direito da barragem de enrocamento, onde esta encontra a barragem de contraforte de concreto, foi ditada pelo cronograma de construção e pelas instalações temporárias para a concretagem da barragem principal e da casa de força, especialmente pelos cabos aéreos.

Se a barragem de enrocamento fosse estendida até os cabos aéreos, sua construção poderia ter sido realizada somente após o desmonte dos mesmos em meados do ano de 1982. Considerando que a conclusão de todas as barragens de aterro estava planejada para o final do ano de 1981, a construção de uma porção de enrocamento nesta área teria interferido de forma crítica com o cronograma da construção. Por essa e outras razões, foi decidido que a interface entre a barragem de

enrocamento e aquela de concreto deveria consistir de um muro terminal de concreto gravidade transversal localizado logo à direita e afastado dos cabos aéreos, veja Fig. 7.2.

A construção da interface da barragem de enrocamento-concreto foi programada para ser a mais curta possível, tendo em mente que o fechamento do desvio e, consequentemente, o enchimento do reservatório dependeriam de sua conclusão no devido tempo.

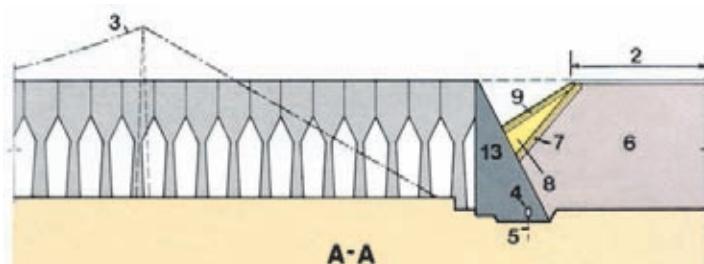
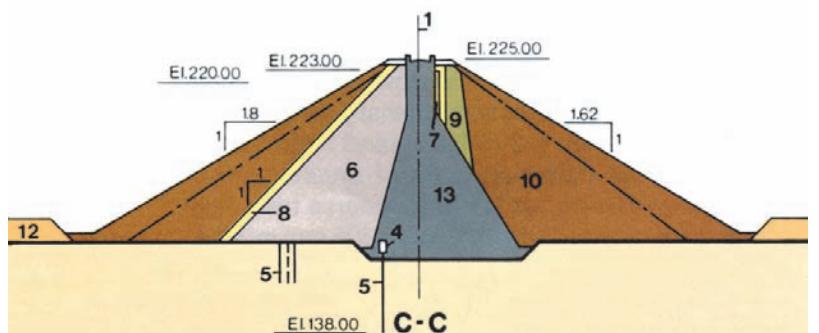
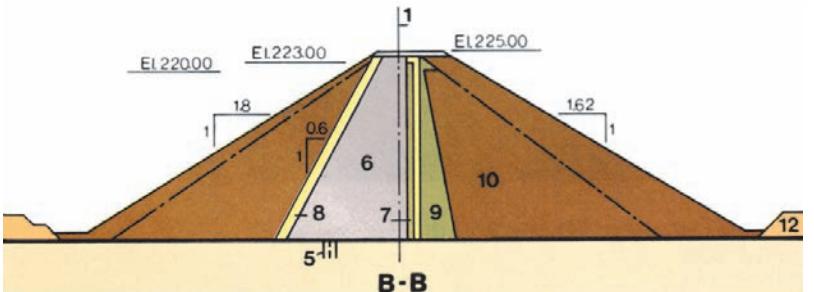
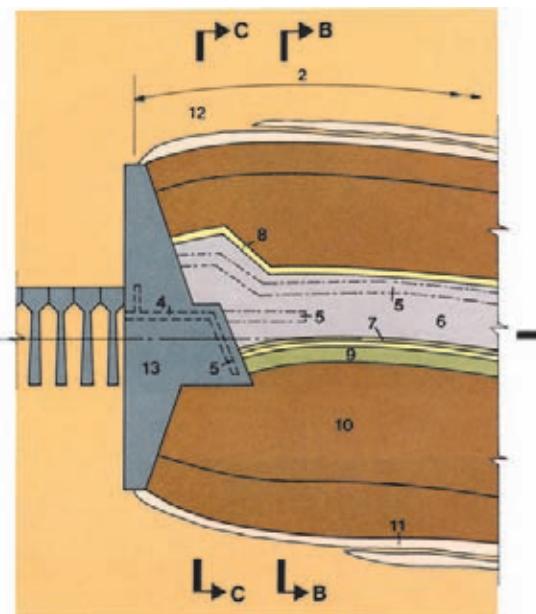


Fig. 7.2 Interface entre a barragem de enrocamento e barragem de concreto

- 1 Planta no nível da fundação
- 2 Eixo da barragem
- 3 Barragem de enrocamento
- 4 Projecção do cabo aéreo
- 5 Galeria de drenagem na El. 155
- 6 Cortina de injeção
- 7 Núcleo de argila impermeável
- 8 Filtro de areia artificial
- 9 Transição fina
- 10 Transição grossa
- 11 Enrocamento
- 12 Talude
- 13 Terreno natural
- 14 Muro de transição de concreto



Foi estimado que a construção da barragem de enrocamento nesta seção do aterro seria mais lenta do que a de uma barragem de concreto devido, principalmente, às interrupções prolongadas como consequência das chuvas durante o período de construção.

Portanto, a construção da barragem de enrocamento foi iniciada próxima à área das instalações do contrapeso dos teleféricos, e foi programada para ser completada antes que os mesmos fossem desmontados.

A parte da barragem de concreto que formou a interface com a barragem de enrocamento foi concretada começando do ponto de ancoragem dos cabos aéreos. É uma estrutura de gravidade monolítica, com declividades de 1 V:0,34 H no lado montante e de 1 V:0,46 H do lado de jusante e comprimento de cerca de 70 m, sendo inteiramente abraçado pela estrutura de enrocamento, veja Fig. 7.2.

O comprimento do abraço era insuficiente para desenvolver o talude final da barragem de enrocamento. Para resolver isto, foram construídos dois muros de arrimo de gravidade perpendicularmente à barragem de concreto em seus lados jusante e montante. Estes muros terminais foram projetados para reter e suportar a barragem de enrocamento no sentido longitudinal, veja Fig. 7.2. Na face externa, os muros eram verticais e no lado do enrocamento, eles tinham declividade de 1 V:0,9 H, com altura variável de 0 a 25 m e comprimento total de aproximadamente 200 m.

Foi conseguido um contato eficiente pelo abraço do núcleo argiloso da barragem de enrocamento com a face de montante do concreto. Na seção transversal, este abraço tem 8 m de largura na crista, aumentando com a profundidade de acordo com o talude de montante do núcleo que foi aumentado para 1 V:1 H. A largura transversal (montante-jusante) do contato entre o núcleo argiloso e a fundação no abraço é de 0,65 vezes à carga hidráulica do reservatório.

O contato longitudinal entre o núcleo de argila impermeável e o concreto ao longo da face de montante do abraço é igual a carga do reservatório.

A geometria externa da barragem de enrocamento não foi modificada, mantendo a mesma declividade externa até o encontro com o paramento da barragem de concreto do abraço ou com os muros transversais de gravidade.

A face terminal da interface de concreto foi projetada inclinada com a vertical como também com relação ao



Transição da barragem de enrocamento com a barragem de concreto

eixo da barragem, de maneira que com o recalque do aterro a argila exercesse uma pressão positiva contra o concreto.

Os furos das cortinas de injeção e de drenagem foram executados a partir da galeria na estrutura de transição de concreto na El. 155. A cortina de injeção consiste de três linhas de furos de 75 mm de diâmetro (primários, secundários e terciários), com profundidade de 23 m e espaçamento mínimo de 2,5 m. A partir da mesma galeria foi perfurada uma linha de furos de drenagem de 100 mm de diâmetro, 15 m de profundidade e espaçamento de 3 m. Na extremidade superior destes furos de drenagem foram instalados tubos de aço de 125 mm de diâmetro que funcionavam como guia para a perfuração e também facilitavam a medição dos vazamentos. Uma cortina de injeção de montante com duas linhas de furos de 75 mm de diâmetro, 6 m de profundidade e espaçamento máximo de 2,5 m estende-se desde a estrutura de transição de concreto debaixo do núcleo impermeável até encontrar a cortina de vedação da barragem de enrocamento.

Uma segunda cortina de injeção debaixo do núcleo impermeável formada de três linhas de furos de 75 mm de diâmetro, os quais atingem a El. 136, estende-se desde a estrutura de transição de concreto até 40 m para a esquerda, paralelamente ao eixo da barragem.

No abraço da barragem de enrocamento não há cortina de drenagem.

Para a medição da pressão no contato entre argila e concreto foram instaladas células de pressão em três diferentes locais no paramento da interface de concreto.

Construção da transição entre as barragens de enrocamento e de terra

TRANSIÇÃO ENTRE BARRAGEM DE ENROCAMENTO E BARRAGEM DE TERRA ESQUERDA

Uma transição de 300 m de comprimento desde a barragem de enrocamento até a barragem de terra esquerda foi necessária para acomodar as diferenças nas condições e exigências das fundações e seções transversais desses dois tipos de barragens de aterro. A planta e a seção transversal da transição são mostradas na Fig. 7.3.

A montante, enquanto a zona de enrocamento foi gradualmente reduzida, o núcleo de argila da barragem de enrocamento foi alargado aumentando seu talude de montante de 1 V:0,6 H para 1 V:3,5 H na extremidade esquerda da transição.

Da mesma forma, o filtro vertical de jusante foi progressivamente substituído por solo compactado que foi alargado até igualar a inclinação de 1 V:3,5 H da barragem de terra. Os taludes externos foram também gradativamente abrandados para igualar aqueles da barragem de terra no final da transição.

O sistema interno de drenagem na porção da transição consiste de um filtro vertical de 2 m de largura, que tem continuidade com as zonas do filtro de ambas as barragens de aterro, e por um filtro em forma de tapete



de 1,5 m de espessura drenando horizontalmente em direção a jusante e localizado diretamente sobre a fundação.

Para a maior parte da porção de transição, a capa de solo residual foi escavada até a rocha sã. Aproximadamente a 100 m da barragem de terra, a escavação foi inclinada para atingir o solo firme.

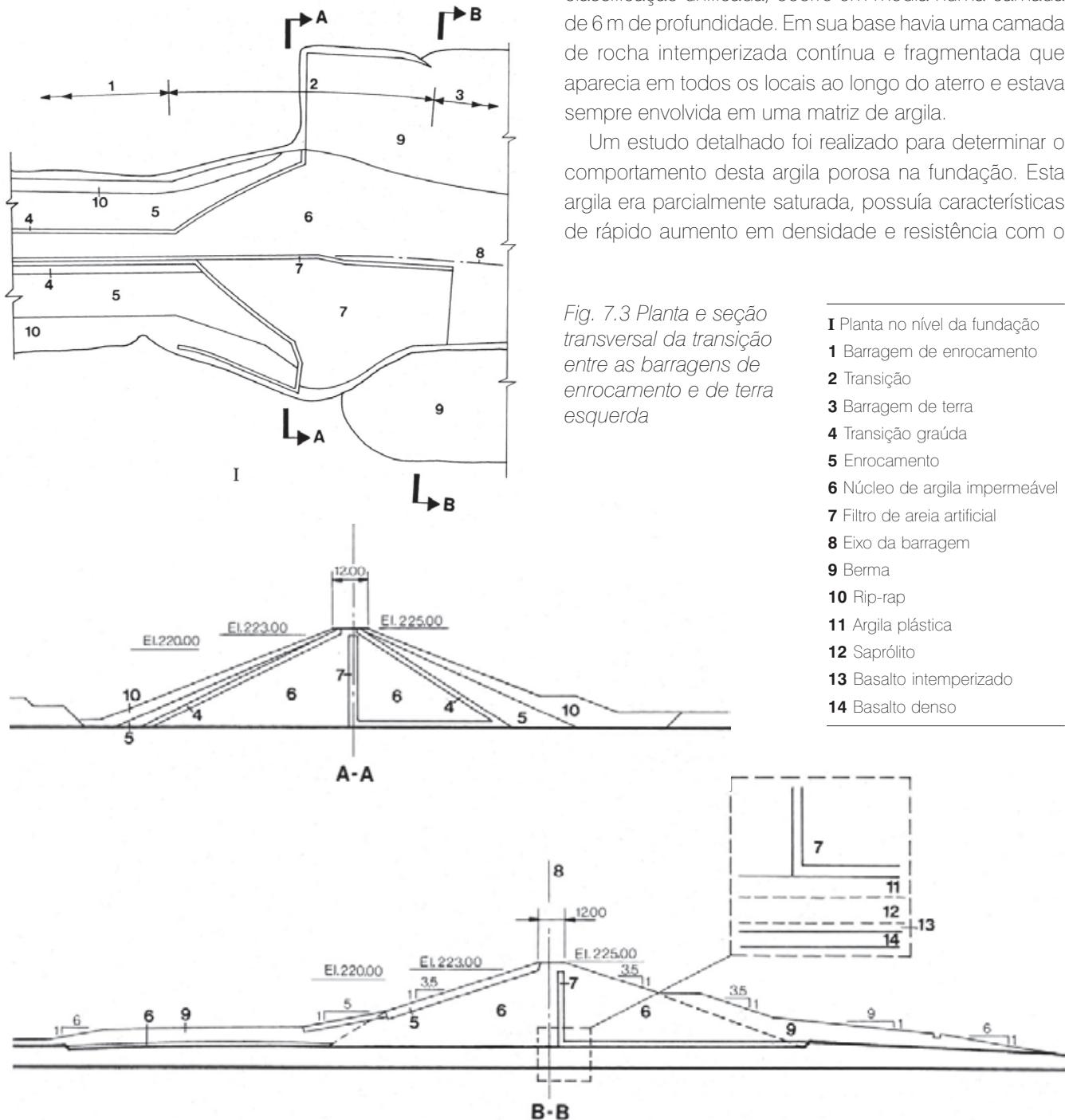
BARRAGEM DE TERRA ESQUERDA

CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E FUNDAÇÕES

As fundações para a barragem de terra esquerda são formadas por solos residuais derivados de basaltos e brechas.

A argila plástica, que pertence ao grupo CH de classificação unificada, ocorre em média numa camada de 6 m de profundidade. Em sua base havia uma camada de rocha intemperizada contínua e fragmentada que aparecia em todos os locais ao longo do aterro e estava sempre envolvida em uma matriz de argila.

Um estudo detalhado foi realizado para determinar o comportamento desta argila porosa na fundação. Esta argila era parcialmente saturada, possuía características de rápido aumento em densidade e resistência com o



aumento de carga sobreposta e, como tal, possuía propriedades aceitáveis para uma fundação de barragem. Esta conclusão foi alcançada após testes de laboratório e, principalmente, após a análise do comportamento da argila em áreas de empilhamentos e aterros feitas por empreiteiros para várias instalações de construção do projeto.

Todos estes testes e observações foram confirmados pelos medidores de pressão do tipo do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT) instalados na barragem de terra, que mostraram que a compressão da argila porosa parcialmente saturada era proporcional ao aumento da altura do aterro da barragem durante a construção e rapidamente se estabilizou quando a altura final foi atingida.

Abaixo da argila porosa, um solo do tipo saprólito ocorria em uma camada de até 9 m de profundidade. O saprólito era composto de argilas arenosas ou siltosas, de consistência plástica, de cor cinzenta-avermelhada com traços da matriz de rocha basáltica junto com antigas fraturas, formando caminhos para a infiltração de água do subsolo.

O saprólito estava acima do basalto e com poucas juntas. No nível desta rocha, porém, foi encontrada uma camada fina de material muito fraturado.

SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

Com o objetivo de otimizar o projeto a barragem de terra esquerda foi dividida em dois trechos:

- 10 a 30 m de altura.
- menos de 10 m de altura.

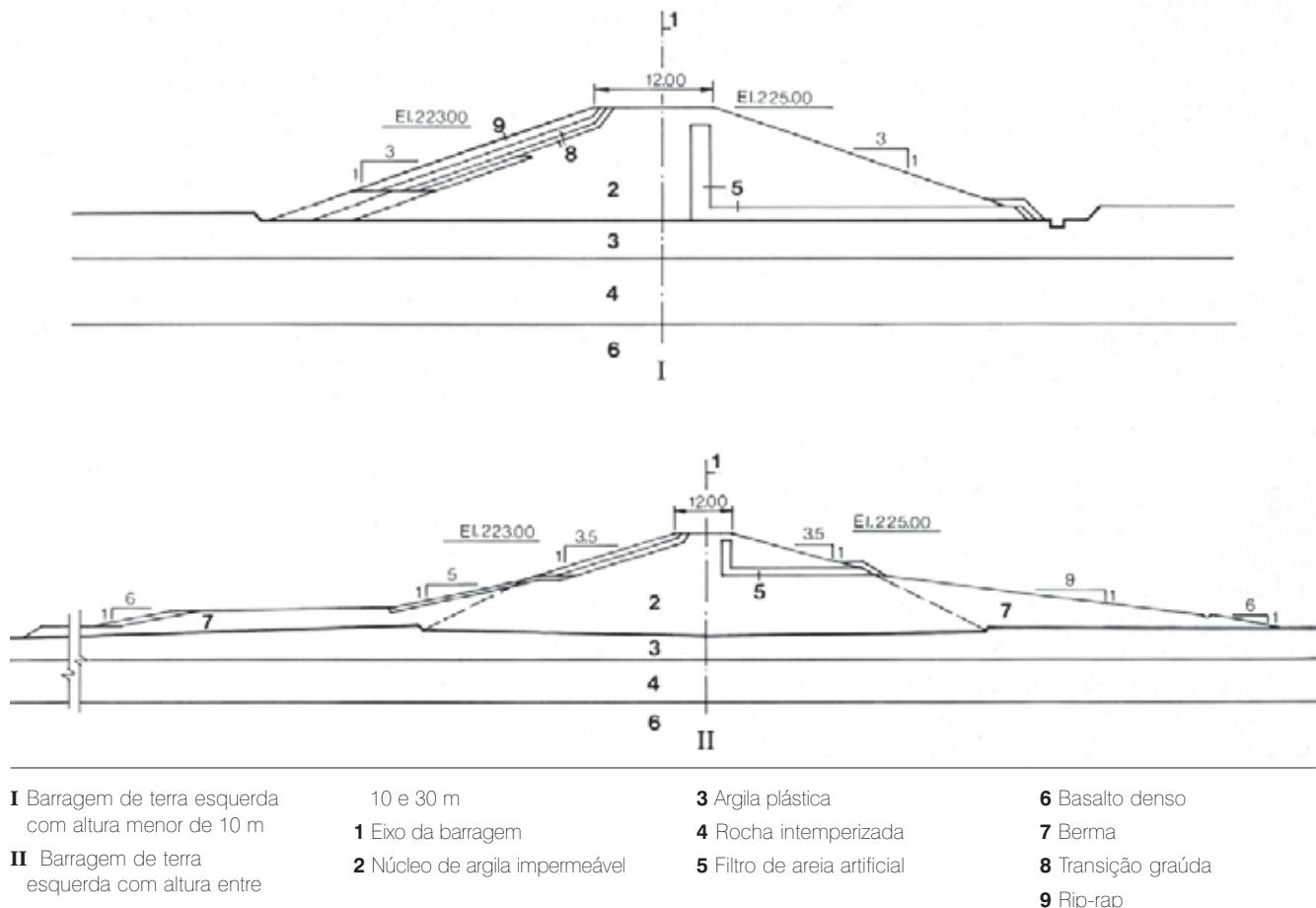
O trecho mais alto da barragem, de 10 a 30 m de altura, tem 630 m de comprimento, iniciando na transição com a barragem de enrocamento. Essencialmente, este trecho tem uma seção central homogênea de argila plástica compactada com taludes a montante e a jusante de 1 V:3,5 H da crista até meia altura e de 1 V:2 H até a fundação, veja Fig. 7.4. A partir dos pontos de inflexão dos taludes da seção central, foram construídas bermas estabilizadoras com taludes muito suaves em ambos os lados.

Do lado de montante, a berma torna-se um tapete impermeável de 2 m de espessura. Algumas partes das bermas foram colocadas antes que a seção central da barragem fosse iniciada. Solos não selecionados incluindo argila plástica, saprólito e basalto intemperizado, obtidos da escavação para as fundações da barragem de enrocamento, foram usados para a construção das bermas. O material foi espalhado por bulldôzers em camadas de 20 cm e compactada com duas passadas de rolo vibratório liso.



Barragem de terra esquerda em construção

Fig. 7.4 Seções transversais da barragem de terra esquerda



A compactação da seção central de argila foi feita de acordo com as mesmas especificações das do núcleo da barragem de enrocamento. Para minimizar os recalques diferenciais, a escavação para a fundação foi feita com uma seção trapezoidal, removendo um máximo de 3 m sob a projeção da crista e 0,5 m nas extremidades a montante e jusante da seção central. Debaixo das bermas, foi escavado somente o solo superficial com matéria orgânica.

A drenagem interna é constituída por um filtro de chaminé vertical de 2 m de espessura ligado a um filtro de tapete horizontal de 1 m de espessura. Para os filtros foi usada rocha britada. Estas rochas eram um subproduto ou refugo do triturador primário usado para a fabricação de agregados de concreto, vide Capítulo 5.

A percolação, captada pelos filtros ou vindas através das fundações, escoa através das camadas naturais de saprolito ou rocha intemperizada. Vários testes de permeabilidade feitos em furos de sondagem e a experiência dos diques de Pomba Quê e Bela Vista, que

foram construídos nas proximidades e em fundações similares, indicaram que as camadas de basalto intemperizado e o saprólitio proporcionariam uma excelente drenagem natural.

Como uma medida de segurança adicional, após o enchimento do reservatório, foi realizada uma linha de poços de drenagem próxima ao pé de jusante da barragem. Estes poços possuíam 0,20 m de diâmetro, 30 m de espaçamento e estendiam-se dentro do basalto intemperizado.

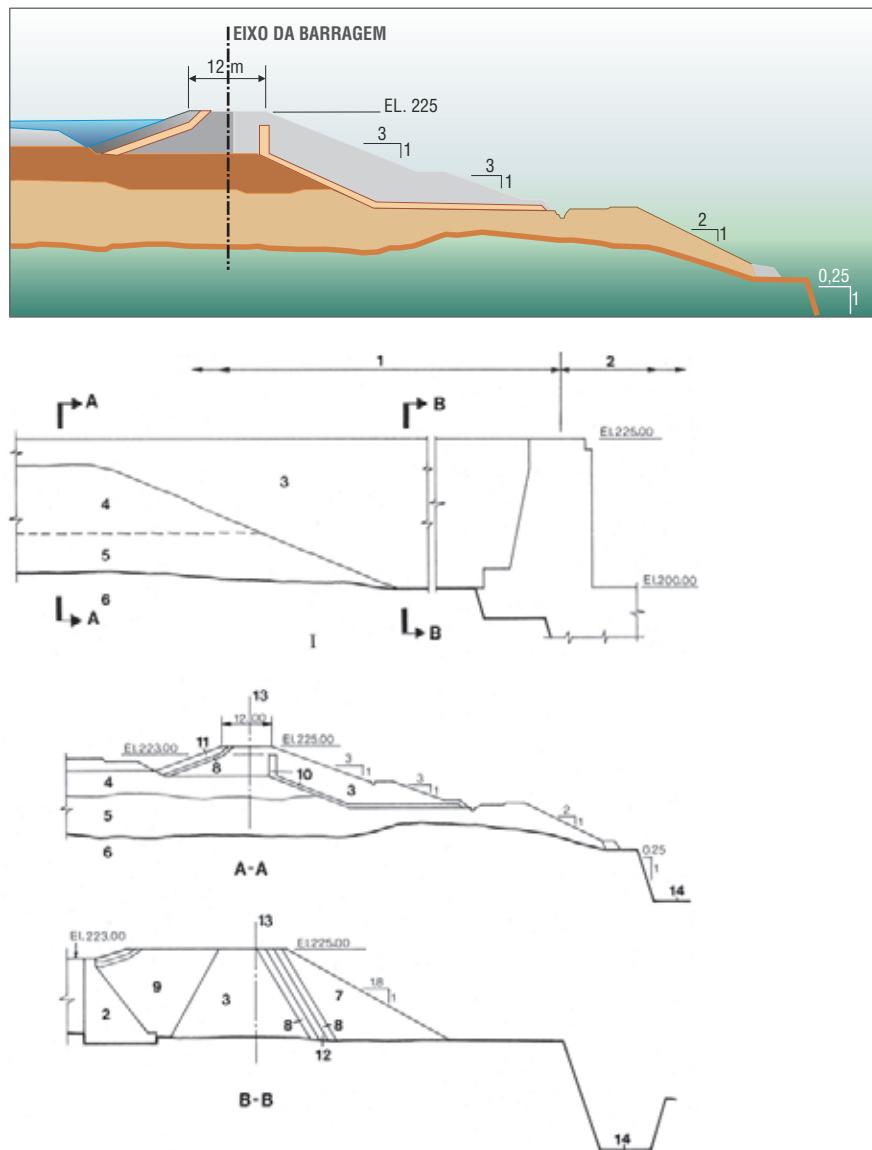
O trecho da barragem de terra esquerda, com 10 m ou menos de altura, tem 1.360 m de comprimento, sua seção transversal possui em ambas faces taludes uniformes de 1 V:3 H e foi construído com argila plástica compactada, veja Fig. 7.4. Não foram colocadas bermas. O sistema interno de drenagem é similar àquele do trecho mais alto.

Para este trecho da barragem, a escavação foi limitada a somente 1 m do solo superficial que continha material orgânico combinado com solo argiloso seco misturado com fragmentos de rocha intemperizado.



Fig. 7.5 Transição entre a barragem de terra direita e o vertedouro – seções longitudinais e transversais (para planta, vide Fig. 7.6)

- 1 Seção longitudinal
- 1 Barragem de terra direita
- 2 Estrutura do vertedouro
- 3 Núcleo de argila impermeável
- 4 Argila plástica
- 5 Saprolito
- 6 Basalto denso
- 7 Enrocamento
- 8 Transição graúda
- 9 Aterro com refugo de rocha
- 10 Filtro de areia artificial
- 11 Rip-rap
- 12 Transição fina
- 13 Eixo da barragem
- 14 Estrada de acesso à casa de força



SEÇÃO TRANSVERSAL TÍPICA

BARRAGEM DE TERRA DIREITA

CONDIÇÕES GEOLÓGICAS E FUNDAÇÕES

A geologia e o tratamento da fundação foram idênticos para as barragens de terra direita e esquerda.

O material das áreas de empréstimo na margem direita limitava-se somente à argila altamente plástica, enquanto que na margem esquerda estavam disponíveis solos plásticos e também material arenoso, tendo-se originado da decomposição de afloramentos de brecha basáltica.

A barragem de terra direita é uma seção convencional homogênea de argila plástica compactada com taludes uniformes a montante e a jusante de 1 V:3 H, com altura máxima de 25 m e comprimento de 872 m, veja Fig. 7.5.

O sistema de drenagem interno consiste de um filtro vertical de 2 m de largura e um tapete de drenagem de 1 m de espessura, ambos de areia artificial. Um importante aspecto do projeto é o livre escoamento da drenagem interna ao longo de todo o pé de jusante da barragem.

As escavações para a barragem removeram a capa do solo somente até 1 m de profundidade a fim de eliminar o solo seco superficial e regularizar o terreno.

A percolação através da fundação é controlada por um tapete de drenagem composto de areia e por uma camada permeável de saprolito que aflora no lado de jusante da barragem perto da estrada de acesso à casa de força.

Para evitar erosões futuras do talude neste local, foram construídos filtros de material granular.

TRANSIÇÃO DA BARRAGEM DE TERRA DIREITA E ABRAÇO COM O VERTEDOURO

O tipo de contato entre a barragem de terra e a estrutura de concreto na margem direita foi diferente em termos conceituais do que o do enrocamento no lado esquerdo.

O projeto da barragem na zona de abraço com o vertedouro foi determinado pelas condições hidráulicas do vertedouro, que exigiu a construção de um muro guia com sua crista na El. 223.

Portanto, no lado de montante, a estrutura de concreto sobrepõe-se ao núcleo de terra e atua como seu confinamento, veja Fig. 7.5.

A escavação para a estrada sob o vertedouro limitou o espaço disponível para uma barragem de terra maciça, vide Fig. 7.5, e, em consequência, o aterro de argila no lado montante e o enrocamento no lado jusante foram retidos pela parede lateral do vertedouro.

Na seção de transição, de aproximadamente 50 m de comprimento, uma mudança de geometria externa e no zoneamento do núcleo foi requerida para permitir um contato adequado com a estrutura de concreto do vertedouro.

A seção transversal muda progressivamente de uma seção homogênea de material argiloso com fundação em solo para uma seção mista de terra-enrocamento fundada em rocha.

Neste trecho, a escavação da fundação se aprofunda, cortando a camada de argila plástica e o saprolito com uma declividade muito mais suave de 1 V: 4 H até alcançar a fundação de rocha sã.

Um aterro de argila com inclinação de 1 V: 3 H é transformado em um núcleo central impermeável de 12 m



Transição da barragem de terra direita com o vertedouro

de largura na crista com taludes externos de 1 V: 0,5 H nos lados montante e jusante da barragem.

Do lado de montante da barragem, a crista se alarga para ajustar o alinhamento externo da barragem com o muro guia.

O espaço entre o núcleo de argila impermeável e o talude externo a montante do maciço de terra está preenchido por material argiloso que se torna gradualmente mais longo e alto, com o talude externo desviando do alinhamento na barragem de terra e o

núcleo impermeável diminuindo sua espessura à medida que a fundação avança sobre o solo residual, na direção da ombreira.

No lado de jusante, a partir da barragem de terra, o enrocamento torna-se mais espesso e alto à medida que o núcleo diminui com o aprofundamento da escavação da fundação. No ponto onde a escavação encontra a rocha, o enrocamento atinge sua altura e largura máxima. Acompanhando a mudança do zoneamento interno, o talude externo de jusante torna-se mais abrupto e varia de 1 V:3 H a 1 V:1,8 H.

Nesta seção, o sistema de drenagem interno compreende um filtro de chaminé vertical de 2 m de largura e um tapete de drenagem de 1 m de espessura que se estende do pé do filtro vertical à extremidade do aterro de jusante. Este atua também como uma transição entre o núcleo e o solo de fundação.

Portanto, nos últimos 50 m de aterro que foram construídos como um abraço com a estrutura de concreto, a barragem está já fundada na rocha, tem um núcleo central

impermeável, e, no lado de montante, tem uma zona de atero com material de argila confinado entre o núcleo central e o muro guia.

No lado de jusante, este tem uma zona de enrocamento com uma inclinação de 1V: 1,8 H.

O núcleo impermeável é protegido por três zonas de transição construídas com material granular. Cada zona tem 2 m de espessura.

Plantas e seções da barragem de terra na ala direita entre a ombreira direita e a parede do vertedouro estão mostradas na Fig. 7.6.

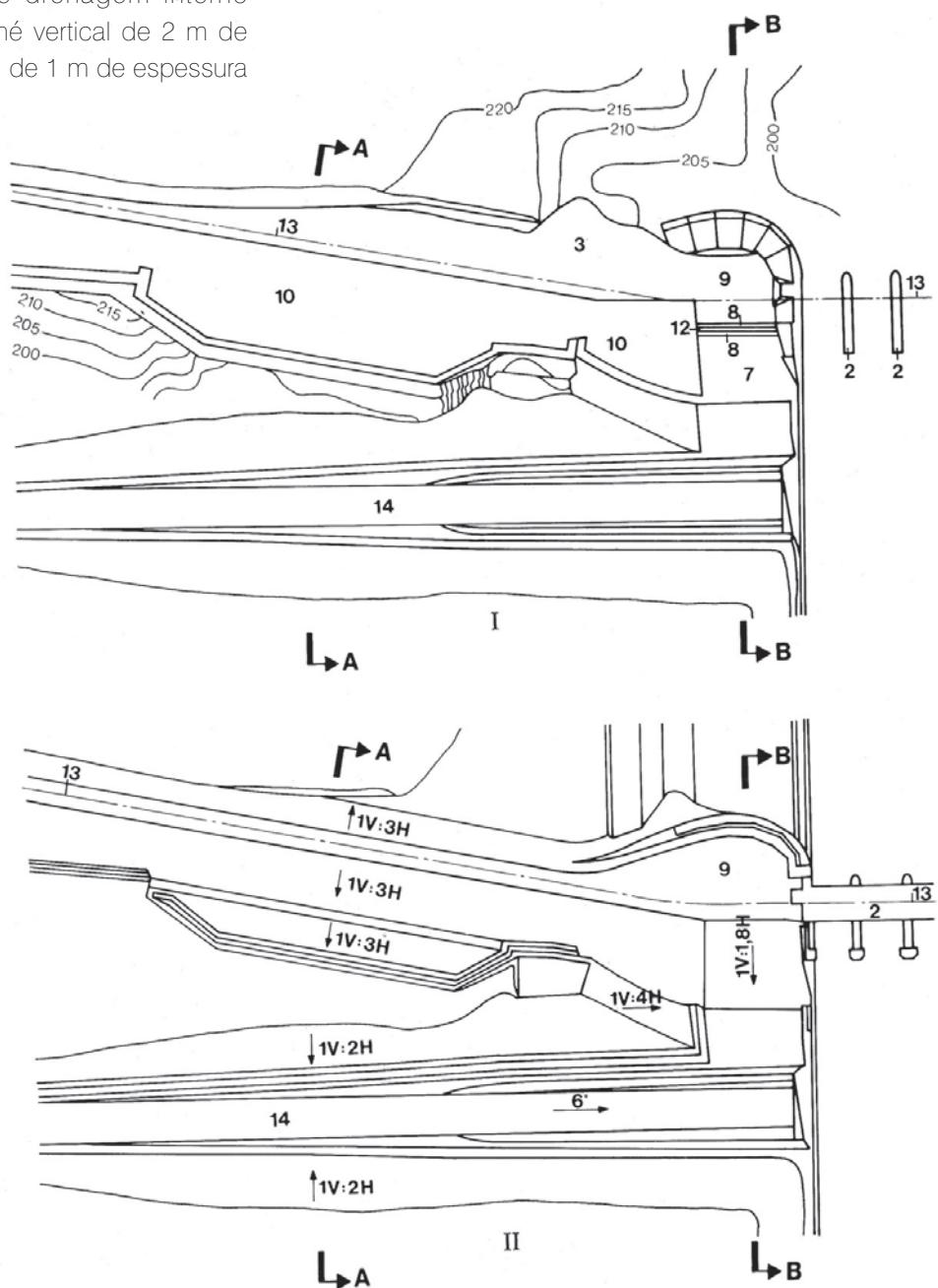


Fig. 7.6. Transição entre a barragem de terra direita e o vertedouro – Planta (para legenda, veja Fig. 7.5)

I Planta da fundação

II Planta na El. 225.00

DESEMPENHO DAS BARRAGENS DE ATERRO

INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

Barragem de enrocamento

Como o projeto da barragem de enrocamento na margem esquerda foi do tipo convencional, com sua fundação na rocha sã quase horizontal, e todas as zonas do maciço foram compactadas, os principais índices de sua estabilidade e desempenho monitorados foram:

- Pressões dos poros e piezométricas no contato entre o núcleo impermeável e a fundação de rocha.
- Pressões piezométricas na fundação rasa de basalto, na camada de brecha e na descontinuidade localizada de 30 a 40 m sob a fundação de basalto são.
- Recalque do aterro.
- Vazão de percolação através da barragem e suas fundações.

Interação na interface de concreto

A interação entre a barragem de enrocamento e o muro de transição de concreto na interface com a barragem de contrafortes foi monitorada através de medições das pressões piezométricas e da terra nos contatos longitudinais e transversais a montante entre o muro de concreto e o núcleo de argila. Os instrumentos foram instalados em três elevações.

A localização dos instrumentos numa seção transversal da barragem de enrocamento e na interface de concreto estão mostrados na Fig. 7.7.

O número total de instrumentos instalados na barragem de enrocamento foram:

Piezômetros	47
Células de pressão	6
Marcos topográficos de superfície	43
Medidores de vazão	1

Deslocamentos da crista em relação a uma linha de referência ao longo do eixo da barragem, como também o recalque absoluto da crista das barragens de enrocamento e de terra, são também obtidos por meio de levantamentos geodésicos de alta precisão de todas as estruturas do projeto de Itaipu.

Barragens de terra

Ao contrário da barragem de enrocamento, as barragens de terra laterais foram fundadas sobre rochas completamente intemperizadas (saprolito) ou sobre solos residuais. Visto que essas fundações eram compressíveis e permeáveis, além das pressões piezométricas, o recalque e a percolação através das fundações são de grande importância no que se refere à estabilidade e o desempenho seguro dessas barragens.

Piezômetros do tipo elétrico e de tubo aberto foram instalados no contato entre o aterro e as fundações ao longo da largura total da barragem em locais representativos, de modo a obter perfis do gradiente hidráulico na fundação relativamente permeável, veja Fig. 7.8. Enquanto que os marcos topográficos ao longo da crista são usados no levantamento do recalque superficial, medidores de recalque do tipo IPT, capazes de medir o

Fig. 7.7. Seção da barragem de enrocamento - Instrumentação típica

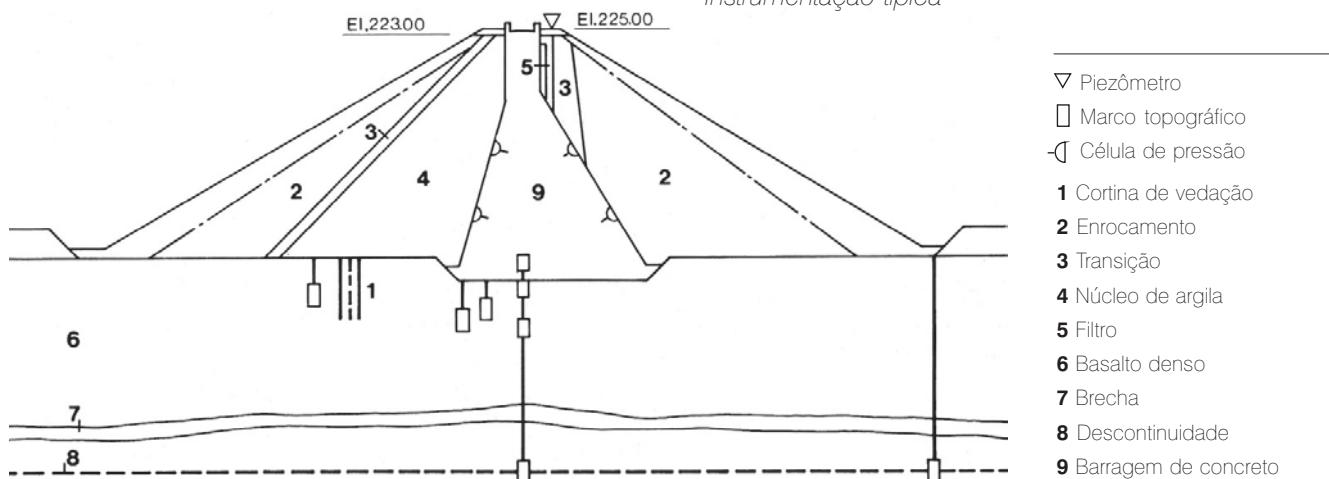
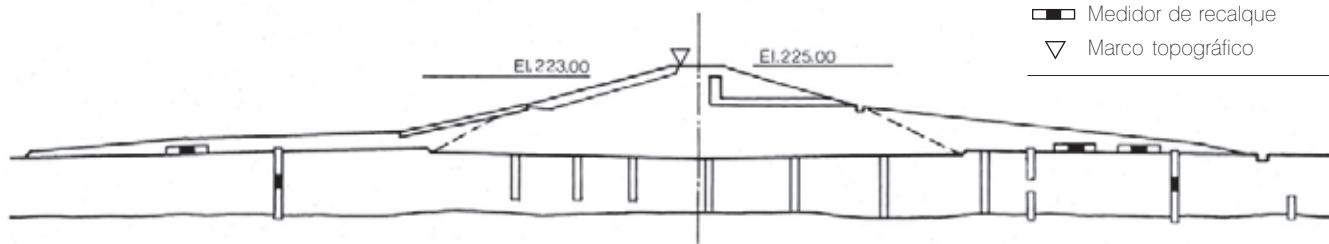


Fig. 7.8 Seção da barragem de terra - Instrumentação típica



recalque incremental desde a fundação até a superfície, foram instalados a jusante e a montante do filtro de chaminé no aterro.

A percolação pelo aterro é principalmente coletada pelo filtro chaminé e pelo tapete, e o fluxo pelas fundações é interceptado por poços de drenagem verticais no pé da barragem de terra esquerda e coletado por canaletas revestidas paralelas ao pé. Medidores de vazão foram localizados de forma que a percolação de setores específicos da barragem pudesse ser monitorada separadamente. São também medidas a turbidez e a quantidade de sedimento na água de percolação que podem indicar erosão interna (*piping*).

A junta da barragem de terra direita com o vertedouro foi instrumentada por células de pressão e piezômetros instalados no contato entre o núcleo impermeável e a face transversal do muro de concreto.

Os números de instrumentos instalados nas duas barragens de terra foram:

Piezômetros	62
Medidores de recalque	9
Células de pressão	6
Marcos topográficos superficiais	40
Medidores de vazão	4

DESEMPENHO DA BARRAGEM DE ENROCAMENTO E SUA FUNDAÇÃO

Recalque e deformações

O recalque da barragem de enrocamento durante a construção não foi medido. Porém, o recalque de suas fundações, devido ao peso do aterro, foi medido logo antes do enchimento do reservatório como parte do levantamento geral geodésico; este foi menor que 1 mm. Dois anos após o enchimento do reservatório, os levantamentos mostraram que a crista da barragem de enrocamento havia recalcado entre 10 a 18 mm com relação a fundação; quanto mais

alto o aterro, maior o recalque. Durante o ano seguinte, o maciço de enrocamento recalcou outros 3 a 5 mm, e após 5 anos de operação não havia essencialmente recalque adicional.

O recalque da barragem de enrocamento representou o adensamento interno progressivo a medida que o reservatório subia a uma taxa média de 3 m/dia. Uma vez que foram necessários vários meses para que a água penetrasse e saturasse parcialmente o espesso núcleo de argila, o adensamento da barragem continuou por 5 anos, mas a uma taxa gradualmente menor.

Com a consolidação dos contranúcleos de enrocamento e das zonas de transição, a densidade e a resistência global do aterro melhoraram. O módulo de deformação geral da barragem de enrocamento foi maior do que o previsto no projeto, porque o recalque máximo da barragem (25 mm) foi inferior ao valor calculado teoricamente. Isto demonstrou que a barragem de enrocamento era mais sólida e mais durável do que previsto.

Em parte devido ao adensamento e em parte devido à deformação ou flexão do núcleo em resposta a carga do reservatório, a barragem de enrocamento se deformou na direção de jusante. De 9 de outubro de 1982, antes do enchimento do reservatório, até 9 de março de 1987, ou seja, após 4,5 anos de operação, a crista da barragem de enrocamento se deslocou cerca de 20 mm para jusante. Cerca de 30% do deslocamento horizontal para jusante ocorreu em um mês após o primeiro enchimento do reservatório. Cinco anos após o enchimento do reservatório, com nível do reservatório essencialmente constante, o maciço da barragem de enrocamento terminou seu adensamento e não houve mudança significativa nos deslocamentos.

Pressões piezométricas e percolação

O contato entre o núcleo de argila e as fundações e os 10 m da parte mais alta da fundação de basalto saturou rapidamente quando do enchimento do reservatório.

Debaixo de uma carga de cerca de 50 m na base do núcleo de argila, 1 mês após o primeiro enchimento do reservatório, as subpressões expressas em termos de porcentagem da carga hidráulica foram as seguintes:

No contato da fundação com o núcleo	10 - 45%
Na fundação rasa	15 - 100%
Na junta D da fundação na El. 130	18 - 20%

Na fundação rasa e no contato do núcleo, as subpressões mais elevadas foram a montante da cortina de vedação de 10 m de profundidade. O fato de que as subpressões no contato eram geralmente menores que aquelas na fundação indicou que o tratamento com calda de cimento e vedação das fissuras expostas, abaixo e a montante do núcleo de argila, foi mais efetivo que a cortina de injeção em tornar a parte mais superficial da rocha de fundação completamente estanque. Visto que a permeabilidade da fundação e do contato era muito baixa mesmo antes da injeção, mesmo com os altos gradientes de subpressão, a vazão e o risco de erosão interna (*piping*) no núcleo de argila eram insignificantes. Em todo o caso, a zona de filtro a jusante do núcleo de argila proporciona a proteção necessária contra a erosão interna do mesmo.

As pressões piezométricas relativamente baixas na descontinuidade da fundação mais profunda mostraram que, por causa do longo caminho de percolação desde o local onde a junta está exposta no reservatório, a junta levaria muito mais tempo para saturar-se, e contanto que haja saída da vazão de percolação no lado de jusante, as subpressões na junta D não irão ter consequências negativas.

As pressões piezométricas em todos os locais na fundação continuaram a aumentar por aproximadamente 2 anos após o primeiro enchimento do reservatório e estabilizaram-se nos seguintes valores:

No contato núcleo-fundação	5 - 55%
Na fundação rasa	30 - 100%
Na junta da fundação na El. 130	25 - 30%

A montante da cortina de injeção, as subpressões responderam às pequenas flutuações no nível do reservatório. As medições do nível freático nos poços de alívio, perfurados no pé da barragem, indicaram um nível piezométrico estável de aproximadamente 40% da carga hidráulica.

A vazão total de percolação através da barragem de enrocamento, de 1984 m de comprimento, sua fundação e dos poços de alívio perfurados no seu pé foi insignificante. Durante os primeiros 6 meses após o enchimento do reservatório a vazão foi de 0,22 l/s. Após 5 anos, a vazão era praticamente nula.

As pressões piezométricas na face de montante da interface da barragem de concreto e no contato transversal aumentaram progressivamente, como mostrado abaixo em termos de porcentagem da carga hidrostática:

Contato	Elevação do instrumento	Pressão piezométrica (%)	
		12/82	4/87
Montante	169	45	78
Longitudinal	189	48	86
Transversal	169		14
	189		10

Isto mostrou que o contato entre o concreto e o núcleo de argila era bastante impermeável. Já que a carga hidráulica efetiva na extremidade de jusante do contato transversal era menor de 10% da carga bruta, não havia a possibilidade de erosão interna do núcleo de argila e a vazão de percolação era insignificante. Isto foi confirmado 5 anos após o enchimento do reservatório.

Antes do enchimento do reservatório, a pressão total no contato do muro com o núcleo central de argila era de 40 N/cm² na El.169 e de 15 até 25 N/cm² na El.189; todas estas pressões eram de tração. Estes valores representavam as pressões intersticiais induzidas durante a compactação da argila altamente plástica com um conteúdo de umidade maior que o ótimo.

As pressões eram maiores ao longo da face de montante do que ao longo do contato transversal.

A cerca de 1 ano após o enchimento do reservatório, as pressões totais na El. 169 haviam aumentado para cerca de 60 N/cm² ao longo da face de montante e para cerca de 45 N/cm² no contato transversal. Depois disso, houve uma redução regular da tração, e depois de 5 anos, as pressões totais variavam entre 10 N/cm² de tração e 4 N/cm² de compressão.

O aumento das pressões totais de compressão, as pressões piezométricas constantes e a vazão de percolação insignificante no contato entre o núcleo e o

muro de transição de concreto indicaram que havia interação adequada e transferência de carga entre as duas estruturas.

Resumo

O desempenho da barragem de enrocamento foi excelente. A resistência geral do aterro foi melhor que o especificado e os materiais altamente duráveis, indicando uma longa vida útil para a estrutura com uma manutenção muito pequena. O aterro havia atingido um adensamento quase ótimo e as pressões piezométricas no contato da fundação eram estabilizadas ou estavam diminuindo lentamente. A vazão de percolação através da barragem, da sua fundação e da interface com a barragem de contrafortes era insignificante.

DESEMPENHO DAS BARRAGENS DE TERRA E SUAS FUNDAÇÕES

Barragem de terra da margem esquerda

O recalque da fundação da barragem de terra esquerda era de interesse especial, porque o material da fundação era composto de saprolito ou solos argilosos residuais altamente porosos e mais fracos do que o núcleo central compactado da barragem de terra. Enquanto o núcleo da maior parte da transição entre barragem de enrocamento e a de terra estava fundado sobre rocha ou material compacto, a maior parte da barragem de terra esquerda, de 2.294 m de comprimento, estava com sua fundação sobre solos residuais, com 3 a 8 m de espessura, acima do basalto intemperizado.

Durante a construção, o recalque máximo da fundação, medido sob uma seção da barragem com 22,5 m de altura, foi de 550 mm. Debaixo das bermas e do núcleo, onde este tinha menos de 17 m de altura, o recalque da fundação durante a construção variou entre 150 e 300 mm. Cerca de um mês após o enchimento do reservatório, o recalque combinado adicional da fundação e da barragem de terra, medido por um levantamento dos marcos topográficos na crista, forneceu os seguintes valores:

Transição	15 mm
Barragem, 30-15 m de altura	150 mm
Barragem, 15-5 m de altura	30 mm

Em um trecho da barragem de terra esquerda de 630 m de comprimento e em média 15 m de altura, onde os solos

residuais rasos foram escavados e o núcleo estava com sua fundação em basalto parcialmente intemperizado, o recalque foi somente de cerca de 5 mm.

O grande recalque da barragem de terra foi devido a rápida saturação e o colapso da estrutura dos solos residuais. A consolidação do núcleo de argila devido a carga do reservatório foi estimada ser menor que 5 mm. O recalque da fundação continuou durante o período subsequente e debaixo da parte mais alta da barragem o valor máximo foi de 180 mm. A taxa de recalque foi de apenas 3 mm/ano aproximadamente, 3 anos após o enchimento do reservatório.

Este recalque elevado da fundação foi previsto no projeto, e a seção central compactada foi feita muito mais larga e seus taludes mais suaves do que exigiria uma seção homogênea com fundação em rocha. A consolidação da fundação melhorou sua densidade e resistência e, portanto, a estabilidade da barragem.

O adensamento dos solos da fundação e do maciço da barragem de terra esquerda também resultou no deslocamento do eixo. Isto foi verificado pelos levantamentos geodésicos feitos 10 dias antes e depois do início do enchimento do reservatório, e com frequência anual subsequentemente. Durante o enchimento do reservatório, no lado direito da barragem de terra esquerda, adjacente à transição com a barragem de enrocamento, a crista deslocou-se 31 mm na direção de jusante, enquanto que a extremidade esquerda moveu-se 49 mm para montante, isto é, houve uma relevante rotação anti-horária de toda a barragem de terra esquerda. Durante os 2 anos seguintes, enquanto o reservatório estava essencialmente estável, a rotação foi revertida, com a extremidade direita movendo-se 20 mm para montante e a extremidade esquerda deslocando-se 52 mm na direção oposta. Cinco anos após o enchimento do reservatório, a tendência geral era de deslocamento da crista da barragem para montante. Tais deslocamentos estão relacionados não somente à consolidação dos solos da fundação, mas também aos ajustamentos da crosta terrestre devido ao peso do reservatório, que pode continuar por vários anos. O núcleo impermeável das barragens de terra, como também as bermas externas, são flexíveis e resistentes o suficiente para absorver os esforços devido às deformações sem afetar a estabilidade da barragem.

Comportamento hidrogeológico

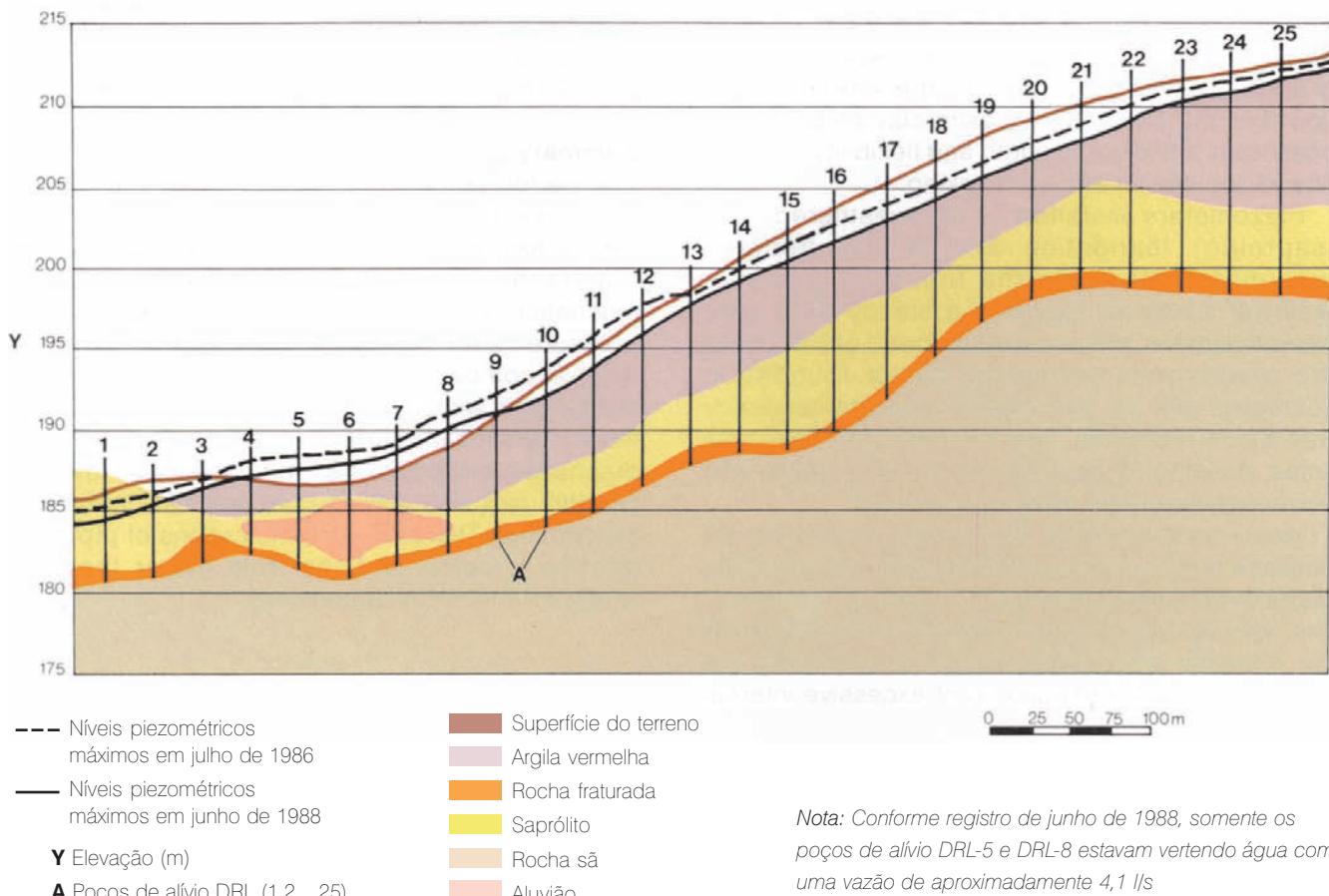
Os piezômetros do tipo de tubo aberto instalados nos solos de fundação e no contato da rocha indicaram que o lençol freático natural acompanhava a superfície da rocha e que a percolação natural escoava das margens em direção ao rio. Os piezômetros elétricos instalados no núcleo da barragem de terra registraram pressões dos poros negativas e positivas baixas ($\pm 1,2$ a $3,4 \text{ N/cm}^2$); as pressões dos poros negativas estavam na argila da fundação e foram atribuídas à secagem natural da argila que ficou exposta por mais de 2 anos.

Os níveis piezométricos nos solos de fundação e no contato da rocha subiram rapidamente enquanto o reservatório enchia, foi alcançada uma condição estabilizada aproximadamente 4 meses após o reservatório estar cheio e constante na El. $214 \pm 1\text{m}$. A vazão de percolação total através das fundações e maciços da barragem de terra esquerda foi de 12 l/s naquela ocasião. Após 5 anos, a vazão de percolação alcançou 26 l/s e ficou essencialmente estável depois disso.

A vazão de percolação era significativamente afetada pelas chuvas. Por exemplo, após uma chuva forte (555 mm) em abril e maio de 1987, a vazão efluente total do sistema de drenagem atingiu o máximo de 44 l/s , o que é cerca de 150% da quantia normal média. A infiltração do escoamento superficial nas margens naturais alteou o lençol freático e o gradiente em direção ao rio; que, por sua vez, aumentou a percolação através da fundação permeável da barragem. Já que a vazão de percolação reduziu-se após o período chuvoso enquanto o nível do reservatório permaneceu constante, este fato claramente demonstrou a correlação entre precipitação e vazão medida a jusante das barragens de terra.

Para controlar a erosão interna da fração fina do núcleo ou da fundação, o teor dos sólidos em suspensão foi regularmente monitorado. Inicialmente, um ano após o enchimento do reservatório, os sólidos totais na água de percolação por baixo e através da barragem de terra esquerda era de 54 mg/l . Quatro anos depois, o teor era somente de 16 mg/l . A maior parte dos sedimentos foi

Fig. 7.9 Barragem de terra esquerda - Seção longitudinal no pé de jusante ao longo dos poços de alívio





Vista panorâmica da barragem de terra da margem esquerda

atribuída à saturação inicial das argilas porosas e ao colapso de sua estrutura, e também à infiltração das águas superficiais ao longo das margens. O teor de sólidos em suspensão e sua gradual redução indicou um regime de escoamento permanente sem nenhuma erosão interna (*piping*) e confirmou a adequação do projeto com bermas amplas e tapete a montante.

As pressões piezométricas e o gradiente freático sob a barragem de terra esquerda alcançaram níveis estáveis em 1 a 2 anos após o enchimento do reservatório. Enquanto os níveis piezométricos estabilizados eram menores que aqueles admitidos no projeto, eles variavam nas diferentes seções da barragem, dependendo das propriedades e da profundidade dos solos da fundação acima do basalto. Os níveis da água no pé de jusante da barragem de terra esquerda, medidos nos poços de alívio perfurados entre 1986 e 1988, variaram entre El. 185 e El. 211 (com o nível do reservatório na El. 219,6); estes foram também influenciados pelos mesmos fatores como o resto das pressões piezométricas, veja Fig. 7.9.

Barragem de terra da margem direita

Embora a resposta da barragem de terra da margem direita ao primeiro enchimento do reservatório e subsequente flutuação do reservatório tenha sido similar em qualidade àquela da barragem de terra esquerda, em termos de quantidade esta resposta foi significativamente diferente. Os principais fatores aos quais essas diferenças em comportamento e desempenho das duas barragens são atribuídas foram: a profundidade mais rasa da rocha intemperizada ou fundações de saprólitico e os contranúcleos de enrocamento mais espessos da seção mais alta da barragem da margem direita.

O recalque da fundação durante a construção do maciço foi aproximadamente metade daquele medido sob trechos da barragem de terra esquerda de alturas similares. Os valores máximos eram em média de 100 mm ou um terço daquele da barragem de terra esquerda; a razão sendo uma menor espessura do saprólitico em comparação à margem esquerda.

Aproximadamente dois meses após o primeiro enchimento do reservatório, a fundação debaixo da parte

central da barragem recalcou mais 14 mm, que era cerca de 30% daquele da barragem de terra esquerda de altura comparável. Isto indicou uma consolidação menor e uma taxa de saturação mais lenta dos solos argilosos e do saprólito na fundação.

Nos três anos sucessivos, com o reservatório cheio e somente pequenas flutuações, a consolidação dos solos da fundação progrediu a uma taxa média de 15 mm por ano, atingindo um máximo de 48 mm debaixo da metade esquerda mais alta da barragem. Cinco anos após o enchimento do reservatório, o recalque da fundação diminuiu para menos de 3 mm/ano, indicando que a fundação estabilizou-se quase em seu estado ótimo, com melhoria consequente em sua densidade e resistência.

O núcleo de argila compactada, que é muito mais espesso que aquele da barragem de terra esquerda, consolidou somente cerca de 2 mm após cinco anos suportando a pressão do reservatório cheio.

A maior consolidação da fundação comparada com aquela da barragem tenderia gradualmente a aumentar as deformações no aterro; porém, o maciço de argila plástica compactada possui resistência e flexibilidade suficientes para absorver com segurança as deformações sem sofrer fissuras.

Os piezômetros instalados na fundação de rocha intemperizada (saprólito) e na rocha sã responderam rapidamente à primeira aplicação da pressão do reservatório, atingindo uma condição estabilizada após quatro meses, com a carga máxima de 2 m. Enquanto as pressões piezométricas na fundação flutuavam com o reservatório, a tendência geral era de diminuição lenta. Isto indicou que havia alguma drenagem nas camadas de rocha intemperizada com correspondente alívio das pressões dos poros.

Os instrumentos instalados no filtro de tapete no maciço indicaram pressões piezométricas ou nulas ou muito baixas após cinco anos de operação. Isto era um índice do excelente desempenho dos filtros vertical e de tapete em proteger o aterro contra o aumento excessivo das pressões intersticiais.

A vazão através do maciço pelas zonas de filtro internas e através da fundação permeável atingiu valores estabilizados na faixa entre 12 a 15 l/s quatro anos após o primeiro enchimento do reservatório. Durante a estação chuvosa, houve um aumento de 2 a 5 l/s, que representava o escoamento superficial que penetrava no lençol freático e na fundação de rocha decomposta.

Por um período de oito anos, nenhum sedimento foi detectado na água de percolação, indicando que não estava ocorrendo nenhum carreamento de partículas finas ou erosão interna.

O comportamento do contato entre o núcleo de argila da barragem de terra direita e o muro de transição de concreto com o vertedouro foi monitorado por piezômetros e células de pressão. Durante o primeiro enchimento do reservatório, as pressões piezométricas no contato na El. 205, cerca de 5 m acima das fundações, foram de aproximadamente 27 kN/m²; mas, em outros locais, as pressões piezométricas foram desprezíveis.

Uma célula de pressão próxima a El. 205 mediu uma pressão de contato de 90 kN/m² no início do enchimento do reservatório, que se reduziu a 55 kN/m² mais tarde quando o reservatório ficou quase cheio durante dois meses. Deduzindo-se a pressão dos poros, a pressão efetiva contra a parede foi de 28 kN/m², o que está bem dentro das hipóteses de projeto. Cinco anos após o início da operação, as pressões de contato e os níveis piezométricos estavam essencialmente constantes, indicando que não havia separação entre o núcleo do aterro e a parede de concreto.

Medidas mensais e quinzenais após o enchimento do reservatório mostraram que, em todos os aspectos funcionais, a barragem de terra direita e sua fundação atingiram uma situação estabilizada após aproximadamente dois anos, com os vários indicadores respondendo normalmente às flutuações do nível do reservatório.

Resumo

O desempenho das barragens de terra e suas respostas ao carregamento imposto pelo reservatório foram satisfatórios e ficaram dentro de margens de segurança adequadas. A grande consolidação da fundação de argila porosa durante a construção e sob a pressão do reservatório fortaleceu a fundação, e o maciço compactado flexível ajustou-se à deformação sem atingir valores críticos. A configuração da superfície freática estável e a vazão de percolação estabilizada indicaram que o projeto da barragem de terra esquerda com um núcleo espesso e bermas pouco inclinadas foi apropriado. Não houve indícios de erosão interna ou carreamento de partículas finas nas barragens ou na fundação.

VERTEDOURO E OPERAÇÃO

DO RESERVATÓRIO

CONSIDERAÇÕES BÁSICAS	8.3
ENSAIOS EM MODELO	8.3
Modelos Hidráulicos	8.3
Verificação do Arranjo Geral	8.4
Verificação do Projeto Hidráulico da Crista do Vertedouro	8.9
Pilares	8.11
Testes nos Trampolins	8.13
Análises dos Efeitos Erosivos a Jusante do Vertedouro	8.14
ARRANJO FINAL DO VERTEDOURO	8.21
Projeto das Estruturas	8.22
CONSTRUÇÃO DO VERTEDOURO	8.25
Estrutura da Crista	8.25
Túnel Rodoviário Debaixo do Vertedouro	8.28
Calhas, Muros, Trampolins e Galerias	8.29
COMPORTAS E EQUIPAMENTOS ASSOCIADOS	8.31
Equipamentos do Vertedouro	8.31
Arranjo_Geral e Disposição dos Equipamentos	8.31
Comportas	8.31
Pórtico Rolante	8.40
Stoplog do Vertedouro e Viga Pescadora	8.43
Equipamento Auxiliar	8.45
Suprimento de Energia	8.46
Proteção, Controle, Instrumentação	8.47
EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO	8.48
Enchimento do Reservatório e Enchente Máxima Registrada	8.48
Reavaliação da Enchente de Projeto do Vertedouro	8.49
Desempenho Hidráulico do Vertedouro	8.50

DESEMPENHO ESTRUTURAL DO VERTEDOURO	8.52
Objetivos do Monitoramento e Instrumentação	8.52
Comportamento da Estrutura da Crista e Fundações	8.54
Desempenho das Calhas do Vertedouro e Muros Guias	8.56
Desempenho dos Trampolins e das Lajes de Proteção a Jusante	8.57
DESEMPENHO GEOFÍSICO DO RESERVATÓRIO	8.60
Recalques da Crosta Terrestre	8.60
Monitoramento Sísmico	8.61

VERTEDOURO E OPERAÇÃO DO RESERVATÓRIO

CONSIDERAÇÕES BÁSICAS

Os estudos hidrológicos e geológicos, o arranjo da casa de força e da barragem, como também os estudos do desvio feitos na fase de viabilidade, determinaram que o vertedouro de Itaipu iria:

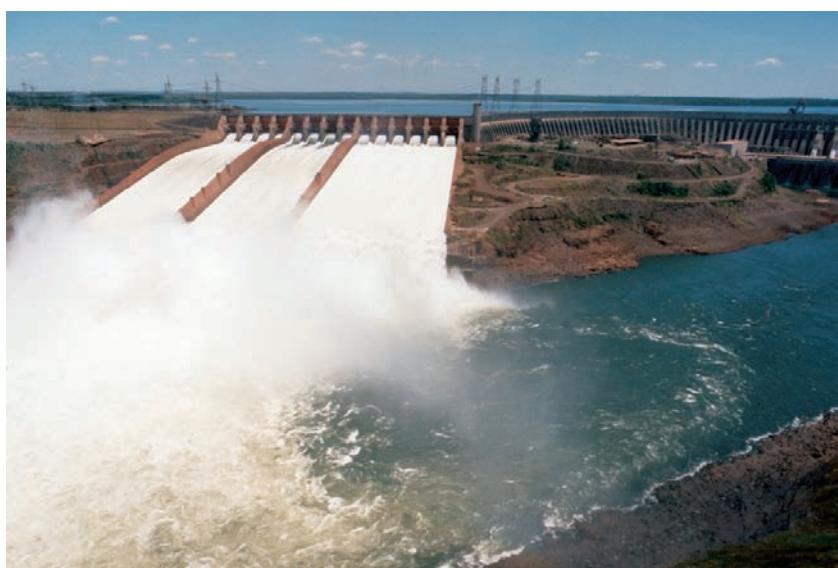
- Evacuar uma vazão máxima de 62.200 m³/s com nível do reservatório na El. 223.
- Ser localizado na margem direita.
- Ser do tipo trampolim, com descarga no rio Paraná 1,2 km a jusante da casa de força.

Considerações iniciais da conveniência econômica e operacional indicaram uma configuração com cinco calhas paralelas e 13 comportas principais de 20 m x 20 m e três comportas auxiliares de 13 m x 13 m instaladas numa calha separada para evacuação de troncos.

ENSAIOS EM MODELO

MODELOS HIDRÁULICOS

Estudos e ensaios para a análise do projeto do vertedouro e das condições operacionais foram realizados em dois modelos. Um modelo tridimensional na escala 1:100, incluindo todos os itens e estruturas necessários para



Vertedouro de Itaipu
em operação

verificação do desempenho hidráulico geral; e um modelo parcial na escala 1:50, reproduzindo três vãos completos da estrutura da crista do vertedouro.

O arranjo do modelo tridimensional geral é definido na Fig. 8.1. Os perfis básicos do modelo parcial estão definidos na Fig. 8.2.

VERIFICAÇÃO DO ARRANJO GERAL

A verificação do arranjo geral começou com a análise das condições operacionais do vertedouro derivadas dos estudos de viabilidade, cujo arranjo básico é mostrado na Fig. 2.17 do Capítulo 2. O protótipo do vertedouro reproduzido em modelo consistiu de:

- Uma calha com três vãos, cada uma com comportas de 13 m x 13 m no lado direito constituindo um vertedouro de serviço, planejado para operar de forma quase contínua durante os primeiros anos de operação.
- Quatro calhas principais, três das quais tinham três vãos e a outra quatro, cada uma com comportas radiais de 20 m x 20 m, cuja capacidade de descarga quando adicionada àquela do vertedouro de serviço evacuaria a enchente máxima de projeto.
- Uma comporta estreita no lado esquerdo especificamente planejada para permitir a passagem de troncos e detritos flutuantes.



Modelo comparativo do vertedouro - escala 1:100

O exame dos resultados dos testes, neste modelo, levou às seguintes observações:

- As condições de aproximação em ambos os lados do vertedouro não eram satisfatórias durante a época de altas vazões, em vista de que o vertedouro de serviço e a calha para evacuar troncos causavam restrições ao escoamento.
- A descarga era menor que a requerida; sendo o coeficiente da descarga da ordem de 1,90 m³/s. Este baixo valor era em parte devido às condições de aproximação do vertedouro não totalmente satisfatórias e, em particular, à elevada posição da comporta em relação à crista.
- Por causa das extremidades de saída escalonadas das cinco calhas, o jato impactava perto das fundações dos trampolins.
- O efeito da operação do vertedouro nos níveis do canal de fuga em correspondência à casa de força era mínimo.

Os resultados dos testes em modelo no vertedouro com cinco calhas sugeriram as seguintes modificações incorporadas no arranjo mostrado na Fig. 8.3:

- A calha para troncos foi eliminada.
- O vertedouro de serviço foi aumentado, tornando-se uma calha com quatro comportas de 20 m x 20 m.
- O vertedouro principal deveria possuir duas calhas, uma com quatro e outra com seis comportas de 20 m x 20m.
- Para eliminar o efeito prejudicial do impacto do jato, os trampolins da calha central e direita foram direcionados obliquamente ao fluxo do rio.
- Refazer o projeto da crista, aumentando sua altura acima da extremidade mais alta da calha, de forma a melhorar o coeficiente de descarga, veja Fig. 8.4.

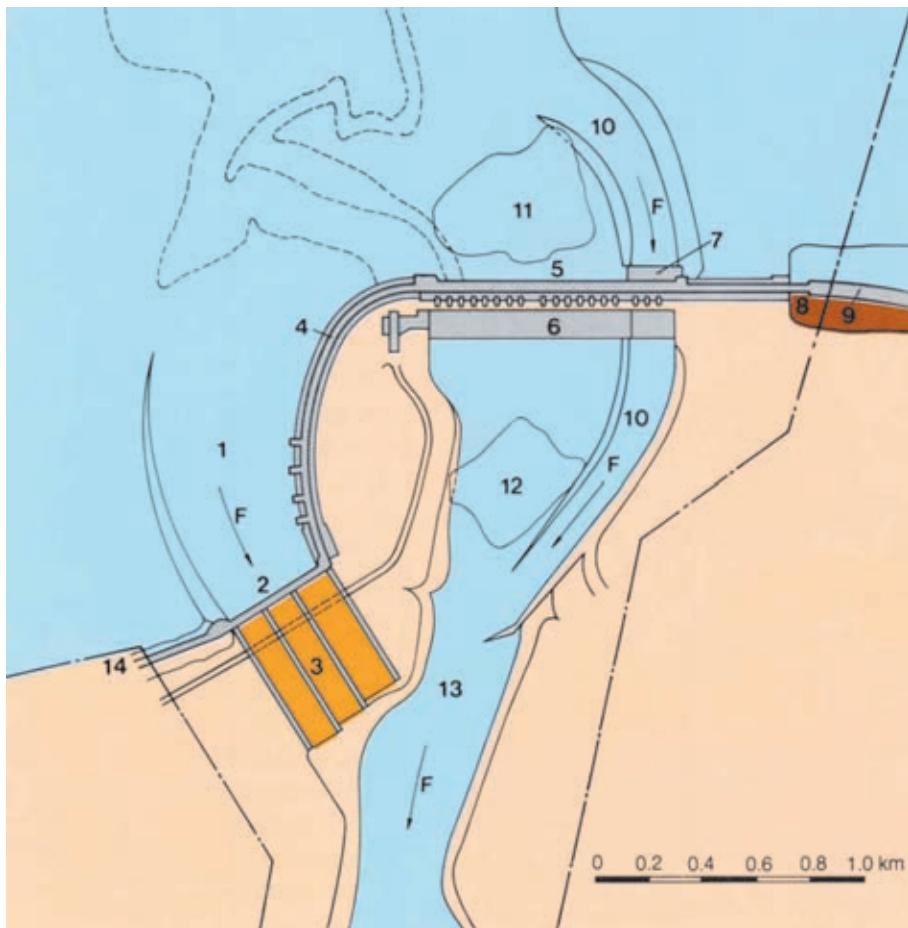


Fig. 8.1 Esquema geral do modelo

- 1 Canal de aproximação ao vertedouro
- 2 Vertedouro – obras de controle
- 3 Vertedouro - calhas
- 4 Barragem de contrafortes
- 5 Barragem principal com tomada de água
- 6 Casa de força com 18 unidades de 700 MW
- 7 Estrutura de controle do desvio
- 8 Transição
- 9 Barragem de enrocamento
- 10 Canal de desvio
- 11 Enseadeira de montante
- 12 Enseadeira de jusante
- 13 Rio Paraná
- 14 Barragem de terra direita
- F Direção do fluxo
- - - Limites do modelo hidráulico

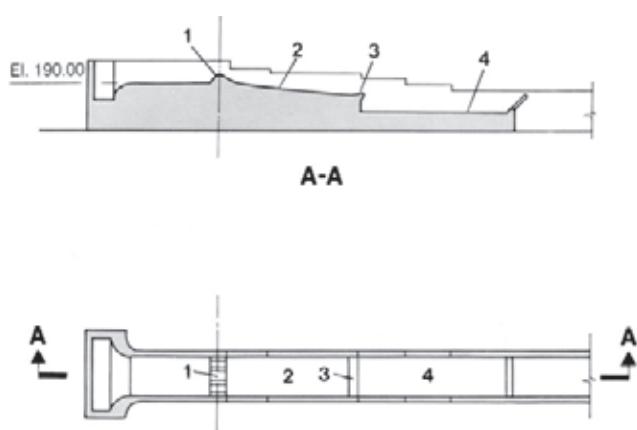
As considerações econômicas e o modo de operação previsto do vertedouro foram particularmente determinantes na seleção do esquema adotado; veja Fig. 8.3. Avaliações detalhadas dos custos com a comparação de cinco, três e duas calhas foram efetuadas para determinar o arranjo mais econômico. As análises econômicas comparativas consideraram o seguinte:

- Escavação no canal de aproximação para as calhas, trampolins e muros guias.
- Concreto e aço para armadura na crista da estrutura, pilares, pontes, calhas, trampolins e muros guias.
- Comportas, ancoragem do munhão e servomotores.
- Tempo necessário para a construção.

Disso resultaram as seguintes comparações de custos:

Número de calhas	Índice de custo
5	133
3	105
2	100

Fig. 8.2 Modelo hidráulico parcial



- 1 Crista do vertedouro – três vãos completos
- 2 Calhas
- 3 Trampolim – El. 140
- 4 Fundo móvel – El. 90

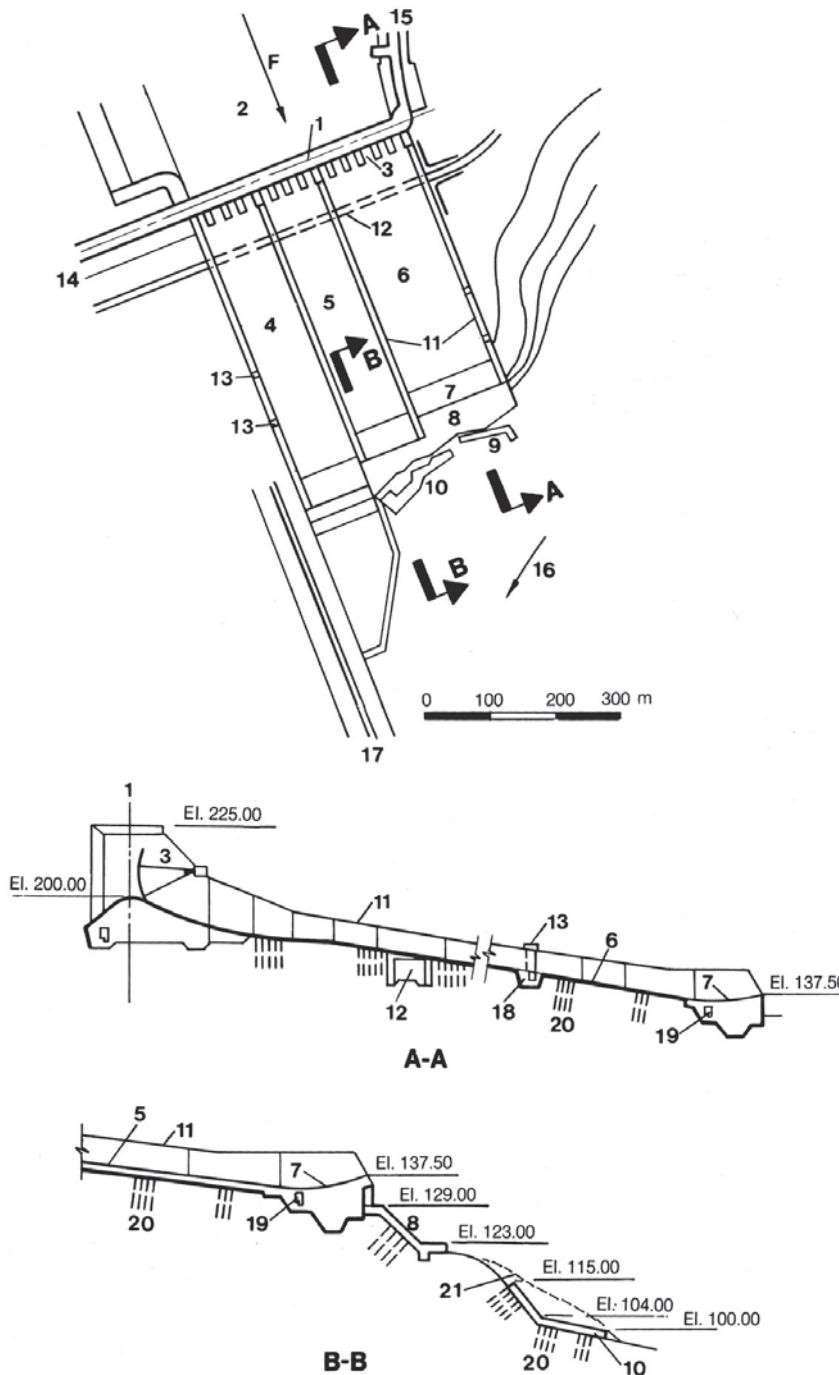


Fig. 8.3 Arranjo final do vertedouro

- 1 Eixo do vertedouro
- 2 Canal de aproximação
- 3 Comportas radiais do vertedouro
- 4 Calha direita
- 5 Calha central
- 6 Calha esquerda
- 7 Trampolins
- 8 Proteção do talude de jusante
- 9 Muro de proteção (1985)
- 10 Muro de proteção (1986)
- 11 Muro guia
- 12 Túnel rodoviário
- 13 Poços de tomada de ar das galerias de aeração
- 14 Barragem de terra direita
- 15 Barragem de contrafortes lateral direita
- 16 Rio Paraná
- 17 Talude direito
- 18 Galeria de aeração
- 19 Galeria de drenagem
- 20 Chumbadores
- 21 Perfil de rocha original
- F Direção do fluxo

Enquanto o arranjo com duas calhas era aproximadamente 5% mais barato que a alternativa com três, o risco era 50% maior com este último por não apresentar flexibilidade operacional suficiente para a execução de reparos durante um período prolongado de altas vazões. As vazões sem precedentes de 1982-83, que serão abordadas mais adiante, demonstraram retrospectivamente as implicações de longo alcance dos riscos que se corria em caso de falha do vertedouro.

Então, foi escolhido o arranjo com três calhas, priorizando-se a necessidade de minimizar os riscos, de aumentar a flexibilidade operacional e a possibilidade de lidar com as emergências com segurança, sobre a pequena vantagem econômica do arranjo com duas calhas. Mais especificamente, as vantagens do arranjo selecionado, conforme demonstrado durante oito anos de operação, são:

- Cada calha possui uma capacidade de descarregar mais que duas vezes a média anual da vazão natural

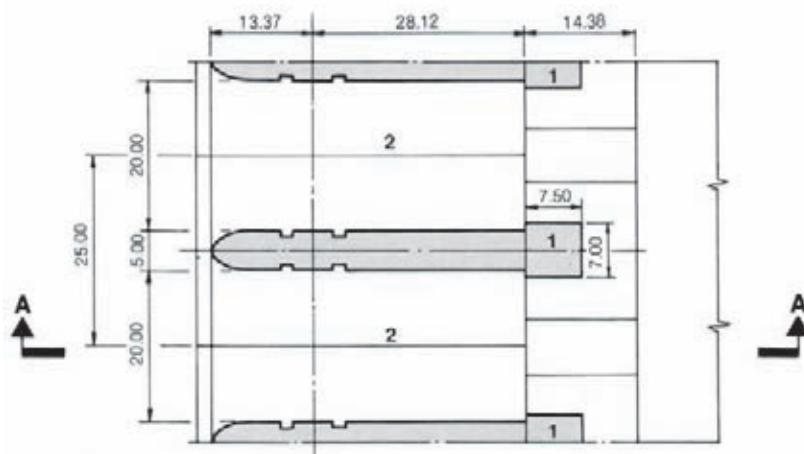
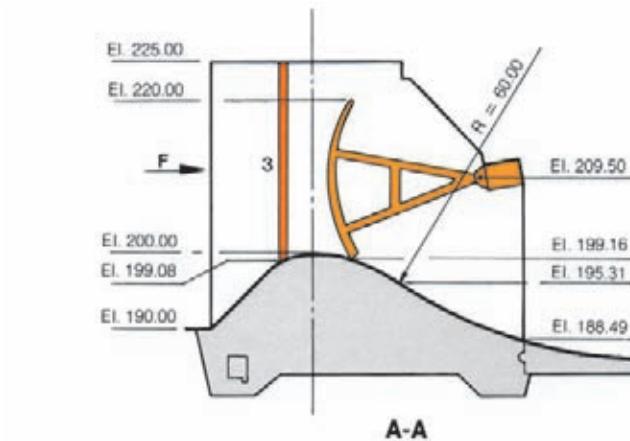


Fig. 8.4 Projeto básico da crista

1 Concreto fibroso - uma camada de concreto fibroso de 0,30 m foi lançada antes da pega inicial do concreto adjacente

2 Junta

3 Ranhura do stoplog

F Direção do fluxo

do rio; por essa razão, apenas uma calha deve estar em condições de operar durante vazões acima de 20.000 m³/s.

- Maior flexibilidade na operação das comportas e das calhas de modo a controlar a erosão a jusante.
- A possibilidade de programar a manutenção e o reparo das calhas e dos trampolins sem reduzir o grau de proteção do projeto.

Avaliações de custos idênticas efetuadas para as oito diferentes elevações da crista indicaram que a mais econômica era a El. 200.

A padronização de todas as comportas, além de ser a solução mais econômica, apresentava a vantagem adicional de uniformidade do projeto e da construção, e da possibilidade de intercâmbio dos componentes e mecanismos operacionais.

A largura total das três calhas, incluindo os dois muros guias intermediários, tinha uma largura constante de 345 m, sem convergência, pelo comprimento total das calhas. Por causa da topografia natural da margem do

rio, os comprimentos das três calhas seriam diferentes.

Os perfis das calhas acompanhavam essencialmente a superfície da rocha sã e foram ajustados para minimizar a escavação e o concreto para os muros. As curvas, transições e taludes dos pisos das calhas foram projetados para evitar pressões negativas. Os perfis das três calhas não eram paralelos entre si ao longo do seu comprimento.

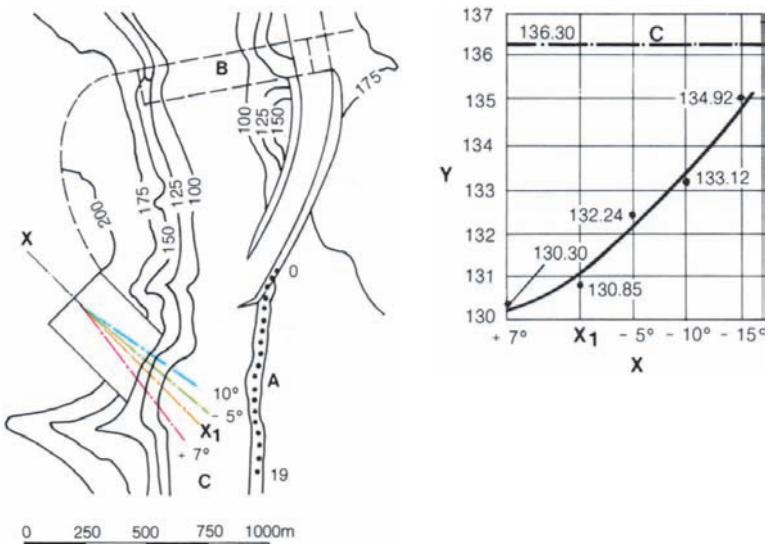
Melhorias adicionais no arranjo do vertedouro incluíram a otimização da orientação das calhas baseada nos três principais parâmetros:

1. As condições do canal de fuga na casa de força.
2. Correntezas e velocidades ao longo das margens do rio e na descarga final do vertedouro.
3. A erosão a jusante dos trampolins no rio e a formação de barras.

Cinco direções longitudinais orientadas de acordo com a linha de referência X₁ (a orientação preliminar adotada nos estudos de viabilidade) foram testadas em modelo, conforme mostra a Fig. 8.5.

Fig. 8.5 Velocidades máximas ao longo da margem esquerda em função da orientação do vertedouro

- Y** Nível da água na casa de força com $Q = 53.000 \text{ m}^3/\text{s}$
- X** Orientações estudadas para o eixo do vertedouro (o sinal + significa rotação no sentido horário)
- A** Pontos de medição das velocidades
- B** Casa de força
- C** Nível de jusante
- X₁** Orientação do eixo do vertedouro no projeto de viabilidade



Os resultados dos ensaios de orientação indicaram que:

- Os níveis do canal de fuga na casa de força tinham tendência em serem mais baixos à medida que a orientação virava para a direita, visto que o fluxo do vertedouro tendia a acompanhar o eixo do rio. A diferença, no entanto, tornou-se realmente importante somente quando as calhas estavam a mais de 10° para a direita da linha X_1 .
- As velocidades ao longo da margem esquerda do rio, em frente ao vertedouro, tinham tendência em aumentar na medida em que o vertedouro virava para a esquerda da linha X_1 .
- A erosão no rio aumentava com a rotação do vertedouro para a direita da linha X_1 . Com a rotação para a esquerda, os jatos do vertedouro impactavam na parte mais funda do rio, proporcionando uma melhor dissipação de energia.

Isso também reduzia a concentração do fluxo na margem oposta do rio e eliminava praticamente a erosão desta margem. Uma rotação maior para a direita exigiria uma escavação adicional para a calha direita e para o canal de saída.

Análises destes resultados conduziram à seleção de uma orientação de 5° para a esquerda da linha X_1 . Com esta orientação, o rio apresentava uma bacia de dissipação em frente à calha central e esquerda. Conforme mostra a Fig. 8.6, somente a descarga da calha direita cai numa parte relativamente rasa do rio.

As vantagens do arranjo selecionado foram confirmadas por estudos posteriores sobre tendências

erosivas em diversas condições de operação. Esses estudos também levaram à decisão de pré-escavar até a El. 95 a área em frente à calha direita, visto que podia ser feito no seco. Essa escavação reduziu o volume de material que poderia causar a formação de barras no leito do rio, as quais produziriam uma contenção localizada e um aumento significativo no nível do canal de fuga na casa de força.

As vantagens do alinhamento selecionado suplantaram as desvantagens. Os níveis do canal de fuga na casa de força subiriam de forma significativa somente durante grandes enchentes, quando a redução de carga podia ser compensada pelo aumento da descarga da turbina. A erosão ao longo da margem esquerda foi considerada um problema secundário, comum a todas as alternativas, talvez um pouco mais intenso para o arranjo selecionado do que para as alternativas com inclinação mais para a direita.

As alturas dos quatro muros foram selecionadas para prevenir o galgamento em todas as condições de operação da comporta, exceto quando uma comporta da extremidade se encontra fechada ou parcialmente aberta e as outras totalmente abertas. A perda de carga ao longo da calha, a incorporação de ar e a borda-livre foram consideradas na definição das alturas dos muros.

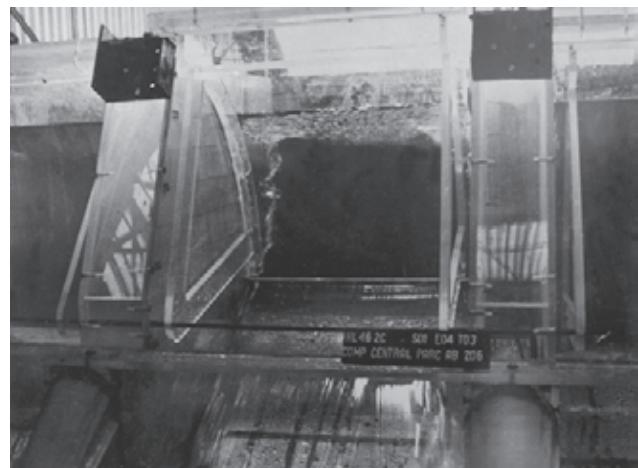
O desempenho das calhas e dos muros foi testado num modelo completo na escala de 1:100 para uma ampla gama de sequências de operação da comporta. A pressão medida e as distribuições de velocidade foram consideradas satisfatórias.

VERIFICAÇÃO DO PROJETO HIDRÁULICO DA CRISTA DO VERTEDOURO

A carga por cima da crista do vertedouro varia entre 20 e 23,5 m. Foi efetuada uma comparação teórica da crista, cuja carga de projeto variava de 20 a 25 m. Admitindo uma pressão negativa máxima aceitável de 20 N/cm^2 , foi selecionada uma carga de projeto de 20 m para definir o perfil geométrico da crista. A forma da crista projetada teoricamente foi testada e aprimorada num modelo parcial na escala de 1:50 simulando três comportas. No modelo, os ajustes consistiram em testar os efeitos da profundidade do canal de aproximação, da elevação da soleira da comporta e das localizações do munhão e do stoplog.

Os estudos foram convencionais, incluindo a medição da distribuição da pressão e a capacidade de descarga da estrutura em todas as condições operacionais previstas para o protótipo.

Os testes mediram a distribuição da pressão ao longo da linha de centro da crista e ao longo dos pilares, e identificaram os pontos de baixas pressões para várias aberturas de comporta.

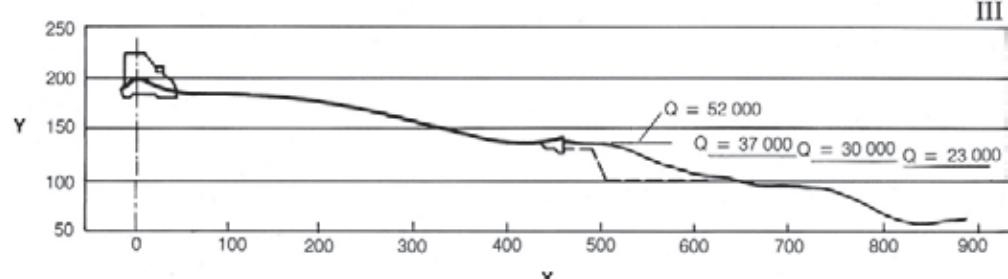
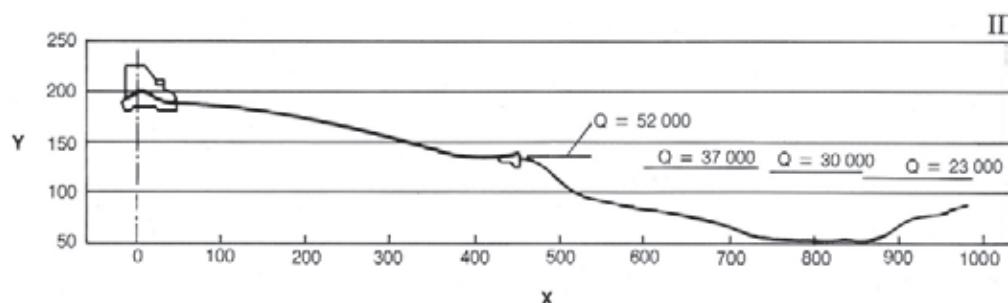
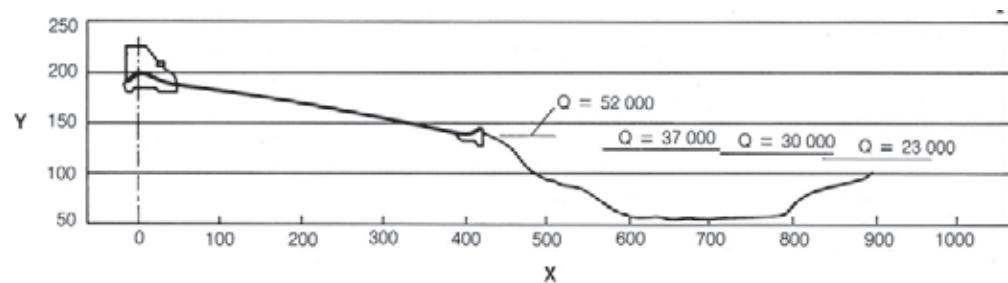


Modelo parcial da crista do vertedouro – escala 1:50

Fig. 8.6 Seção longitudinal ao longo do eixo das calhas

- I Calha esquerda
- II Calha central
- III Calha direita
- Y Nível de jusante (m)
- X Distância do eixo da crista (m)
- A Período de recorrência (anos)
- Q Vazão (m^3/s)

Y	A	Q
112	10	23 000
117	100	30 000
121	1 000	37 000
135	10 000	62 000



As áreas prováveis de cavitação incipiente foram consideradas aquelas onde as pressões negativas excediam 20 N/cm² e a flutuação da pressão média era ± 9 N/cm². Para minimizar o risco de cavitação, o fator médio de cavitação devia ser igual ou maior que -0,45, com um valor não inferior a -0,40 nos pontos mais vulneráveis.

Foram obtidos os seguintes resultados principais:

- A capacidade de descarga era compatível com a exigida; veja Fig. 8.7.
- As pressões ao longo da linha de centro da crista e da base do pilar apresentaram valores subatmosféricos em determinadas condições operacionais, mas sua magnitude foi considerada aceitável; veja Fig. 8.8.
- Praticamente todas as condições operacionais com comportas parcialmente abertas causaram o aparecimento de vórtices, e sua intensidade e magnitude foram acentuadas na medida em que as aberturas da comporta aumentavam. Havia a tendência de formação de vórtices perto da ranhura do stoplog.
- Para a operação da comporta totalmente aberta e

cargas próximas às máximas, os munhões das comportas ficariam submersos.

Baseadas nestes resultados, veja a Fig. 8.9, foram efetuadas as seguintes modificações:

- Relocalização da ranhura do stoplog mais para montante da crista e afastada da área de formação dos vórtices para evitar a superposição dos fatores que tendiam a causar baixas pressões.
- Alterar o munhão da comporta e deslocá-lo para jusante de modo que ficasse acima do perfil da água para todas as descargas e aumentar as pressões para a operação com comportas parcialmente abertas, e reduzir a frequência e intensidade dos vórtices.

Com essas alterações, todos os objetivos foram atingidos de forma satisfatória, sendo o único efeito negativo a ocorrência de um ponto de baixa pressão na base da ranhura do stoplog, na sua nova localização, por ainda se encontrar na área onde as pressões eram normalmente baixas.

Isso foi considerado aceitável, considerando que ocorreria apenas para a operação plena das comportas

Fig. 8.7 Capacidade de descarga

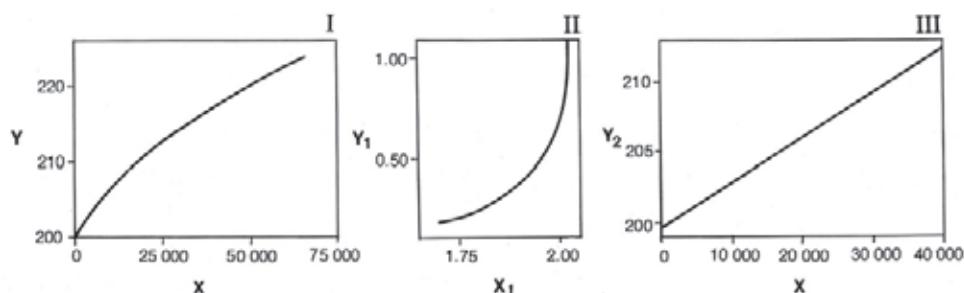
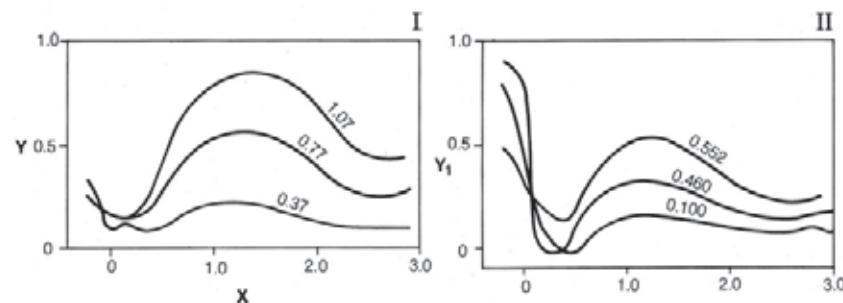


Fig. 8.8 Pressão ao longo da linha de centro da crista



com carga próxima ao máximo e que o montante da pressão negativa medida (27 N/cm^2) era somente 35% superior ao critério de 20 N/cm^2 adotado para a operação livre de cavitação.

Os cálculos teóricos para a capacidade de descarga de um vão típico do vertedouro com cargas diferentes da carga de projeto de 20 m consideraram tais fatores como efeito da submersão e da tangência. Os relacionamentos destes fatores constam da Fig. 8.10. Quando testados no modelo, ficou confirmado que com todas as comportas totalmente abertas e o nível do reservatório na El. 223, o vertedouro teria uma descarga de $61.000 \text{ m}^3/\text{s}$.

PILARES

Para os pilares, um nariz elíptico para montante foi selecionado. Depois, vários comprimentos e formas foram testados no modelo na escala 1:50 junto com a crista escolhida.

Os fatores considerados na avaliação do desempenho dos pilares foram:

- Grau de descontinuidade e instabilidade do escoamento imediatamente a jusante do pilar.
- Risco de cavitação na extremidade entre o final de jusante do pilar e a superfície da crista.

Os primeiros testes nos pilares visavam estudar as vantagens em prolongá-los para montante para evitar a separação acentuada do fluxo na crista toda vez que uma calha era operada sozinha, criando um fluxo lateral na aproximação do vertedouro.

Essa solução, no entanto, não levou a resultados satisfatórios, porque as condições do fluxo sobre a crista eram, na realidade, alteradas de forma significativa somente com o prolongamento do muro, difícil e antieconômico. Medidas adicionais adotadas, tais como inclinação da cabeça do pilar para montante, também foram insatisfatórias; por isso, ficou decidido que não se fariam alterações nessa área.

A extremidade do pilar foi submetida a um programa extensivo de testes, iniciando com uma fôrma de dimensões mínimas necessárias por razões estruturais, veja a Fig. 8.9, até uma configuração alongada, hidrodinâmica, parcialmente submersa, que ia afinando, mostrada na Fig. 8.11 no item III. Os parâmetros para a avaliação do desempenho de cada alternativa foram os níveis de água ao longo dos muros laterais e a possi-

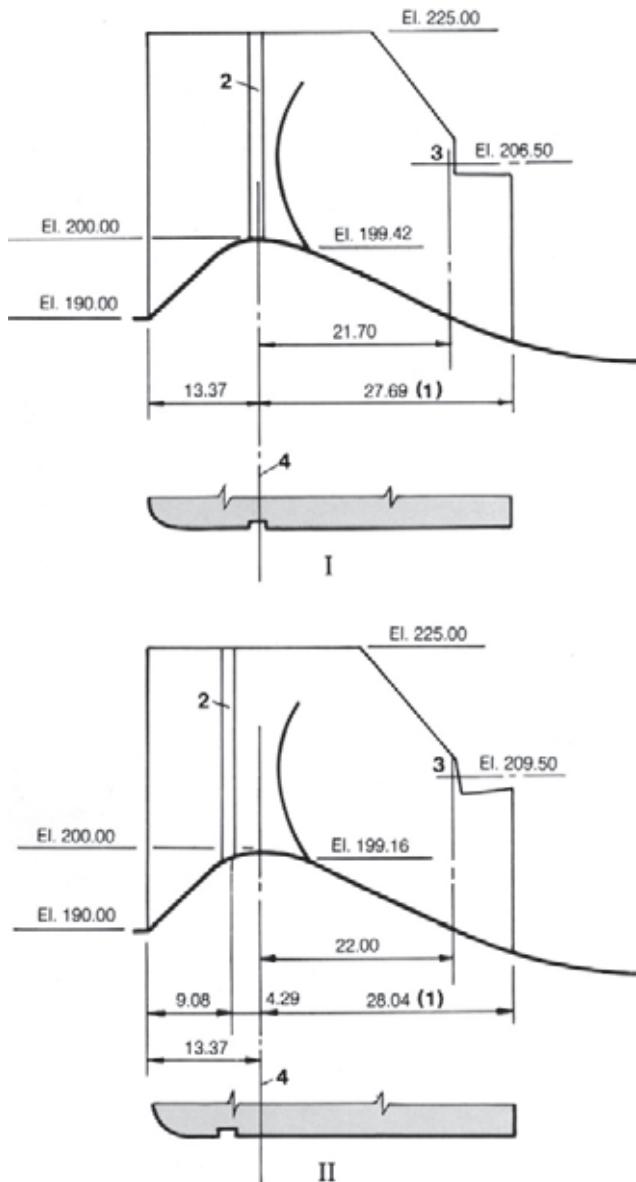


Fig. 8.9 Estudo do vertedouro

I Projeto inicial

II Projeto modificado

1 Dimensão mínima para estabilidade estrutural

2 Ranhura do stoplog

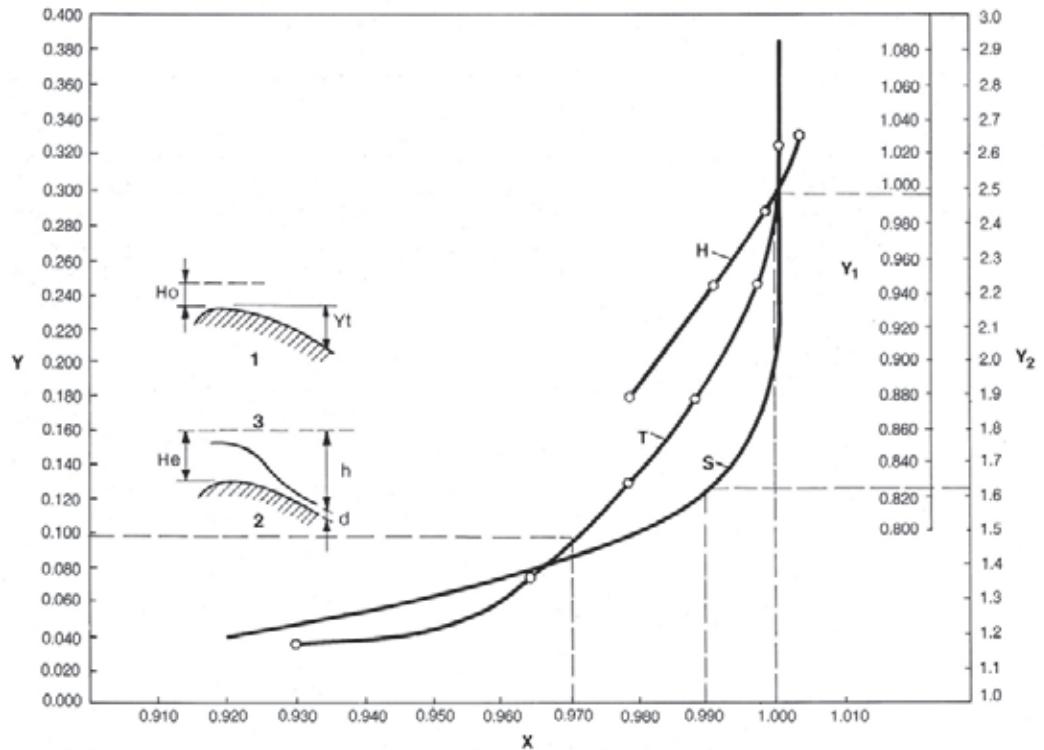
3 Munhão da comporta do vertedouro

4 Linha de centro da crista

bilidade de cavitação imediatamente a jusante do pilar como consequência da formação de vórtices na zona de separação.

A configuração que correspondia às dimensões mínimas, ou seja, uma típica coluna de 5 m de espessura,

Fig. 8.10 Tangência, carga hidráulica e efeito de submergência



Y_t , Y_t/H_0
 $Y_1 H_e/H_0$
 $Y_2 h + d/H_e$

λ efeito λ
H Efeito de carga
T Efeito de tangência

S Efeito de submergência
1 Tangência
2 Submergência

3 Nível de emergência

estendendo-se 13,37 m para montante e 28,04 m para jusante do eixo da crista, com uma extremidade quadrada para jusante, veja Y_1 na Fig. 8.11, foi selecionada para o projeto final pelas seguintes razões:

- Custo mínimo e simplicidade da construção.
- Os níveis da água nos muros laterais, provocados pelas ondas de choque formadas na separação no final do pilar, não criaram sobrelevações excessivas.

Não haveria nenhum risco de cavitação ou erosão para a descarga total de 20.000 m³/s do vertedouro. Na suposição de que todas as unidades da usina estejam também em operação, a descarga total combinada ultrapassaria então os 32.000 m³/s. Considerando a baixa probabilidade de ocorrência de tal vazão, as extremidades quadradas dos pilares foram consideradas aceitáveis.

Uma fórmula adicional para o pilar, veja a configuração **I** na Fig. 8.11, foi estudada como opção para reduzir a altura dos muros laterais. Também, para essa fórmula, apesar de ela ser mais longa e ir afinando, foi recomendada uma cauda reta em vez de arredondada, porque foi considerado importante que a separação do fluxo fosse bem definida. Nesta alternativa, o comprimento do pilar

era limitado pelas dimensões da crista, já que era recomendável manter o pilar totalmente dentro do seu monólito.

Enquanto que procedimentos operacionais padrão exigiam que todas as comportas em qualquer calha estivessem abertas simultaneamente e na mesma medida, a possibilidade de fechamento de uma comporta enquanto as outras eram mantidas abertas teve que ser considerada como uma condição de emergência. Uma série de testes em modelo foi efetuada com uma comporta de extremidade totalmente ou parcialmente fechada e todas as outras levantadas igualmente até várias alturas. Na Fig. 8.12, os perfis hidráulicos na calha esquerda, ao longo do muro esquerdo, são apresentados para dois tipos de pilares com comporta da extremidade esquerda totalmente fechada e todas as outras totalmente abertas e com o reservatório na El. 223. Fica evidenciado que para o pilar curto e com a parte terminal quadrada, uma onda de cerca de 7 m de altura galgaria o muro. Com o pilar afunilado e alongado, parcialmente submerso, o choque da onda seria muito reduzido e o muro não seria galgado. Além disso, a submersão da extremidade

do pilar foi praticamente eliminada em todas as condições operacionais do vertedouro e o risco de cavitação nessa área foi também eliminada.

No entanto, uma análise do risco de galgamento assinalou que este problema era relevante somente para a calha esquerda, onde uma estrada de acesso para a casa de força podia ser danificada. Nas outras calhas, o galgamento dos muros laterais não traria consequências graves. Os testes mostraram que um único pilar alongado perto do muro esquerdo eliminava o seu galgamento. A avaliação dos custos para alongar todos os pilares e sua comparação com os custos dos reparos em caso de cavitação na parte extrema dos pilares não alongados durante vazões elevadas, pouco frequentes, levou à adoção de pilares curtos. A forma final adotada para o único pilar alongado, perto do muro esquerdo da calha esquerda, foi a da configuração IV, na Fig. 8.11.

TESTES NOS TRAMPOLINS

A descarga específica em condição de vazão máxima no vertedouro de Itaipu é de 183 m³/s/m. A velocidade máxima na saída é de aproximadamente 40 m/s. A dissipação da enorme quantidade de energia na saída, sem danos às obras permanentes e sem sobrelevação significativa do canal de fuga da casa de força, foi a principal linha mestra para o projeto dos trampolins do vertedouro. Para assegurar o acesso para a inspeção e manutenção, minimizar o risco de dano e facilitar a construção, os seguintes critérios adicionais foram usados:

- As extremidades das conchas dos trampolins deveriam estar situadas acima do nível do rio para uma vazão de 30.000 m³/s, a maior enchente registrada naquela época.

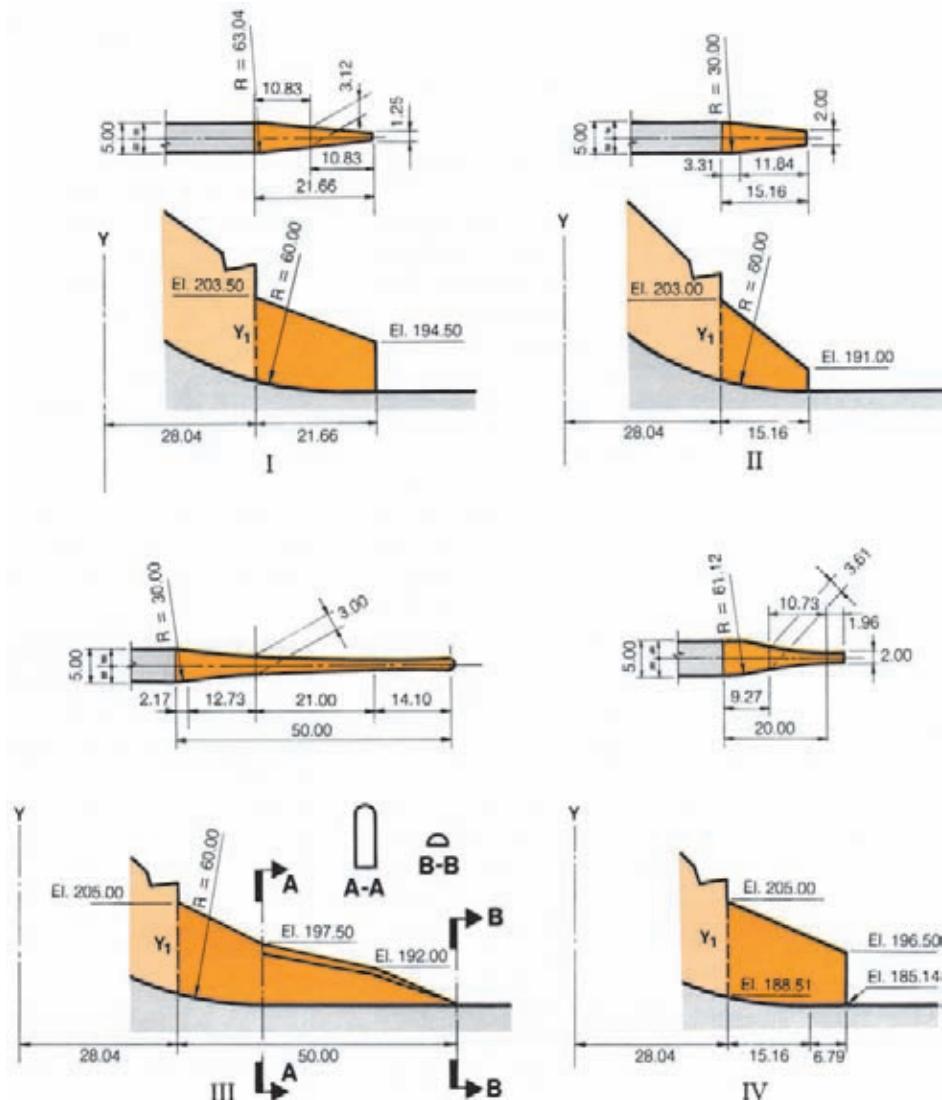


Fig. 8.11 Extremidade de jusante dos pilares testados

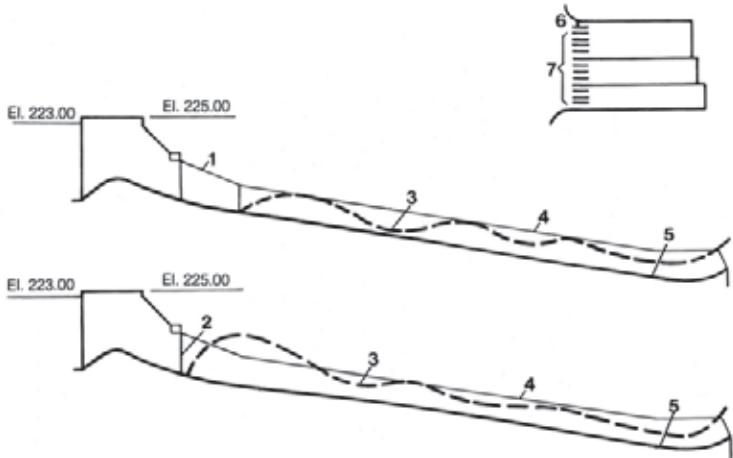
I, II, III, IV Extremidade do pilar testado

Y Eixo do vertedouro

Y₁ Extremidade do pilar

Fig. 8.12 Testes com a comporta da extremidade fechada

- 1 Pilar alongado
- 2 Extremidade quadrada do pilar
- 3 Perfil do fluxo
- 4 Muro esquerdo
- 5 Calha
- 6 Comporta da extremidade fechada
- 7 Comportas totalmente abertas



- Os jatos de descarga deveriam impactar na parte mais profunda do rio
- A dissipação de energia nas conchas dos trampolins, ou seja, a formação de ressaltos hidráulicos, deveria ser evitada exceto para vazões muito baixas.

Foi efetuado um estudo abrangente da dissipação de energia através de um programa de ensaios em modelo na escala 1:100, usando um leito erodível e sem coesão (móvel) dentro do rio. Essas séries complementavam um programa anterior de testes com um leito fixo e possibilitaram a comparação de dados qualitativos quanto à tendência à erosão regressiva nos pés dos trampolins, erosão e formação de barras no canal do rio, e a sobrelevação do canal de fuga na casa de força.

Foram efetuados testes iniciais numa simples concha convencional circular. Para o arranjo com as extremidades oblíquas das calhas central e direita, foram analisadas duas soluções alternativas, uma com uma concha de raio variável e outra com uma concha horizontal triangular com quinas chanfradas. Os testes nestas duas alternativas indicaram que, do ponto de vista hidráulico, as duas eram viáveis. No entanto, no arranjo final, conforme mostra a Fig. 8.13, todas as conchas dos trampolins acabaram sendo circulares com um raio entre 27,54 m e 46,25 m, dependendo do trampolim.

Para melhorar a dispersão de energia, foram testados blocos de dissipação no trampolim para espalhar o jato e reduzir a concentração de energia na área de impacto. O arranjo do bloco mostrado na Fig. 8.13 foi testado nos modelos tridimensionais e parciais. Os resultados dos testes confirmaram o que segue:

- A quantidade de erosão no leito do rio ficou reduzida, mas não num grau significativo; veja a Tabela na Fig. 8.14.
- Para eliminar a cavitação nos blocos de dissipação para todas as condições operacionais, seria necessário

um projeto altamente elaborado e complexo dos blocos.

Baseadas nos resultados dos testes em modelo, nas considerações da complexidade da construção e na possibilidade de danos causados por material flutuante e dificuldades de conserto e manutenção, optou-se em não adotar os blocos de dissipação.

O alongamento com um defletor retilíneo das simples conchas circulares foi, também, testado e adotado posteriormente para se obter um jato mais definido, sem reduzir as pressões na extremidade da estrutura — uma área naturalmente sujeita a pressões negativas localizadas. Este detalhe é mostrado no item II da Fig. 8.13.

O ângulo de saída dos trampolins foi então testado para as três calhas. Os estudos comprovaram que ângulos de saída de 25° para a calha central e direita e de 30° a 25° para a calha esquerda seriam os mais apropriados para a orientação adequada dos jatos.

ANÁLISES DOS EFEITOS EROSIVOS À JUSANTE DO VERTEDOURO

É habitual o exame dos seguintes parâmetros na avaliação da erosão de jusante:

- Velocidade final.
- Vazão específica.
- Profundidade da água a jusante.
- Ângulo de incidência do jato na superfície da água a jusante.
- Qualidade da rocha na área de impacto.

Em Itaipu, os seguintes fatores adicionais tinham que ser levados em conta:

- Alta frequência operacional do vertedouro durante os primeiros dez anos de operação do projeto.

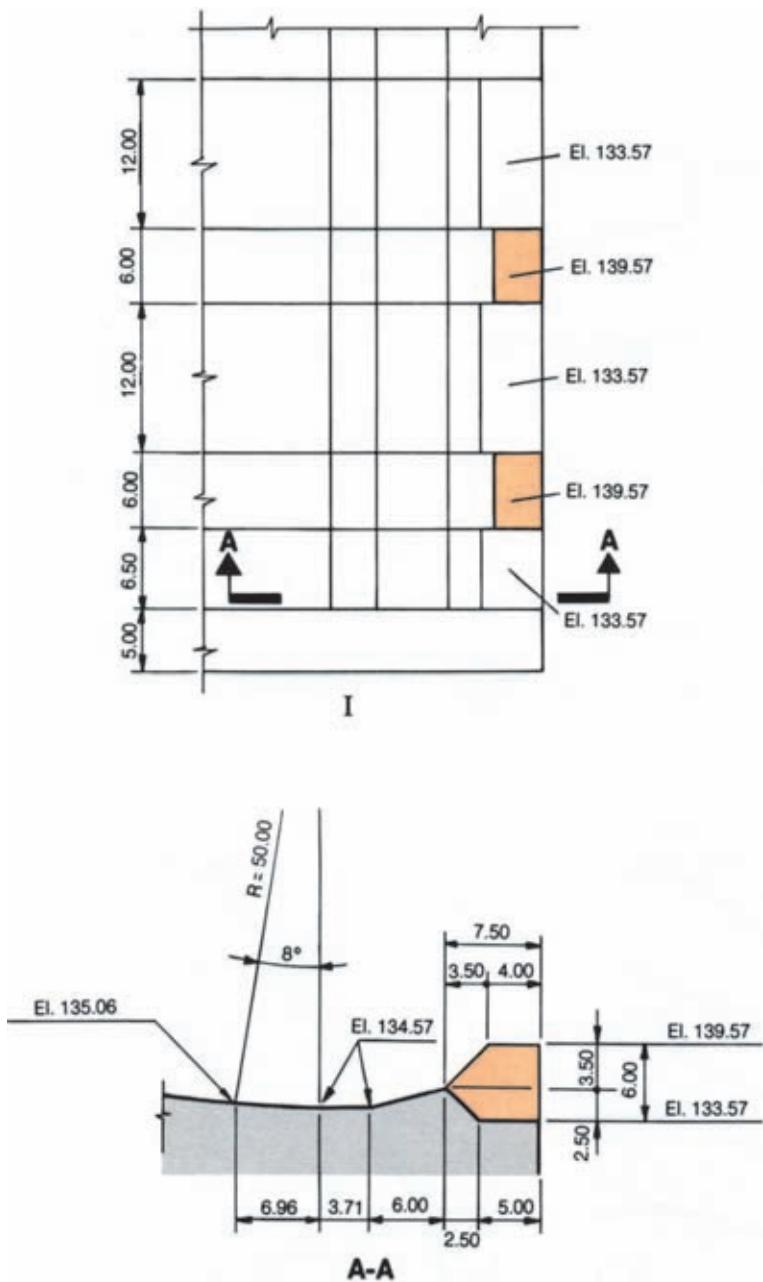
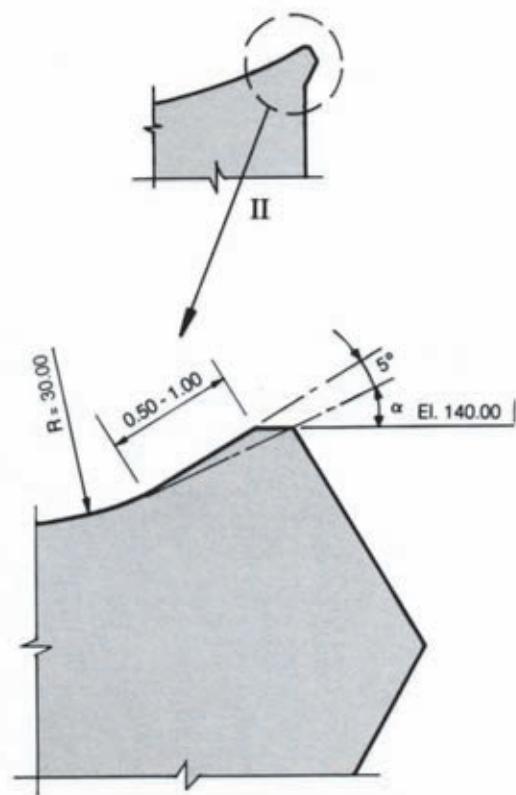


Fig. 8.13 Trampolins

- I Trampolim com blocos de dissipação
- II Convencional (trampolim contínuo)
- R Raio do trampolim variável entre 27,54 e 46,25 m
- α Ângulo de inclinação do trampolim variável entre 25° e 30°



- Alta concentração de energia nos jatos de descarga.
- Impossibilidade em impactar os jatos na parte mais funda do rio para a largura total do vertedouro, sendo determinadas áreas de impacto relativamente rasas.

A concentração de energia nos jatos de saída é essencialmente a função de uma descarga específica; em Itaipu, isso podia alcançar um valor máximo de 150 MW/m nos trampolins ($q = 183 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ na El. 140). Uma tal concentração de energia podia também ocorrer com vazões inferiores à máxima, quando somente uma ou duas calhas estariam em operação, conforme mostra a Fig. 8.15.

Por essa razão, a sequência de operação das calhas era um fator vital na redução da erosão à jusante.

Por causa da grande largura do vertedouro, somente o jato da calha esquerda atingiria águas muito profundas, enquanto que o jato central e direito impactariam em águas de profundidade média a rasa. A Fig. 8.16 mostra o perfil tanto original como erodido do rio em frente às três calhas, conforme obtido no modelo.

O método utilizado estava baseado na redução da ação dinâmica dos impactos das superfícies líquidas dos jatos ao longo da profundidade.



Fig. 8.14 Comparação entre erosões: trampolim convencional e trampolim com blocos

A Teste efetuado

B Parâmetros básicos

q Descargas específicas ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

Z_o Diferença do nível da água (m)

h_o Profundidade da água no início do teste (m)

h_l Profundidade máxima após operação do trampolim convencional (m)

h_b Profundidade máxima após operação do trampolim com blocos (m)

B	A						
	1	2	3	4	5	6	7
q	61,4	80,9	88,7	88,7	120,7	147,8	182,7
Z_o	101,0	101,0	89,0	94,0	106,5	108,0	84,0
h_o	49,0	49,0	55,0	51,0	41,0	44,0	69,0
h_l	54,0	56,0	61,0	59,0	52,0	61,0	77,0
h_b	49,0	49,5	55,0	51,0	50,0	57,0	73,0

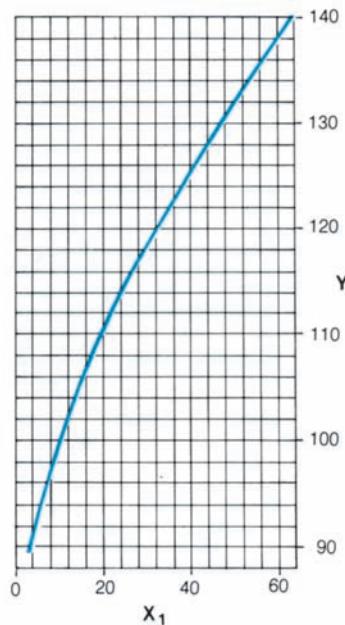
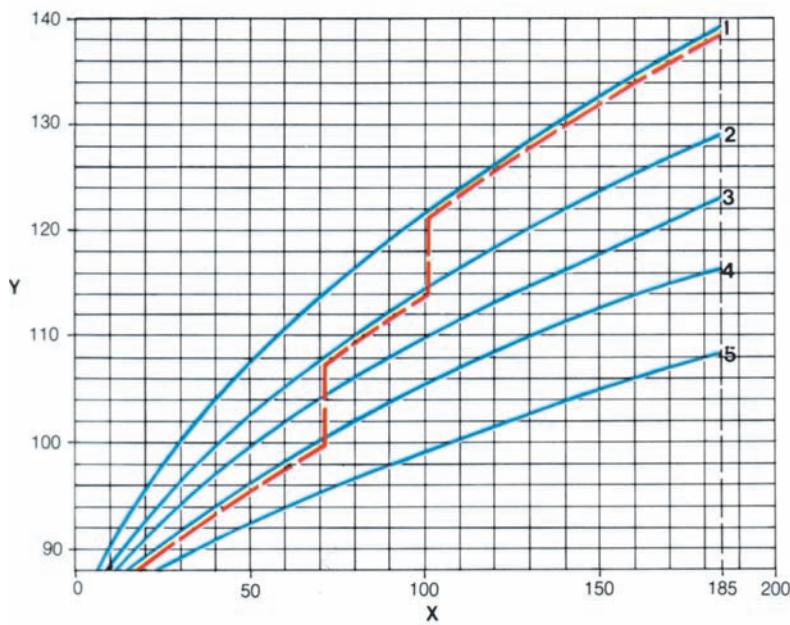


Fig. 8.15 Operação e curva de descarga específica

Y Nível da água a jusante (m)

X Descarga específica ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)

X_t Descarga total (m^3/s)

1 Todas as calhas = $61.975 \text{ m}^3/\text{s}$

2 Calha esquerda e central (ou direita) = $44.400 \text{ m}^3/\text{s}$

3 Calhas central e direita = $35.150 \text{ m}^3/\text{s}$

4 Calha esquerda = $26.825 \text{ m}^3/\text{s}$

5 Calha central (ou direita) = $17.575 \text{ m}^3/\text{s}$

— Curva de operação variável do vertedouro

As seguintes simplificações foram efetuadas:

- O cálculo das perdas de carga nas calhas foi efetuado através do método convencional com escoamento em regime gradualmente variado.
- A dissipação da energia dinâmica depois do impacto foi admitida como linear e função do ângulo de incidência do jato sem desvio ao longo do seu trajeto debaixo da água.
- A espessura do jato foi admitida como constante a partir da borda do trampolim, ou seja, desprezando a aceleração a partir do limite do trampolim até a superfície da água e os efeitos da resistência do ar e da dispersão.

Os resultados das análises constam da Fig. 8.17, para os seguintes casos:

- Operação combinada de todas as calhas com descarga distribuída uniformemente.
- Operação individual da calha esquerda, com a descarga inicial mínima até a máxima.

Esses resultados foram considerados conservativos, porque além da abordagem simplista citada acima, o método não levou em conta a existência de qualquer ação dinâmica perto do leito antes de ter atingido o seu perfil estável final.

Estudos iniciais em modelo com um leito móvel

comparam um trampolim simples circular com um de soleira denteada. A seção denteada ventilava a parte inferior da lâmina do jato, dispersava-a e reduzia a concentração de energia, produzindo menos erosão e barras bem menores do que aquelas que resultavam do uso dos trampolins comuns. Para as operações convencionais do vertedouro, no entanto, geralmente caracterizadas pela área à esquerda da linha tracejada na Fig. 8.15, a diferença nos resultados para os dois tipos de trampolins não era importante, já que para essas condições, a adoção dos trampolins simples (sem dentes) também apresentou resultados aceitáveis.

A configuração selecionada foi submetida a uma série de testes para avaliar os efeitos da erosão e a consequente formação de barras.

Para avaliar a erosão, a enchente mostrada no hidrograma da Fig. 8.18 foi sintetizada admitindo-se nenhuma vazão através da casa de força, e vazão máxima no rio Iguaçu. Essa síntese representava as condições mais desfavoráveis para níveis de água a jusante. O leito móvel foi simulado com material coesivo (pedrisco natural, gesso em pó e cimento Portland em proporções preestabelecidas) e seu limite de erosão foi determinado com um teste efetuado num canal retangular com velocidade média da água de 0,8 m/s (modelo).

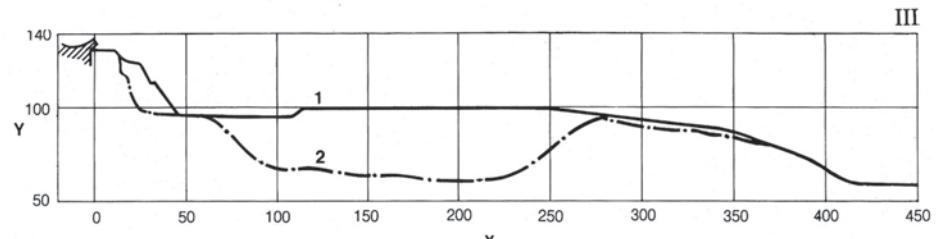
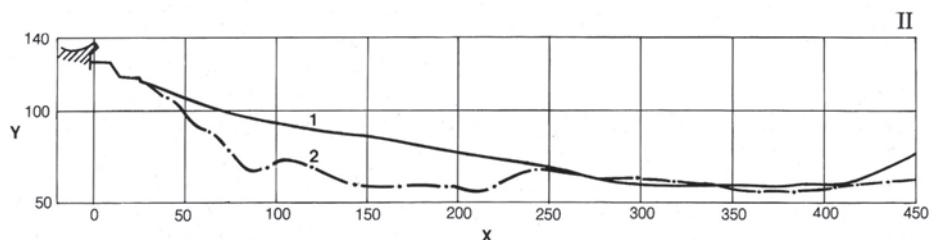
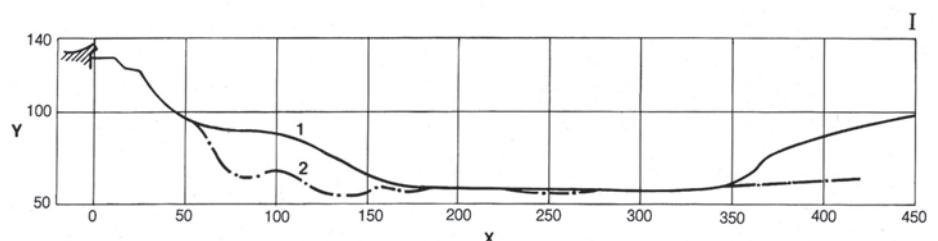


Fig. 8.16 Resultado da erosão a jusante no modelo

I Calha esquerda

II Calha central

III Calha direita

Y Elevação (m)

X Distância a jusante do trampolim

1 Perfil original

2 Perfil erodido

Fig. 8.17 Resultados da análise da erosão

- Y** Elevações (m)
X Distância a jusante do trampolim (m)
1 Trajetória aproximada dos jatos
2 Níveis a jusante. Todas as calhas
3 Níveis a jusante. Calha esquerda somente
4 Perfil erodido. Todas as calhas
5 Perfil erodido. Calha esquerda somente.
q Descarga específica ($m^3/s/m$)

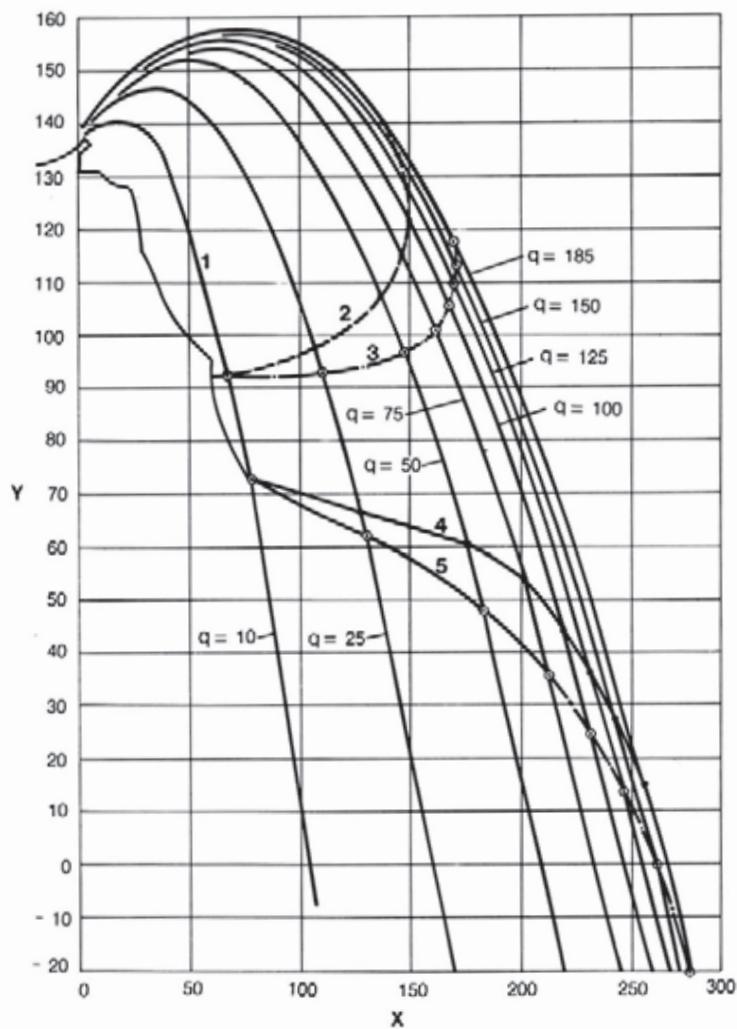
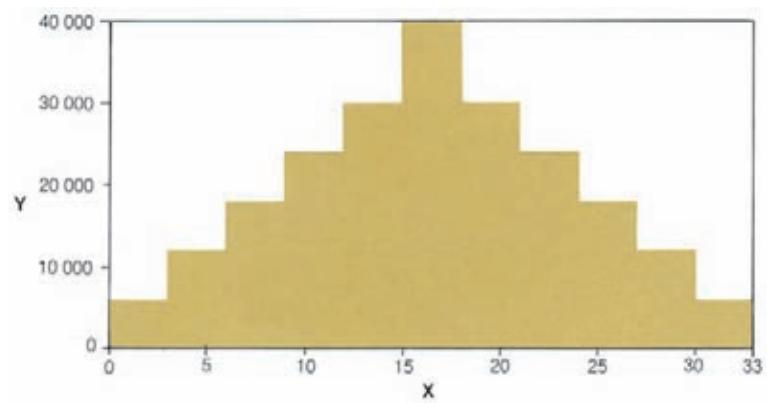


Fig. 8.18 Hidrograma simulado

- Y** Descarga (m^3/s)
X Tempo decorrido (h)



Como complementação à interpretação dos resultados do modelo, foi efetuada uma análise teórica da erosão provável.

As seguintes principais observações resultaram destes testes:

- Devido às correntes de retorno e à instabilidade superficial e profunda do escoamento, podia ocorrer uma grande erosão em frente à calha direita e contra a margem direita escavada do vertedouro.
- Durante as mais elevadas vazões, ocorreria erosão na margem esquerda do rio, no lado oposto do vertedouro.
- Não foram observadas tendências erosivas regressivas em frente à calha esquerda e central. Em frente à calha direita havia um efeito de erosão fraco, porém importante, contra o talude escavado pela mesma corrente de retorno e ondas que erodiam a margem direita.
- Um grande volume de material erodido ficava depositado no leito original do rio, geralmente a jusante da calha central e direita, numa área não afetada pelo impacto dos jatos. Os depósitos de sedimentos reduziam de forma considerável a seção natural do rio; por essa razão, seus efeitos no controle do rio tinham que ser levados em conta.
- Para uma vazão específica máxima de $120 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$, a erosão medida no modelo alcançava a El. 60 com todas as calhas em operação. Este valor era comparado com a erosão até a El. 40, calculado teoricamente, (veja Fig. 8.16). A diferença encontrada foi atribuída ao tempo limitado de operação do modelo

e forte incidência do jato no colchão d'água de jusante, nas descargas mais elevadas.

Uma outra série de testes foi efetuada para se estudar a contenção exercida pelas barras. No modelo, o formato do canal, depois da formação das barras, foi feito com material coesivo depois da remoção de todo o material solto. O formato original e natural do leito do rio foi restaurado com material não coesivo com granulometria que simulava rocha fraturada no protótipo; a granulometria foi também modificada para se estudar os efeitos dos vários graus de fraturamento.

Para compensar o aumento de volume devido aos vazios no material fraturado, foi adicionado, durante o teste, o equivalente a 20% do volume do material original do leito. As granulometrias dos materiais utilizados estão na Fig. 8.19. Os hidrogramas simulados constam da Fig. 8.20, que também exibe como a descarga do vertedouro foi distribuída entre as três calhas.

Foi adotado o seguinte procedimento de teste:

- A operação separada das unidades geradoras no canal do rio nos níveis mínimo e médio do canal de fuga do rio Paraná.
- A identificação do efeito das barras ao submeter o leito do rio a uma série de descargas de enchente até $40.000 \text{ m}^3/\text{s}$ (ciclos 1, 2, 3 no item **II** do hidrograma da Fig. 8.20).
- Para a barra formada após a simulação da sequência completa da operação de simulação, foi efetuada a avaliação dos efeitos da sua remoção até a El. 100, El. 95 e El. 85, e uma estimativa dos respectivos volumes a serem removidos.

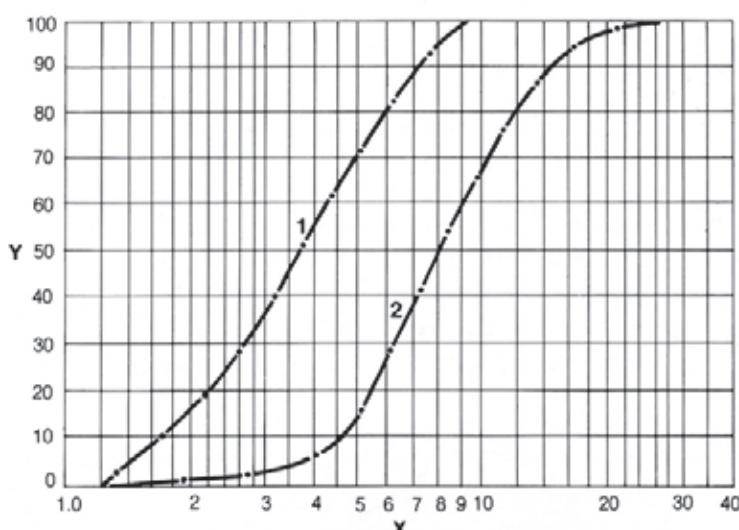


Fig. 8.19 Granulometria – teste com material coesivo

Y Porcentagem menor que

X Abertura da peneira (mm)

1 Granulometria – testes A, B

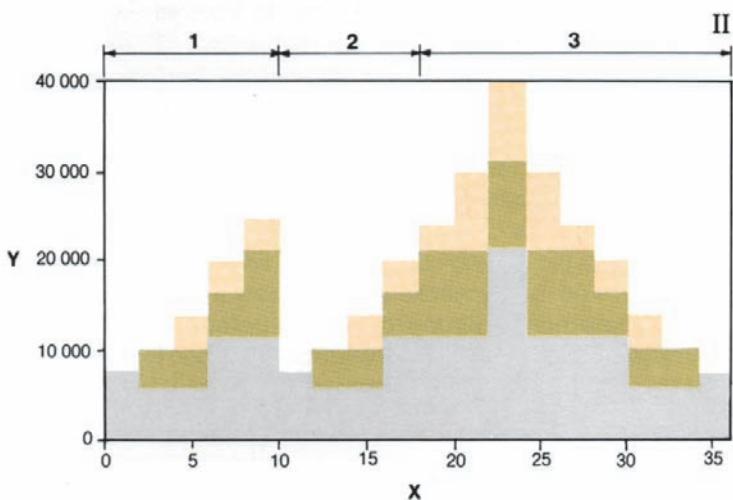
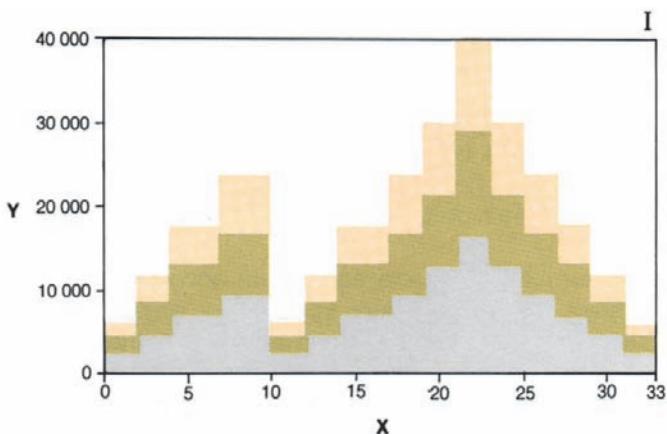
2 Granulometria – teste C

Fig. 8.20 Hidrogramas simulados

- I** Teste A
II Teste B, C
Y Descarga (m^3/s)
X Tempo decorrido (horas)
 Calha esquerda
 Calha central
 Calha direita
1, 2, 3 Ciclos

Teste A, B = Distribuição de descargas diferentes entre calhas

Teste C = Modificação da granulometria do material não coesivo



Os resultados constam da Fig. 8.21. Enquanto os resultados são apenas qualitativos, indicavam que a formação de barras no leito do rio podia causar uma significativa sobrelevação no canal de fuga da casa de força. O valor máximo medido pelo modelo foi de 1,34 m, equivalente a uma redução de 1,14% na carga hidráulica média disponível na usina. O nível da água no rio exercia um efeito importante no grau de contenção operado pelas barras. Para as mesmas condições de operação, a sobrelevação na casa de força era de 1,34 m com o nível do rio a jusante na El. 101,25, mas somente de 0,85 m com o nível do rio na El. 105.

O modo de operação do vertedouro influenciou também os resultados. Ficou claro que a ordem de operação preferida seria a calha esquerda, a central e então a direita, sucessivamente, sem concentração excessiva de descarga em qualquer calha.

As enchentes mais frequentes, até 25.000 m^3/s , correspondendo aos ciclos 1 e 2 do hidrograma simulado, não causariam erosão de material suficiente para formar

grandes barras, e o efeito no canal de fuga da casa de força seria insignificante.

Os testes demonstravam qualitativamente que o grau de fraturamento da rocha do leito do rio exercia uma grande influência sobre a erosão. Salientaram, também, a importância de uma simulação adequada da qualidade física e da condição da rocha para a avaliação quantitativa.

Concluiu-se que o problema das barras podia ser abordado de duas formas:

1. Escavação prévia do material suscetível a ser erodido ou
2. Remoção das barras no momento adequado.

A primeira opção implicaria escavação subaquática com consequentes altos custos e investimentos antecipados.

A segunda opção, conforme adotada por Itaipu, era de observar o fenômeno durante vários anos de operação da Usina, avaliando-se as implicações econômicas da sobrelevação do canal de fuga e finalmente decidir se qualquer ação corretiva era necessária ou justificada.

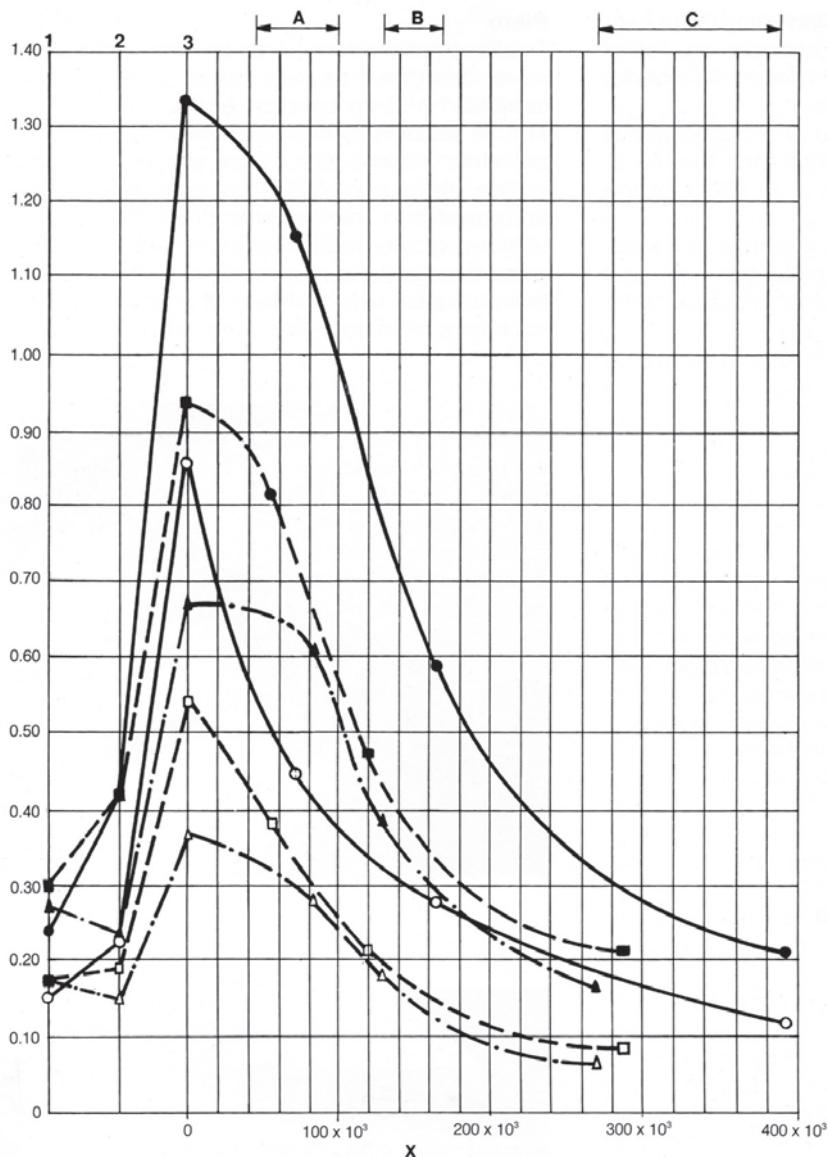


Fig. 8.21 Efeito das barras nos níveis próximos à casa de força

com 140 comportas radiais, separados e sustentados por pilares de 5 m de largura. Cada calha é separada por um muro de concreto armado, do tipo gravidade, ancorado à fundação por chumbadores de aço. Os perfis das calhas estão em diferentes níveis, acompanhando a posição da rocha para minimizar a escavação da fundação. As calhas direita e central têm quatro comportas de 20 m x 20 m cada e a calha esquerda tem seis comportas de 20 m x 20 m.

As dimensões das calhas, incluindo o trampolim, medidas a partir da crista do vertedouro são: esquerda, 430 m de comprimento por 145 m de largura; central, 450 m de comprimento por 95 m de largura; e a direita, 470 m de comprimento por 95 m de largura.

ARRANJO FINAL DO VERTEDOURO

No seu formato final, o vertedouro é convencional com um canal inclinado e uma estrutura de controle em forma de ogiva, dividido em três calhas, cada uma com o seu trampolim; veja a Fig. 8.3.

O lado esquerdo do canal de aproximação é margeado pela barragem lateral direita de contraforte e o lado direito por um talude inclinado até o nível natural do terreno, o qual é protegido por *rip-rap* e muros de concreto. A seção do vertedouro é uma estrutura de gravidade maciça com fundação na El. 180, a soleira na El. 200 e a crista da estrutura na El. 225. São 15 os blocos,

A extremidade inferior de cada calha tem um dissipador de energia do tipo trampolim com sua saída na El. 140 para a calha direita, a El. 137,5 para as outras duas calhas.

A capacidade total de descarga com nível d'água do reservatório na El. 223,24 é de 62.200 m³/s, a calha direita e central contribuem com 17.706 m³/s cada e a calha esquerda contribui com 25.558 m³/s. O volume total de concreto da estrutura é de 700.000 m³.

PROJETO DAS ESTRUTURAS

Estrutura da crista

A estrutura da crista equipada com comportas foi projetada como uma barragem de concreto de gravidade, dividida em 15 blocos com juntas de contração transversais simples localizadas no meio de cada vão. Exceto os blocos das extremidades, A 1 e A 15, todos os outros blocos são idênticos, com 20 m de largura e simétricos com respeito ao pilar da crista.

Análises de tensão, estabilidade e do projeto concluíram que cada bloco teria que ser monolítico e fixado elasticamente à fundação da rocha sã da fundação. As cargas de projeto incluíam:

- Pressão máxima do reservatório com as comportas tanto fechadas como abertas.
- Cargas transmitidas através dos munhões das comportas e suas ancoragens.
- Peso da estrutura.
- Subpressão da fundação com drenos tanto operantes como inoperantes.

Admitiu-se que a estrutura não recebia nenhum suporte das lajes da calha ou muros guias, dos quais era separada por uma junta de contração na extremidade de jusante dos pilares. Os fatores admissíveis de segurança e tensão do concreto eram os mesmos do que para as barragens de concreto; veja Capítulo 9.

Uma galeria longitudinal ao longo do comprimento total da estrutura foi construída perto das fundações e da face de montante. A partir desta galeria foi efetuada uma cortina de injeções e foram perfurados drenos na fundação até a profundidade de 15 m para controlar a subpressão.

O concreto massa da estrutura da crista era de classe A-140-f com um revestimento superficial de concreto D-350-f para a superfície da crista sujeita ao escoamento. Neste último foi colocada uma armadura constituída de duas camadas de barras de 25 mm de diâmetro, com espa-

çamento de 20 cm nas duas direções. Com exceção deste detalhe, a estrutura da crista não tinha armadura.

Pilares

Os pilares de 5 m de espessura que dão suporte aos munhões das comportas foram projetados como muros de concreto armado sujeito tanto à flexão como à torção, já que a mais crítica combinação de carga é a pressão exercida pelo reservatório cheio, com uma comporta fechada e outra aberta.

Os pilares são de concreto D-350-f e estão ancorados na estrutura maciça da crista armada com aço. A transmissão do empuxo das comportas através dos munhões e sua distribuição nos pilares de concreto são efetuadas por cabos protendidos ancorados na extremidade de montante do pilar.



Pilares da comporta do vertedouro

Lajes das calhas

Os pisos das calhas são formados por lajes de concreto de 1 m de espessura, armadas com duas camadas de barras de aço de 25 mm de diâmetro, dispostas num formato de malha de 20 cm X 20 cm. Para melhorar a aderência, foram perfuradas e injetadas na fundação barras de aço com 32 mm de diâmetro e 3 m de comprimento, com 2 m de espaçamento. As barras, dispostas conforme mostra a Fig. 8.22, tinham um embutimento entre 3 e 7 m no concreto, com base na hipótese que deveriam resistir à metade da carga hidrostática, admitindo-se os drenos inoperantes. Meias canas de concreto poroso foram colocadas ao longo da superfície da rocha de modo a aflorar nas galerias de drenagem escavadas na rocha no meio de cada calha. Graças às providências eficientes de drenagem e à excelente aderência com o concreto, não houve necessidade de projetar a laje contra subpressão ou flexão. Em vez disto, foi projetada como um revestimento de 1 m de espessura com armadura nominal contra os efeitos da temperatura. Os 0,6 m inferiores das lajes eram de concreto classe A-140-f e os 0,4 m superiores eram de concreto classe D-350-f, com duas camadas de barras de 25 mm de diâmetro e espaçamento de 20 cm em ambas as direções. O concreto das lajes do piso das calhas foi lançado continuamente com fôrmas deslizantes, em faixas de 20 m de largura. As juntas

de contração transversais tinham um espaçamento de 60 m entre si. As duas camadas de concreto eram lançadas com menos de 4 horas de intervalo, para prevenir uma junta fria entre elas.

Para obter um acabamento hidráulicamente liso, foram especificados os seguintes limites de tolerância, rigorosamente aplicados durante a construção:

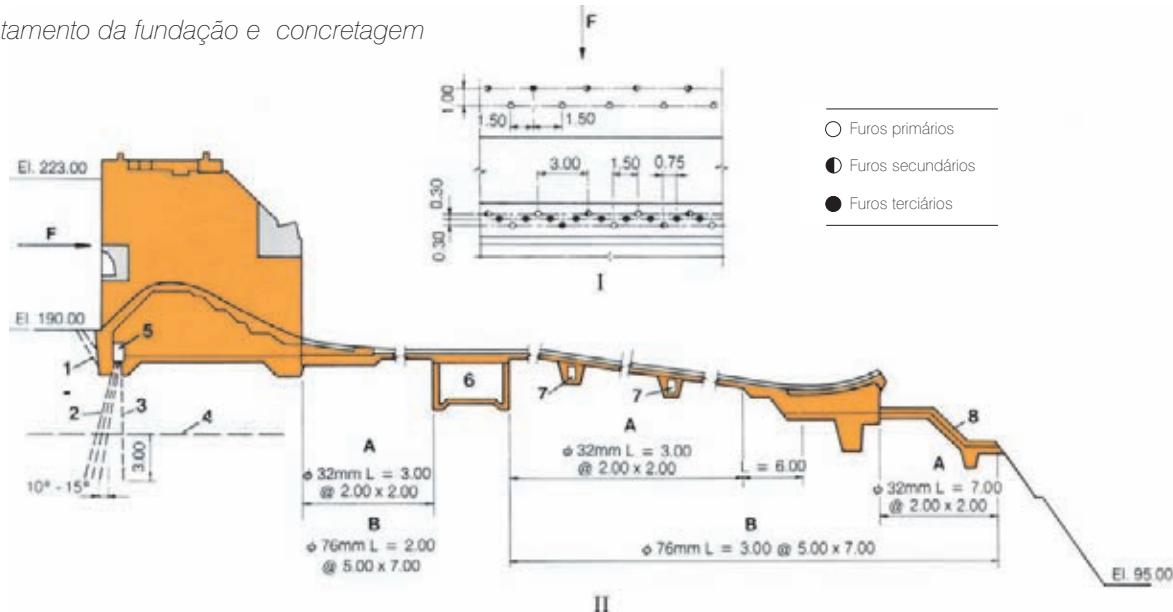
Na direção do fluxo	5 mm em 3 m
Normal ao fluxo	10 mm em ≥ 10 m 5 mm em ≤ 10 m

Muros quias

Os muros guias da extremidade foram projetados como estruturas de gravidade de concreto, devendo suportar a carga da água de um lado, conforme indicado pelos testes em modelo hidráulico para condições de descarga máxima. O espaçamento típico da junta era de 10 m. Para os efeitos da temperatura, foi colocada somente uma armadura distribuída de pele.

Para os muros guias centrais, a carga crítica era a pressão lateral da água com uma calha operando com descarga máxima e a outra vazia. Esses muros eram constituídos de míslulas em forma de T invertido, de concreto armado de 5 m de espessura, cujo pé da laje era ancorado na rocha sã por meio de chumbadores de aço.

Fig. 8.22 Tratamento da fundação e concretagem



- | | | | |
|------------------------------|---------------------------------------|-------------------------------------|---|
| I Planta | L Comprimento (m) | 4 Descontinuidade do derrame | 8 Proteção de concreto |
| II Seção longitudinal | 1 Injeção de consolidação | 5 Galeria de drenagem | F Direção do fluxo |
| A Ancoragem | 2 Cortina de injeção principal | 6 Túnel | $f_{ck} = 2100 \text{ kN/cm}^2 \text{ a } 365 \text{ dias}$ |
| B Drenagem | 3 Cortina de drenagem | 7 Galeria de aeração | $f_{ck} = 3500 \text{ kN/cm}^2 \text{ a } 365 \text{ dias}$ |

Trampolins

Os trampolins foram projetados como estruturas de concreto de gravidade maciça ligadas na fundação da rocha. Foi escavada uma trincheira na fundação de maneira a obter uma chaveta de 5 m de profundidade debaixo de cada trampolim.

Considerando que as cargas laterais que a estrutura do trampolim tinha que suportar eram relativamente modestas, o corpo do trampolim é de concreto massa de classe A-140-f. Juntas de contração com espaçamento de 20 m dividem o trampolim em blocos monolíticos.

Uma camada de 0,5 m de concreto D-350-f cobre a superfície do trampolim. Esse concreto tem duas camadas de armadura de 25 mm de diâmetro com espaçamento de 20 cm para resistir às forças hidráulicas de tração.

Há uma laje de concreto a jusante do trampolim para proteger o talude. Essa laje é firmemente ligada e ancorada na rocha. Mais para jusante, o talude é recoberto por duas

camadas de concreto projetado e malha de aço ancorada na rocha com chumbadores de 3 m de comprimento, colocados a intervalos de 2 m. Foram construídos drenos meia cana na superfície de contato.



Trampolim em operação



Galerias de aeração

Com uma carga máxima excedendo 80 m, a descarga específica de 183 m³/s/m e uma velocidade do fluxo de aproximadamente 40 m/s, as partes inferiores das calhas e dos trampolins foram consideradas vulneráveis à cavitação. Em 1978, os danos causados por cavitação excessiva a um vertedouro no Irã levantaram a questão da ocorrência do mesmo risco em Itaipu, especialmente durante os primeiros anos de operação, apesar de os testes no modelo terem mostrado que o projeto de Itaipu era livre de cavitação.

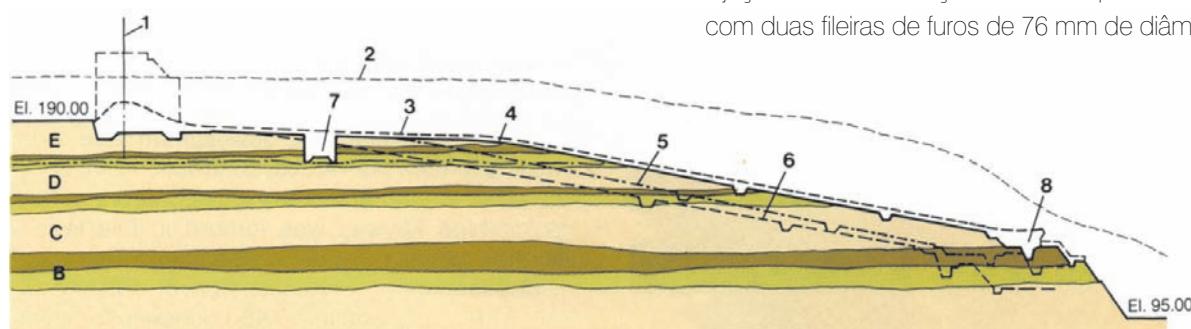
Considerando as consequências do risco potencial, ficou decidido tomar providências para aerar o fluxo no piso das calhas, caso isso se tornasse necessário durante a operação. Em consequência, foram construídas duas galerias de 2 m x 2 m cada debaixo de cada calha na direção normal ao fluxo. As galerias eram conectadas com poços de tomada de ar, construídos dentro dos muros guias. O espaçamento entre as duas galerias era de 90 m e a galeria inferior estava situada 25 m a montante do início do trampolim. Caso, no futuro, ocorram danos nos trampolins ou calhas decorrentes de cavitação, ranhuras poderiam então ser cortadas através da laje do piso até as galerias de aeração. Conforme abordado posteriormente, esse caso não se apresentou depois de 8 anos de operação.

Fig 8.23 Perfil da Escavação no Vertedouro

B, C, D, E Derrames

- 1 Eixo do Vertedouro
- 2 Perfil do Terreno Natural
- 3 Perfil Típico da Estrutura
- 4 Calha Direita
- 5 Calha Central
- 6 Calha Esquerda
- 7 Túnel Rodoviário
- 8 Trampolim

- Junta de Derrame D
- ██████████ Brecha
- ██████████ Basalto Denso
- ██████████ Basalto Vesicular



CONSTRUÇÃO DO VERTEDOURO

ESTRUTURA DA CRISTA

Escavação e preparação da fundação

A estrutura do vertedouro está localizada sobre basalto denso, as calhas sobre os derrames C, D e E compostos de basalto vesicular e brecha, e a laje da fundação do trampolim na brecha do derrame B; veja Fig. 8.23 (Perfil da Escavação no Vertedouro). A pressão admissível sobre o material da fundação era de 100 N/cm², facilmente satisfeita pelo projeto proposto nas condições de carga máxima, incluindo forças sísmicas.

A principal preocupação era a permeabilidade do derrame D, a qual foi solucionada através de uma série de injeções e cortinas de drenagem, conforme mostra a Fig. 8.22.

A principal cortina de injeção de montante é composta de três fileiras de furos de 76 mm de diâmetro, uma primária, outra secundária e a última terciária, com inclinação de 10° – 15° para montante.

A perfuração destes furos de injeção foi efetuada a partir da galeria de drenagem situada na parte de montante do vertedouro, na El. 183,75, com o seguinte espaçamento:

- Furos primários a intervalos de 6 m na primeira e terceira fileira.
- Furos secundários a intervalos de 6 m na primeira e terceira fileira.
- Furos terciários a intervalos de 1,5 m na segunda fileira.

A galeria, a partir da qual foram efetuados os furos, era estreita, restringindo a distância entre as linhas de furos em 0,3 m no nível da galeria. No entanto, por causa da diferença de inclinação de cada linha de furos, em relação à vertical, essas fileiras têm uma distância de 3 m na descontinuidade D. Os furos alcançavam 3 m debaixo da descontinuidade D, com 27-30 m de comprimento médio.

Além da extremidade de montante do vertedouro, a 18 m a partir do seu eixo, foi efetuada uma cortina adicional de injeções de consolidação através da plataforma, na El. 190, com duas fileiras de furos de 76 mm de diâmetro.

O arranjo e o espaçamento dos furos foram efetuados da seguinte forma:

- Furos primários, na fileira de jusante, a cada 3 m.
- Furos secundários, na primeira fileira de montante, a cada 3 m.
- A distância entre essas fileiras era de 1 m.

Perto da cortina de injeção, na galeria de montante na El. 183,75, foi efetuada uma cortina de drenagem a 0,70 m desde a última fileira de furos de injeção, alcançando 3 m abaixo da descontinuidade D.

Debaixo das calhas há furos de drenagem de 76 mm de diâmetro, dispostos em malha de 5 m x 7 m estendendo-se um mínimo de 3 m desde a superfície da escavação.

Além disso, furos de drenagem de 100 mm de diâmetro e até 10 m de comprimento foram localizados nas faces verticais da rocha em ambos os lados do vertedouro. Foram perfurados com inclinação de 15° com a horizontal e com espaçamento de 5 m coincidindo com drenos do tipo meia-cana, de 200 mm de diâmetro, na superfície da rocha.

A escavação das fundações para a estrutura da crista que leva as comportas foi a continuação da escavação para o canal de aproximação. As perfurações e o desmonte a fogo foram efetuados em camadas de 2 a 3 m; as camadas de menor profundidade foram usadas próximas à estrutura e no leito do canal na El. 190. A escavação da rocha por mais 5 m, até a fundação da parte central da estrutura, prosseguia em camadas de 1m. No extremo de montante, uma fileira de furos foi efetuada com espaçamento de 0,50 m até a El. 181, ou seja, a base da trincheira de vedação, e foram feitos desmontes controlados para evitar danos à rocha da



Escavação da fundação do vertedouro

fundação. A escavação para a trincheira de vedação de jusante, entre as El. 185 e 181, utilizou *line drilling* (técnica de escavação com furos muito próximos, para minimizar o uso de explosivos) nos taludes. A rocha de fundação foi preparada para o concreto através da remoção do material solto com jatos de água de alta pressão. As injeções de consolidação não foram necessárias para as fundações das estruturas da crista do vertedouro.

Lançamento de concreto na crista e nos pilares

Duas gruas de torre, que se deslocavam sobre trilhos paralelamente ao eixo da estrutura da crista, localizadas na El. 190 do canal de aproximação, foram utilizadas para o lançamento do concreto.

Elas faziam o transporte de materiais e equipamento de bloco a bloco, a entrega, montagem e desmontagem das fôrmas e o recolhimento e a entrega dos baldes de concreto. O concreto era transportado em caminhões basculantes desde a central de concreto na margem direita, por uma estrada que passava por uma brecha deixada na barragem lateral direita e logo prosseguia pelo canal de aproximação do vertedouro.

Duas camadas de 1,25 m de espessura de concreto C-210-f eram lançadas primeiro nas trincheiras de vedações de montante e de jusante. Cada camada lançada cobria a largura total do bloco de 25 m com fôrmas de madeira e aço nas extremidades. O concreto em cada camada era lançado com a espessura de 0,30 m, espalhado manualmente ou por lâminas de trator, e consolidado por vibradores de imersão. Dois veda-juntas paralelos de montante em PVC, localizados nas juntas de contração transversais, eram embutidos em uma cavidade de 0,50 m de profundidade, escavada na rocha da fundação e montados sobre as fôrmas das extremidades para permitir que fossem embutidos, primeiro em um e depois no bloco seguinte adjacente.

A terceira camada, também em concreto C-210-f, cobria toda a base do bloco, e tinha uma espessura de 1,25 m nas trincheiras de vedação e 0,50 m sobre a fundação entre as mesmas. Devido ao fato de esta camada ter uma área de 1050 m², a sua temperatura de lançamento era mantida abaixo de 7° C e era usado agregado de 38 mm. As fôrmas eram retiradas e cada camada anterior era coberta de concreto novo dentro de 72 horas. Durante o inverno, estas providências foram eficazes na prevenção de fissuras dentro das camadas



Construção da crista e dos pilares

lançadas sobre a rocha de fundação. As juntas de construção eram cortadas por jatos de água de alta pressão e limpas antes do lançamento de concreto novo.

As paredes da galeria de montante, cujas dimensões eram 2,50 m de largura x 3,75 m de altura e piso sobre a segunda camada, foram construídas com fôrmas de aço. No local da junta de contração, um veda-junta de PVC e barras de armadura foram instalados em torno da galeria. Lajes planas pré-moldadas de concreto eram utilizadas para formar o teto da galeria na El. 182,50. As duas camadas subsequentes até o topo da galeria também tinham 1,25 m de altura. Exceto para a porção situada a montante da galeria, na qual foi lançado concreto C-210-f, estas duas camadas eram de concreto A-140-f, mais magro e composto de agregado de 152 mm. A face de jusante destas duas camadas formava a junta de contração vertical entre a estrutura da crista e as calhas. Uma chave de 0,20 m de profundidade por 1,20 m de altura foi moldada nesta face por meio de painéis de madeira montados sobre as fôrmas de aço.

As camadas de concreto subsequentes, desde a El. 182,50 até a El. 197,50, tinham 2,50 m de altura e concreto A-140-f para o corpo da estrutura, com uma camada externa de 1,50 m de espessura em concreto C-210-f sobre a face de montante. Sobre a face curva de jusante, o concreto foi construído em degraus inclinados para receber o concreto de acabamento D-210-f, mais rico, no segundo estágio. A Fig. 8.24 mostra os detalhes dos estágios do concreto.

O concreto de montante de 1,50 m de espessura, com inclinação de 45°, foi lançado atrás das formas de madeira em camadas de 3,50 m até a El. 198,50.

O concreto, com 2,5 cm de abatimento (*slump*), foi lançado por um tubo de borracha preso a uma caçamba. Por causa da acentuada curvatura e das exigências rígidas de acabamento para a camada final do concreto sobre a face de jusante desde a El. 188,50 até a crista foram usadas fôrmas deslizantes de aço, com 0,60 m de largura, 10 m de comprimento e carregadas com vigas pré-moldadas de concreto. O concreto D-210-f com agregado de 19 mm e abatimento de 2,5 cm era lançado a cerca de 2 m adiante da fôrma deslizante e adensado por vibradores de 70-90 mm de diâmetro com mangueiras longas na frente e debaixo das formas; isso evitava a formação de bolsões de segregação. O excesso de concreto que se acumulava na frente das fôrmas era retirado periodicamente e colocado sobre a próxima bancada superior. O lançamento do concreto prosseguia em direção de jusante para montante a uma velocidade média de 40 cm/h. Antes de iniciar a concretagem, a armadura de aço era limpa com jatos de ar comprimido.

Os últimos 10 cm superiores da parte de cima da crista entre os *block-outs* para as soleiras da comporta radial e os stoplogs foram esmerilhados até obter um acabamento liso.

Barras de armadura verticais foram embutidas no centro de cada bloco como parte da armadura necessária para integrar o pilar de 5 m de espessura com a estrutura maciça da crista. Desde a superfície da crista até a El. 205, o concreto C-210-c nos pilares foi lançado em camadas de 2,50 m entre fôrmas de aço e madeira. O lançamento do concreto, em sua essência, seguia as técnicas usadas em outras estruturas de concreto massa com cuidadosa vibração do concreto entre as armaduras de aço e perto das fôrmas.

Entre a El. 205 e a El. 212,50 foram instalados dentro do pilar cabos pós-tendidos em bainhas de 100 mm de diâmetro, estendendo-se desde os *block-outs* no nariz de montante até a cara de jusante, na qual a viga de

ancoragem de concreto foi construída separadamente do pilar. O apoio de aço estrutural e o alojamento de aço soldado para o eixo do munhão da comporta na El. 209 foi também embutida nestas camadas.

Para proteger as peças embutidas contra danos e obter melhor adensamento e trabalhabilidade, a construção dos pilares utilizou os mesmos procedimentos que outras estruturas maciças, tais como a barragem de contrafortes. Foram deixados *block-outs* em ambas as caras do pilar para as placas curvas da vedação lateral das comportas.

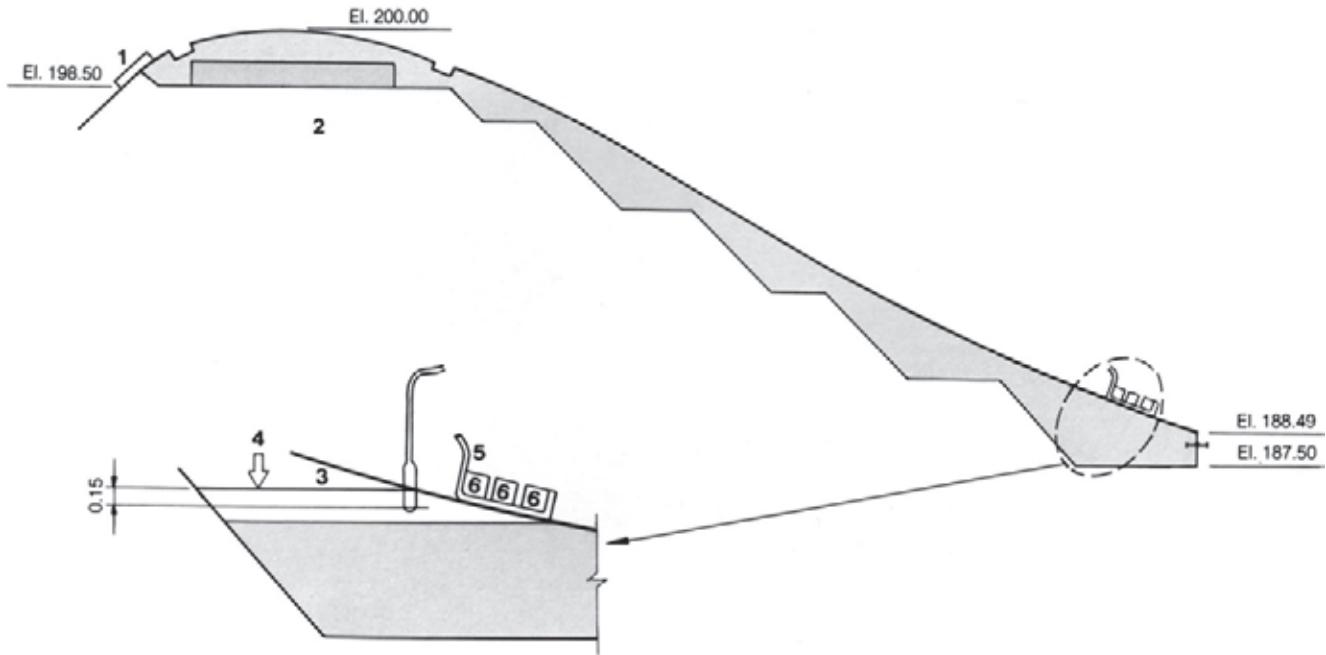
A construção da viga de concreto de 5 m de largura x 3,50 m de altura e 8,40 m de comprimento para a ancoragem pretendida dos munhões exigiu procedimentos especiais de concretagem. Os 105 m³ de concreto na viga tinham que ser lançados continuamente por não serem permitidas juntas de construção. Além dos cabos principais para a protensão nas suas bainhas, a viga continha pesadas armaduras em duas direções e hastes transversais de protensão. Toda a viga era envolta em fôrmas de aço; para evitar danos às fôrmas, a elevação do concreto lançado estava limitada a 50 cm/h. O concreto D-350-c era lançado

desde uma caçamba por um tubo de borracha que descia através das armaduras. Para evitar bolsões de segregação e conferir melhor trabalhabilidade, foi utilizado um abatimento de 9 cm no primeiro metro, que foi logo reduzido a 6,5 cm e a 4,5 cm em duas etapas na parte superior da viga.

TÚNEL RODOVIÁRIO DEBAIXO DO VERTEDOURO

A escavação para o túnel rodoviário de 13 m de largura, 345 m de comprimento e altura variável debaixo das calhas do vertedouro foi executada em bancadas de 3 m com "line drilling" ao longo das paredes quase verticais. Algumas porções dos taludes íngremes foram estabilizadas com chumbadores de aço de 5 m de comprimento e 25 mm de diâmetro alguns dias depois da escavação. Perto do cume, 1 m abaixo da base da laje da calha do vertedouro, foram escavados recortes na rocha para alojar as vigas de apoio pré-moldadas no concreto e a laje do teto. As paredes do túnel foram revestidas de concreto de 0,30 m de espessura com uma leve armadura nas duas direções. O concreto foi

Fig. 8.24 Lançamento de concreto na crista



1 Fôrma de madeira

2 Concreto velho A-140-f

3 Nível máximo do concreto

4 Ponto de lançamento do concreto

5 Fôrma deslizante

6 Vigas de concreto pré-moldadas (lastro)

7 Detalhe

Concreto D-210-f – abatimento de 2,5 cm

Concreto C-210-f – abatimento de 2,5 cm



Construção do túnel rodoviário debaixo do vertedouro

entregue por caminhões basculantes e lançado em camadas de 2,50 m e faixas de 5,00 m de largura. Vigas pré-moldadas de concreto com 15 m de comprimento e 0,80 m de altura foram instaladas para formar o teto do túnel, como também a base da laje da calha.

Furos de drenagem foram perfurados através das paredes, 5 m dentro da rocha, para aliviar as pressões de percolação nos contatos e descontinuidades entre os vários estratos da rocha.

CALHAS, MUROS, TRAMPOLINS E GALERIAS

Escavação

A escavação da rocha para a área de 155.000 m² coberta pelas calhas foi executada em três etapas.

A primeira etapa, que compreendia a perfuração e o desmonte da rocha até 5 m dentro da fundação prevista, procedia de montante para jusante em continuação da escavação para a estrutura da crista e da margem direita para a esquerda. A profundidade da escavação variava entre 30 e 80 m na margem direita e de 5 a 10 m no flanco esquerdo do vertedouro. A maior parte da escavação em grande escala foi executada em bancadas

de 10 m, e os furos praticados com perfuradoras a percussão *down-the-hole* com espaçamento de 2 m.

As bancadas de desmontes foram reduzidas a 1 m na segunda etapa da escavação. Foi adotado o método de “*line drilling*” para a escavação dos taludes da margem direita, para as quatro galerias de drenagem localizadas debaixo das calhas, para as duas galerias transversais de aeração debaixo de cada calha e para os cortes longitudinais entre calhas adjacentes. Estes cortes tinham até 10 m de profundidade entre as porções da calha direita e central. As escavações para as trincheiras de vedação e as fundações dos trampolins foram executadas na mesma seqüência que as das calhas.

A etapa final da escavação compreendia o desbaste de taludes, cortes e fundações até as cotas de projeto. O talude da margem direita foi terminado com bermas de 2 a 4 m de largura, a cada 20 m de altura. Em geral, o material escavado era transportado para a esquerda e/ou armazenado para a fabricação de agregado ou descartado em áreas designadas para bota-fora.

Tratamento dos taludes e da fundação

Os cortes profundos, tais como os da margem direita ou debaixo do trampolim direito, no local assinalado pelo projeto, foram estabilizados com chumbadores até duas semanas após a conclusão da escavação. Então, foi aplicado concreto projetado no corte da margem direita, acima do muro direito, em toda a margem direita acima da El. 95 a jusante da calha direita e no talude transversal situado a jusante das lajes de proteção do trampolim.

Depois da remoção do material solto da fundação da laje da calha, furos de 3 m de profundidade foram perfurados a percussão, com 2 m de espaçamento, e neles foram colocadas e injetadas barras de aço de 38 mm de diâmetro. Depois, foram colocadas meia-canais de drenagem de 150 mm de diâmetro de concreto poroso, a intervalos de 2 m numa configuração de espinha de peixe, terminando em quatro galerias de drenagem, ou seja, duas debaixo da calha esquerda e uma debaixo tanto da calha central, como debaixo da direita.

Foram instalados barras ou ancoragens em outros locais, tais como nas fundações das lajes de proteção a jusante dos trampolins e no corte longitudinal entre as calhas direita e central. Neste último caso, barras de aço CA-50, com 38 mm de diâmetro, foram embutidas de 3 a 5 m dentro da rocha, com intervalos de 2 m para ancorar o muro.



Construção do vertedouro

Lançamento do concreto

A sequência de lançamento do concreto progredia de jusante para montante e da margem direita para a esquerda. Foram primeiro construídos os trampolins em monólitos que tinham em média 20 m de largura. Exceto para a camada de acabamento de 0,30 m de espessura e a camada de acabamento armada para a superfície do trampolim, a concretagem das estruturas maciças dos trampolins utilizava os mesmos procedimentos que para o concreto massa na estrutura da crista. O acabamento do concreto da camada superficial foi efetuado por meio de uma régua que se deslocava sobre guias de madeira de acordo com o formato da superfície circular do projeto do trampolim.

O concreto na laje do piso da calha foi lançado em painéis de 20 m de largura e 60 a 72 m de comprimento, e em painéis de 8,50 m de largura ao longo dos muros guias. Nas calhas direita e esquerda, foram colocados primeiro os painéis adjacentes ao trampolim, seguidos pelo painel seguinte na direção de montante. No entanto, na calha central, a construção da laje foi iniciada desde o meio da calha e completada até a estrutura da crista, seguida pela porção inferior de jusante. Os painéis ao longo do muro guia foram colocados depois da conclusão dos muros.

O acabamento final da superfície do concreto foi executado com uma régua de aparelhar (*straight hedge creed*) montada sobre uma estrutura de aço em forma de carro com duas rodas em cada lado. As rodas giravam sobre trilhos de aço, cujo nível era regulado por macacos de rosca. A camada inferior de 50-60 cm de espessura era de concreto classe A-140-f, enquanto que a capa final superior de 40-50 cm de espessura levava concreto D-350-f. Nesta camada superior, o concreto era lançado e vibrado 6 m adiante da régua, a qual era então estirada até adiante a uma velocidade lenta e uniforme para que o excesso de concreto fosse empurrado até adiante sem deixar falhas nas superfícies acabadas. Do lado da saída do carro da régua, a superfície do concreto era alisada com desempenadeira onde necessário.

A concretagem de um painel da laje era uma operação contínua. As interrupções no lançamento do concreto nunca excederam 2 horas, e assim não houve formação de juntas frias, nem entre duas camadas nem na superfície.

Os pisos e as paredes das galerias de drenagem e de aeração eram revestidos com concreto bombeado dentro das fôrmas. Eram cobertos por lajes de concreto pré-moldado, antes da concretagem da laje do piso da calha que os cobria.

Os blocos dos muros divisórios foram construídos em camadas de 2,50 m, seguindo os procedimentos empregados para outras estruturas maciças.

As superfícies das lajes das calhas e dos muros eram minuciosamente inspecionadas e verificadas para detectar irregularidades superficiais, desniveis nas juntas e bolsões de concreto defeituoso. O concreto impróprio era removido em placas retangulares e substituído por argamassa de epóxi com espessura média de 10 mm. Onde necessário, as irregularidades superficiais eram polidas até atingir as tolerâncias permissíveis.

COMPORTAS E EQUIPAMENTOS ASSOCIADOS

EQUIPAMENTOS DO VERTEDOURO

Considerações gerais

A estrutura da crista aloja as comportas do vertedouro, os stoplogs e os equipamentos eletromecânicos associados; veja a Fig. 8.25. A ponte sobre a estrutura da crista do vertedouro proporciona acesso para veículos desde a margem direita até a estrada na El. 225, que atravessa de forma contínua a crista do vertedouro, a barragem principal e as barragens de aterro até a margem esquerda. Um túnel debaixo do vertedouro proporciona acesso dos veículos desde a margem direita até a área de montagem direita e a casa de força na El. 144. Ambas as estradas permitem a passagem de reboques pesado capazes de levar a peça unitária mais larga e mais pesada do equipamento de Itaipu, que é a roda da turbina com 8,65 m de diâmetro e 3.000 kN.

ARRANJO GERAL E DISPOSIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

Cada par de comportas compartilha de um grupo de bombeamento de óleo, localizado na sala de controle local das comportas situada na El. 223, no pilar entre as comportas. Também estão localizadas na sala o indicador de posição das comportas e o painel de controle local. O painel de controle central para todas as comportas e a subestação elétrica local estão alojados em uma sala no bloco do extremo esquerdo do vertedouro (A15) na El.

214,90. Os cabos elétricos e os tubos para o óleo das comportas estão instalados ao longo de uma galeria situada a jusante da ponte entre as El. 222,60 e 224,70. Tem-se acesso à galeria por uma escada com início na El. 225, nos extremos direito e esquerdo do vertedouro. O acesso às salas de controle é por esta galeria ou pelas portas de jusante, às quais se chega desde a El. 225 por escadas verticais externas com gaiolas de segurança, que conduzem a uma plataforma na El. 223. Desta plataforma, escadas dão acesso até os mancais superiores dos servomotores na El. 216. Os equipamentos da sala de controle na El. 223 podem ser retirados através de aberturas na El. 225, que normalmente estão fechadas e vedadas com escotilhas.

A linha central das ranhuras dos stoplogs está localizada 4 m a montante da linha central da crista do vertedouro e a soleira está na El. 199,58. Os stoplogs são manobrados por um pórtico rolante de 785 kN, que transita sobre trilhos na El. 225, ao longo de toda a extensão do vertedouro.

Os seguintes equipamentos estão instalados no último bloco esquerdo (A15):

- Estação de tratamento de esgoto.
- Ventiladores.
- Subestação elétrica, tanque de água potável e bombas, baterias.
- Geradores a diesel de emergência, tanques de armazenamento de combustível diesel diário e principal, baterias para os motores a diesel e o painel central de controle das comportas.
- Banheiros e salas de serviço.

No futuro, uma torre com mirante poderá ser construída no extremo esquerdo do vertedouro. A torre proporcionará acesso por teleférico desde as margens direita e esquerda do projeto. O acesso a todos os níveis no bloco A 15 se faz por escadas; no entanto, será instalado um elevador quando da conclusão da torre.

COMPORTAS

Comportas do tipo radial (*tainter*), operando entre os pilares sobre os mancais do munhão, foram a escolha evidente e indiscutível para o vertedouro de Itaipu. Este tipo de comporta havia demonstrado as suas qualidades em aplicações similares no mundo todo, e precedentes de dimensões similares já operavam com êxito em muitos

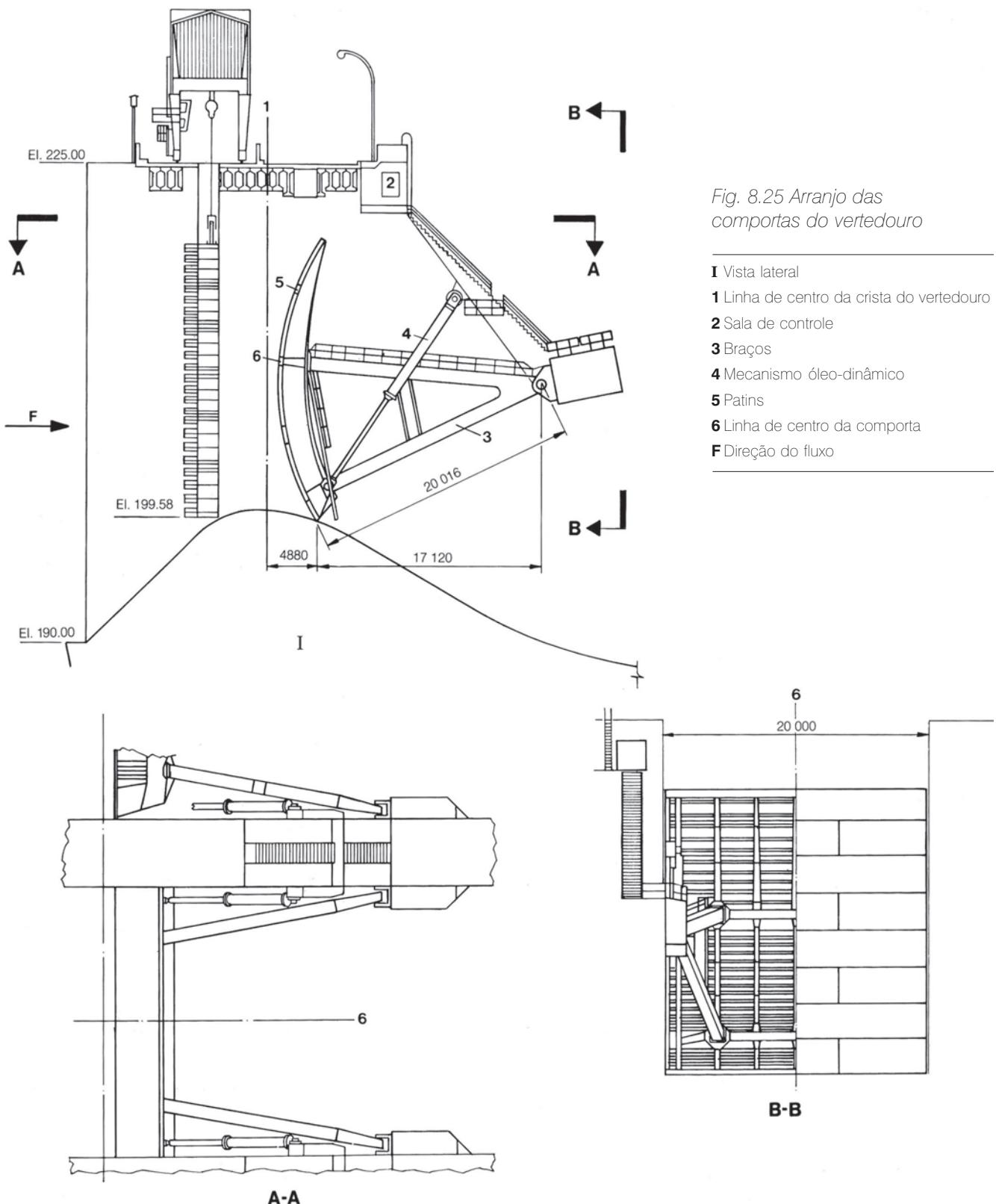


Fig. 8.25 Arranjo das comportas do vertedouro

I Vista lateral

1 Linha de centro da crista do vertedouro

2 Sala de controle

3 Braços

4 Mecanismo óleo-dinâmico

5 Patins

6 Linha de centro da comporta

F Direção do fluxo

vertedouros, particularmente no Brasil, conforme demonstrado a seguir:

Vertedouro e localização	Número de comportas	Altura acima da crista(m)	Largura (m)
Itaipu, Brasil-Paraguai	14	20,0	20,0
Guri, Venezuela	9	19,8	15,2
John Day, E.U.A.	20	18,3	15,2
Maxwell, E.U.A.	5	18,3	25,6
Malpaso, México	4	18,7	15,0
Salto Osório, Brasil	4	20,0	15,3
São Simão, Brasil	9	20,1	15,0
Tarbela, Paquistão	16	18,6	15,2
Wanapum, E.U.A	12	19,8	15,2

As comportas do tipo radial têm as seguintes características e vantagens sobre outras alternativas como as comportas deslizantes ou de rodas fixas:

- Controle contínuo sobre o fluxo.
- Praticamente isentas de vibração e cavitação.
- As forças hidrostáticas e dinâmicas podem facilmente ser contrabalançadas no projeto típico do vertedouro.
- A vedação é razoavelmente simples.
- A operação pode ser observada facilmente.

Embora o acionamento por guincho e cabo seja utilizado às vezes para as comportas radiais, este último foi descartado para Itaipu a favor da operação por servomotor hidráulico pelas seguintes razões:

- O servomotor hidráulico é muito mais compacto e proporciona maior liberdade para o arranjo, ou seja, o mecanismo de bombeamento pode ser instalado virtualmente em qualquer lugar.
- Os alojamentos dos guinchos obstruiriam a plataforma superior na El. 225, e a sua colocação em lugares alternativos implicaria complicações para a disposição das polias.
- A capacidade de reserva e a redundância podem facilmente ser incorporadas nos sistemas hidráulicos ao interligar os coletores de óleo e de bombas entre as unidades.
- A sincronização dos sistemas de servomotores duais é de fácil execução comparada com a sincronização dos sistemas de cabo e guincho.

Além disso, os sistemas dos servomotores hidráulicos já haviam comprovado a sua confiabilidade no serviço com comportas radiais nas muitas instalações em operação.

Características básicas

A seguir, são citadas as dimensões importantes, pesos e características das comportas do vertedouro, e a Fig. 8.25 mostra o seu arranjo:

Número de comportas	14
Altura da comporta	21,34 m
Largura da comporta	20 m
Elevação da viga soleira	199,16 m
Raio da comporta	20,016 m
Velocidade normal de abertura e fechamento	0,20 m/min.
Abertura máxima da comporta	16,34 m
Peso total da comporta sem as peças fixas	3.185 kN
Peso do braço da comporta	52 kN
Peso do servomotor da comporta (cheio de óleo)	142,12 kN

As comportas foram projetadas segundo a norma DIN-19704 para três casos de carregamento, ou seja, "normal" (NB), específico" (BB), e "excepcional" (AB).

O caso normal considerava a comporta submetida a cargas que ocorriam frequentemente, junto com as forças de atrito mais favoráveis. No caso "específico" eram consideradas cargas menos frequentes, tais como



Comportas do vertedouro

condições de enchente, acrescidas a cargas que impediam o movimento, efeitos da temperatura e vento. Finalmente, no caso “excepcional”, todas as cargas pouco usuais durante o transporte e a instalação são consideradas além daquelas resultantes de defeitos de funcionamento nos dispositivos de segurança.

As tensões admissíveis, além dos outros critérios, foram as seguintes:

Normal	Tração e flexão 55% do limite de escoamento; Cisalhamento 38% do limite de escoamento
Especial	1,15 vezes o normal
Excepcional	1,32 vezes o normal
Espessura mínima permissível da chapa	9,5 mm
Tolerância de corrosão (sobre-espessura) para cálculos de tensão	2 mm
Multiplicadores de cargas de impacto	1,05 para a abertura da comporta a partir da posição de fechamento; 1,25 para todos os suportes
Nível normal da água do reservatório	El. 220
Nível excepcional da água do reservatório	El. 223
Velocidade do vento de projeto	100 km/h

As comportas foram projetadas e fabricadas pelo Consórcio das Companhias Badoni-ATB, Ishibras e Coemsa, Brasil. Os conjuntos de bombeamento de óleo foram fornecidos por Sperry Vickers, Brasil, como subcontratada do Consórcio.

Fabricação e projeto dos componentes da comporta

Estrutura. O painel da comporta consiste de um paramento curvo com reforço de nervuras horizontais em forma de T, distribuídas a cada 550 mm e sustentadas por sete vigas verticais de placas soldadas que, por sua vez, são suportadas por duas vigas horizontais, às quais estão parafusados os braços da comporta. O painel foi transportado em oito seções que foram soldadas no local.

Nos seus extremos laterais, o painel inferior possui alojamentos para os mancais inferiores dos servomotores hidráulicos. A parte inferior deste painel foi preenchida de



Comportas do vertedouro

concreto para aumentar o peso e a rigidez. Os braços da comporta são constituídos de vigas caixão soldadas, e têm um formato de letra “A”, cujos dois pés estão parafusados no painel da comporta com o mancal do munhão principal formando o ápice. As restrições impostas pelo transporte exigiram que a entrega da cada braço fosse efetuada em quatro partes (o ápice, as duas pernas inferiores e a seção central) para serem soldadas no local da obra. Para os munhões principais foram usados mancais de escora Lubrite autolubrificantes, radiais e laterais, ajustados por contração térmica dentro dos alojamentos forjados nos braços.

O eixo do mancal do munhão principal, de aço inoxidável, apoia-se dentro de um alojamento de aço soldado que, por sua vez, é parafusado a uma estrutura de aço embutida dentro do concreto do primeiro estágio. O ajuste da posição do suporte do eixo foi realizado com parafusos fixados à estrutura embutida. Uma vez na posição, o suporte foi soldado no seu lugar.

A força máxima transmitida através de cada mancal do munhão é de 23.700 kN no sentido radial e 4.560 kN e no lateral.

Quatro patins em cada lado da comporta limitam o seu movimento lateral; a folga entre os patins e a placa de suporte embutida é de 5 mm. Como mostrado na Fig. 8.26, cada patim tem duas tiras de bronze presas à

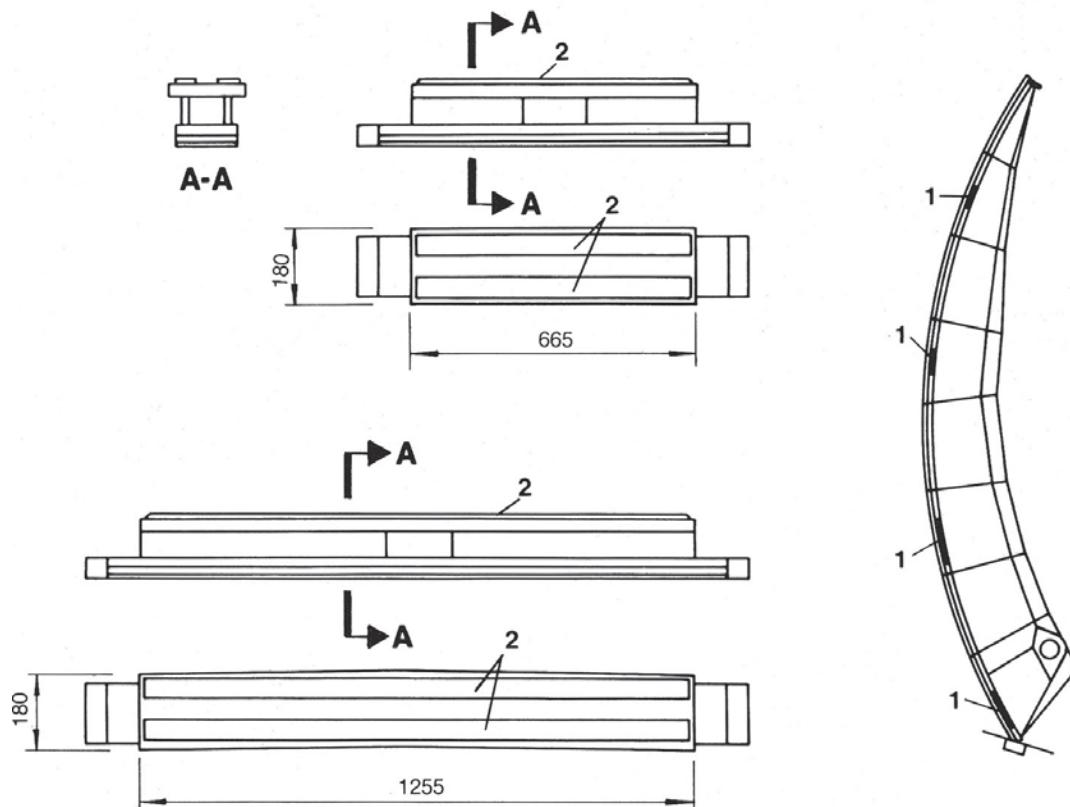


Fig. 8.26 Patins

1 Patim
2 Tiras de bronze

estrutura de suporte dos patins por parafusos embutidos em aço inoxidável. A estrutura de suporte dos patins, por sua vez, é parafusada na lateral da comporta. Os dois patins superiores têm 1.250 mm de comprimento e as suas formas se adaptam à curva da comporta, enquanto que os dois inferiores têm um comprimento de 660 mm e são retangulares.

A comporta foi projetada para a condição “excepcional” com os patins travados contra a placa de suporte embutida, com a força do servomotor correspondendo à do ajuste da segunda válvula de alívio do grupo hidráulico de bombeamento; veja a Fig. 8.28.

Passarelas metálicas ao longo dos braços das comportas e até a parte inferior da comporta dão acesso ao mancal inferior do servomotor e ao selo de vedação inferior da comporta.



Patins das comportas do vertedouro

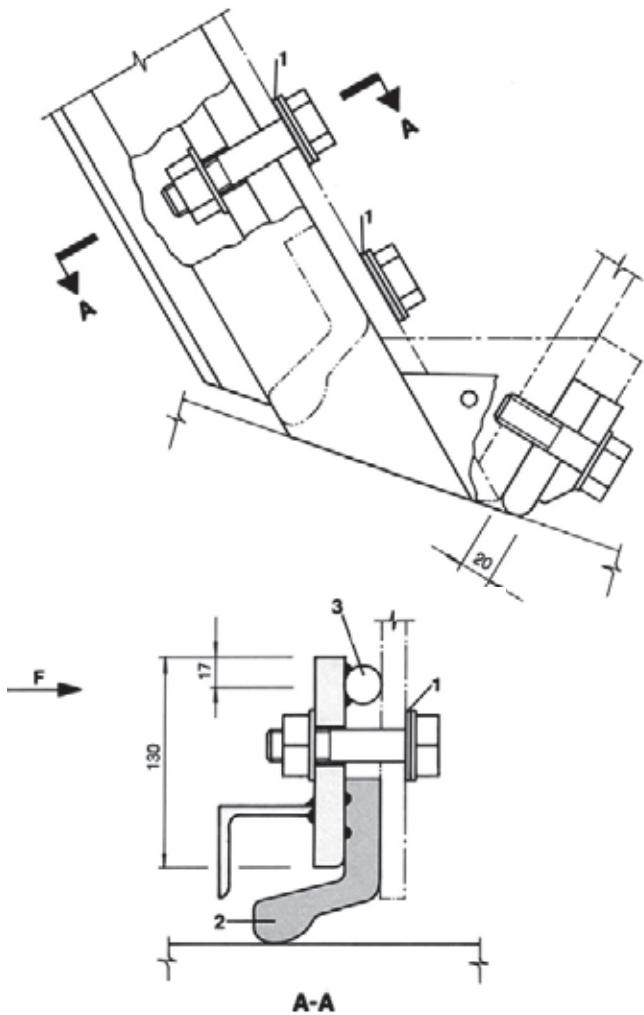


Fig. 8.27 Detalhes das vedações

- | | |
|---------------------------|--------------------|
| 1 Porca de borracha | 3 Calço |
| 2 Selo de vedação lateral | F Direção do fluxo |

Selos de vedação. A Fig. 8.27 mostra detalhes das vedações laterais e inferiores. A vedação lateral do tipo em "L" é mantida na posição por uma barra de aperto de 19 mm de espessura, presa ao paramento da comporta por parafusos de aço inoxidável, de 20 mm de diâmetro e distribuídos a cada 110 mm. São oito as barras de aperto curvas, separadas entre si por uma folga de 3 mm quando estão na posição. Um perfil "L" soldado na frente das placas, serve para proteger o selo e, no local de cada parafuso, como barra espaçadora. Foram aplicados pontos de solda na barra de aperto para ajudar na retenção lateral das vedações.

A pré-compressão da vedação depois da montagem foi de 5 mm. A vedação do fundo, do tipo retangular,

também está submetida à compressão de 5 mm com a comporta fechada, e está mantida na posição por uma placa de retenção de 16 mm de espessura, fixada por parafusos de aço inoxidável, de 16 mm de diâmetro, e distribuídos a cada 110 mm. As vedações têm uma dureza Shore de 60-70, resistência à tração de 2,06 kN/cm², e foram submetidas aos ensaios usuais de envelhecimento e compressão.

Peças embutidas. Foram deixados recessos provisórios (*block-outs*) no concreto do primeiro estágio para os selos laterais e placas de guia, placa da soleira inferior e os suportes dos munhões dos servomotores hidráulicos.

Placas de suporte foram embutidas no concreto de primeiro estágio, e os parafusos de fixação e ajuste das peças embutidas foram soldados às mesmas. O selo lateral e suas placas de guia compartilhavam um *block-out* comum, o suporte consistindo de uma estrutura soldada em forma de caixa, sobre a qual eram soldadas as duas placas de aço inoxidável. Uma viga em duplo "T" foi usada como apoio para a placa de aço inoxidável da soleira.

O suporte para o munhão superior do servomotor é um tubo de aço embutido, de 11,25 mm de diâmetro, com sete anéis de pressão laterais soldados e duas placas horizontais de reforço soldadas, que também resistem à torção.

Mecanismo óleo-hidráulico. O sistema consiste de servomotores de efeito simples situados a cada lado da comporta, e das tubulações associadas de conexão ao equipamento de bombeamento localizado na sala de controle local.

Existem no total sete equipamentos de bombeamento a óleo, cada um operando duas comportas adjacentes. A Fig. 8.28 apresenta um diagrama esquemático simplificado do sistema, o qual, para cada comporta, é composto dos seguintes elementos:

- Um tanque coletor para 4.000 l de óleo com indicadores e alarmes visuais e elétricos.
- Uma bomba de deslocamento positivo acionada por motor elétrico, com filtro de sucção e projetada para entregar 114 l/min a uma pressão normal de 1.440 N/cm².
- Duas válvulas de alívio de descarga, uma para a pressão estabelecida de 1.459 N/cm² e a outra com a pressão estabelecida de 1.471 N/cm².
- Válvulas direcionais.

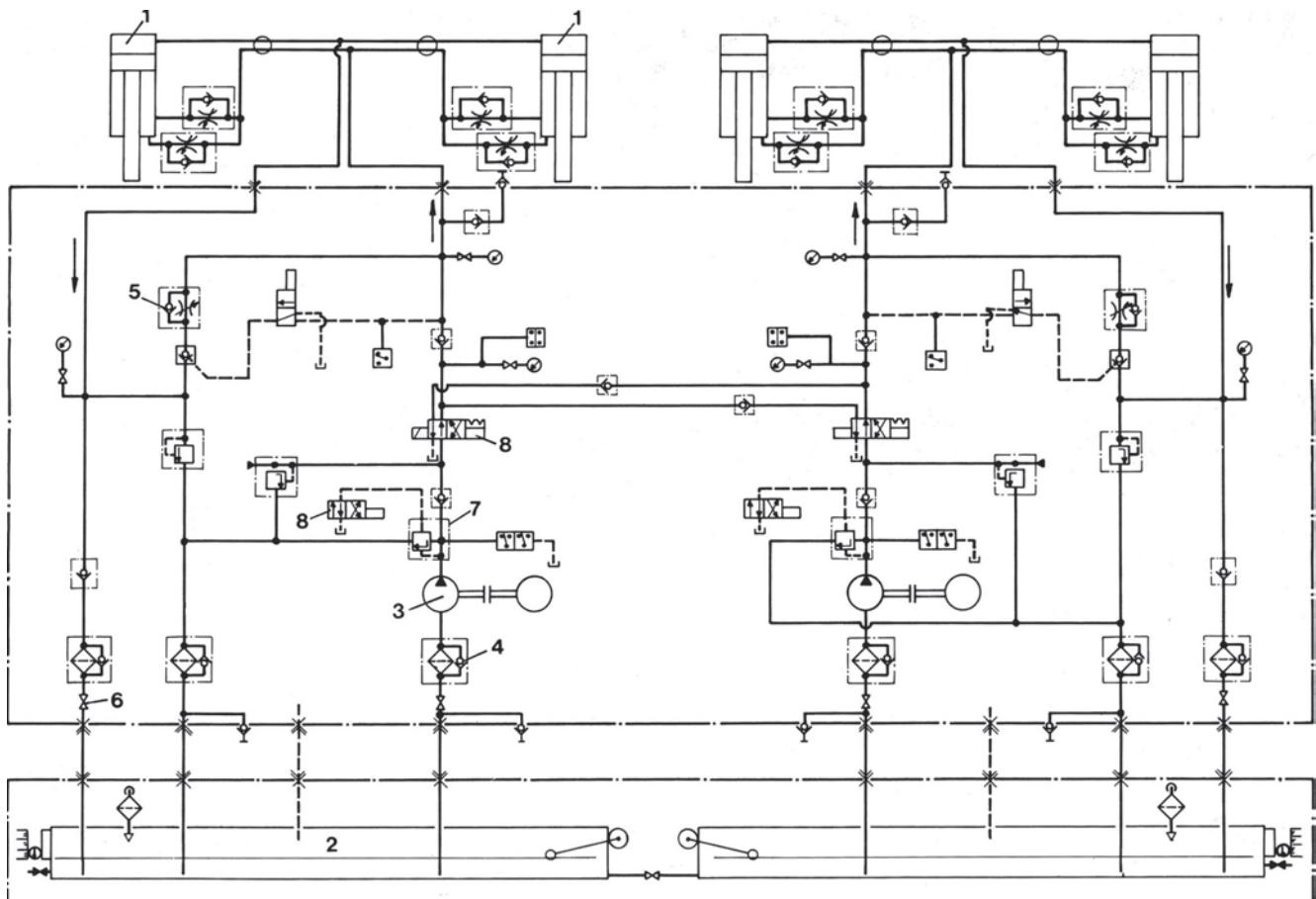


Fig. 8.28 Sistema óleo-hidráulico

1 Servomotor da comporta

2 Tanque coletor de óleo

3 Bomba de óleo elétrica

4 Filtro de sucção

5 Válvula 1

6 Válvula 2

7 Válvula de alívio

8 Válvula direcional

Há interconexões entre os tanques coletores de cada comporta e entre suas respectivas linhas de descarga de óleo, de maneira que qualquer um dos dois equipamentos de bombeamento e /ou tanque coletor pode ser utilizado para operar qualquer uma das duas comportas, conforme a necessidade.

Um equipamento portátil de bombeamento com motor movido a eletricidade está disponível para o caso pouco provável de que ambas as bombas de qualquer unidade hidráulica estejam inoperantes.

Cada tanque coletor foi dimensionado para armazenar um volume de óleo de um servomotor mais 20% do óleo no sistema hidráulico completo de uma comporta.

A abertura da comporta, operada pela bomba a óleo, atinge a velocidade de 0,2 m/min. O fechamento da comporta é efetuado conectando o lado inferior do servomotor ao lado superior por meio da válvula V1, permitindo que a comporta

se feche por gravidade. A velocidade do fechamento é controlada por orifícios a 0,2 m/min e a diferença no volume de óleo, devido à haste do pistão, é compensada pela aspiração natural desde o coletor de óleo via válvula V2.

A Fig. 8.29 mostra uma seção transversal do servomotor. O corpo do servomotor é feito de chapas de aço laminado, soldadas nas extremidades a flanges de aço forjado. Coberturas de aço forjado são fixadas nessas flanges terminais por parafusos de aço inoxidável.

O pistão de aço forjado é fixado à haste de aço inoxidável do pistão de 8.570 mm de comprimento mediante uma porca de retenção; o selo do pistão, do tipo Chevron "V", é sustentado por uma placa de retenção parafusada. Mancais esféricos, lubrificados com graxa, são usados para a fixação do eixo superior e o inferior, na parede do pilar e na estrutura da comporta, respectivamente, sendo que o encaixe do olho é parafusado na haste do pistão. Os tubos



Testes do servomotor da comporta do vertedouro nas oficinas do fabricante

de fornecimento e descarga de óleo são abastecidos através de um distribuidor articulado no mancal superior, e o tubo que alimenta a câmara inferior do servomotor possui um orifício de corte para limitar a velocidade do fechamento final a 0,1 m/min.

Os servomotores foram projetados conforme a norma Asme para Caldeiras e Vasos de Pressão, e submetidos a testes de pressão hidrostática e de operação na fábrica.

Indicador de posição. Um cabo preso ao braço da comporta, perto do mancal principal do munhão, cinge uma pesada polia e é tensionado por um contrapeso que se desloca dentro de um tubo de proteção montado na parede do pilar. Um segundo cabo, uma correia, transmite o movimento do eixo da polia até o quadro do indicador de posição dentro da sala de controle local.

As mudanças no comprimento do primeiro cabo são desprezíveis e as do segundo são compensadas por uma mola que suporta uma das suas polias, mantendo assim a tensão no cabo. Dentro do quadro do indicador de posição, o movimento do segundo cabo é utilizado para impulsionar um indicador visual do tipo relógio analógico e uma correia contínua de came, que controlam a abertura e o fechamento das comportas por meio de chaves de

fim de curso. O indicador de posição também envia sinais remotos até o controle central das comportas no bloco A15 e até a sala de controle central na casa de força.

Operação das comportas. Com o objetivo de cumprir com as exigências da navegação no trecho de jusante e das outras funções do rio, as descargas desde o reservatório de Itaipu são reguladas cuidadosamente. As variações horárias dos níveis do rio Paraná abaixo da desembocadura do rio Iguaçu não devem exceder 0,50 m e a máxima variação em 24 horas não deve exceder 2 m.

A geração de energia em Itaipu é realizada essencialmente a fio d'água, sem grandes variações no nível do reservatório para operações de ponta. De modo que, para conservar uma carga hidráulica praticamente constante e a mais alta possível para a geração de energia, o reservatório de Itaipu é mantido quase cheio e as flutuações são normalmente limitadas a 0,60 m entre o nível máximo normal na El. 220 e o mínimo na El. 219,40.

Durante as enchentes as comportas do vertedouro são abertas gradualmente para manter o nível máximo normal do reservatório o maior tempo possível. Quando já não é mais possível manter o nível do reservatório, todas as

comportas são gradualmente abertas. Produzir-se-á sobrecarga somente quando a afluência da enchente é maior que a capacidade de descarga do vertedouro com o reservatório no seu nível normal. Quando a enchente começa a diminuir, as comportas são gradualmente fechadas para manter novamente o nível máximo normal do reservatório.

Baseadas nos testes efetuados no modelo foram estabelecidas as prioridades de operação de acordo com o que segue:

Abertura e fechamento da comporta. Dentro de cada calha, as comportas são abertas automaticamente a intervalos de 10 segundos, começando desde ambos os extremos e avançando até o centro; esta sequência evita esforços excessivos e galgamentos nos muros guias. As reais sequências são as seguintes:

Calha	Comportas
Esquerda	12, 11, 9, 13, 10, 14
Central	8, 5, 7, 6
Direita	4, 1, 3, 2

Todas as comportas dentro da mesma calha normalmente têm aberturas iguais. O fechamento das comportas, em qualquer calha, pode ser simultâneo ou seguir a sequência inversa à de abertura.

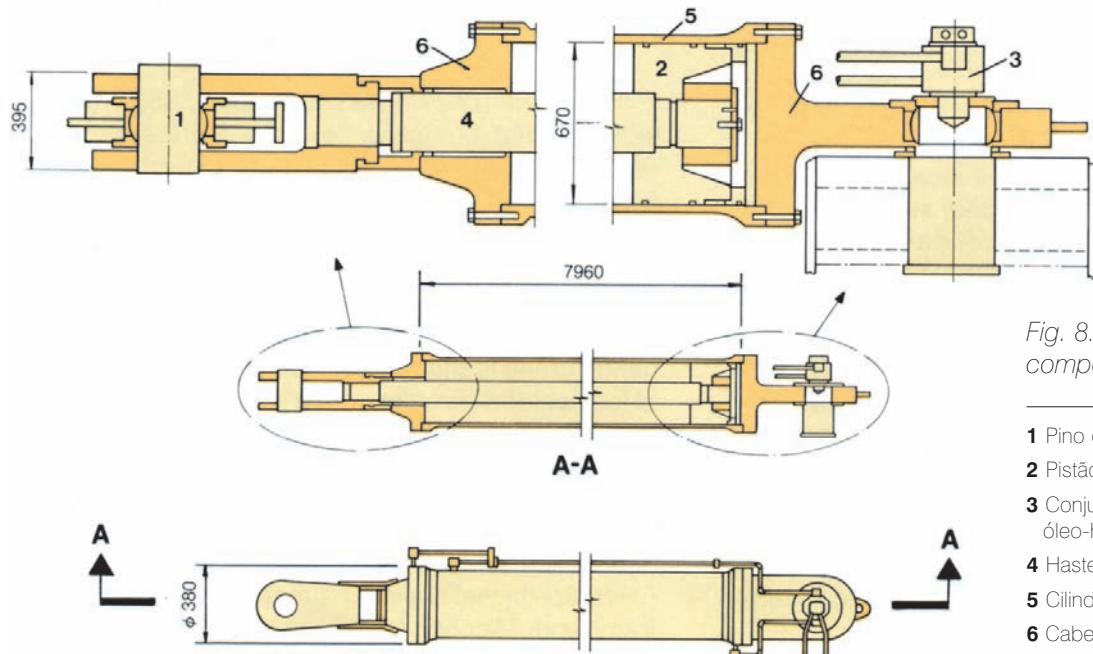


Fig. 8.29 Servomotor da comporta do vertedouro

- 1 Pino de acoplamento
- 2 Pistão
- 3 Conjunto de tubulações óleo-hidráulico
- 4 Haste
- 5 Cilindro
- 6 Cabeça do cilindro

normalmente somente para fins de teste. As comportas individuais podem ser acionadas desde a sala de controle central das comportas, porém, conforme se explicou anteriormente, todas as comportas de uma calha qualquer normalmente são operadas em conjunto.

A operação de cada calha é comandada manualmente, porém uma vez solicitada, as comportas da calha em questão são acionadas em sequência com intervalos de 10 segundos.

A came de acionamento está programada com os seguintes passos:

- 25 cm: até 12 m de abertura.
- 100 cm: entre 12 e 15 m de abertura.
- 134 cm: entre 15 e 16,34 m de abertura.

A partir disso, uma vez apertado o botão de acionamento, todas as comportas em uma calha (com o intervalo de 10 segundos) se moverão, até a abertura mínima ou até o passo seguinte e se manter parada, aguardando novos comandos.

PÓRTICO ROLANTE

Características básicas e arranjo geral

A seguir são citadas as características básicas do pórtico rolante do vertedouro:

Características básicas

Capacidade nominal	785 kN
Largura entre trilhos	5 m
Curso vertical da viga pescadora	27 m
Altura do pórtico	13,5 m
Largura máxima do pórtico	6,6 m
Comprimento entre os para-choques	11 m
Peso do pórtico (sem a viga pescadora)	879 kN

Mecanismo de içamento

Velocidade máxima	2 m/min
Velocidade mínima	0,2 m/min
Diâmetro do cabo	25,4 mm
Tipo de cabo (núcleo de fibra, galvanizado)	6 x 37
Tipo de motor	Indução, rotor com anéis coletores, controle de velocidade por resistência

Mecanismo de locomoção

Velocidade máxima	30 m/min
Velocidade mínima	3 m/min
Tipo de motor	Indução, rotor com anéis coletores; controle de velocidade por resistência.

A quantidade mínima de estruturas civis necessárias para o projeto do pórtico rolante e a sua adequação para a operação do vertedouro tornaram a sua escolha óbvia e indiscutível. A capacidade do pórtico era determinada pelo peso de um único painel de stoplog, mais a viga pescadora.

O pórtico foi especificado para a operação ao ar livre, com o abrigo superior para a maquinaria completamente fechado, contendo motores, reduções de engrenagens, tambores de cabos e equipamento elétrico. O pórtico desloca-se somente ao longo da linha do stoplog, não havendo necessidade de deslocamento no sentido montante/jusante. A alimentação de energia, 460 V, 50 Hz, é feita por um cabo de reboque que acompanha o pórtico, e se enrola em um tambor no pórtico, e é conectado a uma das duas tomadas de energia elétrica dispostas nos pilares 4 e 11, respectivamente.

O projeto e a fabricação do pórtico rolante obedecia às normas da FEM (Fédération Européenne de la Manutention), Seção I, com as seguintes classificações dos componentes:

Elementos estruturais

Classe de utilização	B	Uso regular em operações intermitentes
Condição de carga	2	Moderada – aparelhos que levantam a carga segura de trabalho com bastante frequência e, normalmente, com valores entre 1/3 e 2/3 da carga segura de trabalho.

Grupo	4
-------	---

Mecanismo de içamento e deslocamento

Classe de operação	V2	Horas de operação por dia >2<4
Condição de carga	3	Mecanismos e componentes sujeitos principalmente a cargas próximas da máxima.
Grupo	3m	

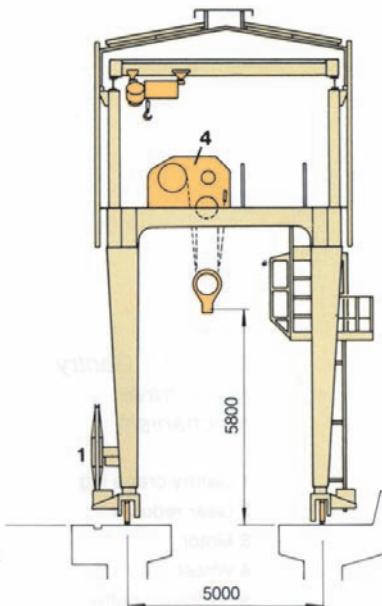
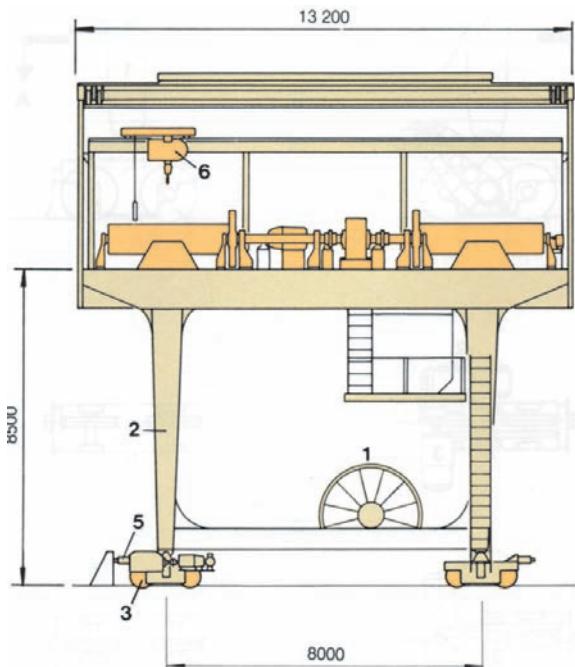


Fig. 8.30 Arranjo do pórtico rolante do vertedouro

- 1 Cabos
- 2 Pilar do pórtico rolante
- 3 Mecanismo de deslocamento
- 4 Mecanismo de içamento
- 5 Para-choque hidráulico
- 6 Içamento de manutenção

O grupo é derivado automaticamente da classe e da condição. A classe e a condição são definidas levando em consideração a utilização mais extrema do pórtico para o manejo dos stoplogs durante a manutenção das comportas do vertedouro.

As velocidades de projeto do vento foram (em km/h):

As velocidades de projeto do vento foram (em km/h)

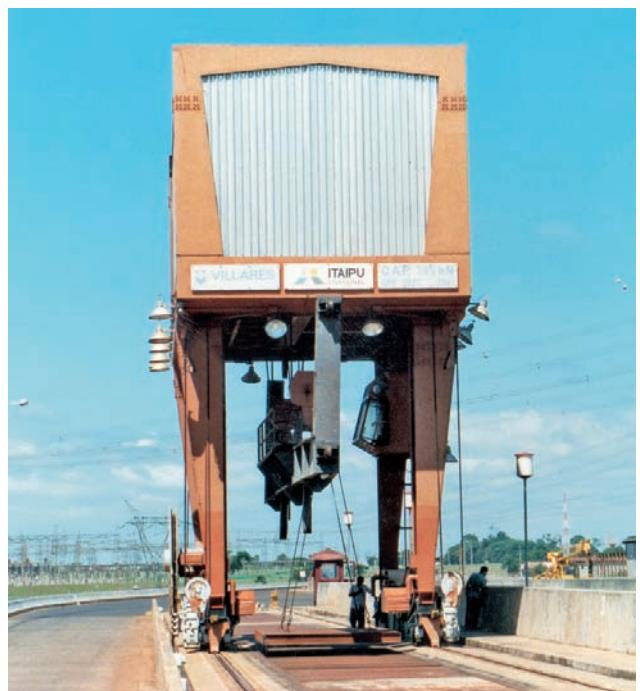
Operação normal	100
Sem carga	150
Fora de operação	288 na posição estacionada com os cabos de ancoragem.

O pórtico desloca-se sobre trilhos com espaçamento entre si de 5 m, comprimento de 355,70 m entre os para-choques das extremidades, sobre as 14 ranhuras para os stoplogs do vertedouro. A área de estacionamento para o pórtico, quando fora de serviço, encontra-se na extremidade direita do vertedouro, onde tem quatro blocos de fixação para prender a ancoragem do mesmo.

Projeto e fabricação dos componentes

Estrutura. A Fig. 8.30 mostra o arranjo geral do pórtico rolante. A estrutura consiste de quatro pilares em forma de caixa, conectados a uma plataforma superior, sobre a qual está montado o equipamento de içamento. Na parte inferior, os dois pilares de montante estão conectados a uma viga-caixão soldada, como também os pilares

situados a jusante. O abrigo fechado para o mecanismo de içamento e para os equipamentos elétricos associados é de chapa de aço galvanizado fixada a uma estrutura de aço soldado. O acesso ao abrigo fechado é por uma escada de marinheiro a partir da cabine de controle que está debaixo da plataforma de aço. A cabine de controle



Pórtico rolante do vertedouro

é acessível mediante uma escada de marinheiro fixada ao pilar direito de montante. A plataforma de aço foi especificada para suportar 5.000 N/m². Canos instalados nos pilares do pórtico drenam a água de chuva desde o teto da estrutura até a El. 225.

Mecanismo de deslocamento. O pórtico move-se sobre quatro troles com rodas, uma presa a cada pilar, sendo que as rodas do lado direito, tanto a montante como a jusante, são motorizadas; veja a Fig. 8.31. Cada trole possui duas rodas, um para-choque hidráulico, e está conectado aos pilares do pórtico por meio de pinos. Os dois troles motorizados também estão equipados com motor, redutor a engrenagens e freio elétrico/hidráulico. O freio elétrico/hidráulico possui um duplo acionamento, um a óleo em pressão abastecido por um cilindro principal, acionado por um pedal situado na cabine de controle e o outro por solenóides. O primeiro é usado para diminuir a velocidade do pórtico, e o segundo para paradas automáticas de emergência e para o estacionamento temporário. O motor tem controle contínuo de velocidade por rotor de resistências conectadas por anéis coletores, eletronicamente moduladas. Quando se encontra estacionado, o pórtico rolante é mantido nesta posição por dois mecanismos de trava, acionados através de um volante de manobra, e presos ao trilho do pórtico mediante garras; veja a Fig. 8.32.

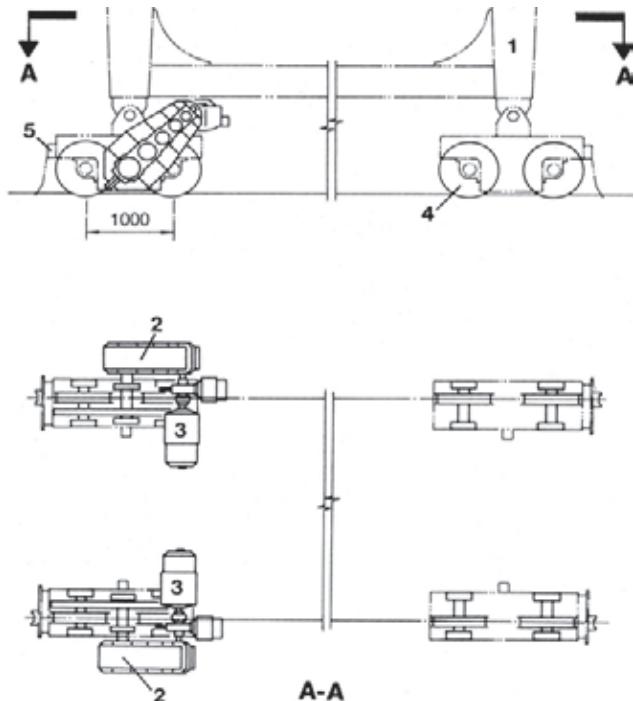


Fig. 8.31 Mecanismo de deslocamento do pórtico rolante

- | | |
|----------------------------|--------------------------|
| 1 Pilar do pórtico rolante | 4 Roda |
| 2 Redutor de velocidade | 5 Para-choque hidráulico |
| 3 Motor | |

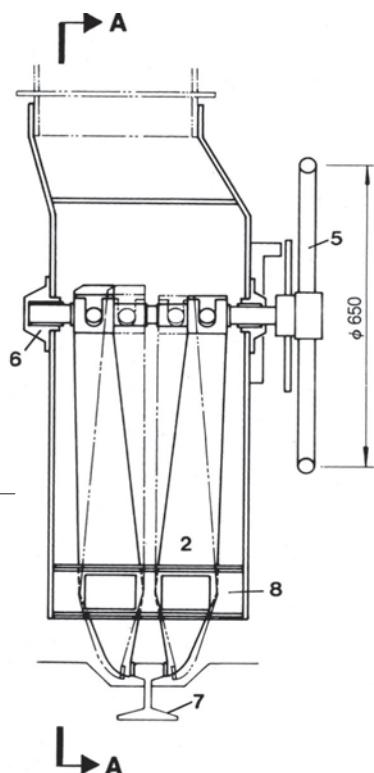
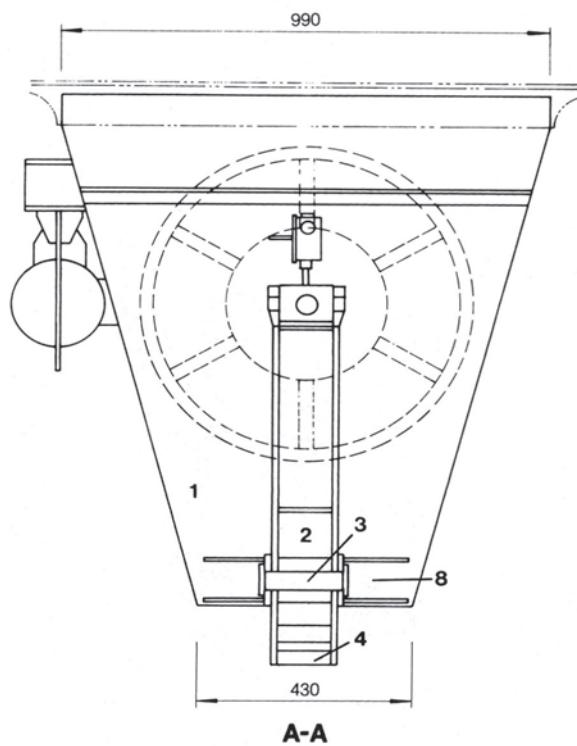


Fig. 8.32
Mecanismo de trava
do pórtico rolante

- 1 Caixa de engrenagem
- 2 Engrenagem
- 3 Pino guia
- 4 Mandíbula da engrenagem
- 5 Volante
- 6 Mancal
- 7 Trilho
- 8 Guias



Mecanismo de içamento. A viga pescadora dos stoplogs está permanentemente conectada aos dois blocos das polias do mecanismo de içamento com pinos de aço inoxidável. Um cabo de aço corre através do bloco da polia, passando em torno das polias intermediárias até o tambor de içamento, no qual é fixado. Dois tambores de içamento são acionados sincronicamente por um motor elétrico através de um redutor de engrenagem; veja a Fig. 8.33. Dois freios eletromagnéticos a tambor atuam sobre o eixo de entrada do redutor, e a velocidade da descida é controlada por um freio dinâmico elétrico situado entre o motor e o primeiro freio. A velocidade do motor é controlada, sem escalas, mediante resistências variáveis do rotor conectadas por anéis coletores e moduladas eletronicamente. O motor e o freio dinâmico podem ser desmontados com a carga mantida em posição pelos freios magnéticos. O mecanismo de içamento possui as seguintes características de segurança:

- Dispositivo de sobrecarga que é ativado e para o guincho com uma carga 10% e 20% acima da nominal na direção do içamento.
- Dispositivo de cabo solto que para o guincho na descida.
- Interruptor de fim de curso que para o guincho quando o bloco da polia sobe acima do limite superior.
- Interruptores de fim de curso que controlam as posições, superior e inferior, da viga pescadora do stoplog.

- Interruptores de excesso de velocidade que ativam os freios.

Um guincho acionado por um motor elétrico de 29,4 kN, fixado na estrutura da cabina, é usado para a manutenção do mecanismo de içamento do pórtico. O deslocamento do talha de manutenção é manual.

O pórtico rolante usado para manobrar o vertedouro e as suas tampas associadas foi fornecido por Villares S.A. – Brasil.

STOPLOGS DO VERTEDOURO E VIGA PESCADORA

Há dois jogos de stoplogs para servir as 14 comportas do vertedouro. Os stoplogs são usados para isolar do reservatório as comporta do vertedouro quando a comporta necessita de conserto, manutenção ou ser inspecionada. Admitiu-se que não mais de duas comportas precisavam ser isoladas ao mesmo tempo. Cada stoplog consiste de seis painéis idênticos; veja na Fig. 8.34. Esses painéis, quando não estão em uso, são armazenados individualmente em uma ranhura de stoplog, sobre um suporte retrátil. O projeto foi elaborado conforme as normas DIN 19704, DIN 4114 e DIN 4101 com o selo inferior especificado na El. 199,58 e com os níveis de montante na El. 221,18 “normal” e a El. 223

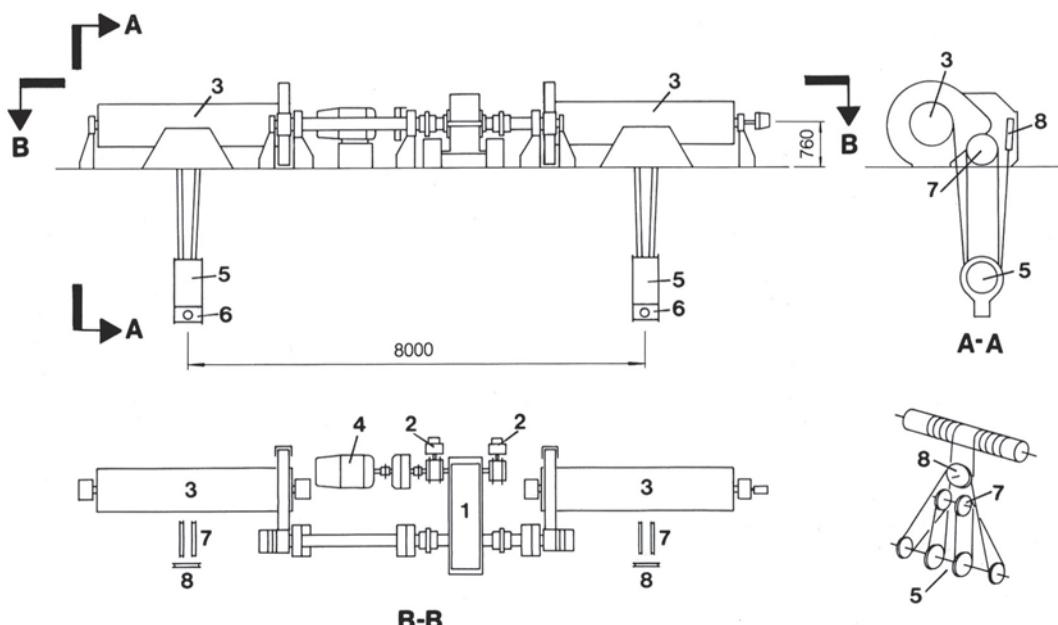


Fig. 8.33
Mecanismo de içamento do pórtico rolante

- 1 Redutor de velocidade
- 2 Freio dinâmico
- 3 Tambor de içamento
- 4 Motor
- 5 Bloco da polia
- 6 Pino para a viga pescadora do stoplog
- 7 Polia transversal
- 8 Polia lateral

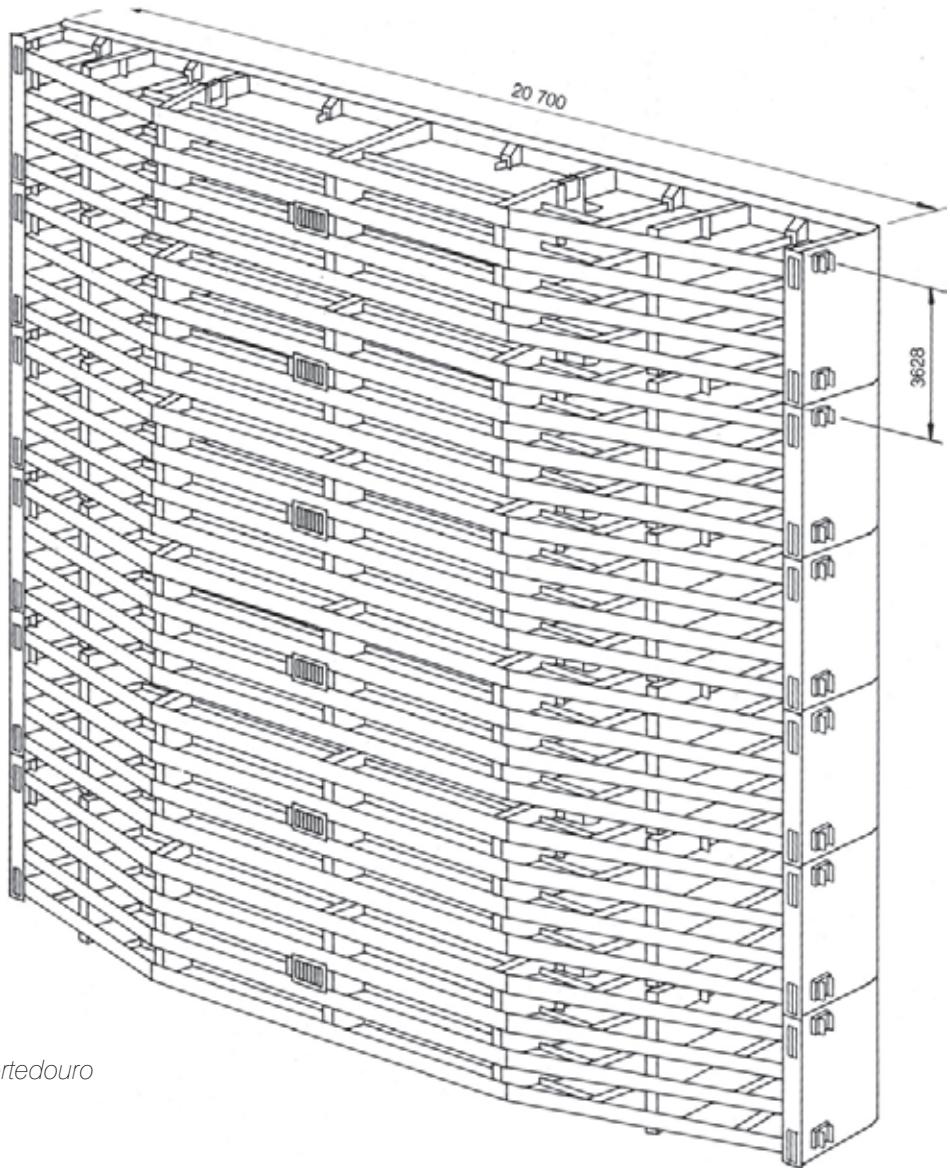


Fig. 8.34 Arranjo do stoplog do vertedouro

“excepcional”. A manobra dos stoplogs é realizada em águas paradas. Cada painel possui uma válvula by-pass, a válvula do elemento superior sendo acionada pela viga pescadora, fazendo assim o enchimento de água automático do espaço entre o stoplog e a comporta do vertedouro. O esgotamento destes espaços é efetuado ao abrir ligeiramente a comporta do vertedouro. Todas as peças foram projetadas com uma folga de 2 mm para compensar a corrosão; a espessura mínima especificada para as chapas é de 9,5 mm.

Além da conformidade estrutural normal, foi especificado que a viga pescadora e os elementos dos stoplogs suportassem uma carga de 1.962 kN sem que as tensões superassem o limite elástico de 75%.

As características básicas dos stoplogs e da viga pescadora são as seguintes:

Largura da ranhura para o stoplog	20 m
Altura do stoplog completo (seis painéis)	21,60 m
Peso do stoplog completo	3.828 kN
Peso da viga pescadora	119,20 kN

A Fig. 8.34 ilustra uma perspectiva geral de um stoplog completo do vertedouro. Cada painel, veja na Fig. 8.35, é fabricado com chapas de aço doce e possui dois selos laterais em forma de nota musical sobre a face de jusante e selos inferiores retangulares, cujas placas de retenção são fixadas com chumbadores de aço inoxidável.

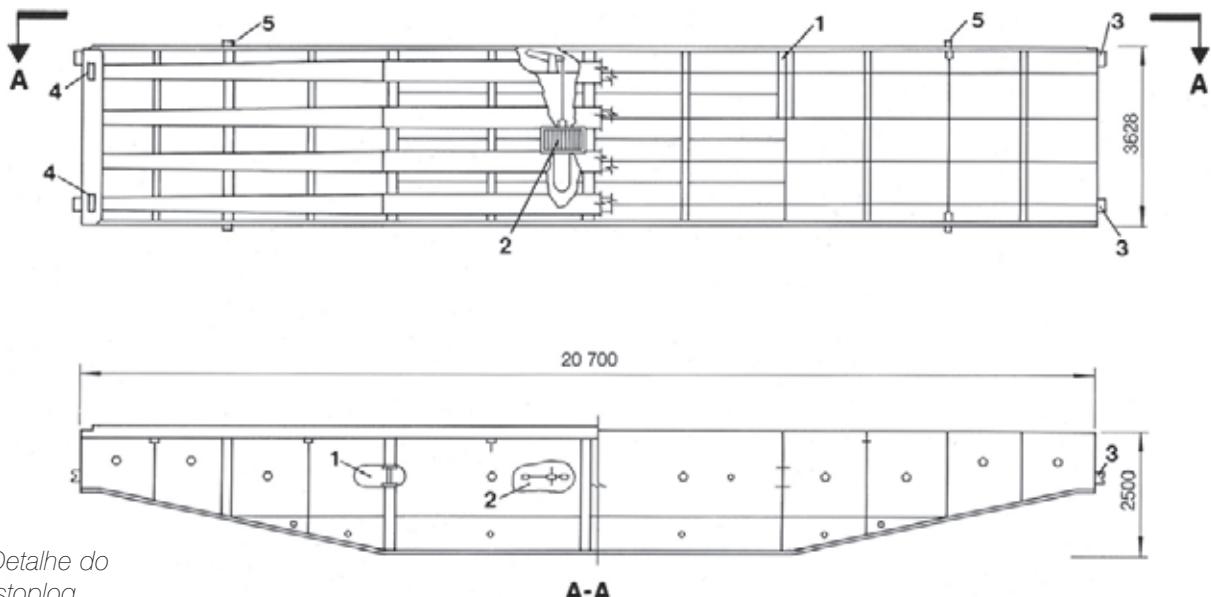


Fig. 8.35 Detalhe do painel do stoplog

- 1 Manivela de levantamento
- 2 Válvula by-pass
- 3 Guias laterais
- 4 Mola de acostamento
- 5 Pino guia

A compressão dos selos é de 5 mm. A Fig. 8.36 mostra detalhes da válvula by-pass de 254 mm.

Cada painel tem duas guias de cada lado para garantir o alinhamento lateral ao ser manobrado e dois pinos na face inferior que se acoplam com buchas na face superior para assegurar a precisão do acoplamento entre dois painéis empilhados. Os dois ganchos da viga pescadora acoplam-se com pinos na face superior de cada painel.

A Fig. 8.37 mostra detalhes da viga pescadora. O contrapeso do mecanismo de acoplamento tem duas posições: de acoplamento ou desacoplamento, de acordo com a manobra a ser executada. Duas rodas em cada lado mantêm o alinhamento da viga dentro da ranhura do stoplog.

As guias laterais e as placas para os selos laterais inferiores foram embutidas em *block-outs* deixados no concreto de primeiro estágio. Chapas de aço foram providas no concreto de primeiro estágio para de facilitar a montagem. As peças em contato com os selos possuem um revestimento de aço inoxidável.

Os stoplogs e viga pescadora do vertedouro foram fornecidos por um Consórcio composto das empresas Badoni-ATB/Ishibras/Coemsa, do Brasil.

EQUIPAMENTO AUXILIAR

Ventilação

O sistema de ventilação para as salas dos equipamentos do vertedouro é composto de uma entrada de ar para a sala do diesel e das baterias, e exaustão para a sala das baterias, cozinha, sanitários e para a estação de tratamento de esgoto.

Os ventiladores do sistema de entrada de ar estão localizados na sala dos ventiladores na El. 214,90. O ar proveniente do meio ambiente, aspirado por uma grelha externa é filtrado até 10 microns antes de ingressar na sala. O ar dos sistemas de exaustão é descarregado na atmosfera pela sala de acesso aos equipamentos na El. 219,80.

Esgoto

A estação de tratamento de esgoto do vertedouro, que tem a capacidade para 3.850 l/d, foi projetada para acomodar 55 funcionários da operação e manutenção, mais os visitantes da futura torre do mirante. Os esgotos dos vários sanitários são conduzidos através de tubos até o tanque séptico de concreto de 7,44 m³, cuja efluente é tratado com cloro antes de sua descarga no rio, a jusante.

Fig. 8.36 Detalhes da válvula by-pass

- 1 Alavanca
- 2 Haste
- 3 Mola
- 4 Grelha de entrada
- 5 Base da válvula

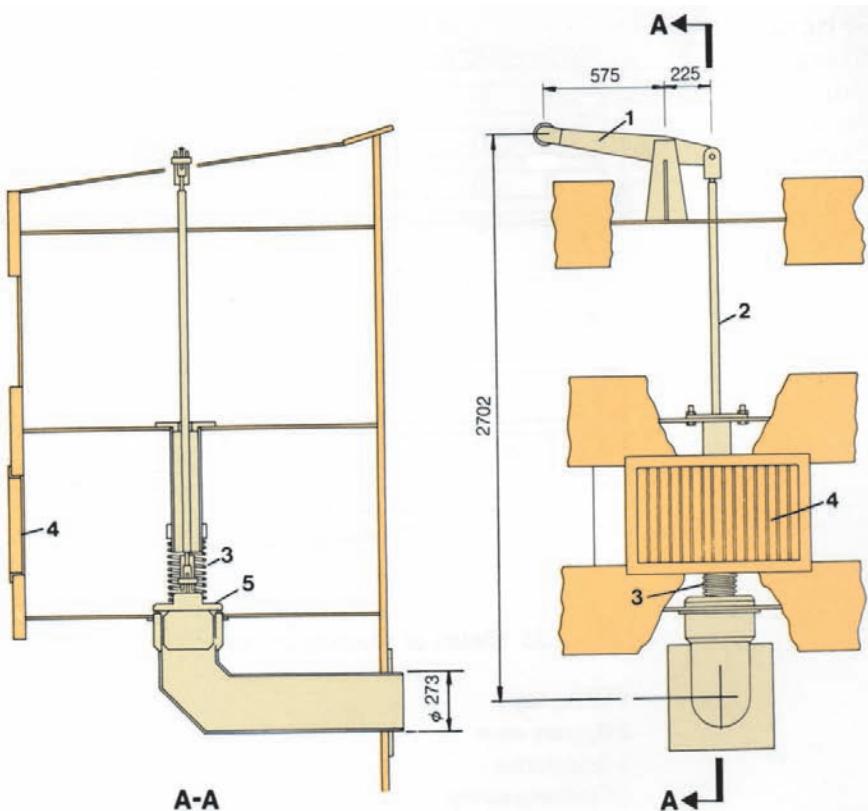
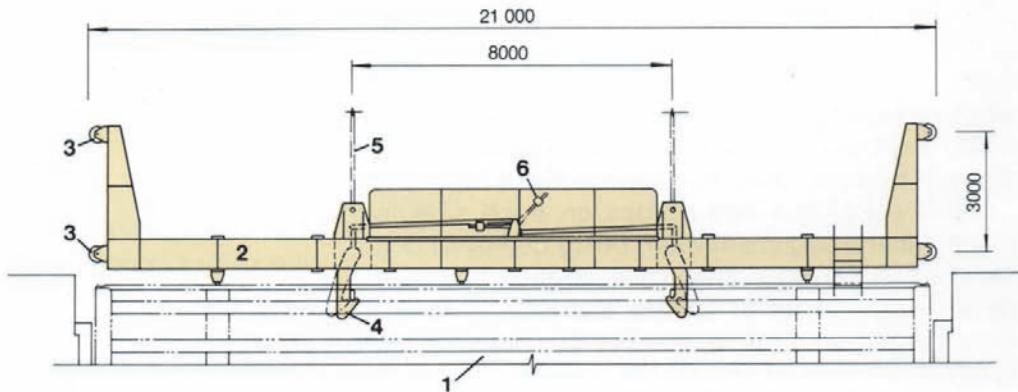


Fig. 8.37 Detalhes da viga pescadora

- 1 Stoplog
- 2 Viga pescadora
- 3 Rodas guias
- 4 Gancho
- 5 Cabo do pórtico rolante
- 6 Contrapeso



Água potável

A potável é conduzida através de canos desde a estação de tratamento ETA 1, situada na barragem principal, veja Capítulo 10, até encher um tanque cisterna de 8 m³ localizado no bloco A15 do vertedouro na El. 214,90. A partir deste ponto, ela é bombeada até um tanque de 8 m³ na base da torre de observação na El. 238,10, além de descer por gravidade até as salas inferiores. O tanque cisterna na torre de observação abastece as salas na El. 214,90 e superiores, além de abastecer a subestação na margem direita.

SUPRIMENTO DE ENERGIA

A exigência de poder controlar as comportas do vertedouro em todas as condições para garantir a segurança da Usina colocou as cargas para a área dentro da categoria Classe I. Isso resultou no fato da energia auxiliar de 50 Hz fosse fornecida por duas fontes de alimentação separadas de 13,8 kV na casa de força, com o respaldo de dois grupos diesel-geradores de emergência. O sistema de 125 V de corrente contínua é alimentado por dois grupos independentes de baterias e carregadores.

Suprimento auxiliar em 50 Hz

A subestação (QK) do vertedouro, localizada na El. 214,90 do bloco A15, consiste de dois transformadores de 500 kVA do tipo seco, 13,8 KV-460 V (triângulo estrela), cada um conectado através de um disjuntor de baixa tensão com uma seção de barramento de 460 V. As duas seções de barramento podem ser conectadas juntas por um disjuntor desligador de barras. Cada seção de barramento também pode ser alimentada por um grupo gerador a diesel de 200 kVA localizado na El. 219,80 do bloco A15. A Fig. 8.38 ilustra um esquema unifilar simplificado.

Na operação normal, ambas as fontes de 13,8 KV estão disponíveis e ambos os transformadores estão energizados, alimentando sua seção associada de barramento 460 V com o disjuntor desligador aberto. Em caso de falha de uma fonte,

o disjuntor secundário (de 460 V) abre e o disjuntor desligador fecha automaticamente. Em caso de falha de ambas as fontes, os disjuntores secundários (460 V) abrem e o gerador a diesel entra em operação para suprir as cargas exigidas.

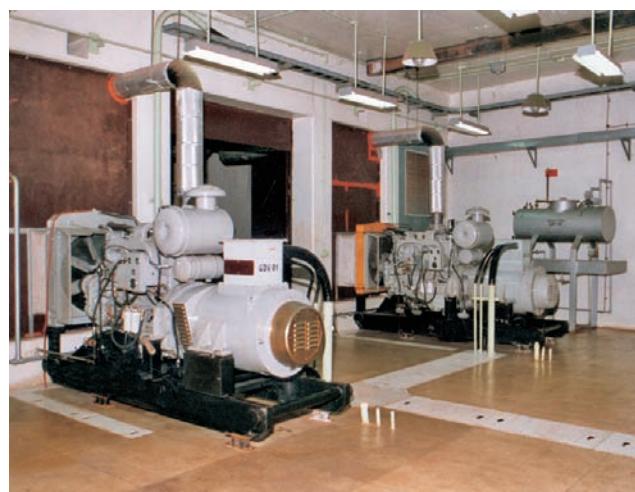
Sistema de 125 V de corrente contínua

O sistema localizado na El. 214,90 do bloco A15 consiste de dois carregadores e dois jogos de baterias de 96 Ah cada uma, e de um painel de distribuição. Qualquer um dos grupos carregador/bateria é capaz de suprir as cargas necessárias. Há equipamentos adequados de manobra, que asseguram uma elevada confiabilidade e disponibilidade durante a operação, manutenção e as emergências.

PROTEÇÃO, CONTROLE, INSTRUMENTAÇÃO

A utilização extensiva de unidades locais de alto-falantes/ alarme foi estabelecida para cada um dos grupos de serviços auxiliares principais (ou seja, 50 Hz, 125 V cc, e os geradores a diesel). Todos os valores críticos de tensão e temperaturas são fiscalizados em conjunto com os estados dos disjuntores principais e a proteção.

Devido ao fato de as unidades geradoras da casa de máquina terem sido instaladas em etapas, o controle do vertedouro foi duplicado na sala de controle local das unidades geradoras 1 e 2, na sala de controle central da casa de força e no sistema Scada, à medida que cada um ficava disponível; veja Capítulo 14.



Unidades geradoras a diesel

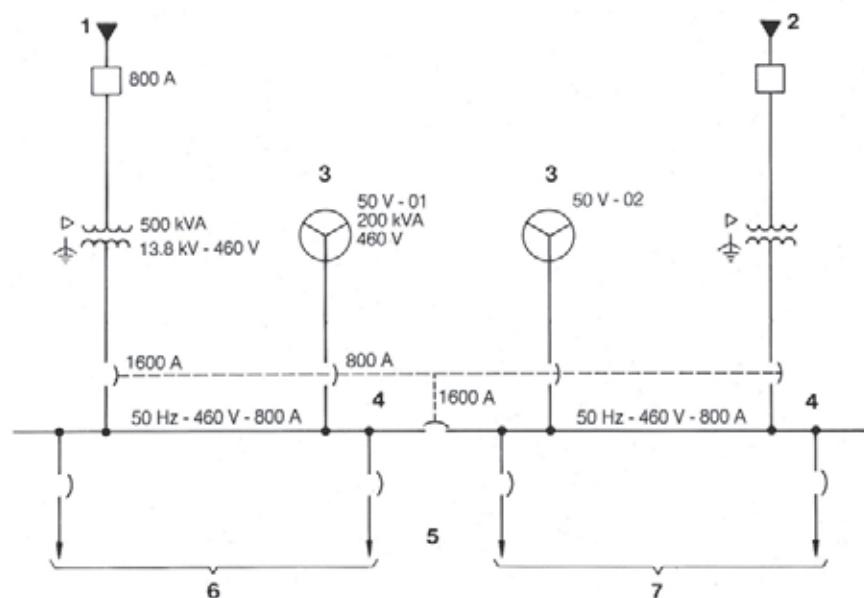


Fig. 8.38 Energia auxiliar de 50 Hz do vertedouro

1 Interruptor QP-01 da casa de força de 13,8 KV

2 Interruptor QP-02 da casa de força de 13,8 KV

3 Conjunto a diesel

4 Cargas classe I

5 Subestação QK do vertedouro

6 Dezesseis alimentadores

7 Quinze alimentadores

Detectção de incêndio

A área possui um extenso sistema de detecção de incêndio que utiliza detectores de produtos de combustão (ionização), velocidade de elevação da temperatura, e temperatura absoluta. Estes atuam através de um gabinete de detecção de incêndio para disparar alarmes audiovisuais e acionar avisos locais e remotos por alto-falantes. Também atuam para desativar o sistema de ventilação da área afetada.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO E ENCHENTE MÁXIMA REGISTRADA

Durante o período de enchimento do reservatório, as defluências em Jupiá, a próxima barragem a montante, e a afluência do rio Paraná dentro do reservatório de Itaipu eram comunicadas a Itaipu. Também foram comunicados por telemetria a Itaipu os dados provenientes de um limnógrafo automático sobre o rio Iguaçu, em Capanema. Tinha a dupla finalidade de determinar as aberturas das comportas necessárias para permitir a passagem de uma descarga desejada, e de restringir as defluências do reservatório na ocorrência de enchentes no rio Iguaçu, minimizando assim os altos níveis do canal de fuga em Itaipu e assegurando que a descarga total do rio Paraná, abaixo da sua confluência com o rio Iguaçu, não excedesse uma quantidade predeterminada.

No dia 13 de outubro de 1982, veja Capítulo 6, as comportas de desvio foram completamente fechadas e o reservatório de Itaipu enchido em três etapas, conforme descrito a seguir:

Etapa I. Desde o nível d'água do rio na El. 109 até o nível do reservatório na El. 205,80, sem nenhuma defluência desde Itaipu. Uma vazão mínima de 5.000 m³/s foi mantida a jusante, no rio Paraná, mediante liberações de água dos reservatórios do rio Iguaçu. Esta etapa foi completada em apenas 15 dias, o primeiro enchimento rápido sendo parte integral do programa de fechamento do desvio; veja no Capítulo 6.

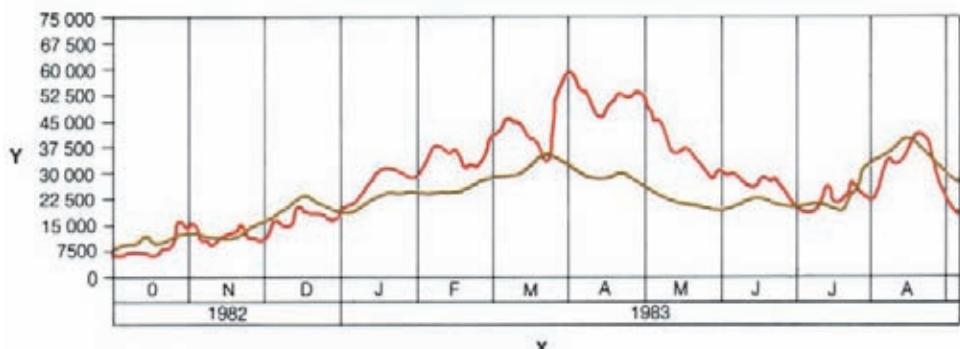
Etapa II. A operação das comportas do vertedouro desde o dia 27 de outubro de 1982 até abril de 1984 foi feita de maneira a permitir que o reservatório alcançasse a El. 210, e então flutuasse até a El. 217, equilibrando as afluências e as defluências.

Etapa III. Enchimento final do reservatório até o nível máximo normal na El. 220. Durante este período, a velocidade máxima de elevação do nível do reservatório foi limitada pela operação das comportas do vertedouro a 1 m/dia.

Os dois picos de enchente máximos registrados ao longo de 62 anos em Guaíra ocorreram durante 1982-83; veja na Fig. 8.39. As comportas do vertedouro foram abertas totalmente no final de novembro de 1982, quando a afluência alcançou 20.000 m³/s, e foram mantidas abertas até agosto de 1983, inclusive, quando as afluências diminuíram até aproximadamente 15.000 m³/s. Durante esse período de 9 meses, as descargas pelo vertedouro foram controladas, exceto por um breve período durante os picos das enchentes. No final de fevereiro de 1983, cerca de quatro meses durante a operação contínua do vertedouro, e pouco tempo depois da passagem do primeiro pico de descarga de 36.200 m³/s, as comportas de cada calha foram fechadas durante aproximadamente uma hora para efetuar a inspeção da calha.

Fig. 8.39 Enchente e hidrograma da EMP em Guaíra (configuração C)

- Y Vazão (m³/s)
- X Mês e ano
- Hidrograma simulado da EMP em Guaíra (sem o reservatório de Ilha Grande)
- Enchente de 1982-83



Depois disso, as comportas foram abertas totalmente de novo até agosto de 1983. Durante este período o vertedouro teve um comportamento satisfatório. O pico recorde de enchente de 40.000 m³/s foi amortecido para uma vazão defluente de 38.000 m³/s com um retardo em torno de dois dias. As flutuações do nível d'água do reservatório durante o período de 9 meses foram mantidas dentro de 3 m.

REAVALIAÇÃO DA ENCHENTE DE PROJETO DO VERTEDOURO

No rio Paraná, em Itaipu, ocorreram vazões elevadas de forma contínua desde outubro de 1982 até setembro de 1983. A média de precipitação anual do período 1982-83 sobre a bacia de 820.000 km² foi de 2.230 mm, aproximadamente o dobro da média da bacia, a longo prazo. Por causa deste evento, foi realizada uma revisão abrangente da enchente de projeto do vertedouro.

As descargas diárias em Guáira excederam 20.000 m³/s desde o dia 23 de novembro de 1982 até julho de 1983 – um período de 238 dias. Ocorreram dois picos de enchente sem precedentes: uma máxima vazão diária de 36.200 m³/s no dia 21 de fevereiro de 1983, e o maior recorde histórico de 40.000 m³/s no dia 15 de junho de 1983. Se os dois picos de enchente fossem analisados como eventos de um único pico baseado na frequência anual, o pico de fevereiro teria um período de recorrência de 150 anos, e o evento de julho de 500 anos. Tampouco haviam sido realizadas análises de frequência para os dois maiores picos de enchente registrados para a ocorrência consecutiva no mesmo ano, ou para a ocorrência de 40.000 m³/s em junho, que costuma ser um dos meses de vazões mais baixas. No entanto, a probabilidade de recorrência poderia ser muito inferior a 1.000 anos.

O rio Iguaçu também experimentou suas duas maiores enchentes jamais registradas antes: 28.600 m³/s e 27.500 m³/s em julho e setembro de 1983, respectivamente. Essas eram vazões muito elevadas para a bacia do rio Iguaçu (68.000 km²) se comparadas com os 40.000 m³/s na bacia de Itaipu (820.000 km²). As enchentes do rio Paraná e do Iguaçu causaram níveis inusitadamente altos no canal de fuga de Itaipu durante todo o ano hidrológico de 1982-83.

Por causa destas enchentes muito altas nos dois sistemas fluviais foi efetuada uma reavaliação da enchente de projeto do vertedouro com a inclusão de todos os dados disponíveis sobre precipitações e a extensão da simulação da enchente sobre um período maior que os sete meses usados nos estudos anteriores. Esta atualização da EMP seguiu os procedimentos e a metodologia originais, e utilizou os programas de computador anteriormente desenvolvidos, conforme citados no Capítulo 2. Foram usadas três sequências de EMP meteorologicamente possíveis sobre um período de 12 meses para desenvolver os hidrogramas das afluências. A configuração A incluía os sete meses, desde outubro até abril, usados nos estudos anteriores, e incluía os dados de março de 1928. A sequência do projeto foi estendida para incluir maio até setembro, formando um ano hidrológico completo. As Configurações B e C foram iguais à Configuração A, com exceção do mês de março, para o qual os dados de 1982-83 foram substituídos por aqueles de março de 1928. Para todas as três configurações, o pico máximo afluente de 72.000 m³/s ocorreu em fevereiro, como na EMP original. O segundo maior pico afluente foi em março para todas as três configurações de precipitações. A Configuração C, com os dados da precipitação de março de 1983, produziu um pico afluente mais alto que nas configurações A e B; veja a Fig. 8.39 e a Tabela 8.1. Em consequência, o

Tabela 8.1 Precipitação média na bacia (mm) durante a seqüência de 12 meses de precipitação máxima provável (PMP)

	Out.	Nov.	Dez.	Jan.	Fev.	Mar.	Abr.	Maio	Jun.	Jul.	Aug.	Set.
Configuração A	257	284	378	364	295	247	191	202	108	144	100	188
Ano	1930	1939	1926	1951	1964	1928	1956	1983	1983	1957	1957	1957
Configuração B	(o mesmo para todas as configurações)					271	(o mesmo para todas as configurações)					
Ano	(o mesmo para todas as configurações)					1982	(o mesmo para todas as configurações)					
Configuração C(*)	(o mesmo para todas as configurações)					222	(o mesmo para todas as configurações)					
Ano	(o mesmo para todas as configurações)					1983	(o mesmo para todas as configurações)					

* Veja o hidrograma simulado da configuração C na Fig. 8.39

hidrograma de 12 meses computado a partir das precipitações da configuração C foi adotado como a nova EMP de Itaipu. Depois do amortecimento da nova EMP pelo reservatório, a afluência no vertedouro era essencialmente igual à da enchente de projeto do vertedouro, confirmando a adequada capacidade do vertedouro para descarregar com segurança a EMP atualizada.

DESEMPENHOS HIDRÁULICOS DO VERTEDOURO

Desempenho geral

Conforme fora previsto durante o projeto, todas as calhas do vertedouro operaram quase continuamente durante os primeiros três anos subsequentes ao enchimento do reservatório. Depois disso, durante os três anos seguintes, uma ou duas calhas estiveram em operação contínua. Estimou-se que durante os primeiros cinco anos de operação o vertedouro de Itaipu havia descarregado o equivalente a 500.000 GWh de energia, e mais água do que muitos vertedouros descarregam em 50 anos.

O desempenho hidráulico geral do vertedouro, incluindo o manejo das enchentes sem precedentes de 1982-83, foi inteiramente satisfatório e essencialmente livre de falhas.

Cristas e pilares

Para todas as descargas até 38.000 m³/s, o escoamento sobre a crista com as comportas totalmente abertas era regular e uniforme. Quase nenhuma vibração podia ser percebida por uma pessoa que estivesse parada sobre os pilares.

Havia uma turbulência a jusante dos extremos quadrados dos pilares quando os fluxos separados provenientes de vãos adjacentes se misturavam. Tal como havia sido previsto, uma quantidade considerável de ar era incorporada na água durante a confluência turbulenta.

Depois de oito anos de operação, nenhum dano de cavitação ou de erosão havia ocorrido, que seja ao longo dos pilares ou nas faces de jusante, ou na superfície adjacente da crista ou da calha.

Calhas e trampolins

Os perfis dos escoamentos nas calhas e ao longo dos muros guias, em todas as condições de vazões experimentadas, eram comparáveis aos que foram previstos pelos ensaios no modelo hidráulico. Existiam

ondas longitudinais perceptíveis e minissaltos submersos, ou ondas, ao longo do meio das calhas, com a superfície da água relativamente regular antes de ingressar nas conchas do trampolim. Mesmo com vazões superiores a 30.000 m³/s, não ocorria nenhuma arrebentação acima dos muros guias ou qualquer tendência em subir nos muros em consequência de correntezas cruzadas. Quando as comportas foram abertas pela primeira vez, o ressalto hidráulico formado em cada concha foi expulso em cerca de 5 minutos quando a vazão superou 3.000 m³/s.

Considerando a quantidade de energia descarregada pelo vertedouro, havia evidência de apenas erosão normal nas superfícies do concreto. Antes da primeira operação do vertedouro em novembro de 1982, as calhas e os trampolins foram minuciosamente examinados para detectar defeitos de acabamento. Argamassa de epóxi foi usada para substituir o concreto defeituoso removido com cinzel. As irregularidades superficiais foram esmerilhadas e polidas até as tolerâncias permitidas. As áreas reparadas foram inspecionadas regularmente durante a operação. Aproximadamente 10% dos remendos com epóxi foram desprendidos durante os primeiros 6 meses de operação e substituídos por argamassa nova de epóxi. No final de dois anos de operação, incluindo as grandes enchentes de 1983, a necessidade de reparos era menos frequente e foi usado argamassa seca para consertar as áreas erodidas. Em alguns lugares, onde foram observadas superfícies de argamassa ásperas, uma mistura de epóxi e cimento foi aplicada para torná-las lisas.

Algumas pequenas fissuras, tanto longitudinais como normais ao fluxo, ocorreram nas superfícies das calhas e conchas dos trampolins. No entanto, depois de oito anos de operação, as fissuras não haviam deteriorado, nem tampouco progredido.

Com a exceção de um incidente, nenhum dano por cavitação, tal como formação de pequenos buracos, deslocamento ou erosão das superfícies de concreto expostas ao fluxo de alta velocidade havia sido observado depois de oito anos de operação. Também, nas juntas e fissuras normais ao fluxo não houve nenhum dano por cavitação. A ausência de danos por cavitação foi atribuída ao bom projeto hidráulico, ao excelente acabamento das superfícies, ao rígido cumprimento das normas de controle de qualidade durante a construção e à grande quantidade de ar incorporado na água das calhas.

O único dano por cavitação observado pela primeira vez em fevereiro de 1983 foi o desplacamento do concreto na extremidade de jusante do muro direito da calha esquerda. A orientação da face do muro convergia em direção ao fluxo. Foi retificada em junho de 1985 com a remoção de parte do concreto, fazendo com que a face fosse divergente ao fluxo e dando um acabamento liso. Depois dos reparos e das modificações, não ocorreu nenhum novo dano por cavitação.

O excelente desempenho das calhas e dos trampolins e a falta de danos por cavitação indicaram que havia uma boa aeração do fluxo. Portanto, não houve necessidade de introduzir ar desde as galerias de aeração fazendo ranhuras nas lajes das calhas.

Conforme previsto, havia uma dissipação mínima de energia dentro das calhas e conchas dos trampolins, e o rio servia como principal dissipador. Embora a erosão no rio tenha se produzido essencialmente de acordo com as previsões, algum dano ocorreu nos taludes aos pés dos trampolins.

Taludes de jusante

A combinação das elevadas vazões de enchentes em 1982-83 e a operação contínua do vertedouro durante mais de três anos, causaram uma certa erosão nos taludes de jusante da laje de concreto que protege os pés dos

trampolins. As forças hidrodinâmicas produzidas pelo impacto do jato sobre o rio provocaram fortes correntezas com redemoinhos e altas ondas contra a margem direita. A ação erosiva começou na base da área de concreto projetado, aproximadamente na El. 100, a jusante dos trampolins esquerdo e central. Os blocos soltos de rocha intemperizada, subjacentes à superfície tratada, foram progressivamente socavados e deslocados, deixando os chumbadores expostos. A jusante da calha esquerda, esta ação erosiva alcançou algumas partes da laje de concreto.

A calha central foi operada por um período mais curto. Em consequência, a erosão era menos severa. Neste local, o talude mais suave também proporcionava uma faixa de proteção mais larga. No entanto, houve erosão grave na área de jusante do muro divisorio entre as calhas direita e central. A área entre a rocha escavada, o cimo da rocha e o talude natural foram severamente danificados até a El. 115. As Figuras 8.40 e 8.41 mostram as áreas erodidas com seções típicas do talude danificado e as áreas tratadas. A margem direita desviava as correntezas transversais e as ondas socavavam o basalto colunar até uma profundidade de 5 a 10 m sobre uma distância de cerca de 100 m. Não havia perigo para a estrutura, já que a socavação terminava cerca de 50 m a jusante do trampolim direito.

Fig. 8.40 Áreas erodidas nos taludes de jusante do vertedouro

- 1 Linha de referência do muro
- 2 Trampolim direito
- 3 Trampolim central
- 4 Trampolim esquerdo
- 5 Extremidade de jusante do trampolim
- 6 Laje de proteção do talude de jusante
- 7 Regiões erodidas
- 8 Rio Paraná
- F Direção do fluxo

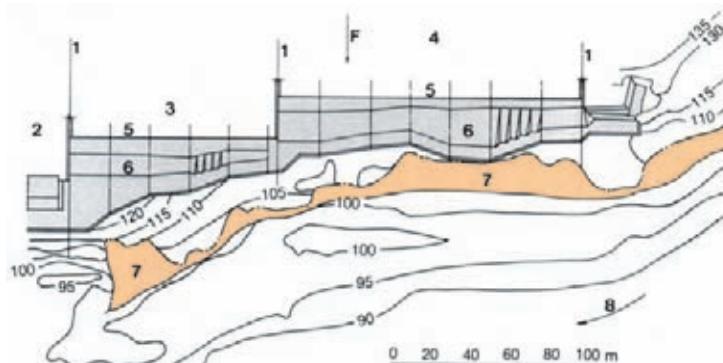
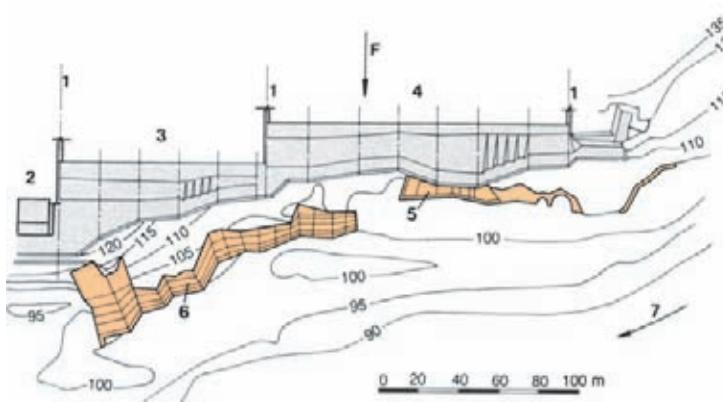


Fig. 8.41 Muros de proteção dos taludes de jusante do vertedouro

- 1 Linha de referência do muro
- 2 Trampolim direito
- 3 Trampolim central
- 4 Trampolim esquerda
- 5 Muro de proteção (1985)
- 6 Muro de proteção (1986)
- 7 Rio Paraná
- F Direção do fluxo





Reparo dos taludes erodidos de jusante

Reparo dos taludes erodidos de jusante

A erosão do talude de jusante da calha esquerda foi detectada a primeira vez em agosto de 1985 durante uma inspeção de rotina. O fato de a área erodida estender-se até o pé da laje de concreto tornava necessárias medidas reparadoras imediatas para proteger a laje. Estimou-se que a obra de reparos exigiria de 30 a 45 dias, durante os quais a calha seria fechada e os níveis do canal de fuga mantidos abaixo da El. 98. Isso não era de fácil execução durante a temporada de encheres pelos seguintes motivos:

- Com uma calha fechada, a capacidade do vertedouro seria reduzida e o reservatório poderia subir acima do nível máximo permitível de sobrecarga.
- Poderiam ocorrer altos níveis no canal de fuga causados pelas vazões das enchentes, tanto no rio Paraná como no rio Iguaçu.
- Poderiam surgir dificuldades em manter as flutuações das vazões efluentes dentro dos limites obrigatórios.

A obra de reparos da área de jusante da calha esquerda foi executada durante a temporada de estiagem em setembro de 1985. O reservatório foi primeiro deplecionado até a El. 217 para permitir o armazenamento de uma vazão

de 9.000 m³/s durante 30 dias. As comportas da calha esquerda então foram fechadas. As descargas da calha central e direita foram reguladas para manter o nível do canal de fuga no pé do vertedouro na El. 98, ou abaixo. Os reparos em si demoraram 30 dias, enquanto que a operação total, incluindo o deplecionamento do reservatório, durou 40 dias.

Um muro de concreto armado, com espessura mínima de 1 m, foi construído sobre o talude erodido e ancorado contra a rocha com chumbadores de aço de 32 mm de diâmetro, 9 m de comprimento, dispostos numa malha de 2 m x 2 m. O concreto apresentava uma resistência mínima especificada de 2,8 kN/cm² a 28 dias, o tamanho máximo do agregado de 19 mm e uma relação água/cimento de 0,52. Foi bombeado desde a El. 140 até a El. 100, e o volume total de concreto lançado em duas fases foi de 3.380 m³.

A área danificada debaixo da calha central foi descoberta durante as obras de reparo realizadas sobre o talude, debaixo da calha esquerda, pelo fato do dano permanecer oculto enquanto a calha esquerda se encontrava em operação. Durante a temporada de estiagem de 1986, a descarga pela calha esquerda foi reduzida para permitir uma inspeção completa do talude debaixo da calha central.

Descobriu-se que a erosão era extensa, porém ficou decidido que a necessidade de reparos não era imediata. Os reparos foram executados entre outubro e dezembro de 1986, utilizando os mesmos procedimentos que para a área da calha esquerda. As condições de trabalho neste local eram extremamente difíceis. A calha esquerda adjacente estava sempre em operação, criando borrifos persistentes e ventos fortes, causados tanto pela pressão negativa debaixo dos jatos do vertedouro, como pela correntezas turbulentas e grandes ondas no rio. Uma enseadeira de 1 m de altura foi construída com sacos de areia para proteger os operários e a área de trabalho. Cordas foram atadas a chumbadores ao longo da linha d'água para a segurança do pessoal.

DESEMPENHO ESTRUTURAL DO VERTEDOURO

OBJETIVOS DO MONITORAMENTO E INSTRUMENTAÇÃO

Com o objetivo de se avaliar a estabilidade e a segurança das estruturas principais do vertedouro, ou seja, a estrutura

da crista com suas comportas, as três calhas e os trampolins, os seguintes itens foram monitorados por instrumentos instalados durante a construção:

- Estrutura da crista: deslocamentos, percolação, recalques da fundação e deformações, abertura das juntas, subpressão hidráulica, e temperaturas e tensões no concreto.
- Calhas: pressões piezométricas (subpressões), vazão de percolação proveniente do contato e dos furos de

drenagem debaixo da laje e nas galerias, e aberturas de juntas.

- Trampolins e lajes de proteção a jusante: pressões piezométricas debaixo dos trampolins, infiltrações dentro das galerias, abertura das juntas entre trampolim e laje e muros da calha, e deformação das fundações debaixo dos trampolins e lajes de proteção a jusante. Os muros e o teto do túnel rodoviário que passa debaixo da calha do vertedouro foram inspecionados a

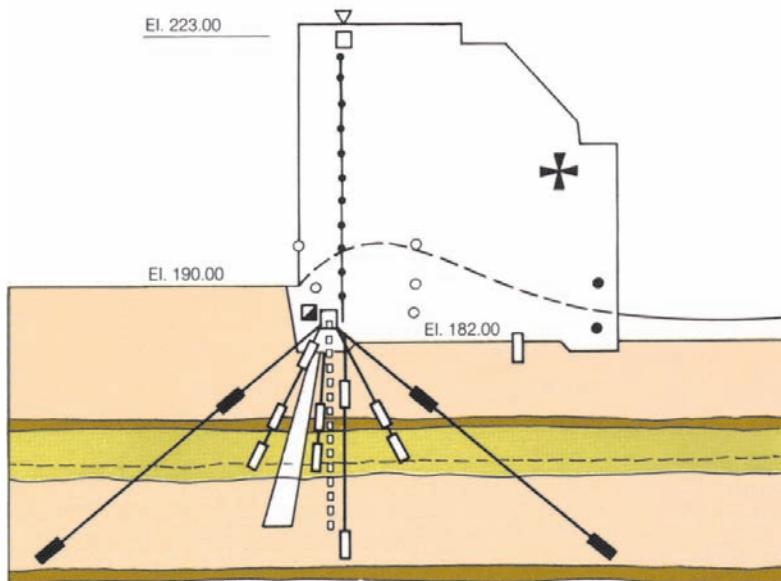


Fig. 8.42 Arranjo típico da instrumentação da estrutura da crista do vertedouro

□	Cortina de injeções
□	Piezômetro
■	Extensômetro múltiplo
■	Base de alongâmetro para medidor de junta removível
●	Roseta de deformímetros
✚	Tensômetro
○	Termômetro
●	Pêndulo
▽	Marco topográfico
□	Furos de drenagem
■	Basalto
■	Brecha
■	Basalto vesicular amigdalóide
---	Junta D

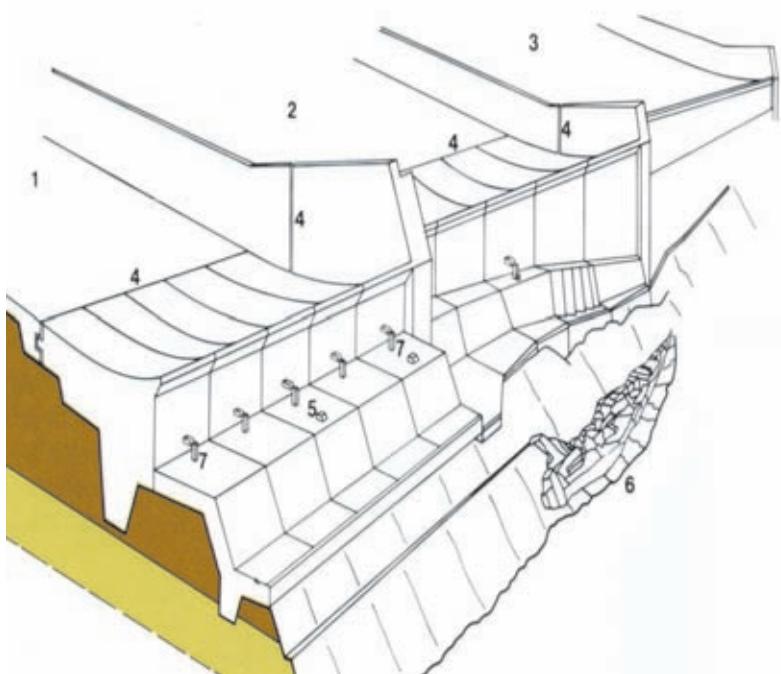


Fig. 8.43 Arranjo típico da instrumentação do trampolim do vertedouro-vista isométrica

1	Calha direita
2	Calha central
3	Calha esquerda
4	Junta
5	Extensômetros
6	Muros de proteção da área erodida
7	Marco triângular
■	Brecha
■	Basalto vesicular amigdalóide

intervalos regulares, e a infiltração através do teto foi medida. As tensões nas vigas que sustentam as ancoragens pós-tendidas dos munhões das comportas radiais foram também medidas pelos tensômetros embutidos.

As Fig. 8.42 e 8.43 mostram, respectivamente, os arranjos típicos dos instrumentos instalados na estrutura da crista e nos trampolins. Os seguintes instrumentos foram instalados inicialmente no vertedouro:

Piezômetros	72
Extensômetros múltiplos	
Debaixo da crista	8
Debaixo dos trampolins	4
Pêndulos diretos	2
Bases de alongâmetro para medidores de junta removíveis	32
Termômetros embutidos	10
Rosetas de deformímetros	2
Tensômetros embutidos	2
Marcos topográficos	2
Medidor de vazão	1

Enquanto a maioria dos instrumentos foi instalada durante a construção, dois extensômetros múltiplos foram instalados em 1987 nas lajes de proteção e debaixo dos trampolins direito e central. Simultaneamente, foram instalados pares de pinos através de várias juntas dos mesmos trampolins.

COMPORTAMENTO DA ESTRUTURA DA CRISTA E FUNDAÇÕES

Recalque e deformações

O recalque das fundações cerca de um mês depois do primeiro enchimento do reservatório, com as comportas do vertedouro fechadas, era de 7 mm em média. O recalque era mais pronunciado debaixo dos blocos mais altos em direção para a esquerda. Durante os cinco anos subsequentes, o recalque da fundação flutuou, aumentando no verão, com alguma redução no inverno, chegando a um aumento final de cerca de 8,5 mm. Esses valores de recalque foram obtidos através de levantamentos geodésicos completos, e eram principalmente causados pelo recalque da crosta debaixo do peso do reservatório.

As deformações nos 30 m superiores da fundação, em relação à estrutura, foram medidas por extensômetros múltiplos, veja na Fig. 8.42, localizados debaixo de um bloco central e nos dois blocos laterais da estrutura da crista do vertedouro. Cerca de 1 mês depois do primeiro enchimento do reservatório, a deformação máxima na direção de jusante e o recalque eram de apenas 0,1 mm e 0,07 mm, respectivamente. Depois de cinco anos de operação, com o nível do reservatório entre a El. 210 e a El. 219,60, e vazões variando entre 8.000 m³/s e 38.000 m³/s, e com uma até três calhas em operação, as deformações da fundação haviam-se estabilizado nos seguintes valores:

Deformação para jusante	0,15 – 0,30 mm
Recalque	0,02 – 0,07 mm

Este resultado serviu para confirmar que a estrutura e as fundações funcionavam de forma integrada e elástica.

Subpressões e percolações

As subpressões foram medidas por piezômetros localizados no contato concreto-rocha, nos 10 a 15 m superiores da fundação de brecha, no contato entre duas brechas, e num contato de 20 a 25 m debaixo da estrutura. Os piezômetros estavam localizados debaixo de oito blocos do vertedouro, a montante da cortina de injeção, entre a cortina de injeção e a cortina de drenagem a jusante da linha dos drenos.

Dentro dos 6 meses depois do primeiro enchimento do reservatório, as subpressões no contato concreto-rocha haviam-se estabilizado conforme descrito abaixo:

Localização	Subpressão média (% carga hidrostática)	
	Real (1987)	Limite de projeto
A montante da cortina de injeção	77	95
Entre as cortinas de injeção e a cortina de drenagem	20	50
3 m a jusante da cortina de drenagem	12	37
25 m a jusante da cortina de drenagem	10	22

A montante da cortina de injeção, as subpressões no contato da fundação flutuavam com o nível do reservatório; porém, a jusante da cortina, as flutuações variavam de acordo com as estações e eram inferiores a 1%.

As subpressões nos contatos ou juntas, de 10 a 25 m abaixo da estrutura, levaram em torno de quatro anos para se estabilizar. Pelo fato de algumas destas feições mais profundas da fundação aflorarem debaixo das calhas, onde eram interceptadas pelos drenos ou galerias debaixo das lajes, as pressões dos poros nessas juntas estendiam-se sobre uma área mais larga que a base da estrutura da crista. Na junta D, que está situada na brecha a cerca de 18 m debaixo da estrutura e não era interceptada nem pela cortina de injeção, nem pela de drenagem, a subpressão média estável no eixo da barragem era 33% da carga hidrostática.

A vazão de percolação proveniente dos drenos, perfurados até a profundidade de 20 m dentro da fundação na galeria longitudinal da estrutura da crista, alcançou o pico de cerca de 200 l/min dentro dos 2 meses após o primeiro enchimento do reservatório. Oito meses depois, com um nível quase constante no reservatório e subpressões estáveis, a vazão havia diminuído para 70 l/min. No decorrer dos quatro anos seguintes, quando o nível do reservatório foi elevado em cerca de 3 m até o seu máximo normal, a vazão de percolação era de 75 l/min, e permanecia essencialmente constante.

Deslocamentos da estrutura

Antes do enchimento do reservatório, os pêndulos instalados no bloco do meio e no bloco da extremidade esquerda demonstravam que a estrutura concluída apresentava deslocamento para montante no verão e para jusante no inverno. Na direção do fluxo, a variação anual do deslocamento no topo da estrutura era de 0,8 a 1,2 mm para montante. No sentido axial, a variação era de 0,4 a 1,3 mm para a esquerda.

Cerca de 30 dias depois do enchimento do reservatório, com todas as comportas do vertedouro abertas, havia uma lenta tendência para a inversão dos deslocamentos para jusante e para a ombreira direita. Por ser ainda verão, a pressão do reservatório não havia compensado plenamente os deslocamentos causados pelo aumento das temperaturas ambientes.

Durante o ano seguinte, as alterações nos deslocamentos variavam de acordo com as estações, refletindo as mudanças de temperatura e não eram afetadas pelo fechamento ou a abertura das comportas. Depois de cinco anos de operação a média dos deslocamentos sazonais no topo da estrutura foi a seguinte:

Na direção do fluxo		Deslocamentos (mm)	
Bloco	Para montante	Para jusante	Amplitude
Meio	0,5	- 2,0	2,5
Extremidade esquerda	0,6	- 1,5	2,1
Na direção axial			
Bloco	Esquerda	Direita	Amplitude
Meio	-0,6	0,2	0,8
Extremidade esquerda	-3,3	-0,1	3,2

A amplitude dos deslocamentos cílicos transversais era maior em aproximadamente 20% para o bloco central, se comparado com o bloco da extremidade esquerda, diferença explicada parcialmente pela maior rigidez deste último no sentido axial. No entanto, a amplitude axial para o bloco da extremidade esquerda era 4 vezes a do bloco central por possuir uma área muito maior de exposição à radiação solar e ao ar que o bloco central.

As temperaturas médias do corpo na estrutura da crista estabilizaram-se em 25°C cerca de 6 meses depois do lançamento do concreto; depois disso, as flutuações sazonais eram de cerca de $\pm 2^{\circ}\text{C}$. O efeito da estabilidade térmica refletia-se na variação sazonal de $\pm 0,25\text{ mm}$ na abertura das juntas lisas de contração transversal entre os blocos.

As magnitudes dos deslocamentos e das aberturas das juntas acompanhavam as previsões. Pelo fato de os deslocamentos diferenciais em ambos os planos, entre os blocos adjacentes, serem muito pequenos, não surgiram dificuldades no levantamento ou no fechamento das comportas radiais.

Tensões na estrutura da crista

Perto da soleira das comportas ou do cume da crista ogival, as tensões após a construção eram de tração em todas as direções, com tendência a aumentar durante o inverno. Depois do enchimento do reservatório, as tensões apresentavam um flutuação média de cerca de 150 N/cm^2 , com as tensões verticais alcançando um pico de cerca de 50 N/cm^2 de compressão no fim do verão, e de cerca de 150 N/cm^2 de tração no inverno. As tensões transversais horizontais eram muito parecidas com as tensões verticais, mas as longitudinais continuavam sendo de tração, de 100 a 250 N/cm^2 durante cinco anos de operação.

As tensões de tração perto da superfície da crista eram causadas parcialmente pela transferência complexa das cargas do pilar para a estrutura maciça, e refletem parcialmente as mudanças da temperatura ambiente. Por causa do pesado reforço de aço que se encontra perto da superfície, as trações não provocaram nenhuma fenda no concreto.

As tensões na estrutura perto da fundação e debaixo da terceira parte a jusante do pilar, conforme medidas por uma roseta de cinco deformímetros no bloco central, também eram de tração na conclusão da construção. Foram atribuídas ao rápido resfriamento do concreto. Depois do enchimento do reservatório e da abertura de todas as comportas do vertedouro, e durante os 8 anos subsequentes, as tensões em N/cm² eram como segue:

Vertical, σ_3	20 - 80	Tração
Inclinadas 45° →, σ_4	0 - 50	Compressão
Inclinadas 45° ←, σ_2	100 - 120	Tração
Longitudinal, horizontal, σ_5	50 - 80	Tração

As flutuações sazonais de 30 a 50 N/cm² foram medidas nas tensões verticais e inclinadas, com flutuações menores em outras. No entanto, a partir de julho de 1987, um dos invernos mais frios, houve um substancial aumento nas tensões de compressão em todos os sentidos, e em novembro de 1987 e no início do verão, as tensões totais em todos os sentidos eram de compressão de 150 a 250 N/cm².

Esta diferença nas tensões era devida ao fato de que as comportas na calha central do vertedouro estiveram fechadas desde novembro de 1987 até fins de março de 1988.

Tensões nas vigas de suporte dos munhões

Os tensômetros instalados no bloco central e no da extremidade esquerda mediram as tensões nas vigas que sustentam os munhões das comportas. As vigas haviam estado em compressão durante todo o período de oito anos de operação. No entanto, as tensões são fortemente afetadas pelas temperaturas ambientes. As médias dos valores máximos e mínimos das tensões medidas foram: 320 N/cm² e 60 N/cm². A variação anual da tensão era coerente com as temperaturas ambientes, indicando que não havia nenhum relaxamento nas ancoragens pretendidas e que as cargas das comportas estavam sendo compartilhadas pelas ancoragens e pelo concreto, sem sobrecarregar o contato entre os dois.

Resumo

Com uma ou mais calhas do vertedouro em operação contínua durante mais de oito anos, o desempenho da estrutura da crista e suas comportas foi excelente. As fundações e a estrutura estavam funcionando normalmente, com as subpressões, a percolação e as tensões dentro dos limites seguros.

DESEMPENHO DAS CALHAS DO VERTEDOURO E MUROS GUIAS

Muros Guias

Embora os deslocamentos e as tensões nos quatro muros guias de separação das calhas não tenham sido medidos por instrumentos ou levantamentos planimétricos, inspeções periódicas verificaram as juntas nas paredes. Nenhum deslocamento relativo notável nos muros na direção do fluxo foi observado nas juntas durante oito anos de operação, incluindo as dos muros centrais com uma calha em operação e a outra seca.

Lajes do piso das calhas

A estabilidade das lajes dos pisos das calhas, construídas em longas faixas contínuas de concreto fortemente armado, poderia ser afetada em caso de formação de altas tensões que separassem a laje das suas fundações rochosas. Por essa razão, as pressões piezométricas foram monitoradas nos lugares onde juntos ou contatos relativamente permeáveis da rocha da fundação emergem debaixo das lajes. As vazões de percolação provenientes dos drenos de meia cana construídos sobre a superfície da rocha e as de alguns drenos perfurados, coletadas nas galerias longitudinais debaixo das calhas, também foram medidas. As três juntas de contração transversais em cada laje foram inspecionadas visualmente para detectar deslocamentos relativos na direção do fluxo.

No túnel rodoviário, onde as calhas formam o teto, a percolação pelas juntas de contração foi monitorada. Nos primeiros oito meses de operação, a vazão pelas juntas que vazavam dentro do túnel rodoviário variava entre 77 e 93 l/min. Em agosto de 1983 (inverno), as juntas de contração nas lajes das calhas foram seladas com epóxi. Dois meses depois do tratamento, os vazamentos pelas juntas nas lajes haviam diminuído até 6 l/min, e 6 meses depois eram inferiores a 0,3 l/min. Da mesma forma, o vazamento pela junta de contração na laje para dentro da galeria longitudinal, debaixo da calha,

logo a jusante do túnel rodoviário, diminuiu gradualmente depois do tratamento superficial das juntas, de um pico de 154 l/min até praticamente nada nos três meses posteriores ao tratamento. Entre julho de 1987 e junho de 1988, os piezômetros das fundações, localizados na interface rocha-concreto, continuaram indicando níveis reduzidos de subpressões. Os piezômetros que monitoravam a fundação da calha central, a montante e a jusante do túnel rodoviário, registraram em 1988 oscilações de menos de 3 m nas subpressões de acordo com a estação.

Ao longo do contato D da calha esquerda, na galeria 4, os piezômetros registraram uma variação nas subpressões na faixa de 3 a 4 m. As pressões piezométricas nesta área estabilizaram-se cerca de seis meses depois do enchimento do reservatório. A sensibilidade das subpressões às temperaturas ambientes indicou que alguma água estava se infiltrando por delgadas fissuras no contato do concreto. No entanto, a subpressão não foi suficiente nem para separar a laje de concreto da rocha nem tampouco levantá-la ao submeter os chumbadores a esforços excessivos.

As inspeções periódicas das calhas secas depois de uma operação prolongada não denotaram qualquer indício de levantamento ou deformação das lajes das calhas. Durante 8 anos de operação, nenhuma rachadura estrutural havia ocorrido nas lajes dos pisos das três calhas entre a estrutura da crista e os trampolins. A percolação total debaixo das calhas e dos muros coletada nas galerias era em torno de 15 l/min.

Resumo

As lajes dos pisos das três calhas estavam elasticamente ligadas à rocha da fundação. Não existia nenhuma separação entre ambas e o sistema de drenagem funcionava com eficiência para o controle da percolação e da subpressão.

DESEMPENHO DOS TRAMPOLINS E DAS LAJES DE PROTEÇÃO A JUSANTE

Comportamento da fundação

As deformações dos trampolins, das suas fundações e das lajes de proteção a jusante, foram monitoradas por:

- Extensômetros múltiplos instalados através da laje de proteção a jusante das calhas central e direita; veja Fig. 8.43.

- Aberturas das juntas de contração entre as calhas e os trampolins. Essas medições foram efetuadas sobre o topo dos muros guias, sobre as lajes dos pisos quando as calhas estavam secas, e dentro das galerias dos trampolins.
- Aberturas das juntas entre os trampolins e as lajes de proteção a jusante.

Desde o início da operação do vertedouro em novembro de 1982 até fins de novembro de 1986, quando todas as três calhas estavam operando 85% do tempo, as juntas de contração nos muros entre as calhas abriram-se cerca de 0,6 mm no inverno, fechando-se no verão. Este comportamento cíclico repetiu-se uniformemente durante seis temporadas, indicando que haviam ocorrido apenas deformações elásticas muito pequenas na fundação.

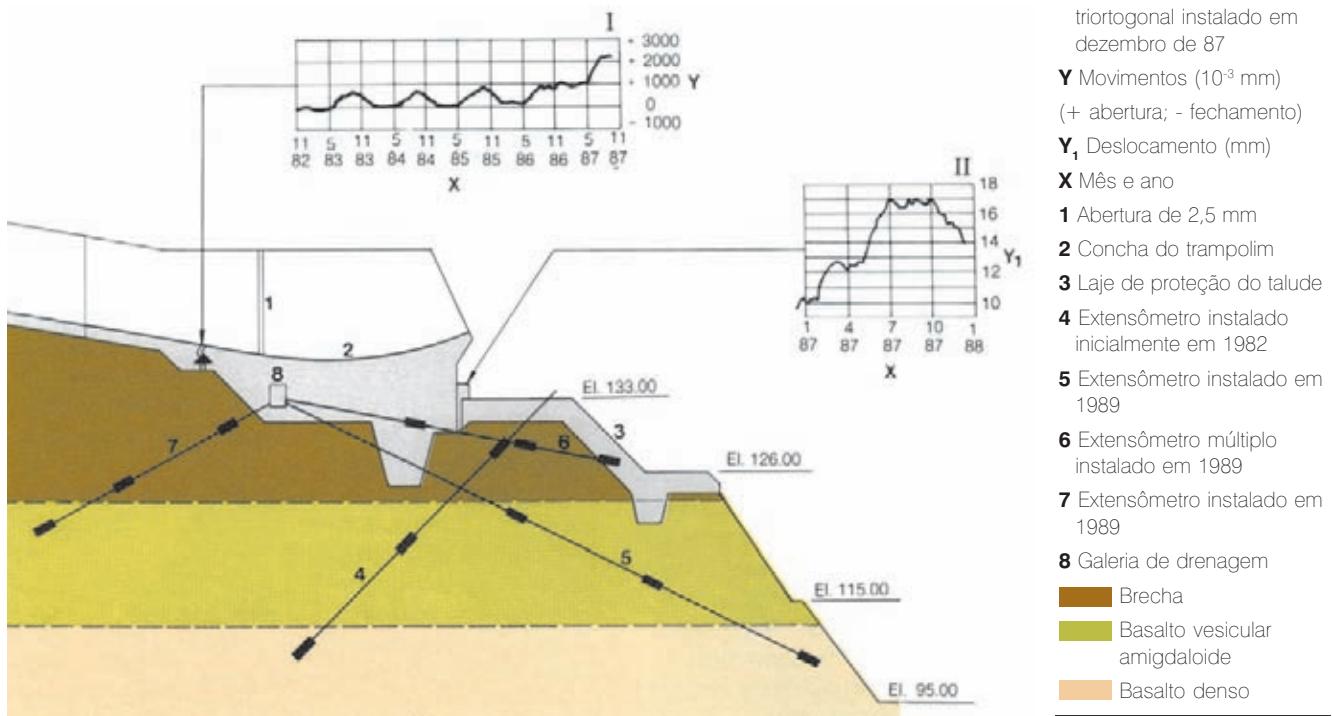
No entanto, em novembro de 1986, durante o verão, verificou-se que as juntas de contração nos muros, em vez de fecharem, continuavam abrindo ainda mais. Naquela ocasião, as inspeções dos trampolins direito e central demonstraram que as juntas entre os trampolins e as lajes de proteção a jusante tinham uma abertura de 10 e de 3 mm, respectivamente. Para monitorar estas juntas, foram instalados cinco conjuntos de medidores triortogonais, quatro ao longo da largura da calha direita, e um no meio da calha central; veja Fig. 8.44.

Com a calha direita operando menos de 20% do tempo de janeiro a agosto de 1987, as aberturas das juntas entre os trampolins e as lajes de proteção a jusante alcançaram um máximo de 17 mm para a calha direita e 5 mm para a central. As juntas no topo dos muros divisórios entre os trampolins e a laje da calha, nas galerias debaixo da calha, apresentaram, também, um certo aumento de deformação lateral para jusante. Durante os cinco meses subsequentes do verão, houve uma redução de aproximadamente 30 % em todas as aberturas das juntas.

Em junho de 1988, a calha direita foi operada com diferentes vazões com a água caindo sobre a laje de proteção e com o jato impactando mais longe dentro do rio. As aberturas das juntas foram medidas logo depois de cada operação de teste. As análises dos dados obtidos dos extensômetros, dos dados geológicos obtidos durante a escavação e dos furos de sondagem e das medições de várias aberturas de juntas indicaram o seguinte:

- Durante a construção dos trampolins e a escavação do talude íngreme de 30 m de profundidade para a bacia de dissipação, a jusante da calha direita, ocorreu

Fig. 8.44 Instrumentação das juntas entre trampolins e lajes de proteção (calha direita)



um alívio de tensão e um relaxamento do maciço de rocha debaixo das lajes de proteção.

- Antes da operação, havia uma deformação lateral permanente de cerca de 1 mm debaixo dos trampolins direito e central.
- O relaxamento e a fluência da rocha de fundação, particularmente na brecha debaixo da laje de proteção de jusante, continuaram depois do início da operação do vertedouro. A velocidade da deformação permanente aumentou num ritmo constante durante os primeiros quatro anos de operação e então diminuiu consideravelmente durante o quinto ano.
- Durante a operação com todas as vazões, uma quantidade considerável de água corria dentro da brecha pela junta aberta, entre o trampolim e a laje de proteção. Isso criava uma pressão hidrostática substancial na rocha e contribuía para a deformação permanente da brecha. Por essa razão, as juntas foram seladas e a brecha drenada em 1989.
- A máxima deformação permanente de aproximadamente 12 mm para jusante havia ocorrido na saliência da rocha, debaixo da laje de proteção de jusante. No entanto, a deformação permanente debaixo da estrutura do trampolim foi inferior a 3 mm.

As médias das deformações permanentes a jusante dos trampolins central e esquerdo foram de 3 e 1 mm, respectivamente. Chegou-se à conclusão de que o substancial relaxamento causado pelo alívio de tensões da rocha debaixo da laje de proteção de jusante havia provavelmente debilitado o maciço na frente da calha direita. Pelo fato de as deformações permanentes debaixo dos trampolins serem pequenas, chegou-se à conclusão de que a estabilidade dos trampolins não havia sido afetada. No entanto, o progressivo enfraquecimento ou a perda das lajes de proteção a jusante e suas fundações rochosas poderia deixar expostas e socavar as estruturas dos trampolins.

Por essa razão, em 1986, foram empreendidas obras de correção que incluíam muros e contrafortes de concreto de 1 m de espessura para suportar o talude da rocha debaixo das calhas esquerda e central. Os levantamentos batimétricos da bacia de dissipação na frente da calha direita não indicaram qualquer erosão importante ou solapamento da face da rocha na frente do trampolim. Para concluir, resolveu-se continuar com a análise do comportamento da fundação mais profunda com base num registro mais prolongado das medições dos extensômetros. No caso das deformações não

elásticas continuarem a aumentar, ou na presença de outras evidências de excessivo enfraquecimento do maciço da rocha, seriam requeridas medidas corretoras para reforçá-la, iguais àquelas executadas na frente das outras calhas.

Erosão da bacia de dissipação

Os levantamentos batimétricos da área da bacia de dissipação foram efetuados em outubro de 1988.

Os resultados do levantamento, que constam da Fig. 8.45, mostram que a erosão principal e o transporte de material são os seguintes:

- Debaixo da calha direita, a superfície foi erodida até a El. 67. Com base nos resultados dos testes em modelo, era esperada uma profundidade estável na El. 60 nesta região.
- Na área triangular, a jusante da calha direita, havia apenas uma pequena erosão. Duas fossas de erosão com cerca de 30 m de profundidade foram encontrados em frente às calhas direita e central.
- Blocos de basalto colunar foram encontrados na área central a uma profundidade variando de 4 a 10 m.
- A erosão mais profunda foi encontrada na frente das calhas direita e central. A jusante da calha esquerda havia depósitos de material erodido composto de areia, argila e fragmentos de rocha.

Em geral, a erosão e o transporte de material estavam de acordo com as previsões dos testes em modelo.

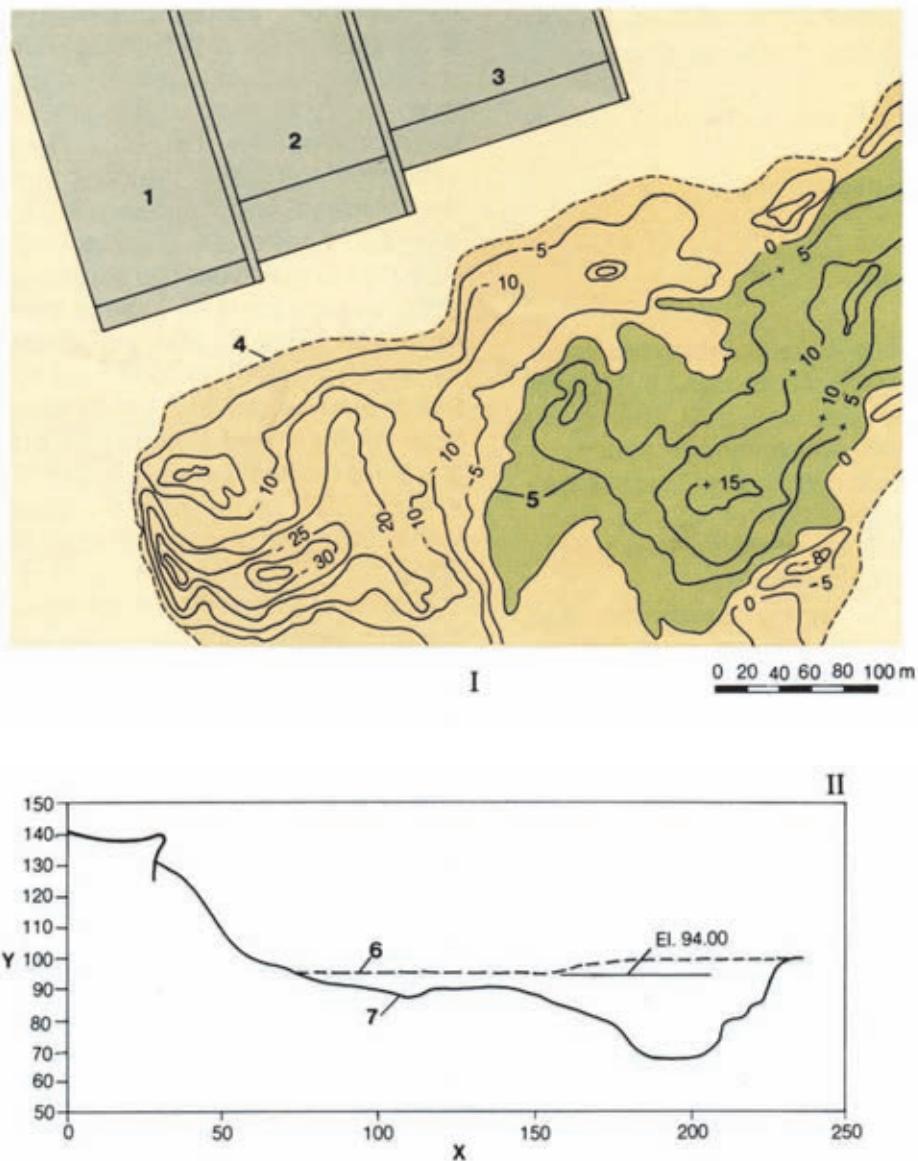


Fig. 8.45 Levantamento batimétrico a jusante

Y Elevação (m)

X Distância (m)

I Planta dos resultados do levantamento

II Perfil do leito do rio erodido a jusante da calha direita
– nível da água El. 94

1, 2, 3 Calhas do vertedouro

4 Limite admitido do levantamento batimétrico

5 Curvas comparativas da erosão e sedimentação entre outubro de 1982 e outubro de 1988

6 Perfil medido em outubro de 1982

7 Perfil medido em outubro de 1988

 Área de erosão

 Área de sedimentação

Desempenho estrutural dos trampolins

Os blocos dos trampolins foram projetados como estruturas de gravidade de concreto massa, separadas umas das outras das lajes das calhas e dos muros guias por juntas de contração lisas. Foi colocada armadura na camada superficial do concreto para resistir à tração hidráulica e adaptar-se às mudanças de temperatura para evitar fissuras.

As principais forças exercidas sobre a estrutura dos trampolins eram hidrodinâmicas, com componentes centrífugos e longitudinais, radiais e laterais. Os blocos tinham como fundação rocha sã com uma chaveta central de 6 m de profundidade, disposta na direção normal ao fluxo.

As medições das juntas haviam indicado que, apesar de existir alguma deformação permanente da fundação, não havia nenhum movimento diferencial entre os trampolins e a fundação e que o seu comportamento combinado era elástico. Em outras palavras, os trampolins eram estáveis e contavam com margens adequadas de segurança contra deslizamentos.

Depois do primeiro ano de operação, foi detectada uma fissura num bloco do trampolim direito. Estava no meio do bloco, na direção do fluxo e apresentava cerca de 5 m de comprimento no piso do trampolim. A fissura foi detectada primeiro na galeria debaixo do trampolim devido a um pequeno vazamento quando a calha se encontrava em operação. Em consequência, chegou-se à conclusão de que a fissura atravessava a camada de concreto de 2,50 de espessura. A causa mais provável da fissura era uma junta fria na camada superficial do concreto armado de 1 m de espessura. O rápido esfriamento do concreto citado acima, causado pela convecção do ar pela galeria, abriu a junta fria, transformando-a em fissura. Esta fissura foi selada com epóxi. Nenhuma outra fissura foi detectada nos trampolins depois de oito anos de operação.

Resumo

Apesar da extensa operação do vertedouro, o desempenho estrutural dos trampolins foi excelente. O relaxamento e a substancial deformação não elástica do maciço rochoso, que haviam enfraquecido a fundação da laje a jusante da calha direita, não haviam afetado a estabilidade da estrutura do trampolim. O tratamento corretivo dos taludes rochosos situados a jusante das calhas esquerda e central foi satisfatório; no futuro, a aplicação de um tratamento similar na área em frente à calha direita poderia vir a ser necessária.

DESEMPEÑHO GEOFÍSICO DO RESERVATÓRIO

Para avaliar a resposta da área do reservatório à rápida taxa de enchimento, os seguintes fenômenos foram de especial interesse:

- A velocidade e a quantidade de recalque da crosta terrestre devido ao peso da água.
- A atividade sísmica relacionada com o reservatório.

RECALQUES DA CROSTA TERRESTRE

Os recalques da crosta causados pelo peso das águas do reservatório foram deduzidos a partir dos levantamentos geodésicos periódicos dos marcos sobre a crista da barragem. Os recalques das cristas das várias estruturas em relação a marcos de referência em cada margem incluíam a deformação do corpo da barragem, a deformação da fundação superior (cerca de 20 m de profundidade) e o recalque da crosta terrestre.

A deformação da fundação superior era medida por extensômetros. A deformação do corpo das barragens de aterro, que era considerável, foi avaliada por medidores de recalque. O recalque da crista da barragem de concreto, conforme medido pelos levantamento geodésicos, deve-se principalmente à deformação da crosta terrestre.

Os maiores recalques da crosta ocorreram no canal principal do rio, onde a profundidade da água, com o reservatório no seu nível normal, é de 180 m. A Fig. 8.46 mostra as curvas do recalque das barragens de concreto, incluindo os blocos de contraforte e de gravidade aliviada, e a estrutura de controle do desvio, mais de cinco anos depois do primeiro enchimento do reservatório. A medição inicial dos recalques foi efetuada uma semana antes do início do enchimento do reservatório. Depois de introduzir as compensações requeridas pelas variações no ajuste interno e a deformação das fundações superiores, as quais foram afetadas pelo tipo de configuração da barragem e de suas fundações, foram obtidas as seguintes conclusões gerais:

- Em torno de 50% da deformação da crosta ocorreu dentro dos 30 dias após a conclusão do primeiro enchimento do reservatório.
- O recalque da crosta continuou aumentando durante os cinco anos de operação com o nível do reservatório essencialmente constante, porém a uma velocidade paulatinamente mais lenta. Na parte mais profunda do

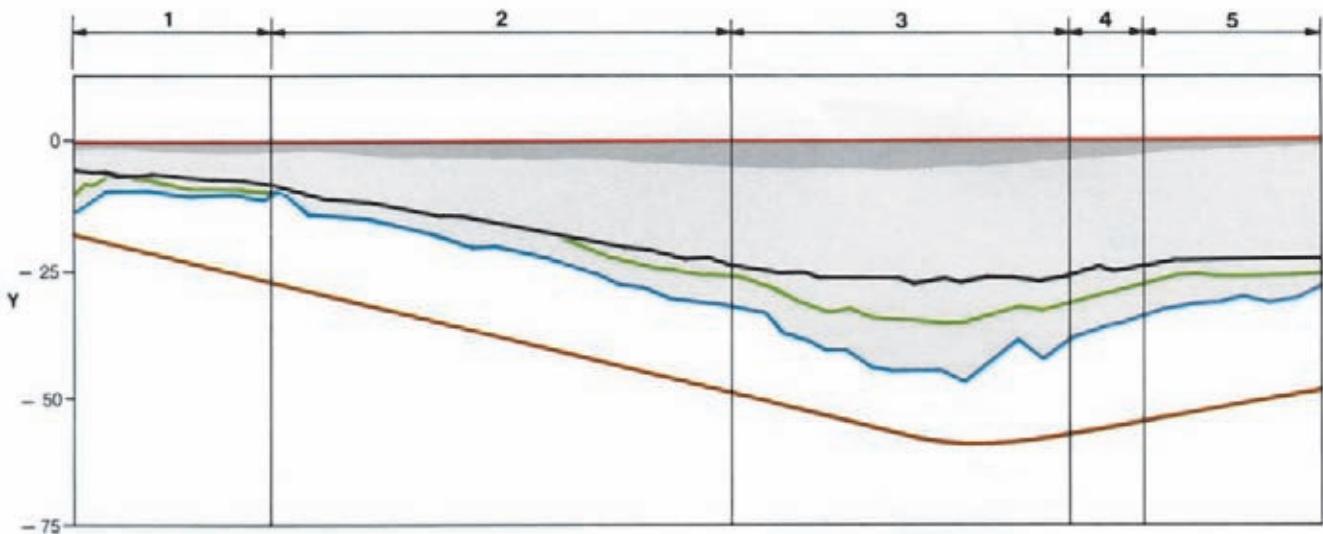


Fig.8.46 Recalques da crosta devido ao reservatório

Y Recalque da crosta (mm)	5 Barragem de contrafortes esquerda	Recalque da crista em 03/09/1987
1 Vertedouro	Dado de referência da crista em 7 /10 /1982	Recalque teórico máximo da crosta
2 Barragem lateral direita de contrafortes	— Recalque da crista em 29 /11 /1982	Recalque da fundação
3 Barragem principal	— Recalque da crista em 21 /05 /1984	Recalque da crosta
4 Estrutura de desvio		

reservatório, a velocidade de recalque era de cerca de 5 mm/ano, significativamente maior que a deformação incremental da fundação superior. Também indicava que com muita probabilidade a deformação da crosta profunda por fluênciam iria continuar ainda por vários anos.

- Os recalques da crosta eram proporcionais à profundidade da água, variando gradualmente na direção axial. Qualquer mudança abrupta no recalque da crosta refletia a deformação da fundação superior e não a do maciço da crosta terrestre.
- Os recalques da crosta medidos não eram valores absolutos, visto que o recalque se estendia para as margens e debaixo dos marcos permanentes das estações de referência.
- Não foram evidenciados recalques diferenciais da crosta, como os que poderiam ocorrer ao longo de uma falha de grande profundidade.

Os recalques da crosta também foram estimados supondo-se que o leito do reservatório era um meio plano, elástico e semi-infinito. A fórmula utilizada considera a deformação como sendo diretamente proporcional ao

peso da água e à largura média da área carregada, e inversamente proporcional ao módulo de deformação da massa rochosa. A curva do recalque teórico da crosta, ilustrada na Fig. 8.46, foi obtida assumindo um módulo de deformação de 5×10^3 kN/cm² e subdividindo, para finalidade de cálculo, toda a área do reservatório em três faixas com as seguintes características:

Item	Faixa 1	Faixa 2	Faixa 3
Largura (km)	1,0	0,8	2,0
Comprimento (km)	100	150	100
Cota média da fundação (m)	180	100	185

A comparação entre os valores estimados teoricamente e os recalques medidos indicou que não existiam anomalias no comportamento da rocha mãe em toda a área do reservatório. Servia para confirmar que a resposta da crosta era elástica, que estava dentro da faixa prevista e que não afetava adversamente a segurança e a estabilidade das estruturas do projeto de Itaipu.

MONITORAMENTO SÍSMICO

Com base nos registros de terremotos históricos e dados geológicos regionais, a área do projeto e do reservatório de Itaipu foi considerada assísmica. Porém, havia uma considerável preocupação na probabilidade de atividade sísmica induzida pelo reservatório, similar àquela experimentada em alguns reservatórios grandes em vários países. Uma preocupação adicional era a correlação desconhecida entre a rápida taxa de enchimento do reservatório, a instabilidade da crosta e a atividade sísmica.

Uma rede de monitoramento sísmico foi instalada e entrou em operação cerca de 18 meses antes do primeiro enchimento do reservatório. A rede consistiu de cinco estações sismográficas localizadas ao redor do reservatório, um sismógrafo localizado próximo à confluência dos rios Monday e Paraná, aproximadamente 2 km a jusante do vertedouro, e dois acelerômetros localizados na crista da barragem. Inicialmente, os dados foram registrados nos tambores que era substituídos a intervalos de 1 a 2 dias. Na ocasião do enchimento do reservatório, os dados foram enviados por telemetria para uma estação receptora central no laboratório de Itaipu, na margem direita perto da barragem.

Os dados da instrumentação foram analisados por sismólogos da Universidade de Brasília com relatórios semanais para a direção do projeto. Os instrumentos registraram terremotos distantes, como também vibrações devido a explosões. Durante o enchimento do reservatório, os sismólogos estavam presentes no local e analisaram os dados registrados a cada dia.

As observações seguintes foram baseadas nos dados coletados pela rede sismográfica num período de oito anos:

- Nenhuma atividade sísmica com origem na área do reservatório ou dentro de um raio de 200 km do projeto foi detectada durante os 18 meses que antecederam o enchimento do reservatório.
 - Durante o rápido enchimento de 15 dias do reservatório não houve indicação de atividade microsísmica na área do reservatório ou proximidades.
 - Nenhuma atividade sísmica com origem na área do reservatório ou dentro de um raio de 200 km do projeto foi detectado ao longo dos oito anos de operação.
 - Os acelerógrafos, que foram regulados para medir as acelerações maiores que 0,01 g, não dispararam durante o enchimento do reservatório ou os oito anos de operação.
- O sismógrafo a jusante registrou vibrações devido à operação do vertedouro, especialmente quando a descarga excedeu 20.000 m³/s.
- O monitoramento e a análise científica contínua dos dados instrumentais não somente confirmaram a natureza assísmica da área do projeto, como também reconfirmaram que não havia nenhuma ou uma probabilidade extremamente baixa de sismicidade induzida pelo reservatório em Itaipu.

BARRAGENS DE GRAVIDADE

ALIVIADA E DE CONTRAFORTES

SELEÇÃO DO TIPO DE BARRAGENS DE CONCRETO	9.3
PROJETO DA BARRAGEM DE GRAVIDADE ALIVIADA	9.6
Formato dos Blocos da Barragem de Gravidade Aliviada	9.6
Juntas Longitudinais de Contração	9.8
Juntas Transversais de Contração	9.12
Características do Concreto	9.12
Critérios de Análises de Tensão e de Estabilidade	9.13
Estudos em Modelos Matemáticos pelo MEF	9.14
PROJETO DA BARRAGEM DE CONTRAFORTES	9.18
Configuração do Bloco de Contraforte	9.19
Juntas de Contração	9.19
Especificações do Concreto	9.19
Critérios de Análises de Tensão e de Estabilidade	9.20
Análises pelo Método de Elementos Finitos (MEF)	9.20
TESTES EM MODELOS ESTRUTURAL E GEOMECÂNICO	9.21
CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS DE GRAVIDADE ALIVIADA E DE CONTRAFORTES	9.38
Sequências da Construção	9.39
Escavação e Preparação da Fundação	9.39
Construção em Concreto	9.44
DESEMPENHO DA BARRAGEM DE GRAVIDADE ALIVIADA	9.47
Instrumentação e Monitoramento	9.47
Testes Anteriores ao Enchimento do Reservatório	9.50
Resposta da Fundação	9.51
Desempenho Estrutural	9.55
Percolação através da Cabeça de Montante	9.58
DESEMPENHOS DA BARRAGEM DE CONTRAFORTES	9.62
Instrumentação e Monitoramento	9.62
Resposta de Fundação	9.63
Desempenho Estrutural	9.64

BARRAGENS DE GRAVIDADE ALIVIADA E DE CONTRAFORTES

SELEÇÃO DO TIPO DE BARRAGENS DE CONCRETO

O relatório de viabilidade recomendou que, para as barragens de concreto de Itaipu, a seleção final entre os tipos de gravidade maciça e de gravidade aliviada fosse feita depois de concluídas as investigações geotécnicas então em andamento; veja Capítulo 2. Há dois subtipos de barragens de gravidade aliviada. No primeiro, uma grande abertura ou cavidade longitudinal é formada dentro de uma barragem de gravidade maciça convencional. O segundo consiste de diversas variações na barragem de contrafortes.

Para a barragem principal de Itaipu, apenas o tipo com célula dupla de contrafortes, também denominado tipo Marcello, foi adotado, os outros tipos foram eliminados num estágio anterior do projeto. Então, os estudos elaborados para Itaipu compararam uma barragem convencional de gravidade maciça com uma barragem principal de gravidade aliviada de duplo contraforte associada a barragens laterais de contrafortes simples de cabeça maciça.

Os estudos de arranjo dos blocos típicos da tomada de água e das unidades geradoras mostraram que um bloco de contraforte simples de 34 m de largura não era estruturalmente viável e que dois blocos de contraforte simples de



Vista da barragem principal
em construção

17 m de largura não poderiam acomodar o grande conduto forçado e uma estrutura monolítica de tomada d'água. O formato celular da barragem de gravidade aliviada de contraforte duplo com uma estrutura superior monolítica foi o mais conveniente e econômico para o alinhamento transversal da tomada d'água e dos blocos da casa de força.

Para os blocos nas laterais da barragem principal, onde não havia tomadas d'água, a barragem de contrafortes simples foi mais econômica. Dois blocos de gravidade aliviada foram adotados para o lado esquerdo entre o último bloco da tomada d'água da barragem principal e a estrutura de controle de desvio, principalmente por conveniência durante a construção, quando foi construída uma plataforma temporária de trabalho sobre os blocos parcialmente concluídos e um tráfego de veículos pesados circulava sobre eles.

As barragens de gravidade maciça e gravidade aliviada pertencem essencialmente ao mesmo grupo de barragens de concreto, porque, para sua estabilidade, ambas dependem de seu peso e formato. Os dois tipos de barragens são essencialmente similares não apenas em termos de função e comportamento estrutural, tensões admissíveis e fatores de segurança, como também ambos os tipos são construídos em concreto massa, cuja qualidade é essencialmente a mesma, empregando os

mesmos métodos de lançamento e adensamento do concreto e tratamento de juntas de construção.

A barragem de gravidade aliviada tem as seguintes vantagens em relação à barragem de gravidade maciça:

- Um volume de concreto de cerca de 25 a 30% menor.
- Melhor estabilidade contra tombamento, em virtude do talude de montante mais suave e da maior largura da base.
- Melhor dissipação de calor de hidratação nas almas relativamente finas do bloco ou da célula.
- Menor subpressão hidráulica na fundação e um sistema de drenagem da fundação mais eficiente.

Estruturalmente, o conceito de gravidade aliviada representa uma utilização mais eficiente do concreto, uma vez que as tensões transmitidas nas fundações, tanto as normais quanto as de cisalhamento, são da mesma ordem de magnitude para ambos os tipos de barragem. Não há diferença na qualidade ou no tratamento requerido para qualquer um dos dois tipos de barragem.

Para uma análise completa dos dois tipos de barragem, foram levadas em conta as seguintes desvantagens da barragem de gravidade aliviada, contrabalançando até certo ponto os fatores a seu favor:

- Maior teor de cimento no concreto em algumas partes da barragem.

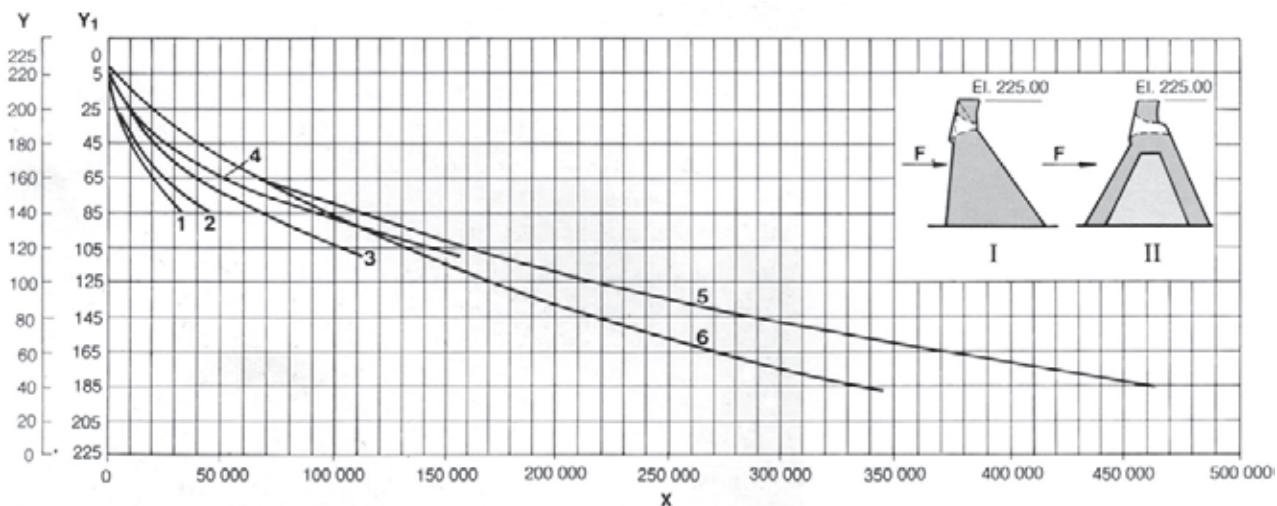


Fig. 9.1 Volumes comparativos de concreto – Barragens de gravidade aliviada, de contrafortes e de gravidade maciça

I Bloco de gravidade maciça

II Bloco de gravidade aliviada

Y Elevação da fundação (m)

Y₁ Altura do bloco (m)

X Volume acumulado de concreto por bloco (m³)

1 Bloco de contraforte (17 m)

2 Bloco de gravidade maciça (17 m)

3 Bloco de gravidade aliviada sem tomada d'água (34 m)

4 Bloco de gravidade maciça sem tomada d'água (34 m)

5 Bloco de gravidade maciça com tomada d'água (34 m)

6 Bloco de gravidade aliviada com tomada d'água (34 m)

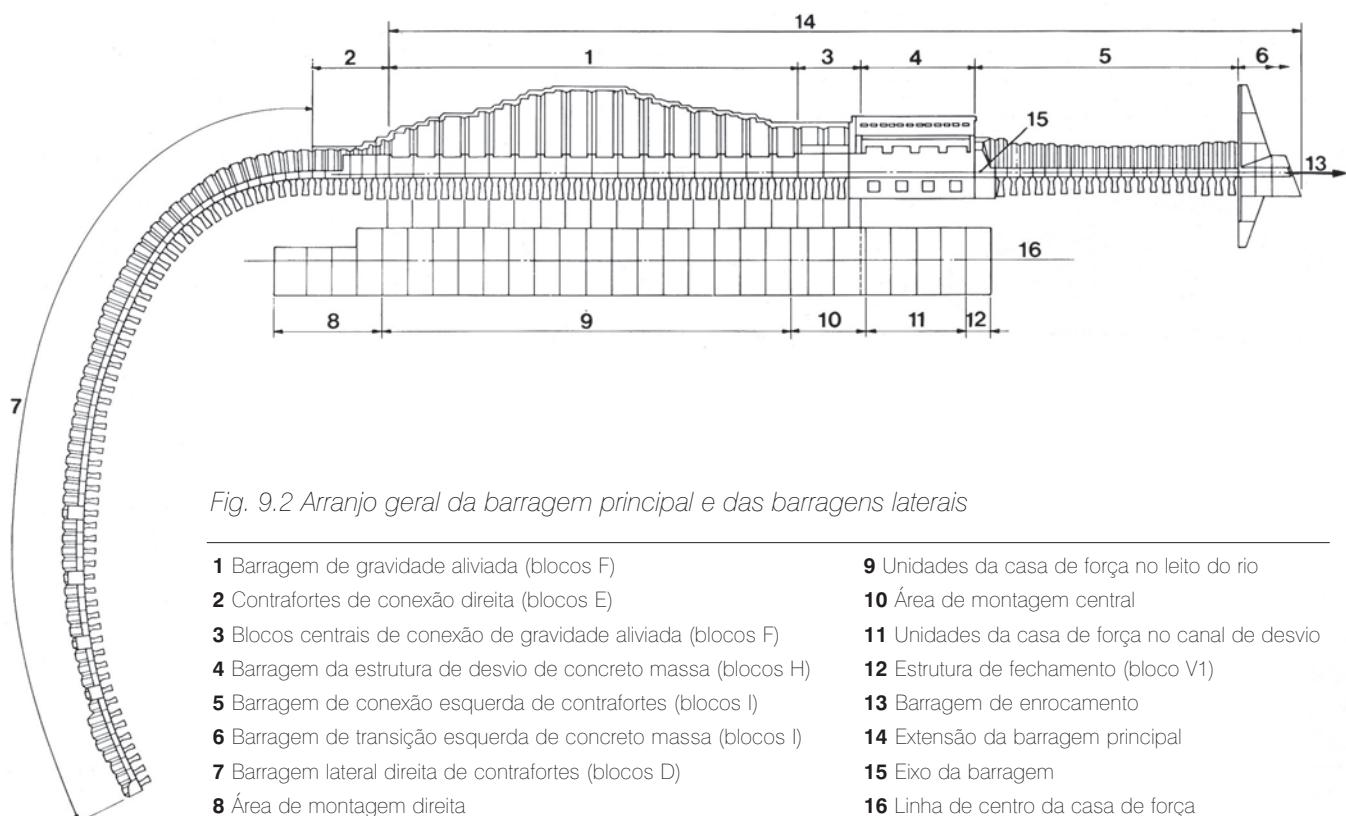
7 Direção do fluxo

- Maior necessidade de formas.
- A complexidade do formato das cabeças de montante e de jusante pode tornar lento o lançamento do concreto.
- Complexidade da escavação em degraus nas ombreiras inclinadas.
- Necessidade de alguma armadura nas áreas de concentração de tensões nas extremidades das juntas de contração.
- Uma vez que os detalhes estruturais de uma barragem de gravidade aliviada são mais complexos que de uma barragem maciça, uma quantidade maior de estudos e análises de engenharia e testes em modelo foi requerida para o primeiro tipo, resultando em custos de engenharia mais elevados.

Entretanto, o impacto negativo total dos fatores citados acima implicou um aumento relativamente pequeno do custo unitário do concreto. Na Fig. 9.1, são mostrados os volumes efetivos de concreto nas barragens de gravidade aliviada e de contrafortes de Itaipu e a comparação com uma barragem de gravidade maciça teórica. A área de fôrmas e a escavação das fundações foram também computadas; as quantidades comparativas totais foram:

	Barragens de gravidade aliviada e de contrafortes	Barragem de gravidade maciça	
	Real(m ³)	Estimado(m ³)	Economia (m ³)
Concreto	$5,12 \times 10^6$	$6,76 \times 10^6$	$1,64 \times 10^6$
Fôrmas	$1,25 \times 10^6$	$1,04 \times 10^6$	$-0,21 \times 10^6$
Escavação	$1,96 \times 10^6$	$1,60 \times 10^6$	$-0,36 \times 10^6$

Em Itaipu, a redução de $1,64 \times 10^6$ m³ de concreto não apenas representou uma economia de cerca de US\$ 160 milhões nos custos diretos (preços de 1974), como também uma economia substancial nos encargos financeiros e nos juros. Além disso, reduziu em aproximadamente 6 meses o tempo necessário para a construção dos 60% da parte inferior da barragem localizada no canal principal do rio. Estas vantagens econômicas substanciais foram a principal justificativa para a adoção do tipo de barragem de gravidade aliviada para a barragem principal e dos tipos de barragem de contrafortes para as barragens laterais. A Fig. 9.2 mostra o arranjo geral e os números de identificação das barragens principal e laterais, e suas conexões à estrutura de desvio e ao vertedouro.



PROJETO DA BARRAGEM DE GRAVIDADE ALIVIADA

FORMATO DOS BLOCOS DA BARRAGEM DE GRAVIDADE ALIVIADA

Os blocos da barragem de gravidade aliviada são células monolíticas, cada uma delas constituída de uma cabeça de montante apoiada por duas almas de contraforte e fechada por uma cabeça no paramento de jusante, veja a Fig. 9.3. Cada bloco é um balanço, elasticamente fixado às fundações e estruturalmente independente dos blocos adjacentes. Os blocos adjacentes se encostam mutuamente na cabeça de montante, na cabeça do paramento de jusante e na parte superior, mas são separados por juntas de contração transversais.

Na época do projeto de Itaipu, a maior barragem de gravidade aliviada era a de José Maria de Orial (Alcântara, Espanha), com 130 m de altura, concluída em 1969. A barragem de Itaipu, com altura de 100 a 196 m, representa um aumento de 46%, requerendo análise não apenas por métodos convencionais, como também pelo Método de Elementos Finitos (MEF) e por ensaios em modelo estrutural. Ademais, foram feitos estudos comparativos do projeto e do desempenho de barragens de gravidade aliviada existentes para determinar os vários detalhes estruturais da barragem de Itaipu.

Na Fig. 9.4, são mostrados os dados dimensionais mais importantes para Itaipu e outras barragens de gravidade aliviada existentes na época. A largura de cada bloco de Itaipu, determinada pela largura dos blocos das unidades geradoras localizadas ao pé da barragem, é

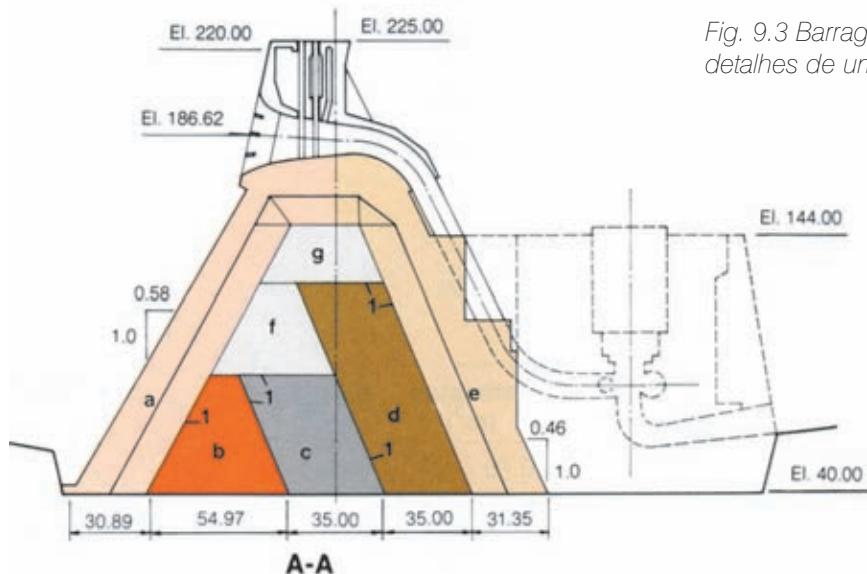
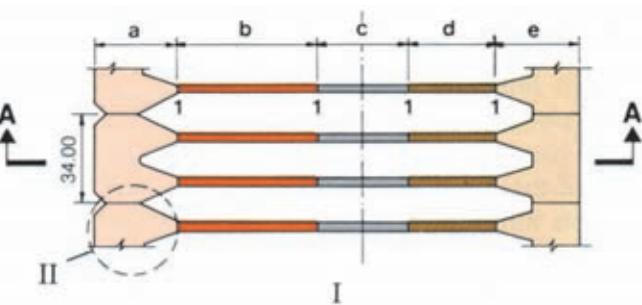


Fig. 9.3 Barragem de gravidade aliviada –
detalhes de um bloco de gravidade aliviada típico



I Planta e seção na El. 40

II Detalhe

a, b, ..., g Monólitos

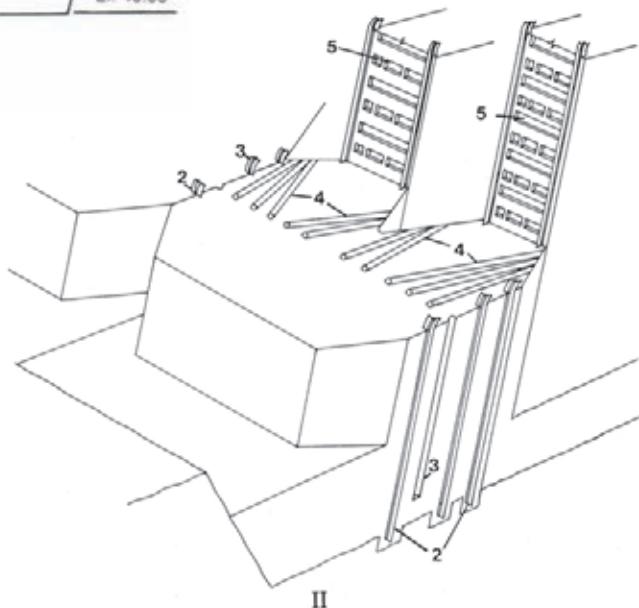
1 Juntas de contração

2 Veda-juntas

3 Dreno na junta

4 Saída dos drenos internos

5 Chaves



de 34 m, 55% superior à largura de 22 m dos blocos de Alcântara, Ancipa e outras barragens. Os taludes de montante e jusante dos blocos de Itaipu foram mais suaves que os da maioria das barragens de gravidade aliviada existentes. O índice de vazios da barragem de gravidade aliviada, definido como a razão entre o volume líquido de concreto e o volume bruto da seção transversal sólida, para várias barragens, é também mostrado na Fig. 9.4. Quando comparado com os outros, o bloco típico de Itaipu está em torno da média em termos de índice de vazios.

Dos 18 blocos de gravidade aliviada da barragem de Itaipu, 16 têm uma tomada d'água localizada no topo e um conduto forçado com diâmetro de 10,5 m apoiado no paramento de jusante. A seção transversal e a planta de um bloco com a tomada d'água são mostradas na

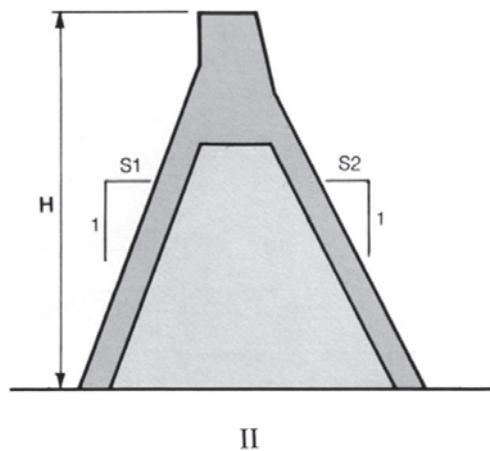
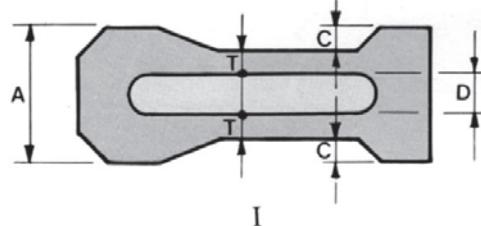
Fig. 9.5. Os dois blocos restantes, sem tomada d'água, são mostrados na Fig. 9.6. Em termos de configuração, eles são similares aos blocos com tomada d'água para os 50% inferiores da altura, tendo sido eliminada a cabeça de jusante na parte superior.

As grandes tomadas d'água através da parte superior do bloco reduzem consideravelmente o peso e a força estabilizante. Isto foi parcialmente compensado pelas declividades mais suaves dos paramentos de montante e jusante e a consequente maior largura transversal dos blocos de Itaipu, quando comparada com outras barragens.

O formato do paramento de montante do bloco de gravidade aliviada, que suporta a pressão do reservatório, foi refinado por uma série de estudos bidimensionais pelo MEF, que consideraram a influência

Fig. 9.4 Comparação de barragens de gravidade aliviada

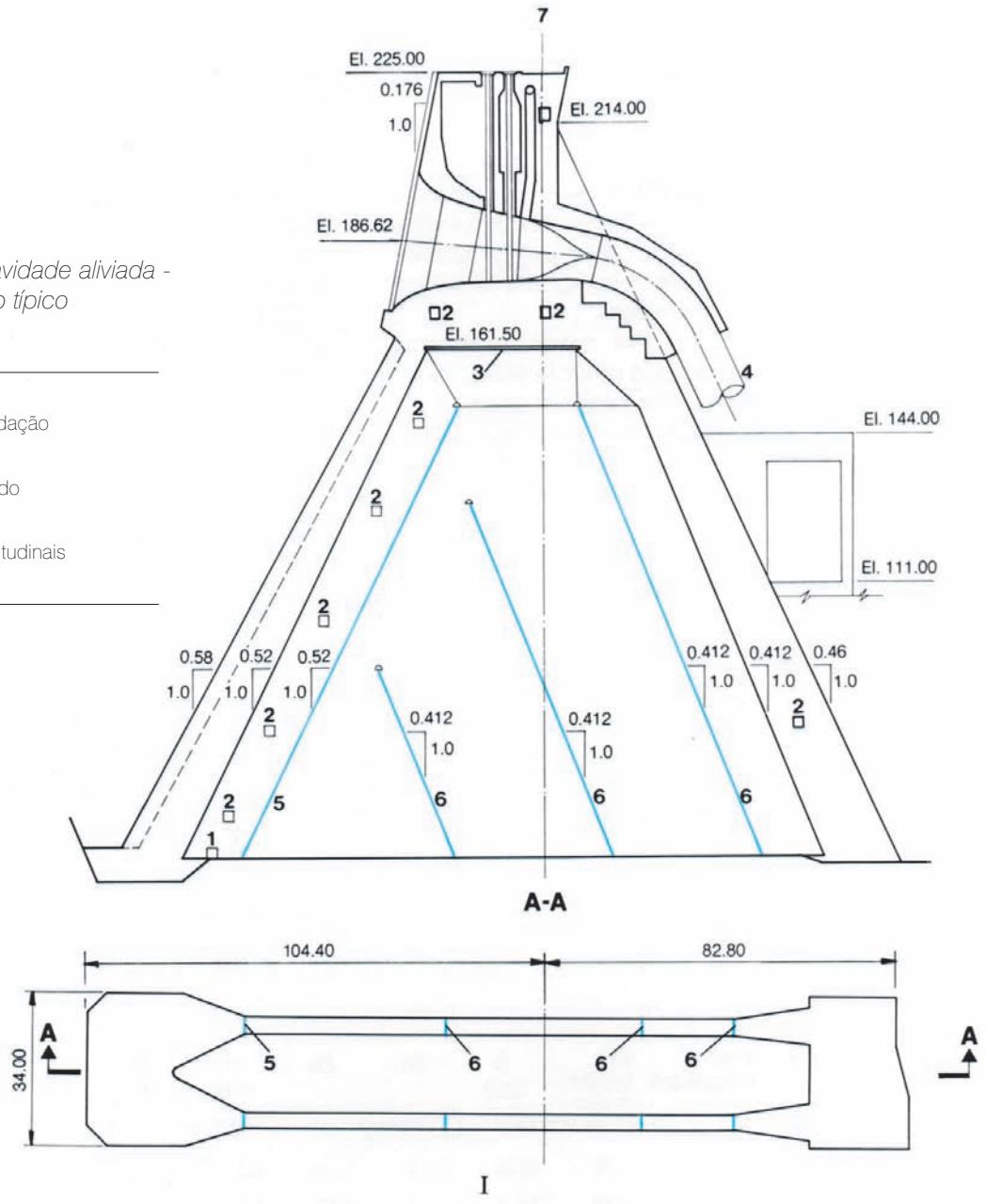
I Planta
II Seção transversal



Barragem	País	Ano de conclusão	Máx. altura H (m)	A(m)	S_1	S_2	C(m)	D(m)	T(m)	Índice de vazios
Itaipu	Brasil/Paraguai	1982	196	34,0	0,58	0,46	4,8	12,4	6,0	0,57
Alcântara	Espanha	1969	130	22,0	0,45	0,45	2,5	7,0	5,0	0,61
Ancipa	Itália	1952	112	22,0	0,45	0,45	3,5	7,0	4,0	0,55
Malga Bissina	Itália	1957	87	22,0	0,45	0,45	2,85	7,0	4,65	0,6
Latiyan	Iran	1967	87	28,0	0,45	0,48	5,38	5,75	5,75	0,56
Dixence	Suíça	1937	81	26,0	0,04	0,81	4,0	8,0	5,0	0,6
Sabbione	Itália	1952	66	22,0	0,45	0,45	3,0	7,0	4,5	0,61
Pantano D'Avio	Itália	1956	65	22,0	0,45	0,45	2,88	7,0	4,62	0,61
Bau Muggeris	Itália (Sardenha)	1949	63	22,0	0,45	0,45	3,5	7,0	4,0	0,57
Trona	Itália	1942	58	24,0	0,05	0,64	3,7	7,4	4,6	0,62
Inga	Zaire	1977	48	18,0	0,55	0,4	1,75	7,5	3,5	0,65

Fig. 9.5 Barragem de gravidade aliviada - Seção do bloco mais alto típico com tomada d'água

- I Planta na El. 45
- 1 Galeria de drenagem da fundação
- 2 Galeria de acesso
- 3 Laje de concreto pré-fabricado
- 4 Conduto forçado
- 5, 6 Juntas de contração longitudinais
- 7 Eixo de barragem



das seguintes variáveis sobre as tensões na cabeça maciça; veja Fig. 9.7:

- Chanfros para recortar os ângulos de montante, os quais afetam a força resultante da pressão do reservatório.
- Posição dos vedas-juntas nas juntas transversais, que determina a magnitude da pressão hidrostática lateral de equilíbrio na cabeça.
- Espessura mínima líquida no coroamento e na declividade de jusante da cabeça.
- Espessura dos contrafortes apoiando a cabeça.

JUNTAS LONGITUDINAIS DE CONTRAÇÃO

Para grandes barragens de gravidade aliviada, o concreto não pode ser lançado em camadas contínuas no bloco inteiro, sem juntas de contração. A fim de eliminar essas juntas, seriam requeridas armaduras muito pesadas em cada camada. A configuração de um bloco de gravidade aliviada é muito complexa para um lançamento contínuo de concreto e, para a barragem de Itaipu, o volume de concreto em cada lançamento era tão grande que as juntas frias teriam sido inevitáveis. Um fator adicional era

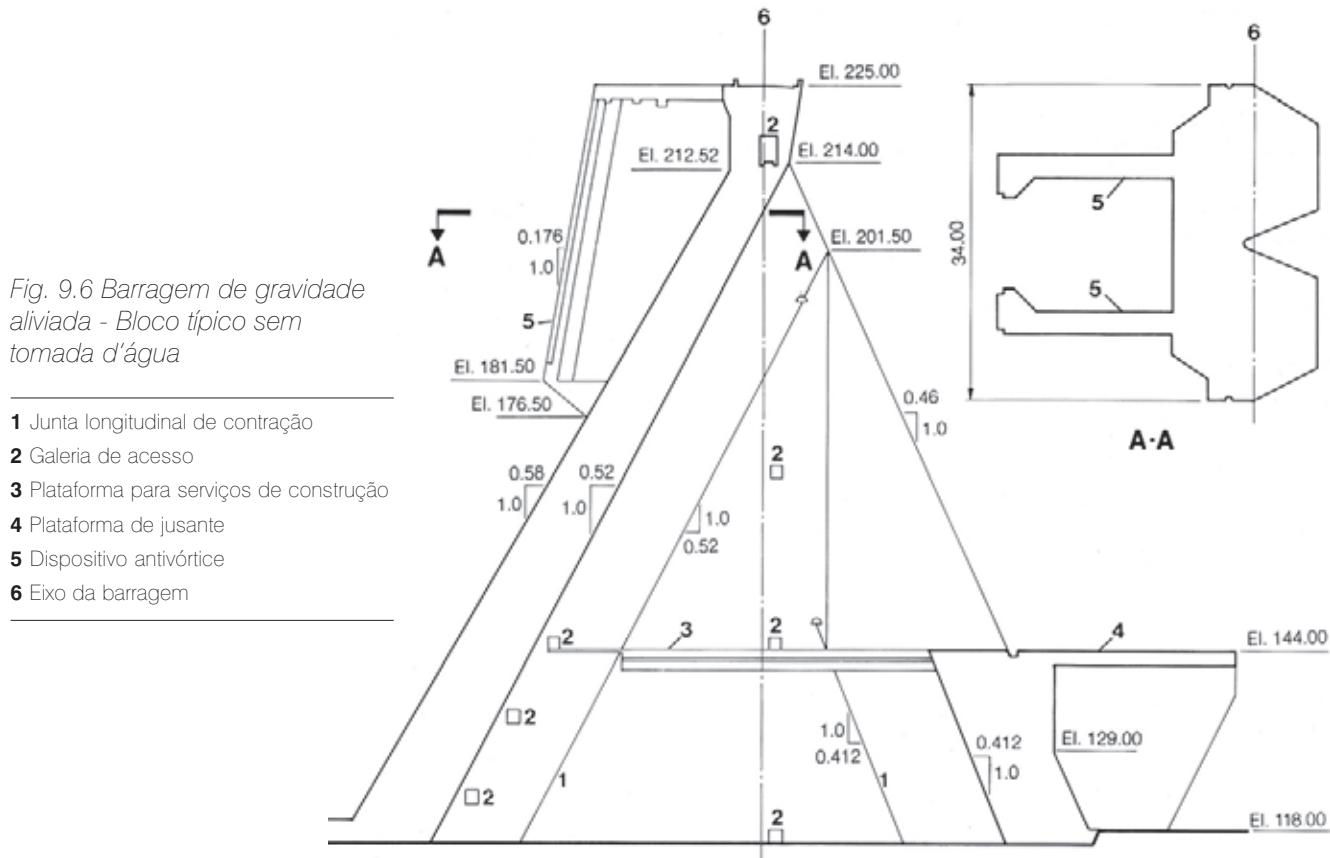


Fig. 9.6 Barragem de gravidade aliviada - Bloco típico sem tomada d'água

- 1 Junta longitudinal de contração
- 2 Galeria de acesso
- 3 Plataforma para serviços de construção
- 4 Plataforma de jusante
- 5 Dispositivo antivórtice
- 6 Eixo da barragem

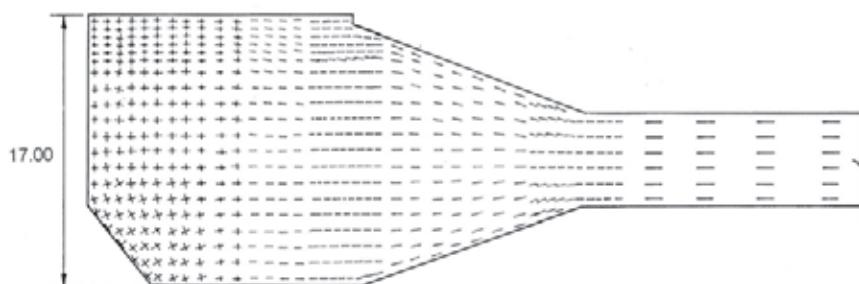
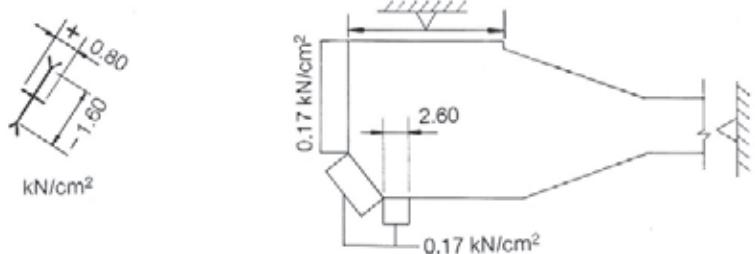


Fig. 9.7 Barragem de gravidade aliviada - Análise pelo MEF da cabeça de montante, metade da cabeça

- (+) tração
- (-) compressão



que o resfriamento desigual do concreto nas diversas partes do bloco causa gradientes de temperatura entre a cabeça maciça e as almas esbeltas do contraforte, produzindo altas tensões de tração e fissuração potencial, começando perto da fundação, onde a restrição é máxima. A colocação de juntas longitudinais de contração foi uma solução prática para evitar fissuração e, ao mesmo tempo, facilitar a rapidez da construção. Para selecionar o arranjo das juntas de contração longitudinais (paralelas ao eixo da barragem) na barragem de gravidade aliviada, quatro arranjos diferentes de junta foram analisados, conforme Fig. 9.8. Todas essas alternativas tinham sido realmente usadas em outras barragens de gravidade aliviada ou de contrafortes. As juntas de contração inclinadas eram essencialmente paralelas às trajetórias curvas das tensões principais na barragem após a aplicação da carga do reservatório e, por serem muito menores as tensões de cisalhamento, apresentavam uma vantagem sobre as juntas verticais. No sistema adotado, as juntas de contração são paralelas aos paramentos de montante e jusante da barragem, veja Fig. 9.5. A porção inferior do bloco mais alto consiste de oito monólitos com

seis juntas de contração. Este arranjo de junta tinha as seguintes vantagens práticas:

- O concreto podia ser lançado em até quatro monólitos por bloco ao mesmo tempo.
- O arranjo dos monólitos era compatível com os teleféricos empregados para lançamento do concreto.
- Um bloco parcialmente concluído era estável contra a pressão hidrostática aplicada até o topo da cabeça de montante concluída.
- A maior concretagem (cabeça de montante, 2.200 m³, em camada de 2,5 m) podia ser lançada por um teleférico em cerca de 24 horas.

Essas vantagens foram comprovadas durante a construção, permitindo o lançamento de uma média de 135.000 m³ de concreto por mês na barragem de gravidade aliviada durante 1979/81.

De modo a proporcionar suficiente resistência cisalhante entre os monólitos, dois tipos de chaves de concreto não armado foram moldadas ao longo das juntas longitudinais de contração:

- Trapezoidal na junta paralela ao paramento de montante.
- Triangular nas outras juntas, veja Fig. 9.9.

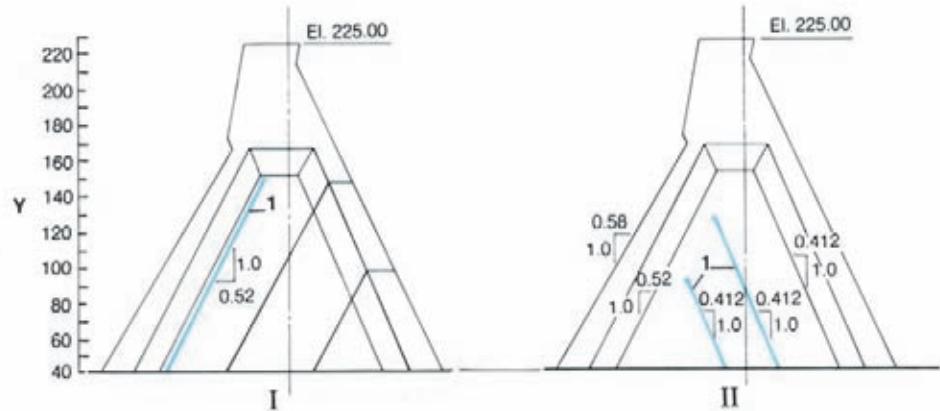
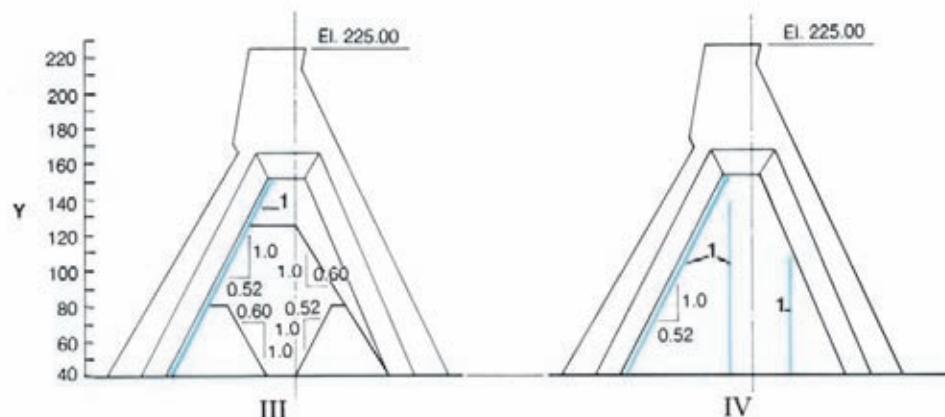


Fig. 9.8 Barragem de gravidade aliviada - Alternativas de arranjo das juntas longitudinais de contração

I, ..., IV Alternativas de posicionamento da junta de contração

Y Elevações (m)

1 Juntas de contração



Para obter ação monolítica parcial ou total do bloco de gravidade aliviada, as juntas longitudinais de contração foram injetadas antes do enchimento do reservatório. O grau da ação monolítica atingido dependeu da abertura da junta à época do tratamento por injeção, da penetração e da área atingida pela injeção.

As juntas longitudinais de contração foram injetadas sob pressão com calda de água-cimento através de um sistema de tubulações embutidas na face mais elevada do monólito de cada junta. As superfícies da junta estavam fechadas ao longo do seu perímetro por veda-juntas de PVC embutidos ao longo de ambas as faces expostas. O tratamento por injeção foi executado por trechos ou camadas de 12,5 m de altura após a junta e o sistema de tubulações terem

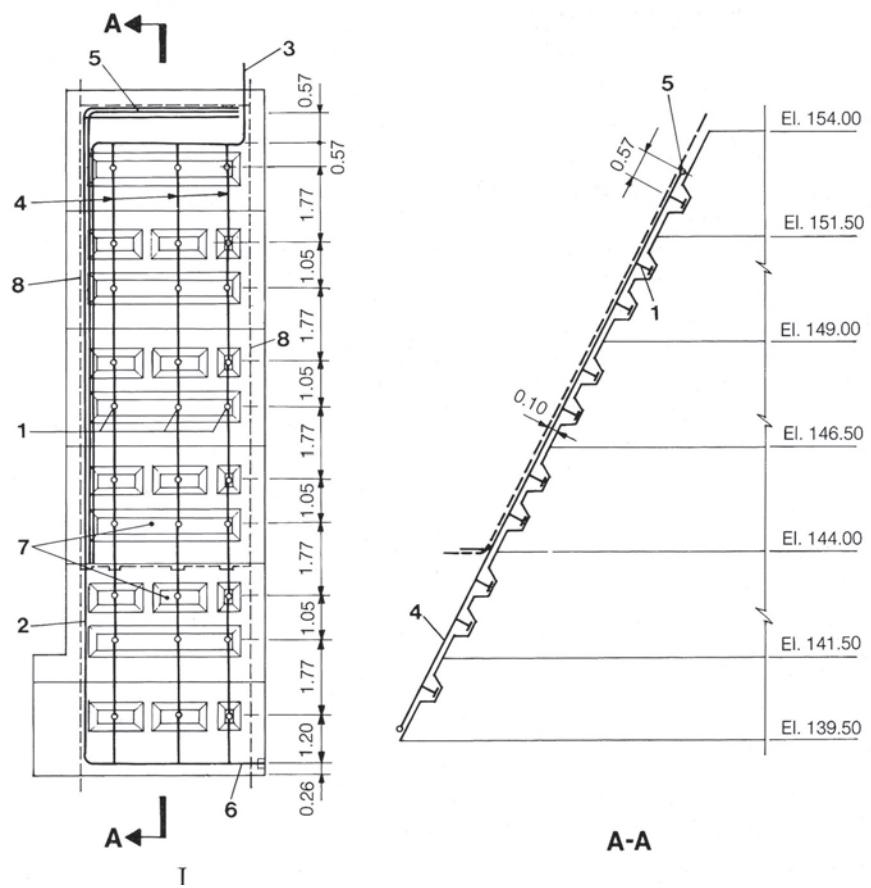
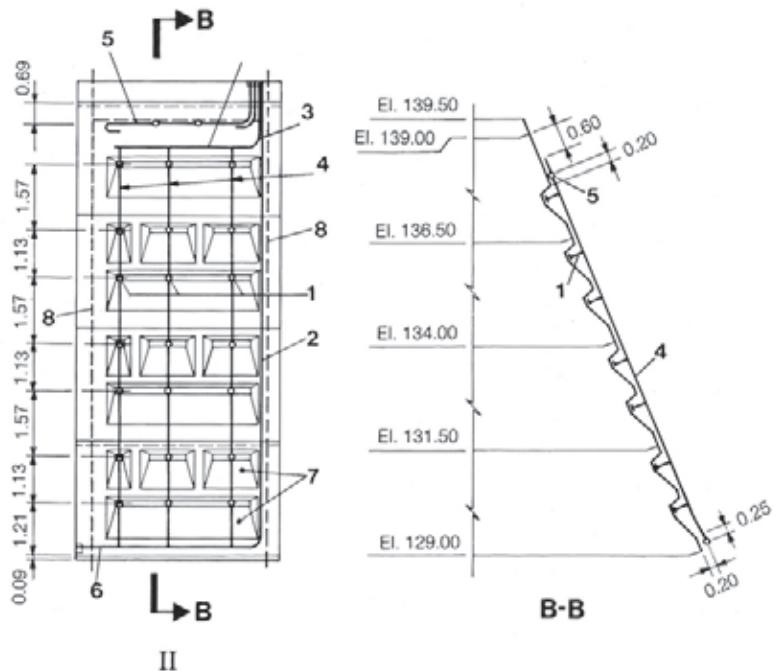


Fig. 9.9 Juntas longitudinais de contração – chaves e sistemas de injeção

- I Junta 5
- II Junta 6
- 1 Saídas de injeção
- 2 Tubo principal de suprimento de diâmetro de 38 mm
- 3 Tubo principal de retorno de diâmetro de 38 mm
- 4 Tubo vertical de diâmetro de 25 mm
- 5 Tubo de ventilação
- 6 Entrada de injeção de emergência de diâmetro de 38 mm
- 7 Chaves de cisalhamento
- 8 Veda-junta de PVC



sido lavados e testados com ar e água sob pressão. Durante o tratamento por injeção numa junta de uma camada em particular, as juntas e camadas contíguas da mesma junta eram preenchidas com água. De acordo com as especificações do tratamento por injeção, o limite da pressão de injeção medida no tubo de ventilação no topo de cada camada de injeção era de 50 N/cm².

As análises pelo MEF mostraram que a junta de contração B, nos 50 m inferiores dos blocos, iria abrir entre 0,5 e 1 mm aproximadamente 12 meses após o início da concretagem das camadas mais baixas; veja Fig. 9.5. Foram executadas 14 séries de injeção nas juntas de contração B nos blocos F11/12 a F21/22 entre a fundação e a El. 89,5 durante os meses mais frios de 1980 e 1981. A partir da quantidade de injeção tomada, estimou-se que a área de cobertura destas juntas foi de 70%.

As análises pelo MEF também indicaram que a probabilidade de as juntas C abrirem 0,5 mm era de aproximadamente 30% de sua extensão mas, outras juntas longitudinais, isto é A e D, não iriam abrir o bastante na maior parte de seu comprimento para permitir o tratamento por injeção. A explicação para isso foi que a abertura da junta devido à queda da temperatura era mais do que compensada pela deformação do monólito em consequência de seu próprio peso ou daquele do monólito contíguo.

Foi também instalado um sistema simples para reinjetar as juntas de contração após o enchimento do reservatório, caso elas reabrissem. Consistiu de tubos curtos de PVC com diâmetro de 55 mm embutidos no concreto e estendidos desde a superfície até 20 cm da junta. Furos perfurados através destes tubos poderiam ser usados para injetar calda dentro da junta.

JUNTAS TRANSVERSAIS DE CONTRAÇÃO

As juntas transversais de contração entre as cabeças dos blocos adjacentes da barragem de gravidade aliviada ou de contrafortes não foram chavetadas. Isso permitiu o movimento independente entre os blocos adjacentes numa direção perpendicular ao eixo. Conforme mostrado na Fig. 9.10, as juntas transversais entre os blocos de gravidade aliviada têm três veda-juntas de PVC. Entre os dois veda-juntas de montante, foi moldado um dreno para coletar a água percolada e conduzi-la através das galerias até poços coletores e estações de bombeamento, descritos em

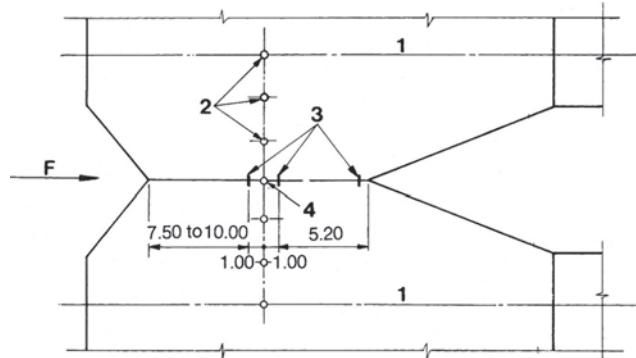


Fig. 9.10 Junta transversal de contração

1 Linha de referência

2 Drenos internos de 200 mm de diâmetro

3 Veda-junta de PVC

4 Dreno de junta de 250 mm de diâmetro

F Direção do fluxo

detalhe no Capítulo 10. O espaço das juntas entre os dois veda-juntas de jusante ficou de ser injetado posteriormente, caso fosse considerado benéfico ou necessário.

Para assegurar a impermeabilidade e o melhor adensamento do concreto na área congestionada, foi utilizado concreto com agregado de tamanho máximo de 38 mm adjacente à junta transversal de contração e aos veda-juntas. Os selos de montante foram posicionados a 7,6 m a jusante do paramento de montante, para permitir que a pressão hidráulica lateral na junta aberta reduzisse as tensões laterais de tração que poderiam ocorrer dentro da cabeça maciça. A fim de aliviar as pressões intersticiais dentro do concreto, uma série de drenos de 200 mm de diâmetro foi moldada na cabeça paralelamente ao paramento de montante com um espaçamento de 3 m. Estes drenos terminam nas galerias, em várias elevações, e a água de percolação escoa por gravidade num sistema coletor.

CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

As resistências especificadas do concreto em várias partes de um bloco típico da barragem de gravidade aliviada e as alturas das camadas são mostradas na Fig. 9.11. A camada padrão de lançamento do concreto foi de 2,5 m.

A classe predominante do concreto usada na barragem foi A-140-f, significando uma resistência à compressão de 1,4 kN/cm² aos 365 dias de idade e um tamanho máximo

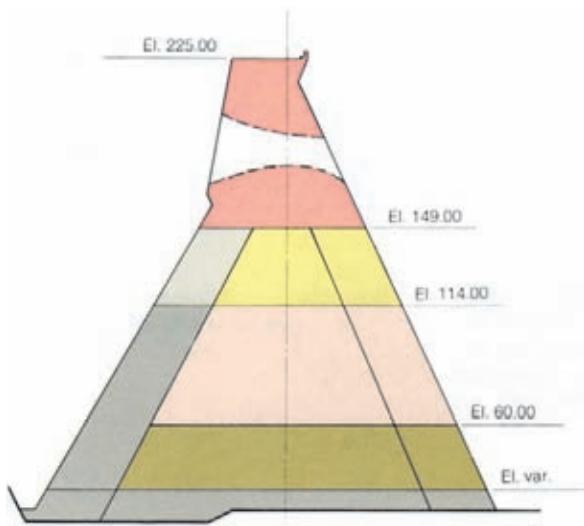


Fig. 9.11 Barragem de gravidade aliviada
– Classes de concreto

A Máximo tamanho do agregado 152 mm

B Máximo tamanho do agregado 76 mm

B-180-f

A-180-f

B-210-f

A-210-f

A-140-f

Diversas

de agregado de 152 mm. Para obter baixa permeabilidade e maior resistência à tração no concreto da cabeça de montante foram utilizados agregados de tamanho menor (76 mm) e teor mais elevado de cimento.

Controle da temperatura do concreto

Além da instalação de juntas de contração, as especificações de construção incluíram três outras exigências para controlar a temperatura do concreto e reduzir o risco de fissuração. Foram as seguintes:

- A temperatura do concreto quando lançado nas fôrmas não deveria exceder 7°C.
- Cerca de 12 a 25% do cimento Portland da mistura do concreto deveriam ser substituídos por cinza volante.
- O concreto nas fundações e nas suas proximidades deveria ser lançado em camadas relativamente delgadas (50 a 70 cm).

Inicialmente, em torno de 25% do cimento foram substituídos por cinza volante. Após ter sido lançado cerca de 20% do concreto nas barragens, foram encontradas sérias dificuldades para se obter quantidades adequadas de cinza volante de acordo com as especificações. Tornou-se necessário, então, reduzir a cinza volante a cerca de 12% do conteúdo de cimento em volume.

A composição de misturas típicas de concreto massa, o controle de qualidade do concreto, as centrais de resfriamento, de dosagem e mistura de concreto e seu lançamento são discutidos em maiores detalhes no Capítulo 5.

CRITÉRIOS DE ANÁLISES DE TENSÃO E DE ESTABILIDADE

Condições de carregamento

As condições de carregamento empregadas para as análises de tensão e de estabilidade da barragem de gravidade aliviada foram divididas em quatro classes:

Condições de carregamento normais (CCN). Todas as combinações de carregamento durante a operação normal do empreendimento e manutenção de rotina sob condições hidrológicas médias.

Condições de carregamento excepcionais (CCE).

Todos os casos estatisticamente possíveis, porém não frequentes durante a operação do empreendimento e manutenções de grande porte.

Condições de carregamento limite (CCL). Combinacão altamente improvável de eventos (grandes sobrecargas, cheias catastróficas, mau funcionamento de equipamentos importantes e cargas acidentais) durante a construção e a operação.

Condições de carregamento de construção (CCC).

Cargas temporárias aplicadas durante a construção, tais como carregamento de equipamento, carregamento durante a montagem de equipamento permanente ou qualquer condição temporária num bloco ou monólito não concluído.

Aceleração de terremoto. Embora a região do projeto seja considerada não sísmica ou de atividade sísmica muito baixa, foi considerada uma aceleração sísmica horizontal e vertical de 0,05 g nas CCN e de 0,08 g nas CCE, nas direções mais desfavoráveis.

Distribuição de subpressão. Distribuição de subpressão hidráulica admitida ao longo do contato entre a fundação dos blocos mais altos da barragem principal e

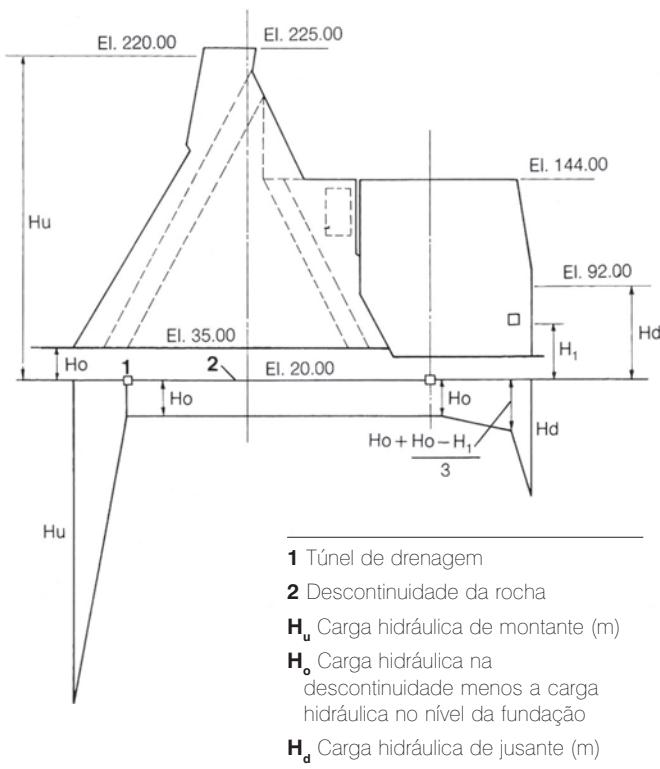


Fig. 9.12 Barragem principal – Critérios de subpressão

a casa de força adjacente para condições de carregamento CCN, CCE e CCL, de acordo com a Fig. 9.12:

- A montante da barragem e a jusante da casa de força, até as cortinas de injeção, a subpressão é igual à coluna da carga hidráulica de montante e jusante (H_u e H_d respectivamente), até a descontinuidade da rocha na El. 20.
- Entre os túneis longitudinais de drenagem de montante e de jusante na El. 20, a subpressão H_o é constante e é igual à distância entre a superfície da fundação na El. 35 à El. 40 e a descontinuidade na El. 20.
- Entre as cortinas de injeção de montante e o túnel de drenagem, a subpressão varia linearmente a partir de H_u até H_o .
- Na cortina de drenagem de jusante, a subpressão se iguala a $H_o + 0,33(H_d - H_o)$ e a partir daí varia linearmente até H_d na cortina de injeção de jusante e até H_o no túnel de drenagem de jusante.
- A água de drenagem de ambos os túneis ficou de ser bombeada, fazendo $H_o = 0$; mas ao assumir falha nas bombas, o valor de H_o = (El. na descontinuidade menos a El. na superfície da fundação) foi usado nas análises.

Fatores de segurança contra cisalhamento e escorregamento

A tabela seguinte apresenta os fatores parciais mínimos admissíveis de segurança contra cisalhamento/escorregamento, os quais foram usados nas análises para as barragens de concreto de Itaipu para várias condições de carregamento.

	Condições de carregamento normais	Condições de carregamento excepcionais	Condições de carregamento limite
Y_c	4,0 3,0*	3,0	1,5
Y_ϕ	2,0 1,5*	1,4	1,1

*No caso de conhecimento adequado e boa qualidade da fundação.

Y_c = fator de segurança parcial para resistência ao cisalhamento

Y_ϕ = fator de segurança parcial para resistência ao atrito

As tensões máximas admissíveis na barragem para as várias classes de concreto empregadas foram determinadas pelo laboratório de campo de Itaipu. A tabela seguinte apresenta as várias classes de concreto massa utilizadas nas barragens de gravidade aliviada e de contrafortes, a resistência à compressão característica especificada a 365 dias e as tensões de compressão e de tração admissíveis.

Resistência característica do concreto à compressão (kN/cm²)	Tensão de compressão admissível (N/cm²)	Tensão de tração admissível (N/cm²)
21	700	70
18	600	60
14	460	46

ESTUDOS EM MODELOS MATEMÁTICOS PELO MEF

Foram utilizados programas de computador pelo método dos elementos finitos MEF para os seguintes estudos de projeto:

Posicionamento e tratamento por injeção das juntas de contração entre monólitos

Uma vez que o comprimento da base dos blocos mais altos da barragem de gravidade aliviada é em torno de 192 m, os contrafortes tiveram de ser divididos por juntas de contração em monólitos não maiores que 60 m para controlar as tensões de tração causadas por mudanças de temperatura no concreto massa. Estas juntas foram

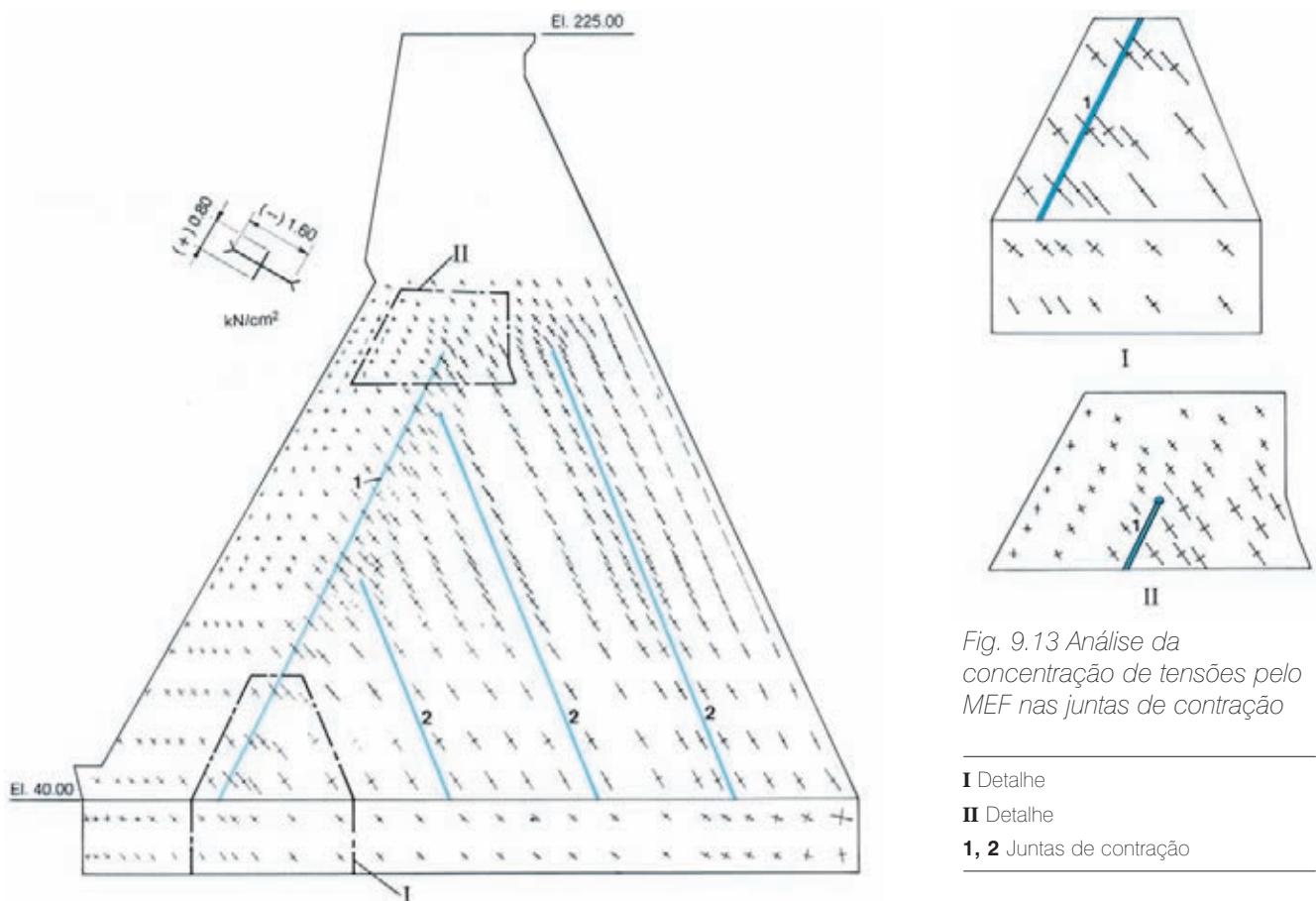


Fig. 9.13 Análise da concentração de tensões pelo MEF nas juntas de contração

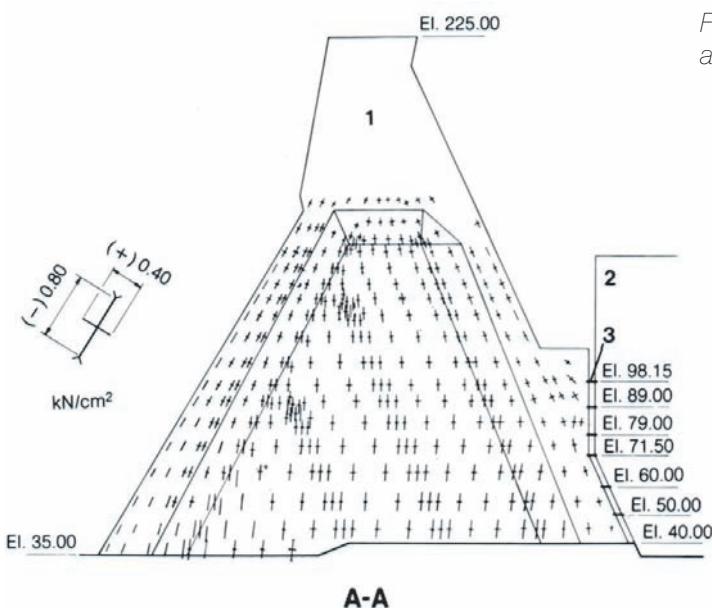


Fig. 9.14 Análise das tensões pelo MEF no bloco mais alto de gravidade aliviada

- 1 Seção do bloco principal localizada no centro de gravidade de elementos situados externamente ao contraforte
- 2 Casa de força
- 3 Simulação do contato por barras entre a barragem e a casa de força
- 4 Posição da seção
- (-) compressão
- (+) tração



chavetadas e ficaram de ser injetadas antes do enchimento do reservatório, mas se elas não abrissem suficientemente para permitir o tratamento por injeção, então, não haveria uma transferência plena de carga entre os monólitos. Os

cálculos pelo MEF foram feitos para este caso, de modo a verificar as tensões sob diferentes condições de carregamento, as quais foram comparadas com os resultados para plena "monoliticidade"; vide Fig. 9.13.

Padrões de tensão no bloco mais alto de gravidade aliviada

As tensões principais foram calculadas em dois planos verticais: um no interior da linha de centro do contrafrente e o outro externo a ela. A Fig. 9.14 mostra os resultados para o plano interno e uma combinação do peso próprio e da carga hidrostática.

Padrões de tensão no bloco com “perna”

Estas análises pelo MEF incluíram a massa rochosa adjacente, diferentes condições de carregamento e de subpressão, conforme Fig. 9.15. Os deslocamentos da barragem foram também determinados.

Intervalos mínimos de tempo entre camadas de concreto e tensões causadas pelo calor de hidratação na cabeça do bloco

Por causa do grande tamanho da cabeça de montante,

foram feitos cálculos pelo MEF para várias temperaturas ambientes sazonais e composições de concreto para determinar a taxa de resfriamento e as curvas de variação da temperatura no tempo; veja Fig. 9.16.

Tensões nas almas dos contrafortes causadas pelas mudanças da temperatura de hidratação

Para monólitos de 4,6 a 6 m de largura e 60 m de comprimento nas almas e para camadas de concreto de 2,5 m, a análise pelo MEF indicou que o concreto nos contrafortes iria resfriar até a temperatura ambiente em cerca de 6 meses.

Tensões de tração na cabeça em consequência da carga do reservatório

Os cálculos pelo MEF ajudaram a posicionar os vedajuntas, para que a pressão hidráulica lateral contra-balançasse as tensões internas de tração.

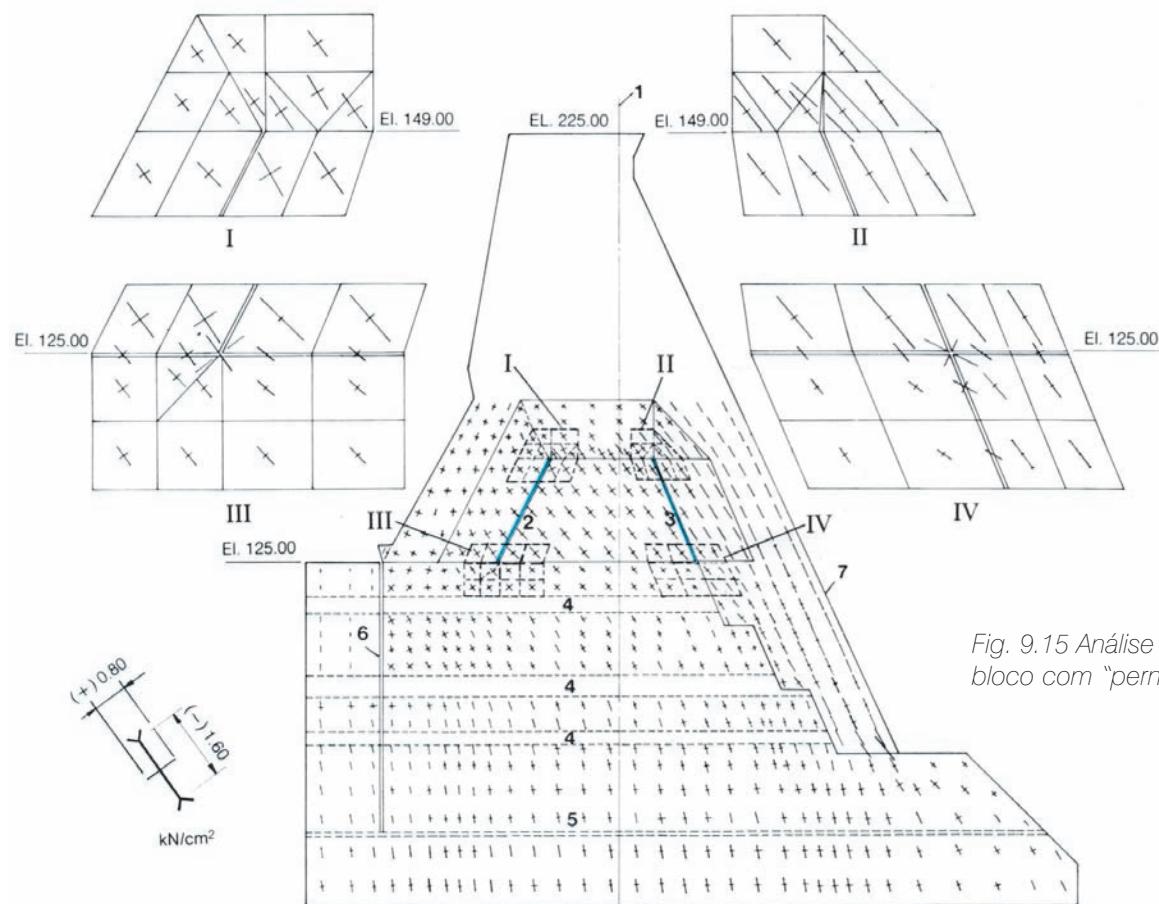


Fig. 9.15 Análise pelo MEF do bloco com “perna”

I, II Detalhes no topo da junta de contração 2 e 3

III, IV Detalhes na base da junta de contração 2 e 3

1 Eixo da barragem

2, 3 Juntas de contração

4 Zona fraturada

5 Junta na camada rochosa

6 Trinca na rocha

7 Perna do bloco de gravidade aliviada

(+) tensão (-) compressão

Estabilidade contra escorregamento na fundação e na descontinuidade inferior

Tais estudos, que incluíram as propriedades efetivas da rocha da fundação, foram feitos para vários blocos e condições de carregamento.

Análise de percolação sob alguns blocos da barragem com um contato na fundação preenchido com argila

As forças de subpressão determinadas pelo MEF foram usadas na análise de estabilidade da barragem e da fundação.

Estabilidade de cortes permanentes da rocha

Estes cálculos foram usados para estabelecer os critérios para tratamento do talude, tais como dimensões das bancadas, ancoragem da rocha e concreto projetado.

Distribuição de tensões normais e de cisalhamento nas chavetas nas fundações dos blocos mais altos

Foram usadas análises pelo MEF para estabelecer o alcance, o arranjo e as dimensões do tratamento subterrâneo.

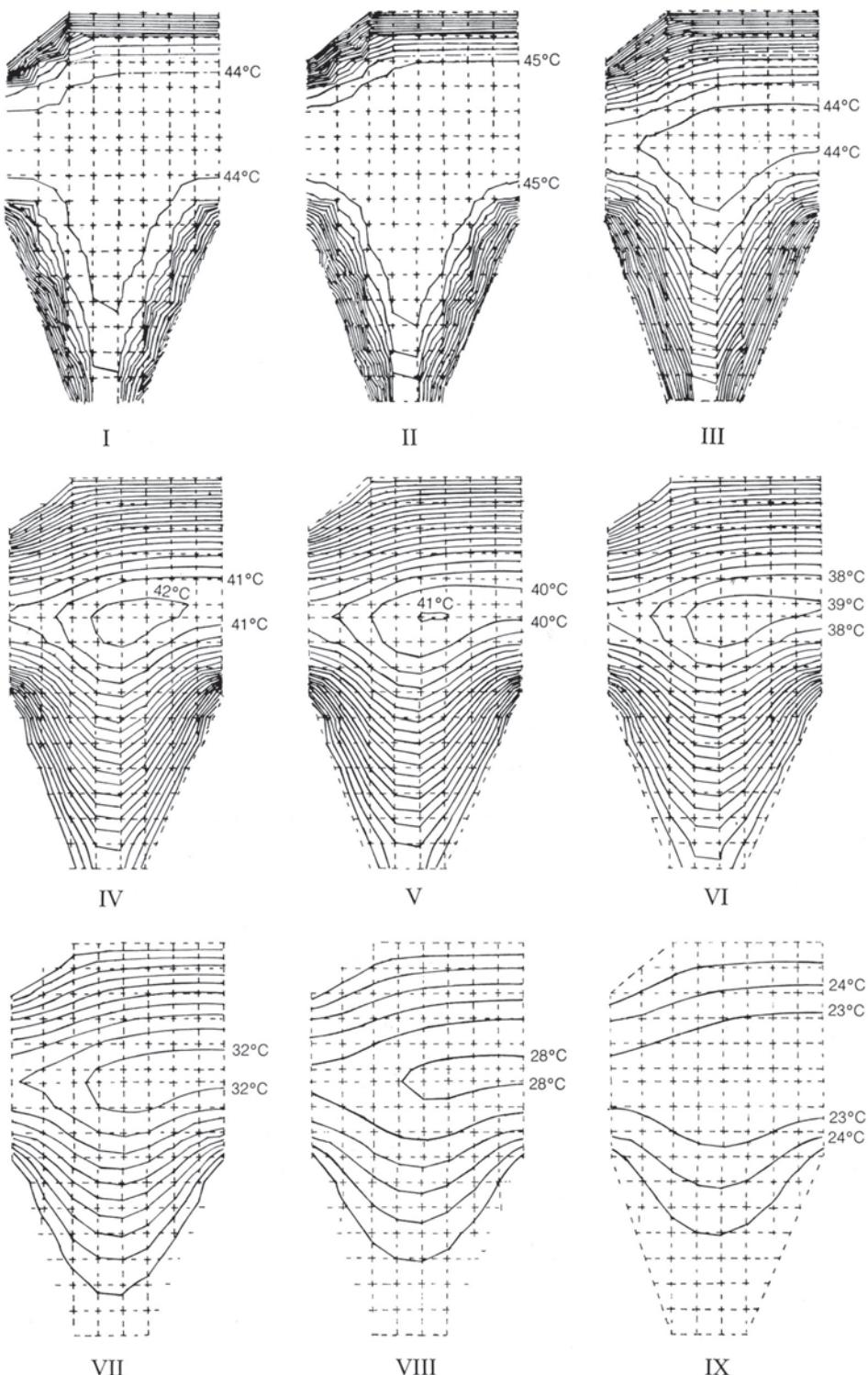


Fig. 9.16 Análise pelo MEF da taxa de resfriamento da barragem de gravidade aliviada – cabeça de montante

- I 10 dias
- II 27 dias
- III 90 dias
- IV 270 dias
- V 330 dias
- VI 390 dias
- VII 750 dias
- VIII 1.100 dias
- IX 1.410 dias

PROJETO DA BARRAGEM DE CONTRAFORTES

Na margem direita, entre o vertedouro e a barragem principal de gravidade aliviada, há 64 blocos de contrafortes e, na margem esquerda, entre a estrutura de controle de desvio e a barragem de enrocamento, há 19 blocos de contrafortes. Todos os 83 blocos são idênticos na configuração estrutural e perfil e têm 17 m de largura no eixo.

O tipo de cabeça poligonal do contraforte de concreto massa foi selecionado para as barragens laterais pelas seguintes razões principais:

- Economia: um bloco típico do projeto de contraforte adotado contém 30% menos concreto que um bloco comparável de gravidade maciça.
- Adaptabilidade para construção de um canal adutor e tomadas d'água para uma possível casa de força futura.
- Conveniência como interface com a barragem principal de gravidade aliviada e a estrutura de controle de desvio.
- Otimização das operações de concretagem, as quais seriam afetadas de forma negativa caso fosse adotada uma barragem de aterro.
- Já que nenhuma tomada d'água ou nenhum conduto forçado estavam localizados nas barragens laterais, a barragem de contrafortes foi preferida à do tipo de gravidade aliviada, em virtude da simplicidade das formas e da construção.

Uma planta e uma seção transversal de um bloco típico



Barragem lateral direita

da barragem de contraforte são mostradas na Fig. 9.17. As alturas dos blocos de contraforte da barragem variam de 35 a 85 m. Três dos blocos do lado direito da barragem de gravidade aliviada têm pernas escalonadas de concreto massa que sustentam a porção de jusante da estrutura acima da escavação profunda da casa de força. Com exceção das galerias próximas à crista de todos os blocos e próximas às fundações dos blocos do lado esquerdo, as barragens de contrafortes não têm grandes aberturas

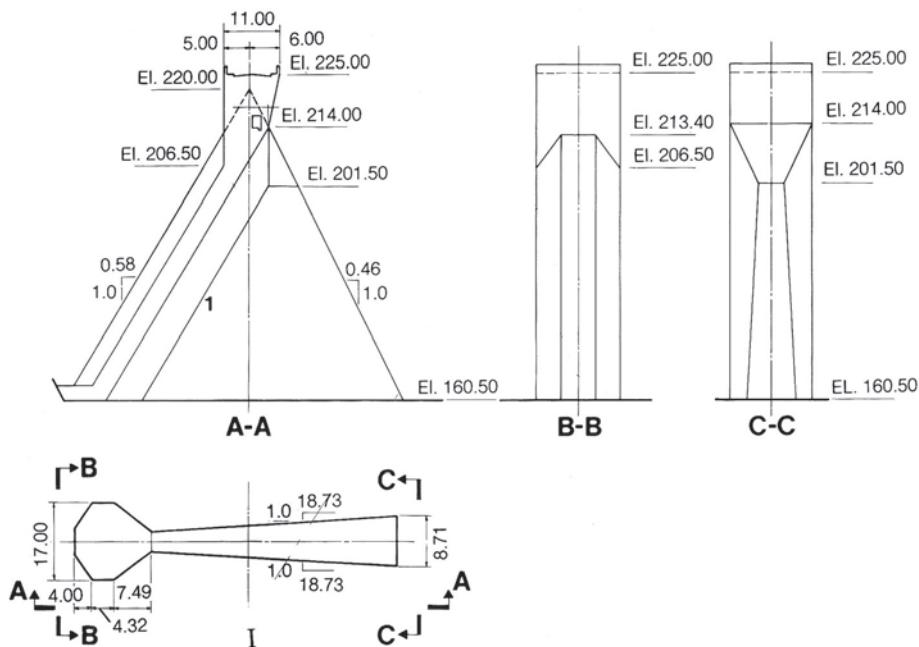


Fig. 9.17 Bloco típico da barragem lateral direita

I Planta

1 Junta de contração

através delas. Os anexos importantes nas barragens de contrafortes são constituídos pelas três plataformas das torres das linhas de transmissão na margem direita e, adjacentes à barragem principal, pelas câmaras de armazenamento para os stoplogs.

CONFIGURAÇÃO DO BLOCO DE CONTRAFORTE

Para manter a continuidade visual, assim como para uma estabilidade adequada, as declividades de montante e jusante dos blocos da barragem de contrafortes foram as mesmas que aquelas da barragem de gravidade aliviada. Os três componentes de um bloco típico, isto é, a cabeça de montante, a alma do contraforte e a crista, têm a mesma configuração em todos os blocos da barragem de contrafortes.

A cabeça de montante é essencialmente o quadrante de um círculo, com três cordas retas que substituíram o arco para formar o paramento de montante, conforme Fig. 9.17. Normal à face de montante, a seção da cabeça é constante a partir da fundação até a El. 201,5, onde encontra a parede retangular da crista. A cabeça poligonal foi desenvolvida após análises pelo MEF da tensão de vários formatos. O formato da cabeça adotado é livre de tensões de tração internas e de mais fácil construção, porque as faces planas são mais simples de enformar que uma face curva.

A alma dos contrafortes aumenta em espessura no sentido horizontal a partir do pescoço até a face de jusante e no sentido vertical a partir da El. 201,5 até a fundação.

JUNTAS DE CONTRAÇÃO

Diversas análises pelo MEF foram feitas para estudar a possibilidade de construir os blocos de contrafortes de maneira monolítica, ou seja, sem juntas longitudinais de contração. As tensões térmicas de tração, que ocorreriam num bloco monolítico, foram estudadas usando variações do módulo de elasticidade do concreto, temperatura de lançamento do concreto, composições do concreto, conteúdo de cimento e de pozolana, altura da camada e intervalos de tempo entre as camadas. Essas análises indicaram que os blocos de até 50 m de altura poderiam ser construídos sem juntas de contração, se as temperaturas do concreto fossem mantidas dentro de certos limites

durante os primeiros quatro meses após o lançamento e se não ocorressem invernos anormalmente frios.

Os blocos com mais de 50 m tiveram uma ou duas juntas de contração chavetadas paralelamente à face de montante, com a primeira junta separando a cabeça da alma do contraforte. O projeto das chaves e os dispositivos para a injeção das juntas de contração foram similares àqueles para as juntas longitudinais de contração da barragem de gravidade aliviada.

Não ocorreu fissuração alguma em nenhum dos blocos de contraforte construídos com juntas longitudinais de contração, seja durante a construção, ou após o enchimento do reservatório. Por outro lado, em vários blocos construídos sem juntas de contração, ocorreram fissuras verticais nas almas dos contrafortes e no pescoço ou no lado inferior da cabeça, 12 a 18 meses após o lançamento do concreto e com os blocos já concluídos até o topo ou próximo dele. Essas fissuras, que começaram a partir da fundação, foram detectadas durante um inverno relativamente frio cerca de dois anos antes do enchimento do reservatório.

A fissuração foi atribuída a três desvios das hipóteses de projeto:

1. O calor de hidratação foi consideravelmente superior.
2. O teor de cinza volante foi menor e o conteúdo de cimento maior nas camadas de concreto inferiores.
3. O módulo real de concreto era superior. As fissuras foram injetadas com epóxi sob alta pressão durante os meses frios de 1981. Nos blocos inconclusos de contrafortes, foram introduzidas juntas de contração entre a cabeça e a alma, e colocada armadura nas camadas já concluídas para controlar o progresso das fissuras. O tratamento das fissuras é discutido em detalhe na seção sobre desempenho da barragem de contrafortes.

As juntas transversais entre as cabeças dos blocos adjacentes tiveram dois drenos moldados e três veda-juntas. Para a drenagem interna das cabeças, drenos de 200 mm com um espaçamento de 3 m foram instalados paralelos à face de montante. Os drenos internos e das juntas saem perto da base de cada bloco.

ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO

Num bloco típico da barragem de contrafortes, foi especificado o concreto B-210-f para os primeiros 5 m acima das fundações, com aumento nas camadas de 50 cm até 2,5 m de altura. Acima disto, foi usado concreto B-180-f nas

cabeças e A-140-f para as almas. A altura padrão da camada foi de 2,5 m.

A temperatura máxima especificada no lançamento do concreto foi 7°C e o conteúdo especificado de cinza volante foi de 25% do cimento em peso. Foi permitida certa flexibilidade na temperatura de lançamento e nas etapas iniciais da construção, sendo a temperatura média de lançamento de cerca de 9°C para os blocos da barragem lateral direita perto do vertedouro. Além disso, para os lançamentos posteriores, o teor médio real de cinza volante foi de 12% do cimento.

As especificações para os métodos de confecção e lançamento de concreto e controle de qualidade da construção dos blocos da barragem de contrafortes foram as mesmas que aquelas para a barragem de gravidade aliviada.

CRITÉRIOS DE ANÁLISES DE TENSÃO E DE ESTABILIDADE

As condições de carregamento usadas nas análises de tensão e estabilidade dos blocos da barragem de contrafortes foram idênticas àquelas para a barragem de gravidade aliviada, com a exceção da subpressão. A distribuição da subpressão na fundação diferiu daquela para a barragem de gravidade aliviada (veja Fig. 9.12) pois para a barragem de contrafortes, a pressão na cortina ou no túnel de drenagem foi considerada igual a $0,33H_u$ e variando linearmente até zero no pé de jusante do bloco.

Os fatores de segurança contra o cisalhamento e escorregamento e as tensões máximas admissíveis na barragem para as várias condições de carregamento eram idênticos àqueles para a barragem de gravidade aliviada.

ANÁLISES PELO MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Uma série de análises pelo MEF, usando programas bidimensionais de computador, foi executada para dois blocos típicos da barragem de contrafortes, um sobre fundações horizontais e outro com o apoio da perna de jusante.

Estes estudos investigaram o seguinte:

- Taxa de resfriamento e distribuição de temperatura, assumindo diferentes propriedades do concreto, temperatura de lançamento e condições ambientais diferentes.

- Tensões térmicas e totais num bloco monolítico para combinações diferentes de carregamento.
- Efeitos de várias posições e configurações de fissuras e juntas nas tensões para diferentes condições de carregamento.

Foi também possível aplicar e utilizar nos estudos de tensão e estabilidade da barragem de contrafortes os resultados de algumas das mais extensas análises pelo MEF feitas para a barragem de gravidade aliviada e os testes de modelo estrutural e geomecânico.

Exemplos típicos de distribuição das tensões principais no bloco da barragem de contraforte sem juntas e com duas fissuras verticais são mostrados na Fig. 9.18.

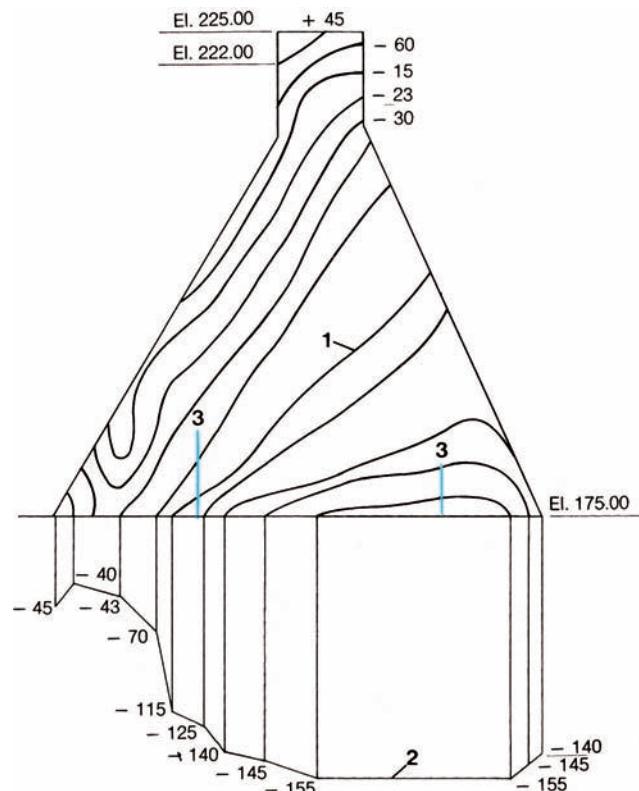


Fig. 9.18 Distribuição de tensão principal vertical no bloco da barragem de contrafortes – análise pelo MEF

1 Linhas de igual tensão (N/cm^2) (–) compressão (+) tração

2 Diagrama de tensão pelo MEF na base na El. 175

3 Fissuras

TESTES EM MODELOS ESTRUTURAL E GEOMECÂNICO

Avaliação da segurança estrutural e da fundação com modelos físicos

Em virtude da barragem de gravidade de Itaipu não ter tido precedentes em termos de dimensões, foram empregados métodos independentes para determinar sua segurança. Além das análises matemáticas pelos métodos convencionais e de elementos finitos, foram verificadas experimentalmente a integridade e a segurança de blocos individuais representativos da barragem na faixa elástica, assim como na fase de colapso, por meio de modelos físicos (estruturais). Um abrangente modelo geomecânico de toda a barragem também foi utilizado para determinar os pontos mais fracos no sistema combinado e os mecanismos potenciais de ruptura.

Mais especificamente, os modelos estruturais mostraram como as estruturas respondem a não linearidade, fissuração, deformação e redistribuição de tensões, e forneceram uma clara e profunda compreensão do comportamento além da faixa elástica até o ponto de colapso.

Técnica do modelo estrutural

Quatro modelos foram testados para as barragens de Itaipu, conforme descrito a seguir:

Modelo 1. Bloco de gravidade aliviada de altura máxima, no Istituto Sperimentale Modelli e Strutture (Ismes), Bérgamo, Itália.

Modelo 2. Estrutura de desvio, no Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo (IPT), Brasil.

Modelo 3. Bloco da barragem de gravidade aliviada com perna inclinada a jusante, no IPT.

Modelo 4. Modelo abrangente geomecânico da barragem completa, no Ismes.

Os Modelos 1, 3 e 4 estão descritos neste Capítulo. O modelo estrutural 2 da estrutura de desvio está descrito no Capítulo 6.

A técnica do Ismes foi seguida através de todos os testes, com algumas adaptações feitas para adequação às instalações de testes do IPT ou disponibilidade local de materiais apropriados.

Os parâmetros de controles são a escala geométrica $\lambda = L/L'$ (o afixo denota as quantidades do modelo), e o "grau de eficiência", $\zeta = \sigma/\sigma' = E/E' = \rho/\rho'$, onde:

L = comprimento

σ = tensão

E = módulo de elasticidade

ρ = gravidade específica

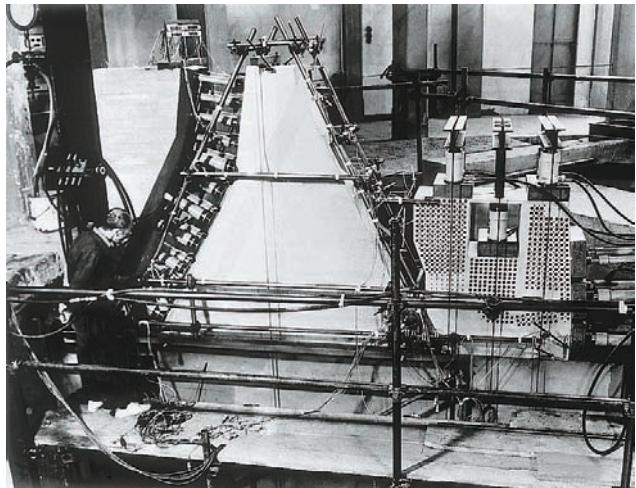
Uma vez escolhidos λ e ζ , todas as outras relações são fixadas. A escolha mais simples para os modelos a serem testados até o colapso seria $\zeta = 1$ (mesmos materiais no modelo e no protótipo); entretanto, em alguns casos isto complica grandemente a modelagem se o peso é um fator importante que afeta o estado de tensão. Assim aconteceu para os modelos 1 e 3, para os quais os materiais do modelo tinham de ser diferentes daqueles do protótipo, com uma relação ligando as envoltórias de Mohr do protótipo e os materiais do modelo. Micro-concretos com pedra-pomes ou agregado de argila expandida com ζ de 1 a 15 foram empregados e os pesos no modelo simulados por um sistema de pequenas cargas pontuais distribuídas na massa e aplicadas por meio de fios de aço ancorados em pontos selecionados e passando através de mangotes embutidos de PVC. O conjunto de fios, cada um dos quais em série com um anel dinamômetro de borracha, foi tracionado por macacos hidráulicos. Deformações e deslocamentos foram medidos através de medidores indutivos Hottinger.

Idealmente, o modelo estrutural deveria ser testado até o colapso aumentando-se, a uma taxa constante, gradualmente todas as cargas envolvidas. No entanto, em função de limitações físicas com os fios de aço, o peso não pode ser simulado além de 3 vezes o valor de projeto. Como nenhum dos três modelos entrou em colapso com 3 vezes à carga normal, o rompimento foi atingido pela manutenção dos pesos em seus valores normais e com o aumento apenas da carga hidráulica (modelo 1, testado no Ismes), ou com o aumento da carga hidráulica enquanto eram mantidos os pesos do modelo em seu valor máximo viável (2,5 vezes o valor normal para o modelo 3, testado no IPT). Embora isto tenha sido reconhecido como uma distorção das condições reais, obteve-se uma boa indicação dos fatores de segurança estrutural.

Os modelos estruturais não verificaram a estabilidade contra o escorregamento na fundação; isto foi estudado com o modelo geomecânico.

Modelo estrutural 1: bloco de gravidade aliviada de altura máxima

O modelo 1 foi construído e testado pelo Ismes em outubro de 1975. Ele representou um bloco da barragem de gravidade aliviada de altura máxima, com dimensões geométricas estabelecidas no estágio de viabilidade; veja



Modelo estrutural 1

Fig. 9.19. Elas eram: altura = 182 m, fundação na El. 42, a crista na El. 224, carga hidráulica máxima na El. 222 e largura do bloco = 37 m. No projeto final, as dimensões foram: largura do bloco = 34 m, fundação na El. 35 para a metade de montante do bloco e na El. 40 para a metade de jusante, nível d'água máximo na El. 223 e a crista na El. 225.

Já que os resultados dos testes no projeto preliminar não indicaram tensões excessivas nem membros fracos que poderiam entrar em colapso prematuramente e em razão das pequenas ou conservadoras mudanças dimensionais no projeto final, decidiu-se não testar em modelo o projeto final.

O modelo foi construído com escala geométrica $\lambda = 90$. Uma vez que no modelo apenas a estrutura de concreto foi examinada, as forças de peso foram aplicadas somente na barragem e a fundação foi simulada unicamente para fornecer condições de contorno apropriadas. O concreto foi simulado por uma argamassa de pedra-pomes-cimento com módulo $E = 515 \text{ kN/cm}^2$ um coeficiente de Poisson $v = 0,2$. As camadas de basalto foram reproduzidas por uma argamassa análoga, com $E = 550 \text{ kN/cm}^2$ e $v = 0,2$, ao passo que as camadas de brecha da fundação foram feitas de uma mistura de resina epóxi com $E = 370 \text{ kN/cm}^2$ e $v = 0,3$; veja Fig. 9.20.

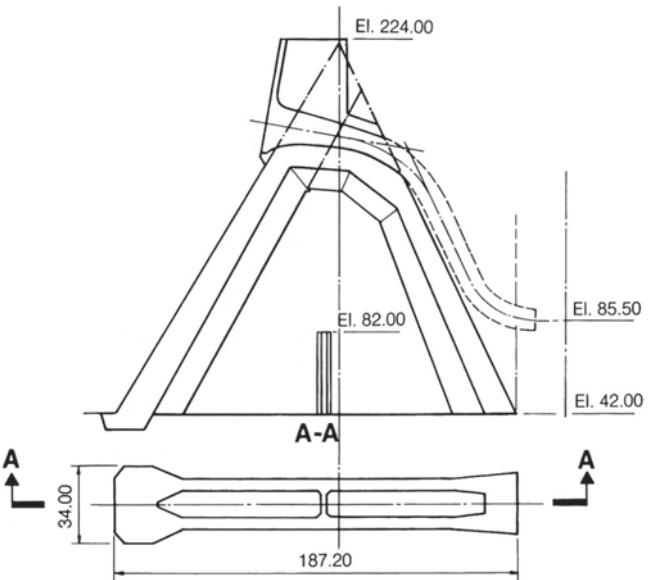
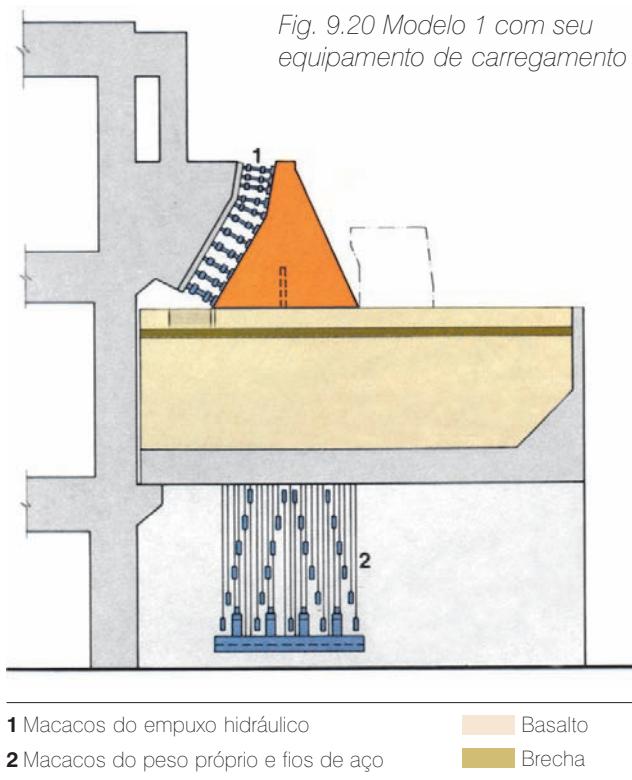


Fig. 9.19 Bloco de gravidade aliviada de altura máxima representado pelo modelo 1



1 Macacos do empuxo hidráulico
2 Macacos do peso próprio e fios de aço

A resistência da brecha foi feita deliberadamente superior para assegurar que o colapso prematuro de tal camada não ocorresse, o que impediria a investigação do comportamento estrutural da barragem durante os testes de ruptura. A casa de força foi representada por um bloco moldado com uma mistura de resina epóxi, adequadamente perfurado para simular a deformabilidade média das várias partes da estrutura da casa de força.

Uma série de dez testes foi inicialmente feita sob cargas normais, conforme mostrado na Fig. 9.21. Uma amostra dos resultados, cuja concordância com os resultados dos cálculos pelo MEF foi muito boa, é dada pela Fig. 9.22. Após a primeira série, foram conduzidos os testes A e B sob cargas majoradas. O teste A consistiu do aumento tanto do peso como do empuxo hidrostático, de incrementos representando 1,5, 2 e 3 vezes os valores normais das cargas e da aplicação em primeiro lugar do aumento do peso e depois do incremento correspondente do empuxo hidrostático. Durante este teste, sob o dobro do peso e 1,5 vez o empuxo, foram detectadas microfissuras subverticais a partir do plano da fundação

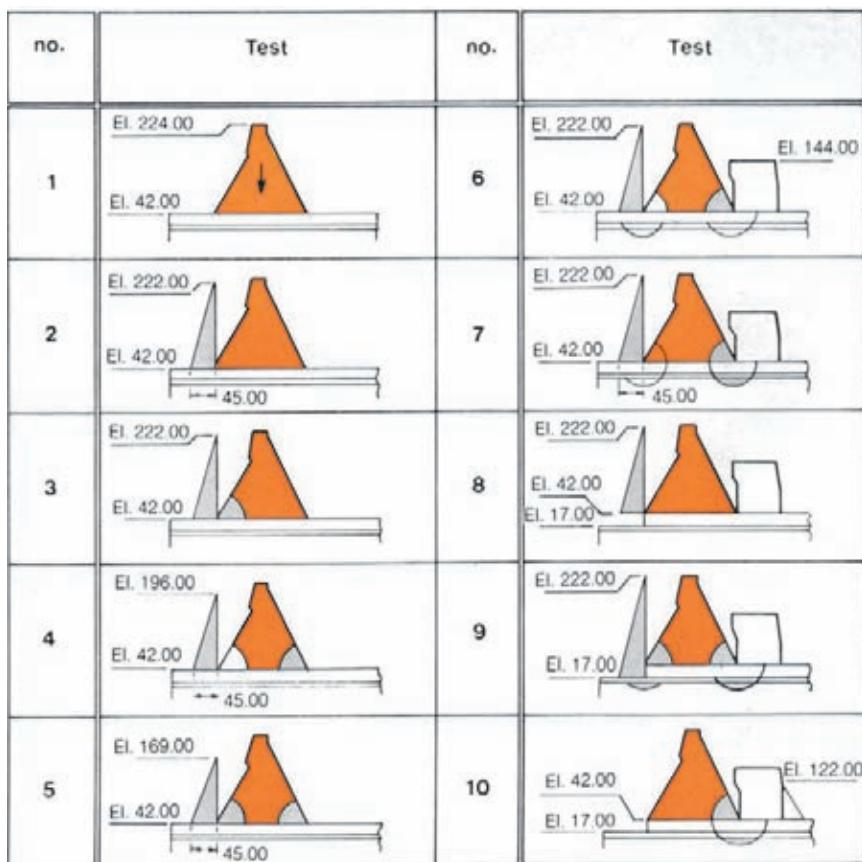


Fig. 9.21 Testes do modelo 1 sob cargas normais

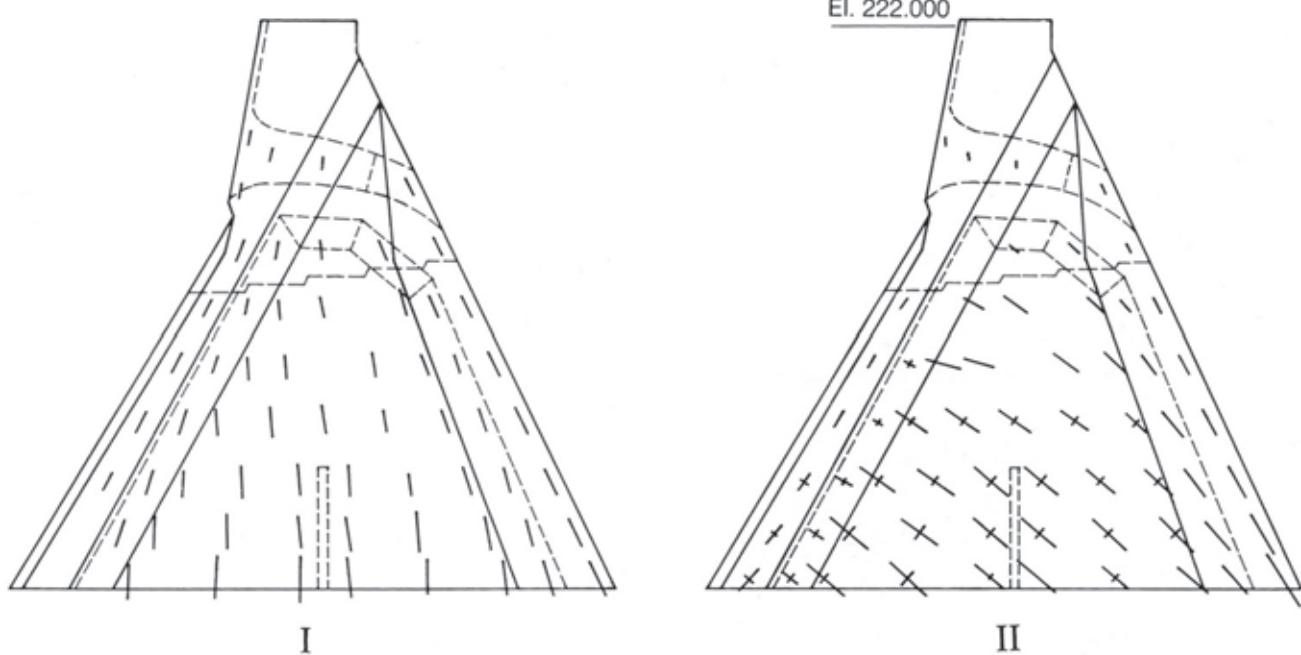


Fig. 9.22 Resultados típicos do modelo 1 sob cargas normais

I Tensões principais com peso próprio (teste n° 1)

II Tensões principais com carga hidráulica (teste n° 2)

até a El. 120 numa alma do contraforte, e até a El. 140 em outra; veja Fig. 9.23. Ambas as microfissuras se fecharam sob a aplicação do incremento subsequente do empuxo hidrostático para o dobro de seu valor normal, não progredindo durante o aumento seguinte de carregamento. As fissuras foram atribuídas à influência do peso próprio aplicado através dos contrafortes a uma parede diafragma conectando as duas almas a partir do plano da fundação até a El. 82. Este diafragma foi inicialmente considerado necessário para melhorar a estabilidade lateral dos contrafortes durante sua construção; após os testes em modelo, a parede diafragma foi eliminada. A presença das duas microfissuras não afetou o desempenho do modelo. Para o teste B, o peso próprio foi inicialmente reduzido ao seu valor normal e, depois disto, mantido constante. Então, o empuxo hidrostático foi gradualmente aumentado por etapas até 4 vezes seu valor normal. Neste estágio, desenvolveram-se as três fissuras I, II e III da Fig. 9.23, uma imediatamente após a outra, seguindo aproximadamente as curvas isostáticas de compressão, causando colapso total do modelo.

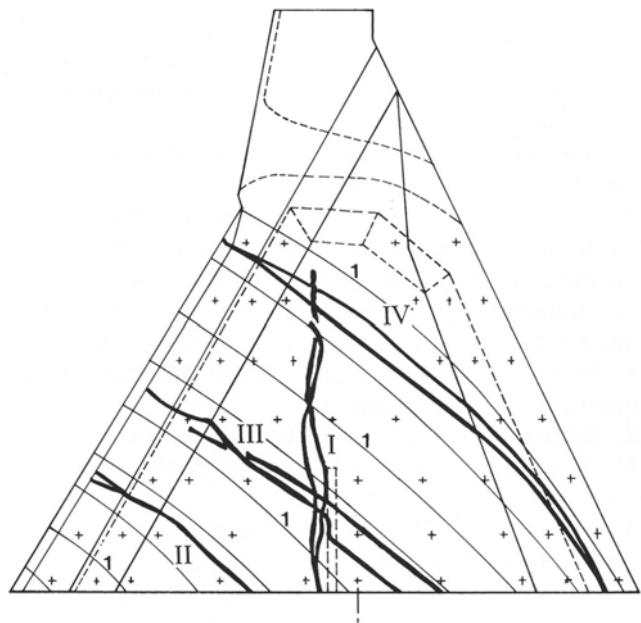


Fig. 9.23 Fissuras do modelo 1 desenvolvidas durante testes sob cargas aumentadas

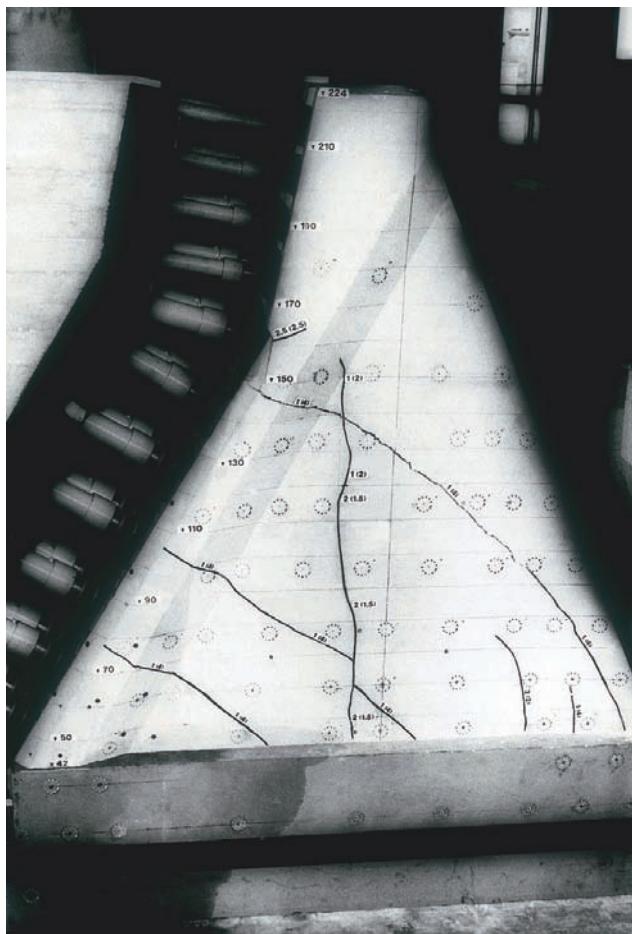
I Fissuras secundárias formadas durante o teste A

II, III, IV Fissuras de rompimento formadas durante o teste B final

1 Curvas isostáticas aproximadas para 1 G e 4 W

G Peso da estrutura

W Empuxo hidrostático



Modelo do bloco da barragem principal, mostrando fissuras

Modelo estrutural 3: bloco com perna inclinada a jusante

Alguns blocos de gravidade aliviada da barragem principal foram fundados imediatamente a montante das escavações profundas para a área de montagem central e para os primeiros blocos da casa de força na margem direita. Parte do talude rochoso, a partir da fundação destes blocos até o fundo das escavações, foi substituída por pernas de concreto massa de diferentes alturas. O modelo 3 representou o bloco com a maior perna ($F_{1/2}$), segundo a escala $\lambda = 75$. As duas almas deste bloco foram fundadas em diferentes níveis, El. 115 e El. 125, conforme mostrado na Fig. 9.24. Na Tabela 9.1 são indicadas as propriedades mecânicas do concreto e das camadas de rocha, usadas no modelo.

Tabela 9.1 Propriedades dos materiais "As Built" (conforme construído) no modelo

Material	E (kN/cm ²)	f _{cm} (kN/cm ²)
1 Concreto	1620	2,17
2 Concreto	1980	2,31
3 Basalto	1340 – 1500	1,23 – 1,40
4 "Brecha"(*)	1080	1,00
5 Basalto	1900	1,98
6 "Brecha"(*)	1000	1,00
7 Basalto	2190	2,20

(*) No modelo, "Brecha" significa Brecha + basalto vesicular e/ou amigdaloidal; E = módulo de elasticidade, f_{cm} = resistência média à compressão

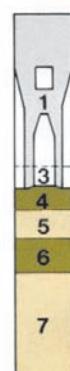
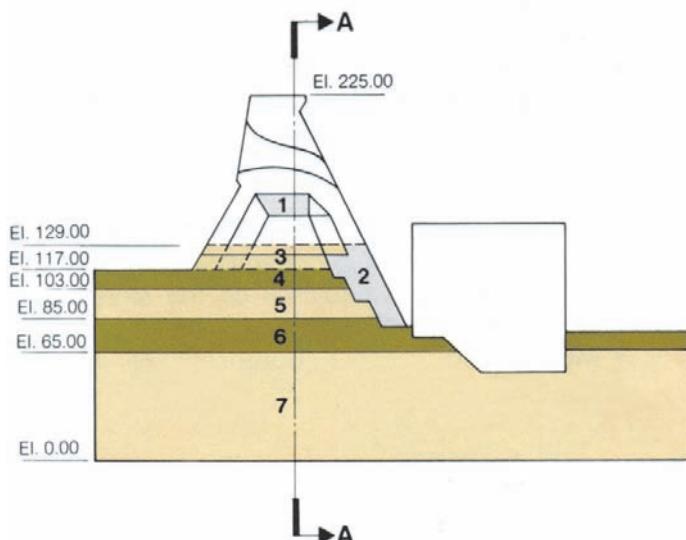


Fig. 9.24 Modelo 3 para o bloco com a perna inclinada de concreto massa

- 1, 2 Concreto
- 3, 5, 7 Basalto
- 4, 6 Brecha

O modelo 3 examinou o comportamento do sistema combinado abrangendo o bloco da barragem e a fundação rochosa até a El. 65. Características apropriadas de resistência e deformabilidade foram simuladas nas camadas rochosas, junto com a simulação do peso de todo o sistema.

Doze testes foram realizados durante março/maio de 1979, com carregamentos correspondentes aos valores normais do peso próprio das estruturas e da fundação rochosa, junto com o empuxo hidráulico aplicado a três diferentes configurações geométricas, a saber:

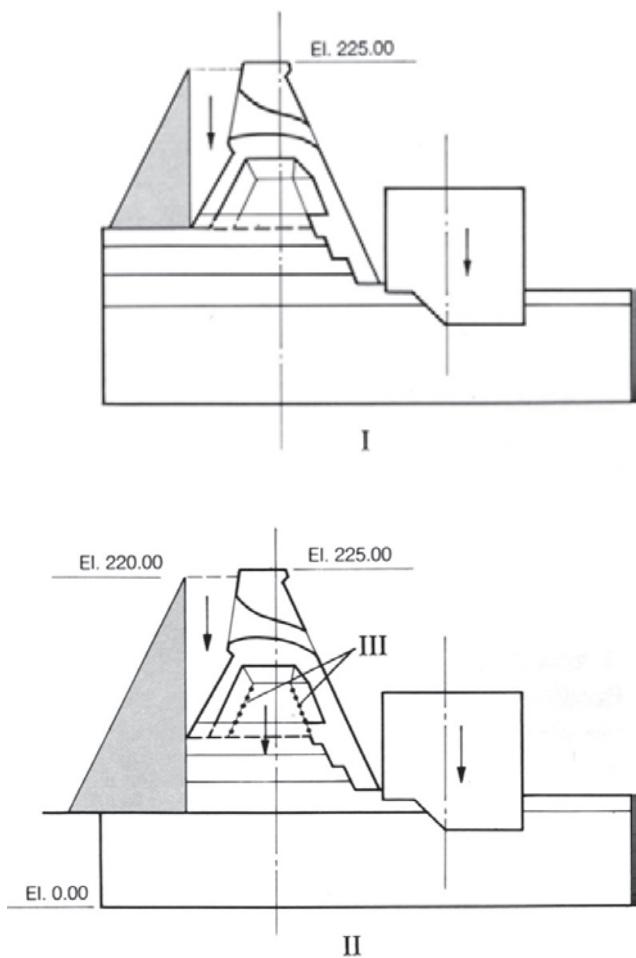


Fig. 9.25 Modelo 3: casos principais com carga normal

- I Configuração 1: configuração inicial (nenhuma junta de contração simulada)
- II Configuração 2: simulando as juntas de contração, com uma trinca vertical na fundação e as piores condições a partir dos modelos
- III Configuração 3: o mesmo que II acima, incluindo perfurações ao longo dos alinhamentos das juntas de contração

1. Sem trinca vertical na rocha no pé de montante da barragem;
2. Simulando uma trinca vertical a montante até a El. 65, com remoção de toda a rocha do modelo a montante até a El. 65;
3. O mesmo que 2 acima, mais a simulação das juntas longitudinais de contração "I" e "II" através de furos perfurados ao longo do alinhamento das juntas para dar uma redução de 50 % da seção de concreto; veja Fig. 9.25.

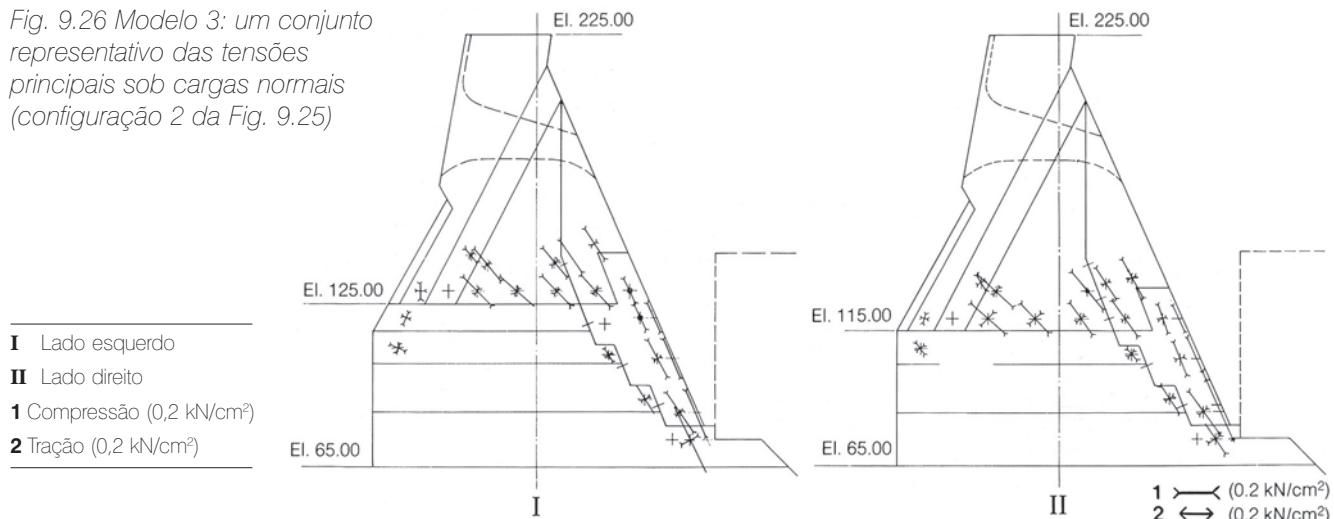
Os ensaios até a ruína foram conduzidos na configuração 3. A Fig. 9.25 ilustra os carregamentos das configurações 1 e 2 com cargas normais.

Na conclusão dos testes sob cargas normais, um teste pré-ruptura foi realizado sob carregamentos correspondendo a 1,5 vezes os valores normais da configuração 2 na Fig. 9.25. Este teste confirma os resultados obtidos com cargas normais. Finalmente, mais três testes foram realizados com carregamentos progressivamente crescentes, os quais objetivavam a ruptura final seja da estrutura de concreto, seja da fundação, ou de ambas.

A Fig. 9.26 fornece as tensões principais representativas durante os testes com cargas normais. Elas correspondem às piores condições para o sistema concreto e fundação rochosa. Estes testes mostraram o seguinte:

- Houve diferenças significativas entre as tensões principais medidas em cada lado do bloco, na região inferior da perna, atribuídas à falta de simetria da estrutura.
- O enfraquecimento de 50% das seções de concreto por meio de furos perfurados ao longo das juntas de contração "I" e "II" não teve influência significativa nas tensões e deslocamentos.
- As tensões de compressão principais máximas medidas foram:
Alma: $< 400 \text{ N/cm}^2$
Perna: $< 550 \text{ N/cm}^2$
Fundação: $< 550 \text{ N/cm}^2$
- As tensões de tração principais máximas foram inferiores a 20 N/cm^2 nas estruturas de concreto e inferiores a 40 N/cm^2 em pontos isolados da fundação, por exemplo, na extremidade inferior da trinca vertical a montante próxima a El. 65. Geralmente, as tensões e deslocamentos do modelo foram coerentes com o resultado dos cálculos pelo MEF. A Fig. 9.27 mostra

Fig. 9.26 Modelo 3: um conjunto representativo das tensões principais sob cargas normais (configuração 2 da Fig. 9.25)



os deslocamentos medidos para várias cargas hidráulicas, juntamente aos resultados provenientes dos resultados do MEF para o caso do carregamento mais próximo àquele mostrado na configuração 2 da Fig. 9.25.

Três testes de ruptura foram realizados:

1. Aplicação do peso próprio G do concreto e da fundação rochosa, combinado ao empuxo hidrostático W (El. 65 a El. 220), ambos sendo aumentados em paralelo, a partir de zero até um máximo de 2,5 vezes seus valores normais. Neste teste, a ruptura por cisalhamento da junta de contração ocorreu na alma direita da estrutura de concreto, iniciando numa carga 1,5 G e 1,5 W; veja Fig. 9.28.
2. Aumentando em paralelo o peso próprio G e o empuxo hidrostático W (El. 65 a El. 220), a partir de zero até 2,5 o valor normal; depois disto, enquanto se mantém o peso próprio em 2,5 G, progressivamente aumentando o empuxo hidrostático W até um máximo de 3,25 vezes o valor normal. Neste teste, a ruptura por cisalhamento progrediu sobre toda a extensão da junta de contração na alma direita, enquanto na alma esquerda uma ruptura similar por cisalhamento começou na carga 2,5 G e 2,5 W. Na carga máxima para o teste (2,5 G e 3,25 W), a ruptura por esmagamento começou sob a perna de concreto e progrediu para montante na brecha B; veja Fig. 9.28. Após a ruptura na brecha B, o empuxo hidrostático foi aplicado apenas a partir da El. 115 até a El. 220, mas foi aumentado até 3,75 vezes seu valor normal. Isto somente aumentou a extensão da ruptura na brecha B e não produziu nenhuma nova zona de ruptura.

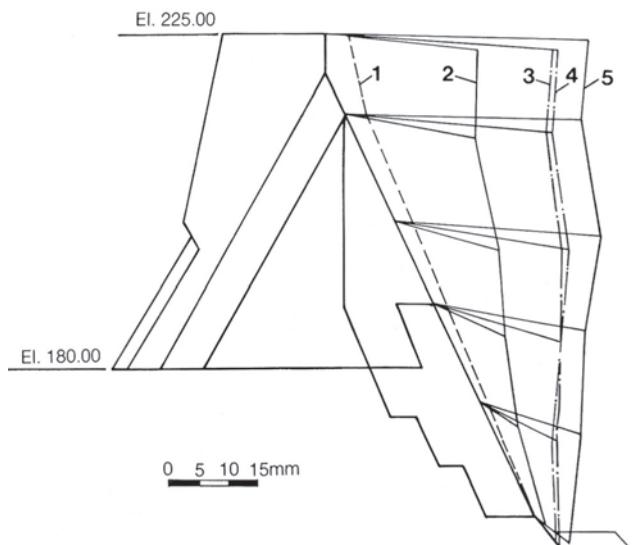


Fig. 9.27 Modelo 3: deslocamentos horizontais medidos e calculados

- 1** Carga hidrostática de El. 115 até El. 180
- 2** Carga hidrostática de El. 115 até El. 220
- 3** Carga hidrostática de El. 65 até El. 220
- 4** Carga hidrostática de El. 65 até El. 220
- 5** Resultados dos cálculos pelo MEF (carga hidrostática de El. 61 até El. 220)

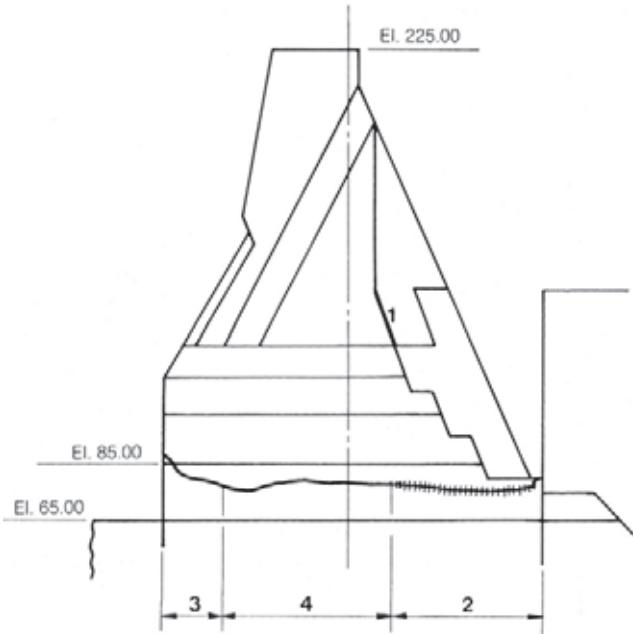


Fig. 9.28 Modelo 3: padrão de fissuras para o 1º e o 2º testes de ruptura

- 1 Colapso por cisalhamento da junta de contração
- 2 Zona esmagada
- 3 Fissura de tração
- 4 Ruptura por compressão e cisalhamento

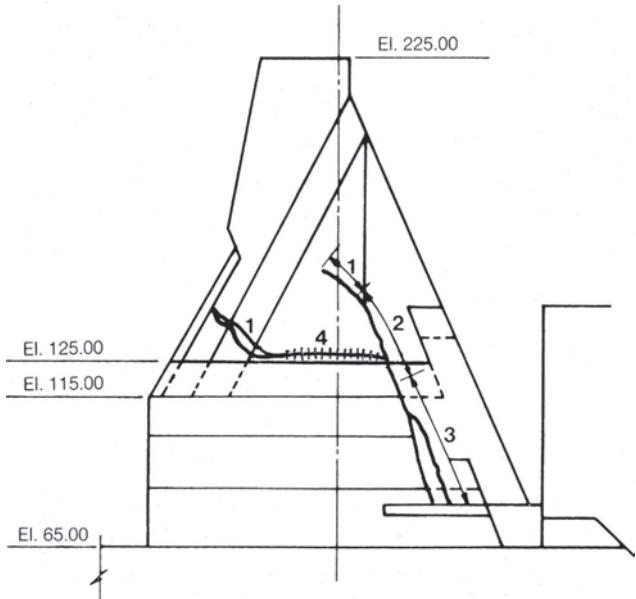


Fig. 9.29 Modelo 3: Mecanismo final de colapso (3º teste)

- 1 Fissuras de tração
- 2 Movimentos relativos ao longo da junta de contração, já rompida por cisalhamento nos testes anteriores de ruptura
- 3 Fissuras de cisalhamento
- 4 Zona esmagada

3. Este teste foi realizado após a substituição de uma considerável porção da brecha B previamente esmagada por uma argamassa polimérica do mesmo módulo elástico E, mas de resistência muito superior. Para este teste, o empuxo hidrostático W foi aplicado apenas entre a El. 115 e a El. 220. O peso próprio G e o empuxo hidrostático W foram inicialmente aumentados de zero até 2,5 vezes seus valores normais. Depois disto, a carga G foi mantida constante e o empuxo W foi progressivamente aumentado até 4,75 vezes seu valor normal. Neste último estágio (2,5 G e 4,75 W) foi atingido o limite último da resistência do sistema concreto e fundação rochosa. Então, a substituição da brecha fraca permitiu um aumento no valor de W, aplicado entre a El. 115 e a El. 220, de 3,75 (no segundo teste) até um máximo de 4,75 vezes o valor normal. O mecanismo de ruptura que finalmente se desenvolveu durante este teste é mostrado na Fig. 9.29.

O modelo 3 indicou que, para o sistema combinado da estrutura de concreto e da fundação rochosa incluindo a brecha B (com $E = 1 \times 1000 \text{ kN/cm}^2$ e $f_{cm} = 1000 \text{ N/cm}^2$ assumidos), o fator global de segurança deveria se situar entre 2,5 G e 3,75 W (empuxo entre a El. 65 e a El. 220) e 2,5 G e 3,75 G (empuxo entre a El. 115 e a El. 220). Entretanto, levando-se em conta as características particulares do modelo e o carregamento para a segunda fase do segundo teste até a ruptura, o fator global de segurança obtido a partir dos testes foi adotado como sendo aproximadamente 2,5 G e 3,25 W.

Os resultados na faixa elástica obtidos a partir do modelo 3 foram compatíveis com aqueles obtidos através dos cálculos pelo MEF, confirmando a validade das tensões e deformações obtidas por este último. O modelo, em conjunto com os cálculos pelo MEF, provou o comportamento satisfatório da estrutura sob cargas normais. O mecanismo de colapso observado no terceiro teste do IPT para ruptura foi consistente com aquele registrado no ISMES no ensaio do modelo estrutural 1 (bloco de máxima altura da barragem principal), conforme ilustrado na Fig. 9.23.

O modelo geomecânico e o protótipo

O modelo geomecânico de Itaipu representou quase que a barragem inteira de concreto, assegurando condições apropriadas de contorno para a parte central; veja Fig. 9.30. A fundação foi simulada até 110 m abaixo da sua fundação mais baixa; veja Fig. 9.31. A parte de montante

da fundação foi definida por uma superfície correspondente à trinca de montante admitida na fundação. A jusante, o modelo foi estendido a uma distância correspondente ao afloramento da junta J1, que é a junta importante mais baixa no maciço rochoso. A Fig. 9.31 representa esquematicamente os perfis de escavação, assim como as camadas e juntas da fundação, cujos parâmetros para o modelo estão resumidos nas tabelas anexas.

Além das simplificações na simulação geológica, houve algumas diferenças de geometria entre o projeto final da estrutura e o modelo, as quais foram insignificantes ou conservadoras. Dentre elas as principais foram: perfis de escavação, 16 blocos da casa de força no canal do

rio ao invés dos 14 no modelo, e menores escavações para as áreas de montagem central e direita que aquelas no modelo.

As feições geológicas foram simplificadas para permitir uma simulação apropriada na escala geométrica $\lambda = 130$, principalmente com a substituição de alguns grupos de camadas não críticas por camadas simples do modelo com o mesmo peso e características de deformação e resistência. As juntas principais foram simuladas como planos de atrito sem coesão, uma hipótese que foi tanto conservadora para as condições normais quanto compatível com a investigação na ruptura. As zonas fraturadas foram substituídas de modo conservador por uma junta de atrito sem coesão no topo da zona fraturada.

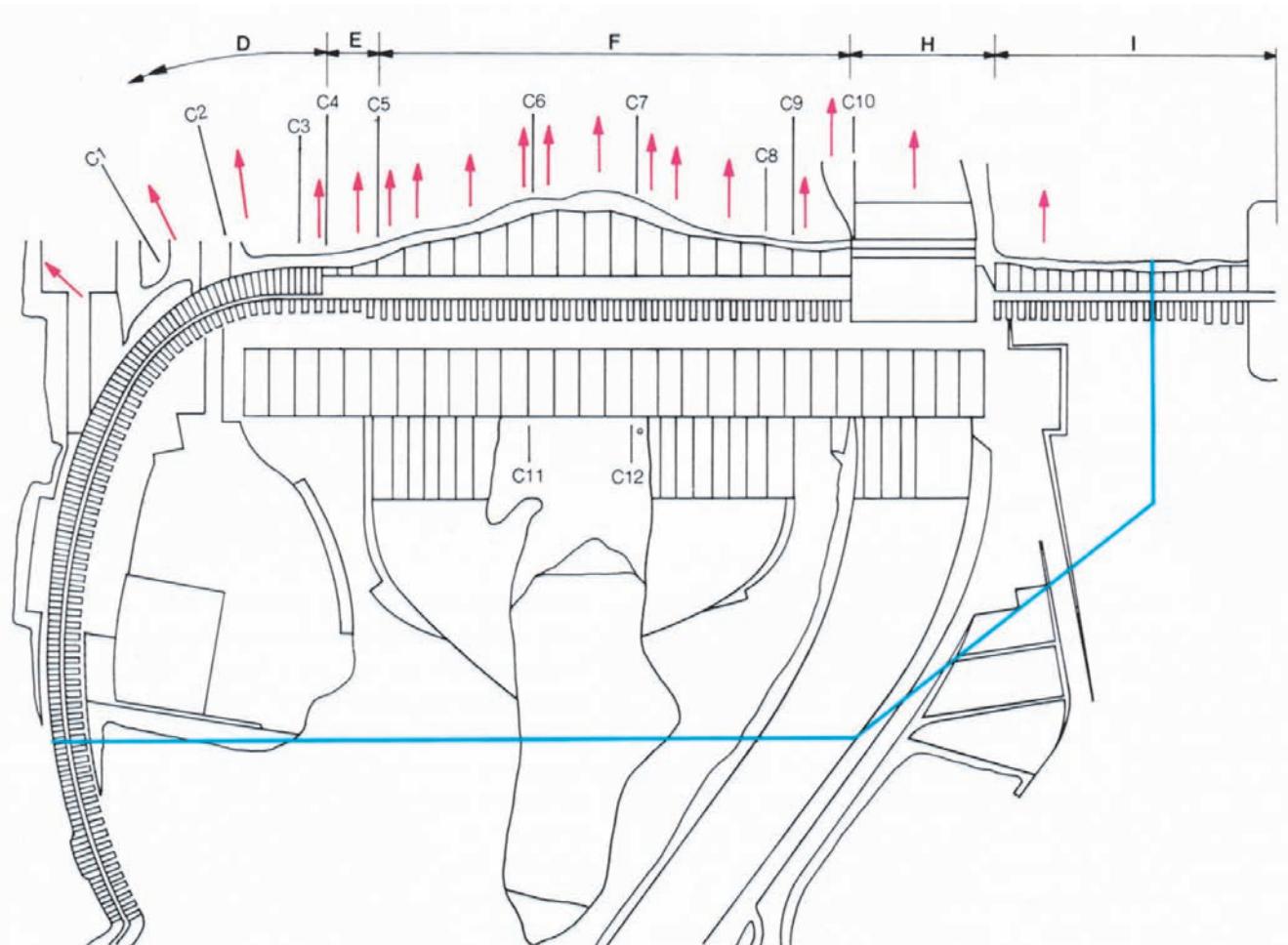


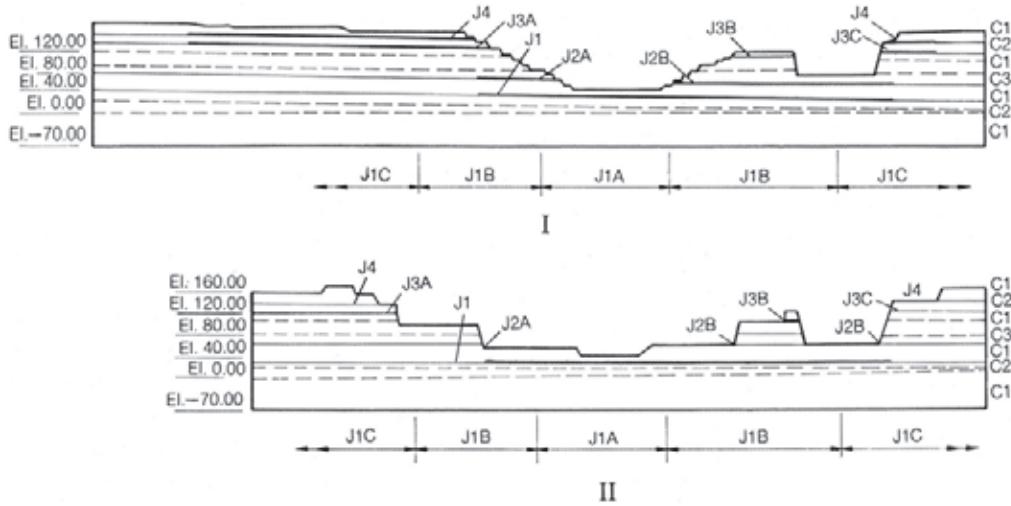
Fig. 9.30 Modelo geomecânico – modelo 4

— Área do projeto representada pelo modelo

↑ Seção instrumentada

C1 a C12 Cortes entre os blocos estruturais do modelo

D, E, F, H, I Identificação dos trechos da barragem



I Seção ao longo do eixo da barragem

II Seção ao longo do eixo da casa de força

III Tabela das características das camadas da fundação

IV Tabela das características das juntas

Y Elevação (m)

J1, ..., J4 Juntas principais
C1, ..., C4 Camadas da fundação

σ_c Resistência à compressão

σ_t Resistência à tração

ν Coeficiente de Poisson

γ Gravidade específica

k_t Rigidez tangencial no escoamento

ϕ Ângulo de atrito

c Coesão nas juntas

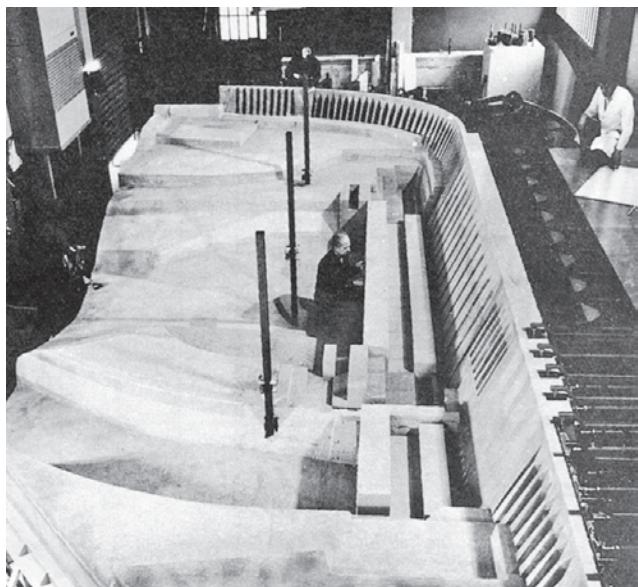
Fig. 9.31 Modelo 4: seções do modelo e características dos materiais e das juntas

A Fig. 9.32 mostra uma transposição típica ao modelo das características da fundação rochosa, todas as quais foram conservadoras.

A simulação correta do carregamento deste modelo demandou que a gravidade específica do modelo e do protótipo fosse a mesma, levando a $\zeta = \lambda = 130$. Portanto, as tensões finais de compressão e tração foram também divididas por 130, assim como o módulo E de todo material envolvido. As relações entre as envoltórias de Mohr e as curvas tensão-deformação no modelo e no protótipo são mostradas na Fig. 9.33.

Para representar o concreto com peso, com deformabilidade e peso apropriados, de modo a assegurar que a ruptura ocorreria no maciço rochoso e não nas estruturas de concreto, foi usada uma mistura de calcário e barita pulverizados, aglutinados com

emulsões de resina. Estes materiais tinham um módulo de deformabilidade de 20 a 25 kN/cm² e resistência à compressão de 30 a 40 N/cm². A adição de glicerina estabilizou o conteúdo de água do material, reduzindo assim a retração. Para as camadas de rocha, foram usadas misturas pulverizadas, aglutinadas com óleos dielétricos. Estas misturas, quando adequadamente comprimidas, produziram materiais com baixas características mecânicas: módulo de compressão com um valor mínimo entre 50 e 70 kN/cm² e resistência à compressão entre 6 e 10 N/cm². Mesmo com tais valores baixos, estas misturas conseguiram uma boa simulação das características de deformação e resistência das rochas modeladas. A camada inferior de rocha da El. -70 a El. 0 foi moldada no local. Para assegurar ainda mais a conformidade com os parâmetros especificados, todas



Modelo geomecânico

as camadas superiores da El. 0 até a El. 180 foram construídas com blocos pré-moldados cimentados. Cada bloco das estruturas de concreto (barragem e casa de força) foi moldado no local; foi aplicado um revestimento de verniz nas suas laterais para que fosse estruturalmente independente dos blocos adjacentes.

Para as quatro juntas principais do maciço rochoso, as rigidezes tangenciais e os ângulos de atrito foram simulados em toda a extensão de cada junta através de uma combinação apropriada de folhas de polietileno. Nas partes mais importantes das juntas, mostradas na Fig. 9.31, a rigidez tangencial e o atrito, juntamente à aplicação de subpressões, foram feitos por bolsas de borracha com ar em pressão, preenchidos com materiais monogranulares. A Fig. 9.34 mostra os resultados típicos de um teste de cisalhamento com bolsa de borracha.

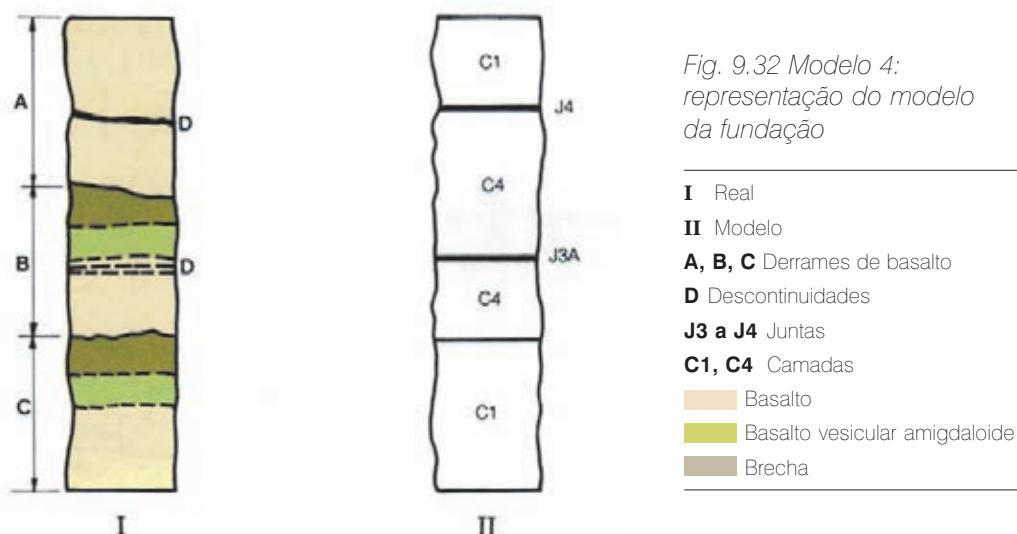


Fig. 9.32 Modelo 4:
representação do modelo
da fundação

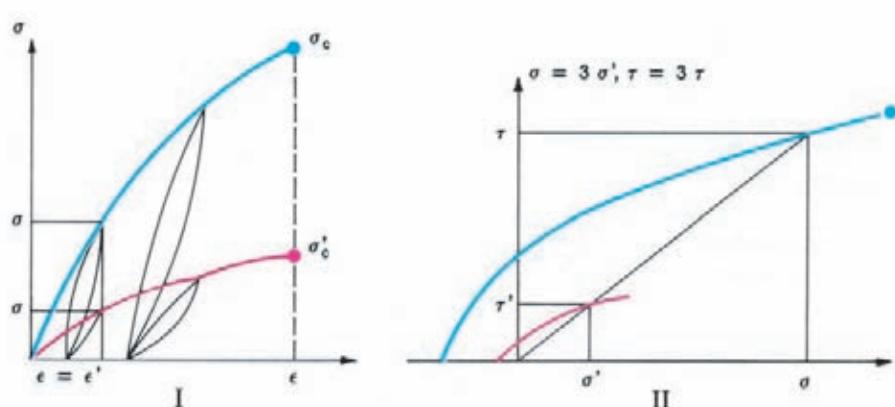


Fig. 9.33 Modelo 4:
Curvas tensão-deformação
e envoltória de Mohr

- I Curvas tensão-deformação
- II Envoltórias de Mohr
- Protótipo
- Model
- σ Tensão de compressão ou de tração (σ' modelo; σ protótipo)
- ε Deformações (ϵ' modelo; ϵ protótipo)
- τ Tensão de cisalhamento (τ' modelo; τ protótipo)

As Figs. 9.35, 9.36 e 9.37 mostram algumas seções representativas com o diagrama de carga correspondente. O empuxo hidrostático foi aplicado através de macacos hidráulicos especialmente construídos, instalados vertical e horizontalmente, para permitir o controle independente de ambos os componentes do empuxo para os testes além das cargas normais. A profundidade da trinca vertical de montante na fundação foi admitida como variável, de acordo com as características das camadas e juntas da fundação, sua localização relativa e a geometria das escavações. As hipóteses foram pessimistas, de maneira a obter uma estimativa experimental do fator de segurança contra escorregamento em certas seções do sistema barragem-fundação. A pressão atuando na trinca vertical foi admitida tanto como crescendo linearmente com a profundidade ou como constante, sendo esta última hipótese para as zonas mais profundas da trinca de montante.

Os diagramas de subpressão triangular ou trapezoidal foram transformados em diagramas retangulares equivalentes, adaptados a três ou duas séries de bolsas de subpressão, posicionadas em cada uma das quatro juntas do modelo. Três carregamentos de subpressão, mostrados na Fig. 9.37, foram incluídos nos testes do modelo:

- Subpressão de projeto representando condições normais de operação do empreendimento
- Subpressão aumentada para condições mais severas de carregamento
- Subpressão redutora de atrito

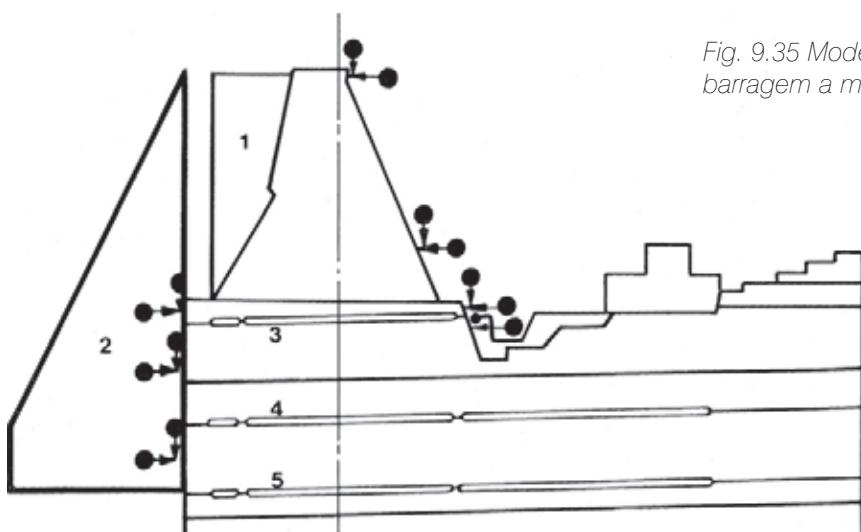
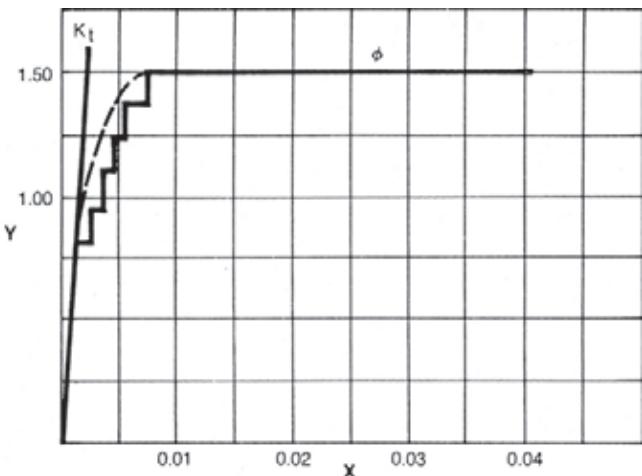


Fig. 9.34 Testes de cisalhamento com bolsa de subpressão



Y Tensão de cisalhamento (N/cm^2)

X Deslocamento (cm)

K_t Rígidez tangencial no escoamento assumida como $685 N/m^3$

ϕ Ângulo de atrito, assumido como $36,5^\circ$

Fig. 9.35 Modelo 4: seção típica dos blocos de barragem a montante da área de montagem central

- | | |
|----------|----------------------------------|
| 1 | Cargas hidrostáticas verticais |
| 2 | Cargas hidrostáticas horizontais |
| 3 | Junta J3B |
| 4 | Junta J2B |
| 5 | Junta J1b |
- Para juntas, veja Fig. 9.31
- Pontos de medição
-

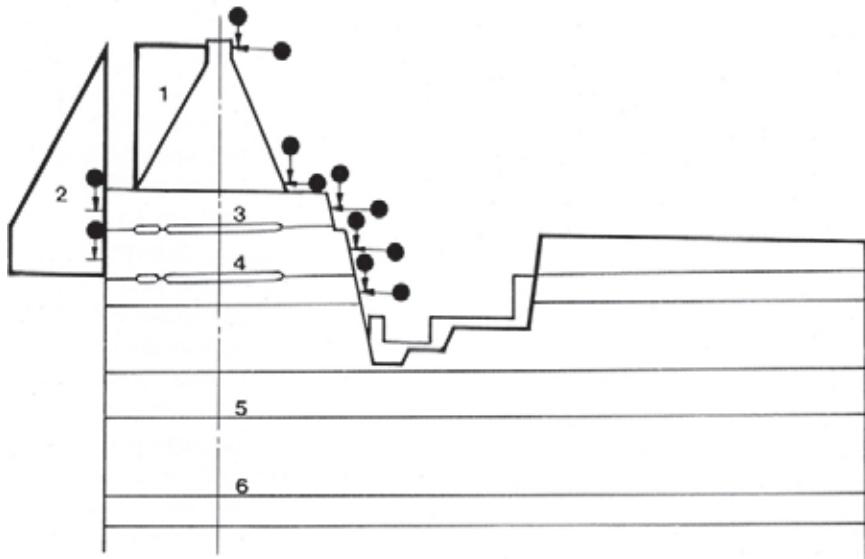
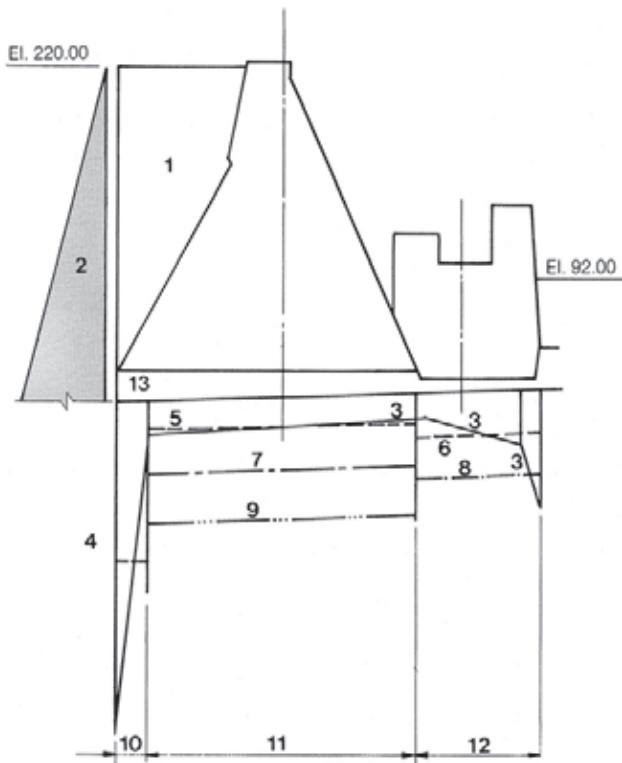


Fig. 9.36 Modelo 4: seção típica dos blocos da barragem a montante da área de montagem direita

- 1 Cargas hidrostáticas verticais
- 2 Cargas hidrostáticas horizontais
- 3 Junta J4
- 4 Junta J3A
- 5 Junta J2A
- 6 Junta J1B
- Para juntas, veja Fig. 9.31
- Pontos de medição

Fig. 9.37 Modelo 4: seção típica dos blocos no canal do rio



- 1 Cargas hidráulicas verticais
- 2 Cargas hidráulicas horizontais
- 3 Subpressão real de projeto
- 4, 5, 6 Subpressão “de projeto” do modelo
- 7, 8 Subpressão “de redução do atrito” do modelo
- 9, 10, 11, 12 Subpressão “especial” do modelo
- 13 Junta J1A

A última condição foi introduzida na junta J1 para obter um efeito equivalente à redução do ângulo de atrito de 30° para 25°. Um ângulo de 30° foi considerado apropriado quando o modelo foi iniciado; testes de cisalhamento posteriores *in situ* indicaram que 25° seria mais representativo. Posteriormente, a quarta condição, chamada de subpressão especial, foi usada em um dos testes.

Para assegurar a coerência conceitual por atrito comparado do fator de cisalhamento, apenas o componente horizontal do empuxo hidrostático foi aumentado durante os testes além das cargas normais, sendo o componente vertical mantido no seu valor normal. O mesmo foi feito com todas as outras cargas verticais e a subpressão. Cerca de 200 medidores de deslocamento foram distribuídos em 19 seções transversais, conforme mostrado na Fig. 9.30; a instrumentação de diversas seções é mostrada nas Figs. 9.35 e 9.36. Os medidores de deslocamento eram deformímetros a indutância de sensibilidades diferentes, fixados numa estrutura rígida de aço. Para manter mínimas as mudanças dimensionais, a sala de teste foi mantida em $20^\circ \pm 0,5^\circ \text{C}$ com 65 a 75 % de umidade. Cada conjunto de 200 leituras era automaticamente varrido e registrado em intervalos não superiores a 600 segundos em fita perfurada e subsequentemente processado.

As Tabelas 9.2 e 9.3 relacionam as séries de testes realizados no modelo geomecânico no ISMES, de julho a setembro de 1978.

No primeiro teste, observou-se o comportamento do modelo sob cargas normais sem subpressão nas juntas. No teste 2, a carga horizontal foi então aumentada até $H = 1,5$. Nestes testes básicos de referência, o comportamento do modelo foi virtualmente elástico. A série seguinte de testes (3 a 10) avaliou o comportamento individual de cada junta quando sujeita à carga $H = 1,5$ combinada à subpressão de projeto ou à subpressão aumentada, uma combinação que poderia indicar qualquer fraqueza potencial insuspeita nas juntas. Isto não ocorreu e o comportamento quase elástico e quase linear do modelo

até $H = 1,5$ indicou que a ruptura de qualquer parte do modelo ainda era remota; veja Fig. 9.38. De fato, a primeira ruptura ocorreu apenas na carga $H = 2,5$, nos blocos F31/32 a F35/36, a montante da área de montagem central.

Os testes de 11 a 12 foram realizados com carregamento $H = 1,5$, com condições de subpressão de projeto e subpressão aumentada aplicadas em todas as quatro juntas simultaneamente. Eles confirmaram que, após nove testes realizados com empuxo horizontal superior ao normal e sob condições diversas de subpressão, o modelo ainda era confiável.

Tabela 9.2 Ensaios preliminares

Ensaios	H	Juntas com subpressão*	Subpressão "projeto"	Subpressão "extra"
1	1,0	Nenhuma		
2	1,5	Nenhuma		
3	1,5	J3	X	
4	1,5	J3		X
5	1,5	J4	X	
6	1,5	J4		X
7	1,5	J2	X	
8	1,5	J2		X
9	1,5	J1	X	
10	1,5	J1		X
11	1,5	J1-J2-J3-J4		X
12	1,5	J1-J2-J3-J4	X	

Tabela 9.3 Ensaios pré-ruptura e de ruptura

Ensaios	H	Juntas com subpressão*	Subpressão "projeto"	Subpressão "extra"
13	2,0	J1-J2-J3-J4-	X	
14	2,0	J1-J2-J3-J4-	X	
15	1,75	J1-J2-J3-J4-	X	
16	1,0	J1-J2-J3-J4	X	
17	1,75	J1-J2-J3-J4-		X
18	2,0	J1-J2-J3-J4-	X	
19	2,0	J1-J2-J3-J4-		X
20	2,25	J1-J2-J3-J4-	X	
21	2,25	J1-J2-J3-J4-	X	
22	2,5	J1-J2-J3-J4-	X	
23	2,8	J1-J2-J3-J4-	X	
24	3,5	J1-J2-J3-J4-	X	

* J3 implica J3A, J3B e J3C, etc.

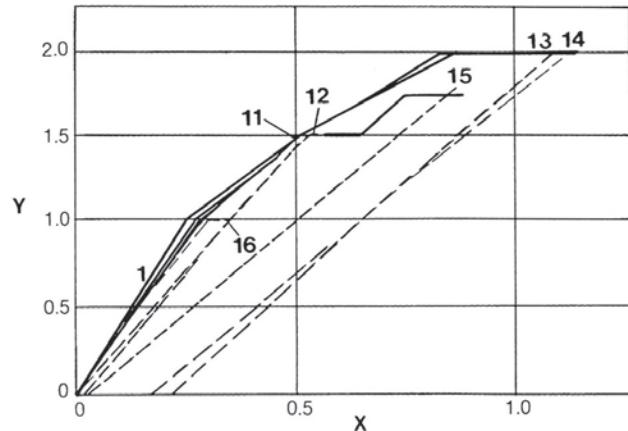
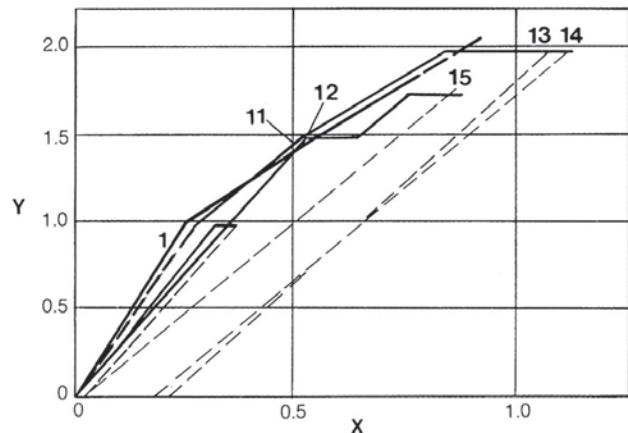


Fig. 9.38 Deslocamentos da crista dos dois blocos do modelo no leito do rio durante testes 1 – 11 – 12 – 13 – 14 – 15 – 16

Y Carga hidrostática horizontal

X Deslocamento (mm)

Alguns deslocamentos dos testes de 1 a 16 são mostrados na Fig. 9.39.

Após o teste 12, o empuxo horizontal foi aumentado a $H = 2$ com subpressão de projeto em todas as quatro juntas. No teste 13 as deformações aumentaram de maneira acentuada, especialmente nas zonas a montante das escavações de ambas as áreas de montagem, onde a ruptura ocorreu primeiramente com $H = 2,5$ para a área de montagem central e então em $H = 2,8$ para a área de montagem direita. A Fig. 9.40 mostra os deslocamentos progressivos registrados em quatro seções importantes durante os testes 13 e 14 ($H = 2$). Em vista da grande taxa de deformação que foi registrada com $H = 2$, o teste 14 foi uma repetição do teste 13, mas com o carregamento mantido até que os cerca de 200 deslocamentos registrados estivessem completamente estabilizados. As leituras finais para o teste 14 foram apenas ligeiramente maiores que para o teste 13, mas serviram para dar uma

indicação mais clara do período durante o qual a carga poderia ser mantida. A partir do ensaio 15, todos os testes (com a única exceção do teste 16, como discutido mais tarde) tiveram uma condição de subpressão redutora de atrito aplicada na junta J1 (a qual tinha sido modelada com $\phi = 30^\circ$), a fim de simular um valor inferior possível do ângulo de atrito ($\phi = 25^\circ$) nesta junta. No teste 15, com esta subpressão mais severa, o máximo empuxo aplicado foi $H = 1,75$, embora $H = 2$ tivesse sido aplicado nos testes 13 e 14. Os deslocamentos medidos durante o teste 15 na parte central da barragem principal, os quais foram diretamente afetados pela subpressão redutora de atrito na junta J1, não foram significativamente diferentes daqueles extrapolados para o teste 12, ou obtido no mesmo carregamento nos testes 13 e 14 ($H = 2$) sem subpressão redutora de atrito. Estes deslocamentos foram sucessivamente confirmados por todos os outros testes que incluíram a subpressão redutora de atrito.

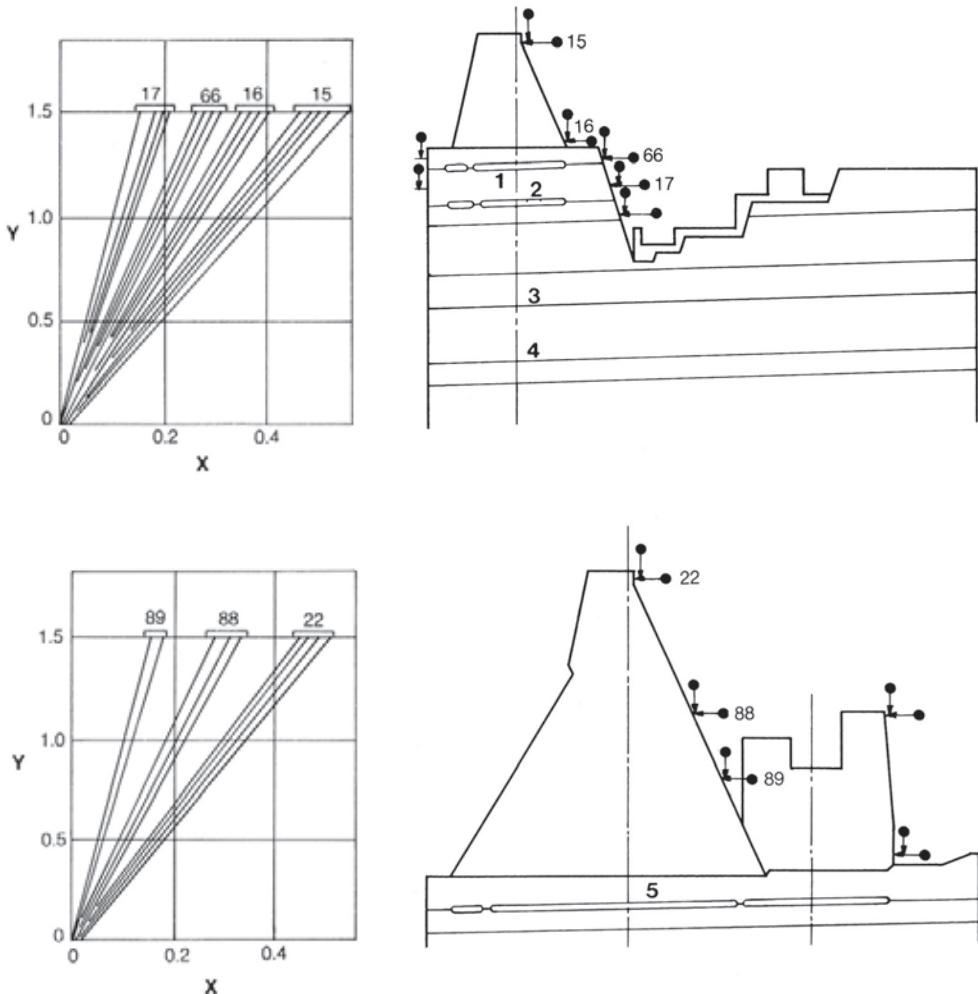


Fig. 9.39 Modelo 4:
resultados típicos dos
testes 3 a 12

- Y Cargas hidrostáticas horizontais
- X Deslocamento (mm)
- 1 Junta J4
- 2 Junta J3A
- 3 Junta J2
- 4 Junta J1
- 5 Junta J1A
- Pontos de medição

Embora cada bloco da barragem e da casa de força do modelo tivesse sido moldado independentemente dos blocos adjacentes, 12 cortes foram feitos entre os blocos de concreto até a superfície rochosa, em diferentes fases de teste, para assegurar ainda mais a independência total dos grupos de blocos sobre fundações similares com os grandes deslocamentos típicos dos testes com H aumentado, especialmente na fase de ruptura. As localizações dos cortes estão mostradas na Fig. 9.30. Os cortes 1 a 4 foram feitos antes do teste 15, para eliminar

qualquer efeito possível de arqueamento entre os contrafortes dos trechos D e E, restringindo assim a possibilidade de uma contribuição do arqueamento para as camadas rochosas. A comparação dos deslocamentos observados no teste 15 com aqueles previamente registrados não mostrou nenhuma variação significativa.

No teste 16, com a subpressão especial e $H = 1$, nenhuma variação do deslocamento foi observada em comparação com os testes anteriores com empuxos consideravelmente menores; veja Fig. 9.39.

O teste 17 foi similar ao teste 15, mas com uma subpressão aumentada ao invés da subpressão de projeto. Os deslocamentos foram aproximadamente os mesmos que aqueles para o teste 15 e nenhum efeito especial foi notado. Os testes 18 a 21 foram feitos para aproximar-se de modo cauteloso à ruptura, a qual era esperada primeiro sob os três blocos F a montante da área de montagem central. O teste 19 ($H = 2$) foi feito com a condição de subpressão aumentada. No teste 20, foi observada uma completa estabilização dos deslocamentos da junta com $H = 2,25$, sendo sucessivamente confirmada com carregamento mantido por mais tempo no teste 21.

Antes do início do teste 22, os cortes 5 a 10, veja Fig. 9.30, foram feitos, assegurando a completa independência de todos os blocos da barragem. No teste 22, com $H = 2,5$, a resistência final da junta J3B foi alcançada. Toda a camada rochosa acima da junta J3B sob os três blocos a montante da área de montagem central deslizou. Daqueles três blocos, um tinha uma perna de concreto, cuja ligação com o próprio bloco foi destruída pelo empurrão da camada rochosa superior, resultando em movimento do bloco visivelmente independente; veja Fig. 9.41. A Fig. 9.42 mostra os deslocamentos horizontais registrados na junta J3B durante o teste 22 até o colapso. Também é mostrada a mediana dos movimentos correspondentes da junta J3B medidos durante os 21 testes anteriores. A diferença entre os deslocamentos medianos do teste 1 ao 21 e os deslocamentos a partir do teste 22 é quase inteiramente em função dos cortes 8, 9 e 10 entre os blocos executados após o teste 21.

Os testes foram reiniciados após a desconexão dos macacos de empuxo hidrostático acima da junta J3B já rompida e a realização dos dois últimos cortes (11 e 12) entre os blocos da casa de força. Para o teste 23, o

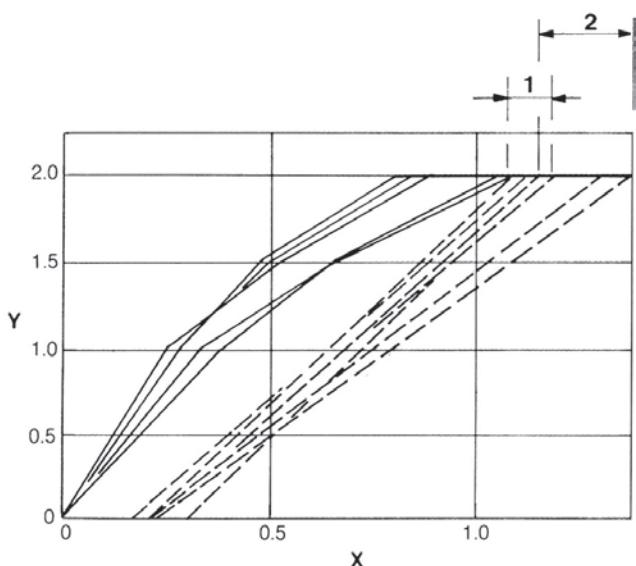


Fig. 9.40 Modelo 4: deslocamentos da crista da barragem de quatro seções representativas

Y Carga hidrostática horizontal

X Deslocamento (mm)

1,2 Leituras finais para os testes 13 e 14

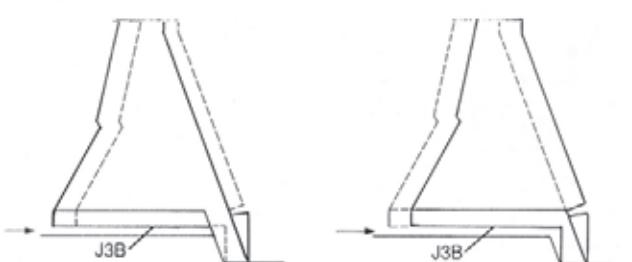


Fig. 9.41 Modelo 4: modo de colapso de bloco com perna

máximo empuxo foi aumentado até $H = 2,8$ e mantido por aproximadamente 8 horas. Os deslocamentos contínuos das juntas J4 e J3A ao longo de todo o trecho a montante da escavação da área de montagem direita, com rupturas locais em superfície, claramente indicaram que a resistência da junta J4 e J3A tinha sido superada. A Fig. 9.43 ilustra o desenvolvimento dos deslocamentos em ambas as juntas até a ruptura.

Depois de desconectar os macacos de carga dos blocos D e E, o teste final, número 24, foi realizado para atingir o colapso dos blocos F e H com a exclusão da porção F a montante da área de montagem central já rompida. Embora o empuxo máximo aplicado tenha sido $H = 3,5$, foi adotado, de forma conservadora, $H = 3,25$ para o fator de segurança ao deslizamento da junta J. O colapso iniciou sob os blocos na ombreira esquerda e continuou debaixo dos blocos do rio em direção à ombreira direita, acompanhado por ruptura local das camadas a jusante da casa de força.

O empuxo máximo $H = 3,25$ a 3,50 também superou a resistência da junta J2B ($\phi = 40^\circ$) na fundação da estrutura de controle do desvio. As Figs. 9.44 e 9.45 mostram os deslocamentos mais significativos.

A Tabela 9.4 fornece um resumo dos resultados finais. A coluna “SFF ϕ inferido (Shear Friction Factor = fator de segurança ao deslizamento)” foi obtida a partir das análises dos valores do empuxo horizontal aumentado tanto no início da plastificação quanto no colapso, juntamente à progressão correspondente dos deslocamentos impor-

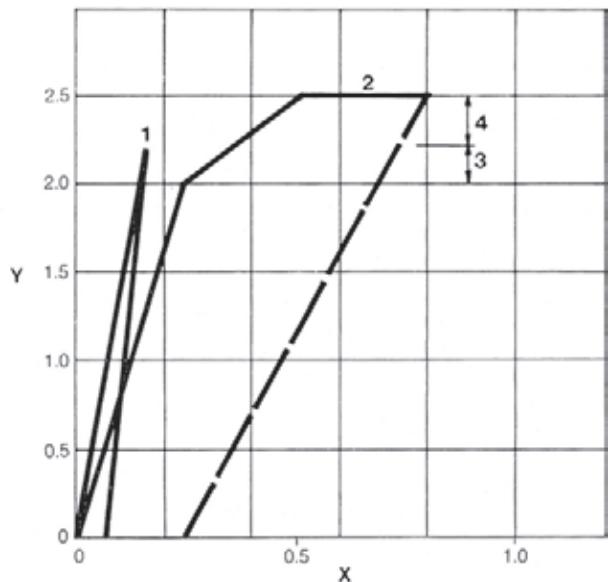


Fig. 9.42 Modelo 4: deslocamentos horizontais da junta J3b

Y Carga hidrostática horizontal

X Deslocamento (mm)

1 Mediana dos testes 1 a 21

2 Teste 22

3 Início de grande deslocamento

4 Ruptura

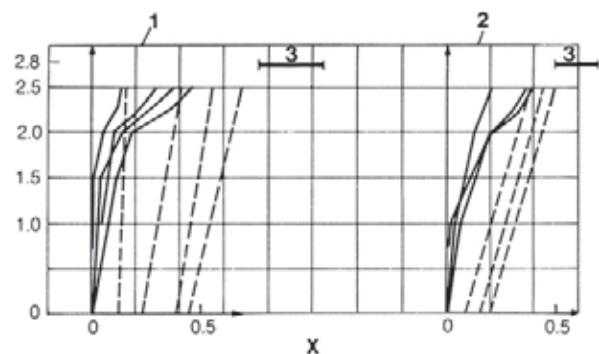


Fig. 9.43 Deslocamentos horizontais das juntas J4 e J3 a montante da área de montagem direita

Y Carga hidrostática horizontal

X Deslocamento (mm)

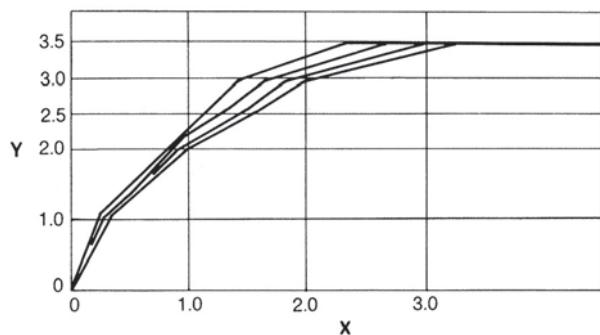
1 Junta J4

2 Junta J3A

3 Ruptura das juntas

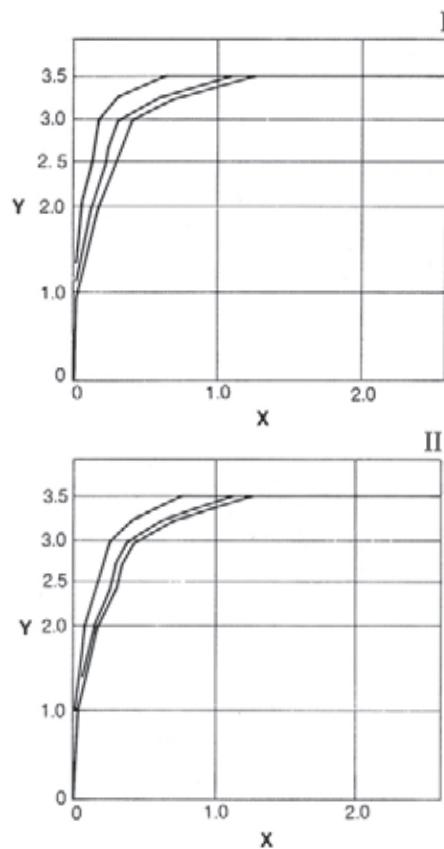
Tabela 9.4 Resultados do teste de deslocamento

Blocos envolv.	H no início da plastific.	H na ruptura	Caract. da ruptura	SFF ϕ inferido
F31 a F36	~ 2,0	2,5	J3B c = 0 $\phi=40^\circ$	~ 2,25
D51 a E6	~ 1,75	2,8	J4 e J3A c = 0 $\phi=35^\circ$	~ 2,25
F1 a F30	> 2,30	3,5	J2 c = 0 $\phi=35^\circ$ c = 0 $\phi=40^\circ$ J1 c = 0 $\phi=25^\circ$	3,0 – 3,25
Trecho H	> 2,5	3,5	J2 c = 0 $\phi=40^\circ$	3,0 – 3,25



*Fig. 9.44 Modelo 4:
deslocamentos horizontais da
crista dos blocos F e H - teste 24*

Y Carga hidrostática horizontal
X Deslocamento (mm)



*Fig. 9.45 Modelo 4: deslocamentos
horizontais das juntas J1 e J2 - teste 24*

I Junta J1

II Junta J2

Y Carga hidrostática horizontal

X Deslocamentos (mm)

tantes. Os valores 3 a 3,25 para os blocos F1 a F30 são aproximadamente o dobro dos valores calculados pelo MEF; isto acontece por causa da forte resistência por arqueamento dos estratos profundos de rocha maciça entre a superfície da fundação e a junta J1.

As análises das cerca de 5.000 curvas de carga-deslocamento tinham mostrado um notável grau de coerência, tanto nas várias seções transversais quanto ao longo do eixo da barragem. A confirmação adicional da credibilidade da técnica Ismes e do modelo geofísico foi a compatibilidade dos deslocamentos do teste do modelo na faixa elástica com aqueles calculados por análises matemáticas bidimensionais convencionais. Em vista da reserva de segurança devido aos efeitos tridimensionais nas fundações, os testes em modelo indicaram fatores de segurança ao deslizamento superiores aos das análises numéricas de estabilidade.

CONSTRUÇÃO DAS BARRAGENS DE GRAVIDADE ALIVIADA E DE CONTRAFORTES

SEQUÊNCIAS DE CONSTRUÇÃO

As principais sequências para a construção da barragem principal de gravidade aliviada e das duas barragens laterais de contrafortes foram como segue:

Para os 18 blocos de gravidade aliviada:

- Escavação para as fundações escalonadas da barragem, procedendo a partir do topo de cada margem até a El. 140 aproximadamente.
- Escavação da fundação abaixo da El. 140 após concluir as ensecadeiras, o desvio do rio e o esgotamento.
- Injeção de consolidação das fundações para as cabeças de jusante.
- Lançamento do concreto primeiro nos dois blocos da margem esquerda até a El. 144; então, simultaneamente em diversos blocos, procedendo a partir do topo de ambas as ombreiras em direção ao leito do rio.
- Tratamento subterrâneo e construção das chavetas sob o leito do rio e numa descontinuidade na ombreira direita, simultaneamente à construção dos blocos da barragem.
- Construção das estruturas da tomada d'água com grades no topo dos 16 blocos.

Para as barragens de contrafortes:

- Escavação para as fundações da barragem lateral direita na extremidade direita, como continuação do canal de aproximação do vertedouro e simultaneamente à escavação para os blocos da barragem principal para os últimos seis blocos.
- Escavação das fundações para os 19 blocos de contrafortes entre a estrutura de controle do desvio e a barragem de enrocamento.
- Injeção de consolidação na fundação das cabeças antes do lançamento do concreto.
- Concretagem de oito a dez blocos ao mesmo tempo, procedendo da direita para a esquerda. Os últimos seis blocos E foram concluídos simultaneamente aos blocos de gravidade aliviada.
- Construção dos blocos do lado esquerdo e do muro de concreto na interface entre o enrocamento e a barragem de contrafortes.

ESCAVAÇÃO E PREPARAÇÃO DA FUNDAÇÃO

Escavação da Fundação

O perfil de escavação das fundações dos blocos da barragem principal foi escalonado em diferentes níveis entre a El. 30 no canal do rio e a El. 160 acima das margens do rio, de modo que a estrutura está fundada

inteiramente em rocha fisicamente sã; veja Fig. 9.46. A disposição das plataformas horizontais e degraus quase verticais, veja Fig. 9.47, permitiu um apoio mais uniforme para as almas dos blocos de gravidade aliviada e facilitou o acesso durante a construção. O volume total de rocha escavada para as fundações da barragem principal foi de cerca de $2,2 \times 10^6 \text{ m}^3$.

O eixo da barragem principal é aproximadamente perpendicular ao canal do rio. Nas áreas a montante da barragem, as curvas de nível das ombreiras divergem e consequentemente a fundação das cabeças teve de ser escavada mais profundamente. A fim de minimizar a escavação, assim como o volume de concreto, foram adotados degraus longitudinais na escavação da área a montante, as declividades foram reduzidas para 1 V : 2 a 3 H e a altura foi, em geral, limitada a 10 m. Estes degraus coincidiram com as juntas longitudinais de contração nas almas. Ademais, isto foi feito para minimizar recalques diferenciais dos monólitos e concentrações de tensões na estrutura da barragem.

A configuração e a localização dos degraus permitiram que as almas fossem concretadas contra a rocha, dando proteção aos taludes rochosos escavados. Para evitar recalques diferenciais significativos entre as almas contíguas, estes degraus transversais foram limitados a uma altura de 15 m. Sob as cabeças de montante dos

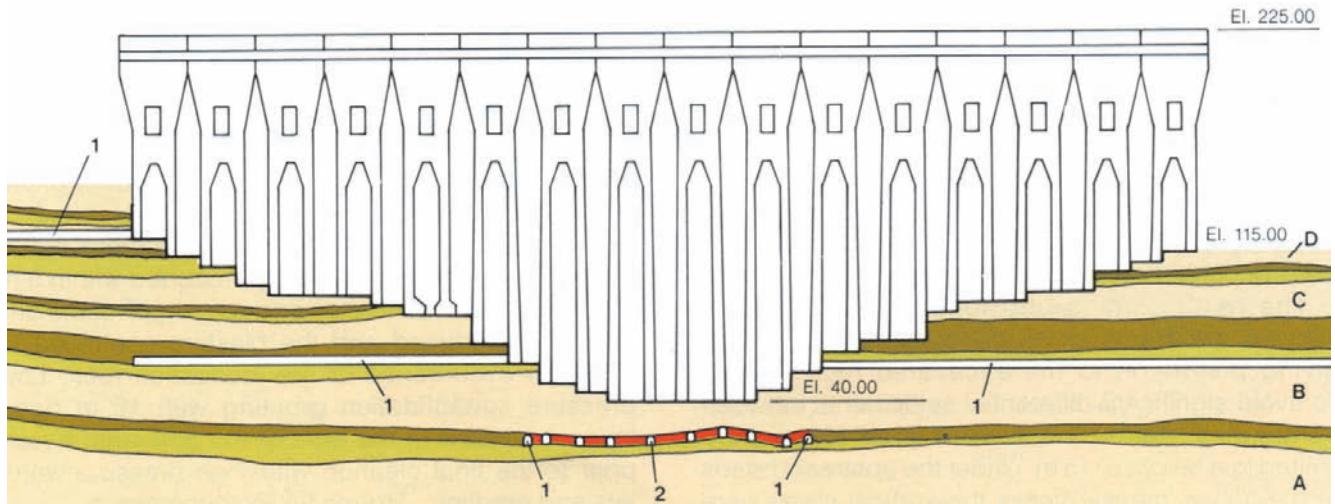


Fig. 9.46 Fundação e perfil de escavação da barragem principal

1 Túnel de drenagem

2 Chavetas

A, B, C e D Derrames

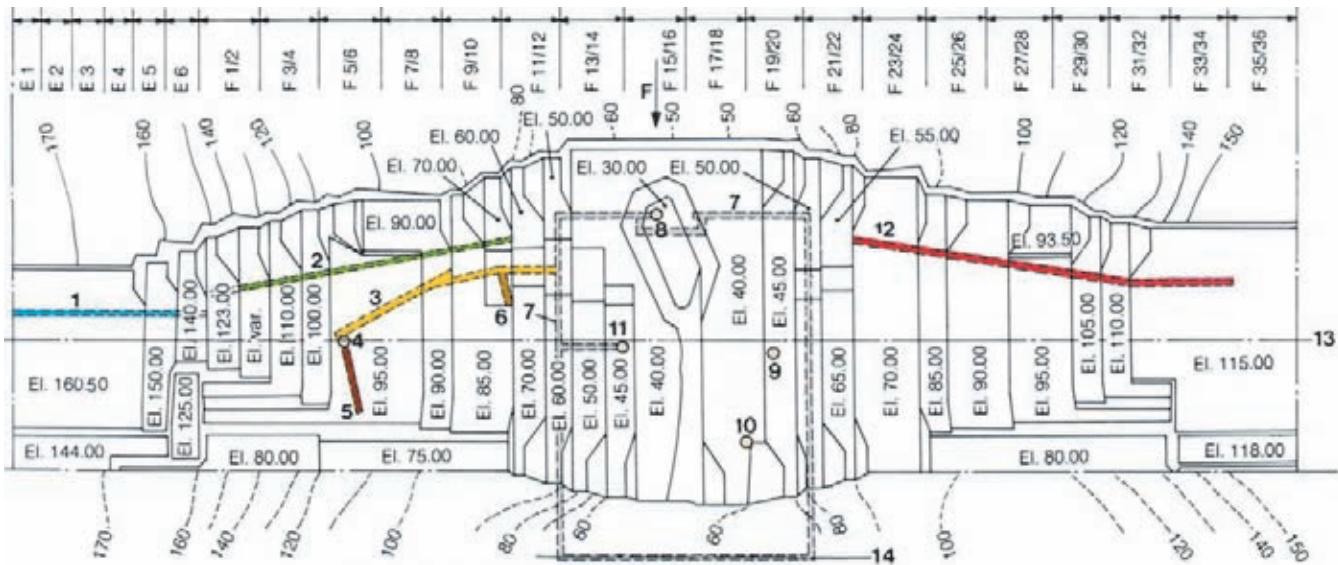
— Contato de derrame

Basalto denso

Brecha

Basalto vesicular amigdaloide

Zona de cisalhamento



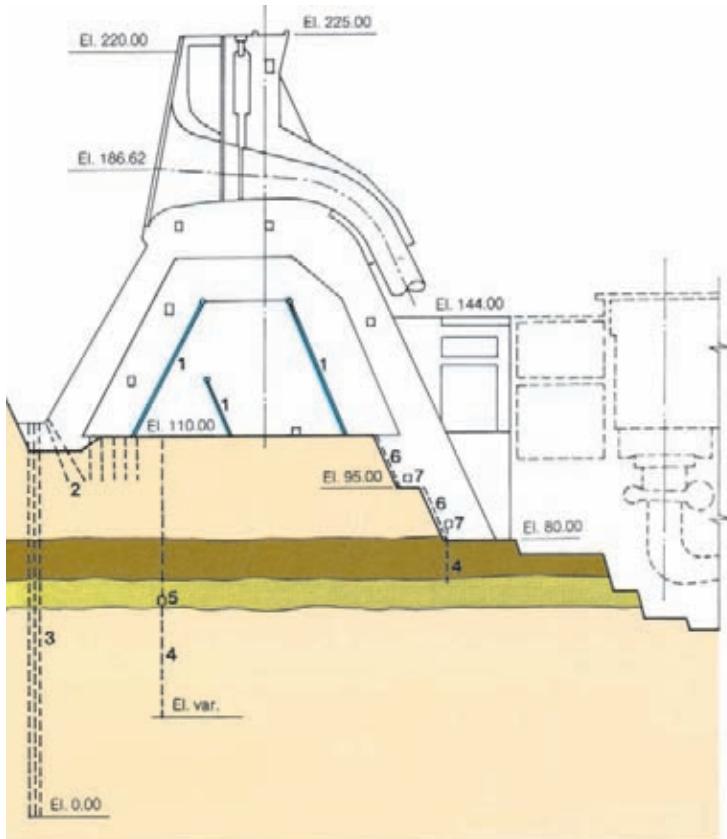


Fig. 9.48 Tratamento da fundação dos blocos com talude rochoso de jusante escalonado

- 1 Juntas de contração
- 2 Injeções de consolidação
- 3 Cortina de injeção
- 4 Furos de drenagem
- 5 Túnel de drenagem
- 6 Drenos de meia-cana
- 7 Galeria de drenagem
- Basalto denso
- Brecha
- Basalto vesicular amigdaloides

para a área da barragem. Para reduzir e controlar a percolação, foi necessário o completo isolamento da área da fundação dos blocos mais altos da barragem por uma cortina de injeção. Ademais, foram escavados túneis de drenagem para reduzir efetivamente as subpressões nas camadas da fundação.

A cortina de injeção principal está localizada a montante dos blocos da barragem e interligada à cortina de injeção de jusante da casa de força através de cortinas transversais nas ombreiras; veja Fig. 9.49 e 9.50.

Duas linhas de furos espaçados a intervalos de 3 m foram perfuradas e injetadas a partir de uma plataforma a montante da barragem. Primeiramente, os furos da linha de jusante eram injetados na sequência de acordo com o método da subdivisão do espaçamento (*split spacing*). Em seguida, os furos da linha a montante eram injetados da mesma forma. Uma linha central adicional de furos era perfurada e injetada em áreas onde a absorção de calda nos furos de qualquer uma das primeiras duas linhas superava 12,5 kg/m. Onde foram encontradas zonas muito permeáveis, eram perfurados e injetados furos adicionais. As cortinas transversais de interligação com a casa de força foram feitas de uma maneira similar.

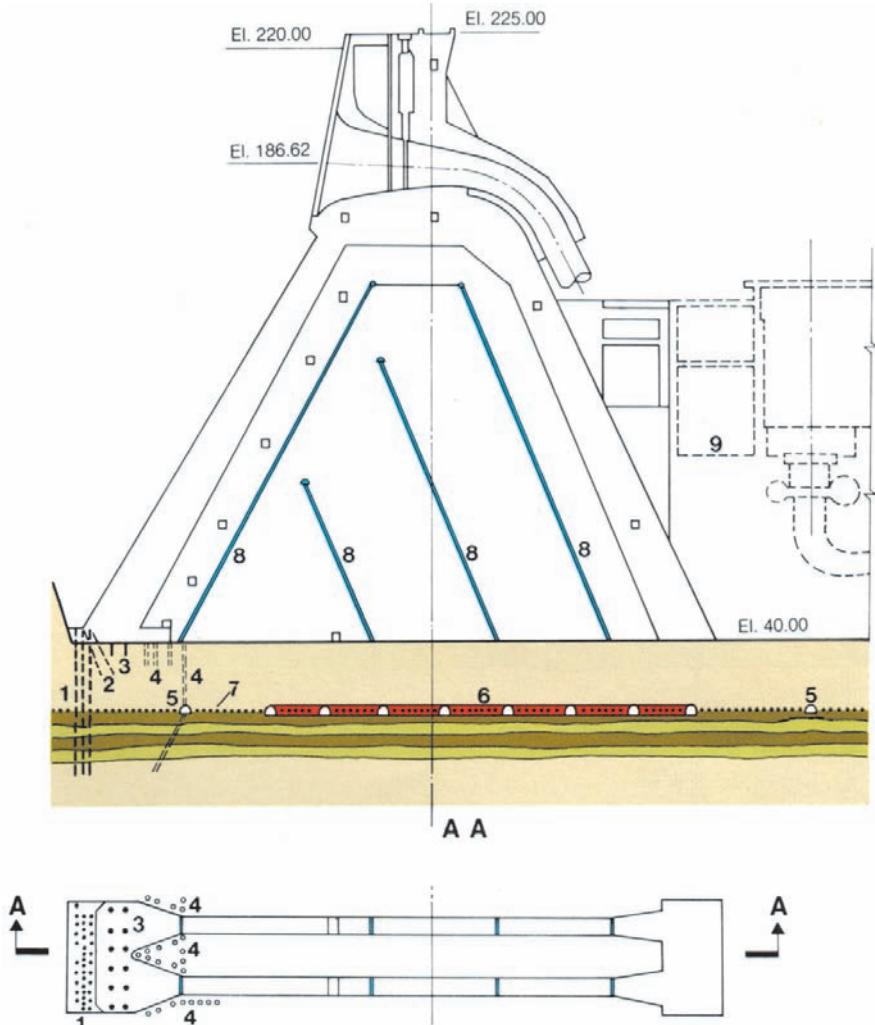
A profundidade da cortina nos diferentes trechos da barragem dependeu das características geológicas da fundação. No canal do rio, ela tinha uma profundidade de 40 m sob os blocos mais altos da barragem, interceptando o contato A/B e a junta A.

Nos blocos mais altos situados no canal do rio, galerias foram posicionadas a jusante das juntas transversais de contração entre os blocos, de maneira a fornecer acesso para complementar a cortina de injeção, caso fosse necessário. Além disso, foram executadas injeções de contato a partir das plataformas a montante dos blocos, consistindo de duas linhas de furos inclinados para jusante, atingindo 6 m abaixo do nível de fundação do bloco com um espaçamento de 3 m; veja Fig. 9.48. A finalidade deste tratamento por injeção não foi somente assegurar a impermeabilidade apropriada dos níveis superiores da fundação rochosa, mas também reforçar a cortina de injeção de montante, se necessário, re-injetando a partir da parte traseira da cabeça, entre as almas.

Debaixo das cabeças de montante dos blocos, foi realizado um tratamento de injeções de consolidação e impermeabilização após o lançamento da primeira

Fig. 9.49 Tratamento da fundação do bloco de gravidade aliviada no canal do rio

- 1 Cortina de injeção
 - 2 Injeções de contato
 - 3 Injeções de consolidação e de contato
 - 4 Furos de drenagem
 - 5 Túnel de drenagem
 - 6 Chavetas
 - 7 Descontinuidades
 - 8 Juntas de contração
 - 9 Casa de força
- | | |
|--|-------------------------------|
| ■ | Basalto denso |
| ■ | Brecha |
| ■ | Basalto vesicular amigdalóide |



camada de concreto. Consistiu de furos de 3 m de profundidade a intervalos de 6 m x 6 m injetados pelo método da subdivisão do espaçamento (*split spacing*); o espaçamento era reduzido se a absorção de calda fosse superior a 12,5 kg/m. O tratamento por injeção foi para obturar quaisquer fraturas na zona superior da fundação que pudesse ter sido abertas pelas explosões durante a escavação.

Sistema de drenagem da fundação

O sistema de drenagem da fundação é particularmente importante para a barragem principal por causa de uma tendência de escorregamento ao longo das descontinuidades subhorizontais na fundação. Atrás das linhas de drenagem a montante, estas descontinuidades deviam ser mantidas livres do fluxo de percolação, com

níveis piezométricos abaixo do nível de fundação dos blocos de concreto. Por essa razão, os túneis exploratórios escavados ao longo das descontinuidades principais foram incorporados no sistema de drenagem da fundação; veja Figs. 4.3 e 9.46. Estes túneis estavam localizados ao longo das descontinuidades na El. 125 e El. 60 na ombreira direita, na El. 20 no leito do rio e na El. 55 na ombreira esquerda.

Entre as almas, perto das cabeças de montante dos blocos de gravidade aliviada e de contrafortes laterais, uma linha de drenos verticais em forma de leque com 102 mm de diâmetro e espaçados de 2m conectou a superfície da fundação com os túneis de drenagem. Esta cortina de drenagem foi estendida abaixo dos túneis de drenagem para os níveis inferiores da rocha até a profundidade das cortinas de injeção.

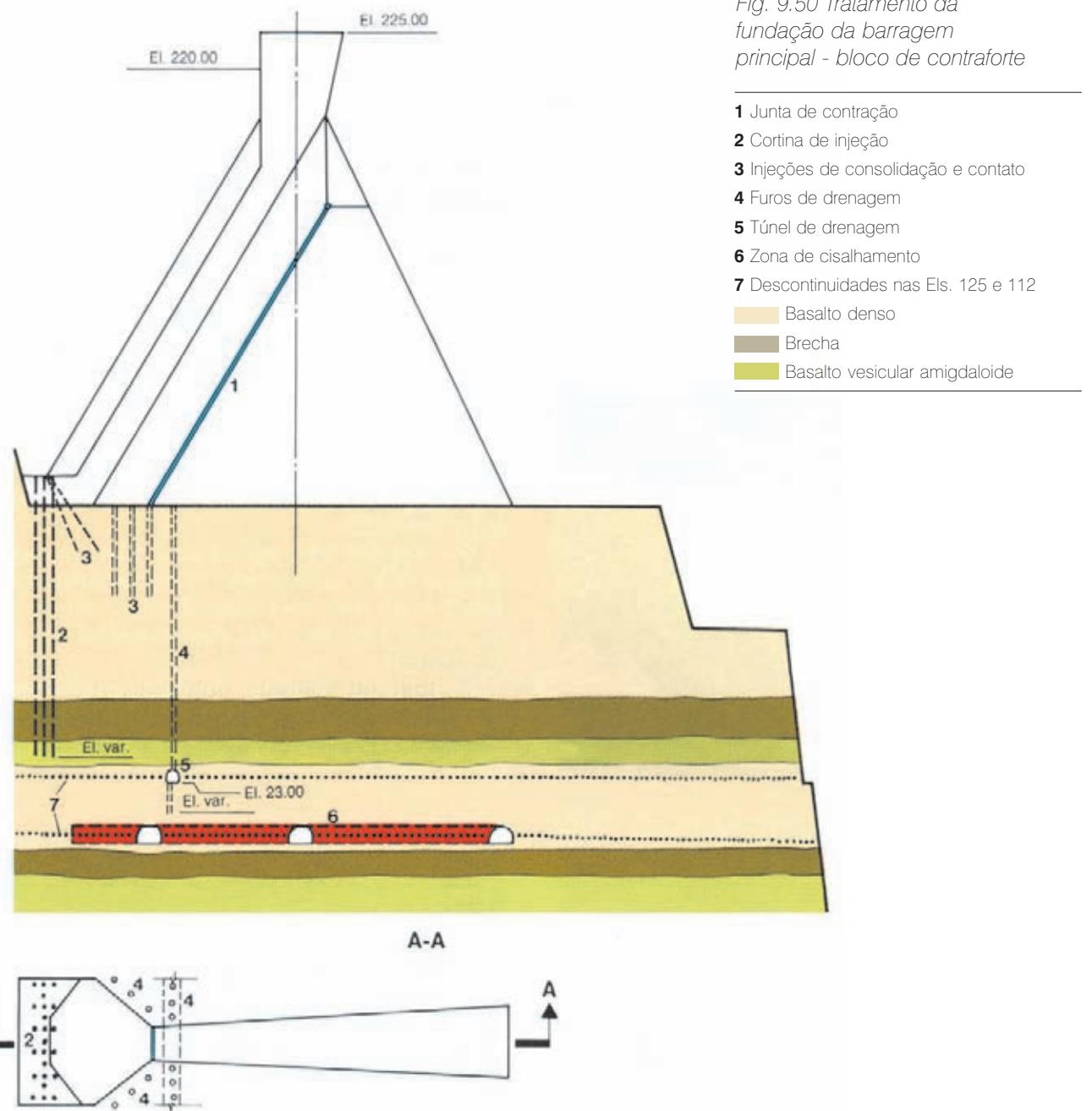


Fig. 9.50 Tratamento da fundação da barragem principal - bloco de contraforte

- 1 Junta de contração
 - 2 Cortina de injeção
 - 3 Injeções de consolidação e contato
 - 4 Furos de drenagem
 - 5 Túnel de drenagem
 - 6 Zona de cisalhamento
 - 7 Descontinuidades nas Els. 125 e 112
- Basalto denso
 Brecha
 Basalto vesicular amigdaloide

Na área do canal do rio, além do túnel de drenagem de montante na El. 20, um túnel longitudinal de jusante sob a casa de força e dois túneis transversais foram escavados, isolando uma área de aproximadamente 145 m x 185 m. Estes túneis laterais foram também conectados à superfície através de furos de injeção de 102 mm de diâmetro, com espaçamento de 6 m

perfurados para cima a partir dos túneis.

O sistema de drenagem nos patamares da fundação da barragem consiste de uma ou duas linhas de furos aproximadamente horizontais perfurados através das almas dos contrafortes com espaçamento de 5 m.

O sistema de bombeamento para o controle da água de drenagem é descrito no Capítulo 10.



Sequência de construção da barragem principal

CONSTRUÇÃO EM CONCRETO

Blocos de gravidade aliviada

Um bloco alto típico de gravidade aliviada foi dividido em oito monólitos formados por juntas longitudinais de contração para cerca de 60% de sua altura; veja Fig. 9.5. A concretagem era iniciada pelos primeiros dois monólitos dos contrafortes, entre as juntas de contração A e B. Após estes monólitos terem atingido a altura de 5 a 10 m, os próximos monólitos a jusante entre as juntas de contração B e C eram concretados até uma ou duas camadas abaixo dos primeiros monólitos. Então era feito o lançamento do concreto na cabeça maciça de montante quando o concreto nos primeiros monólitos do contraforte estavam pelo menos 5 m mais altos.

O monólito formando a cabeça de jusante era o último a ser construído. Nos blocos de ombreira, onde uma perna se estendia abaixo da cabeça de jusante, o concreto na perna era lançado antes do que no próprio bloco.

As alturas típicas das camadas, a partir das fundações, eram de 0,5, 1,5 e 2,5 m; depois disso, a camada padrão de 2,5 m era empregada até a base das tomadas d'água.

As formas de aço em balanço foram usadas em todas as partes, com formas de madeira para os entalhes e os cantos perto das fundações. Os elementos curvilíneos de concreto pré-fabricado foram usados para formar o lado inferior da cabeça de montante. Painéis de madeira foram montados sobre as formas de aço para os dois tipos de chaves moldadas nas juntas de contração



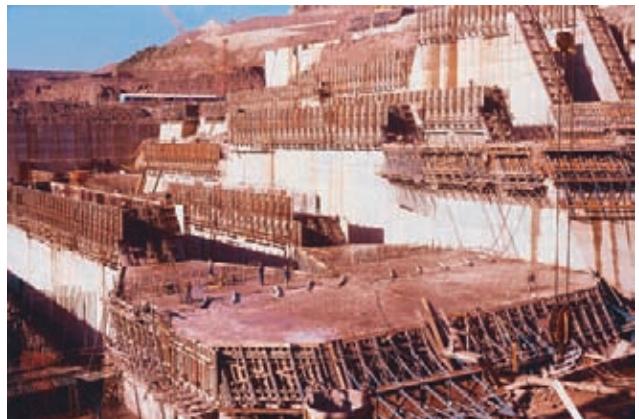
longitudinais. A tubulação para a injeção das juntas foi também fixada a estas formas. Na El. 161,5, onde os contrafortes e as cabeças convergem para formar o teto da cavidade, lajes pré-fabricadas de concreto serviram como formas para o concreto lançado acima.

Conforme discutido no Capítulo 5, o concreto para a barragem de gravidade aliviada, a estrutura de controle de desvio e seis blocos da barragem de contrafortes em ambos os lados era transportado em caçambas de 6 m³ por teleféricos até a El. 155. Acima desta elevação, as caçambas eram manobradas por guindastes de torre.

Quando a barragem principal foi erguida acima da El. 140, onde havia uma interferência entre as várias operações realizadas pelos teleféricos, foram usados sistemas giratórios com transportadores de correias Rotec para o lançamento do concreto nos monólitos interiores. As caçambas de 6 m³ despejavam concreto dentro de tremoras de 9 m³ que o descarregavam na correia por um eixo giratório com capacidade de rotação de 360°. Nas fôrmas, o concreto transportado desta maneira tinha a mesma consistência no que se refere à segregação daquele descarregado das caçambas dos teleféricos.

Os passos típicos no lançamento de concreto numa camada padrão de 2,5 m, após a montagem das fôrmas, eram:

- Desbaste e limpeza da superfície do concreto velho com jatos d'água de alta pressão.
- Instalação em cada camada, ou onde necessário, de elementos embutidos como vedas-juntas nas juntas de contração, fôrmas metálicas para drenos na cabeça de montante e em juntas transversais de contração, tubulação e saídas para tratamento de injeção ao longo de juntas longitudinais e instrumentos e seus cabos.
- Caçambas cheias com 6 m³ de concreto eram apanhadas por teleférico da doca da margem esquerda, transportadas lateralmente e baixadas até 3 m acima da superfície do monólito que estava sendo concretado.
- O concreto era espalhado em camadas de 0,3 m na direção montante-jusante por lâminas de trator ou em espaços restritos manualmente com vibradores de imersão. Vibradores montados numa retroescavadeira foram também usados para consolidar o concreto.
- As partes vibradas de uma camada de 0,3 m eram cobertas com novas camadas, formando degraus, até que a camada inteira de 2,5 m fosse completada.



Fôrmas de madeira e lançamento de concreto

- Cura úmida da camada completa começada 12 horas após a conclusão e a retirada das fôrmas após 72 horas ou mais.

Nenhuma armadura foi usada nos blocos de gravidade aliviada a partir das fundações até a El. 161,5, com exceção das galerias, de alguns ângulos agudos reentrantes nas fundações das cabeças de montante, das pernas de jusante de alguns blocos e das extremidades superiores das juntas longitudinais de contração. Portanto, a concretagem da parte inferior, correspondente a 70 % dos blocos altos de gravidade aliviada foi repetitiva na técnica, eficiente e relativamente rápida.

A construção acima da El. 161,5, englobando as tomadas d'água e as estruturas das grades, comportas, stoplogs, servomotores e entradas para os condutos forçados foi mais complexa e mais lenta do que nas partes inferiores dos blocos de gravidade aliviada.

As etapas mais importantes da construção da estrutura acima da El. 161,5 e as técnicas empregadas foram as seguintes:

- As lajes pré-moldadas de concreto foram instaladas na El. 161,5 para formar a cobertura de cada cavidade do bloco de gravidade aliviada; veja Fig. 9.5. A primeira camada de 1,5 m acima da cobertura teve duas camadas de armadura dupla e foi construída como um monólito único separado, de formato quase retangular. A técnica e as sequências de lançamento de concreto foram as mesmas que nos monólitos inferiores.
- Entre as Els. 163 e 169, quatro camadas, cada uma de 1,5 m de altura e contendo cerca de 3.000 m³, foram lançadas como concreto massa. No lado de montante, um balanço de 4 m foi formado para o assentamento das grades e na face de jusante, *block-outs* escalonados foram formados para o concreto de segundo estágio para embutimento do conduto forçado. Fôrmas de madeiras foram usadas no lado de jusante, por causa das ferragens de espera para armadura e chaves verticais formadas nas faces verticais transversais.
- Acima da El. 169, o concreto para o piso inclinado e curvo, com armadura próxima à superfície, e para as paredes e pilares verticais foi lançado em camadas de 1 a 0,5 m. A camada superficial foi nivelada conforme projeto e, formados os nichos, as ancoragens e as ferragens embutidas foram instaladas para as soleiras das comportas e stoplogs.
- Acima do piso citado, as paredes espessas das extremidades de cada tomada d'água foram construídas

em camadas de 2,5 m, usando fôrmas de painéis de aço. Estas paredes eram geralmente 5 a 10 m mais altas que os pilares da tomada d'água e tinham nichos para as vigas transversais horizontais da tomada d'água, e esperas de aço onde era lançado o concreto de segundo estágio para a transição da comporta para o conduto forçado.

- Para a transição do concreto, fôrmas de madeira cobertas com painéis de compensado com acabamento de acordo com a superfície curva de projeto foram fabricadas e montadas em cada tomada d'água entre as paredes de extremidade concluídas até a El. 186 aproximadamente. Em razão da armação pesada e do difícil acesso, o concreto foi lançado em camadas de 0,5 m com um abatimento de 4 a 6 cm e consolidado por meio de vibradores com mangueiras longas, os quais podiam chegar até as fôrmas. Para algumas tomadas d'água, o concreto foi bombeado para as áreas de transição.
- Para as vigas transversais e pilares de concreto armado da tomada d'água, foram usadas fôrmas de aço especialmente fabricadas. Cada vão das vigas foi lançado sem juntas de construção.
- O teto da tomada d'água a montante da comporta foi formado com vigas pré-fabricadas em forma de T invertido.

Acima do teto, a construção do parapeito, a câmara de manutenção da comporta e o restante da barragem até a crista da estrada utilizaram a mesma técnica usada para outras estruturas maciças.

Blocos da barragem de contrafortes

Os métodos de lançamento de concreto nos blocos das barragens de contraforte laterais D, E e I foram essencialmente os mesmos dos contrafortes dos blocos da barragem de gravidade aliviada. Após a execução das injeções de consolidação na fundação das cabeças e a limpeza final, foram empregados como fôrmas painéis de aço padrão para a maioria das concretagens, e algumas fôrmas de madeira para a primeira camada do lado inferior da cabeça. As alturas das camadas mais distantes da fundação foram as mesmas que para a barragem de gravidade aliviada.

Inicialmente, diversos blocos D inferiores a 50 m foram construídos como monólitos simples, combinando a cabeça e a alma. Após a observação de fissuras nestes blocos durante o inverno de 1980, conforme discutido mais adiante neste capítulo, foi introduzida uma junta

inclinada de contração entre a cabeça e a alma do contraforte.

Para os blocos de contraforte D, E e I com a junta de contração, o contraforte foi construído primeiro. Quando o contraforte tinha atingido a altura de 5 a 7,5 m acima da última camada da cabeça, a concretagem era reiniciada nela. Foram construídas chaves na junta da face de montante do contraforte.

Com exceção de seis blocos E e I em cada lado, que estavam ao alcance dos teleféricos, o concreto para todos os blocos da barragem de contrafortes era transportado ao local por caminhões basculantes, descarregado em caçambas, as quais eram levadas por guias de torre até a camada enformada.

Em virtude do seu tamanho menor, da facilidade de acesso e da simplicidade do formato da estrutura, a construção de concreto da barragem de contraforte foi mais rápida do que a da barragem de gravidade aliviada. Havia alguma construção de concreto armado próxima ao topo de três blocos D que tinham plataformas para as torres da linha de transmissão, e alguns blocos E e I que tinham câmara para armazenar stoplogs e outros equipamentos.

- O bloco F5/6 com fundação na El. 95 é um dos blocos mais baixos com tomada d'água e conduto forçado. Há um corte abrupto de 22 m de profundidade em seu pé de jusante.

- O bloco F35/36 é um bloco de 110 m de altura sem tomada d'água ou conduto forçado, e não tem uma



Sequência de construção da barragem lateral direita

DESEMPENHO DA BARRAGEM DE GRAVIDADE ALIVIADA

INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

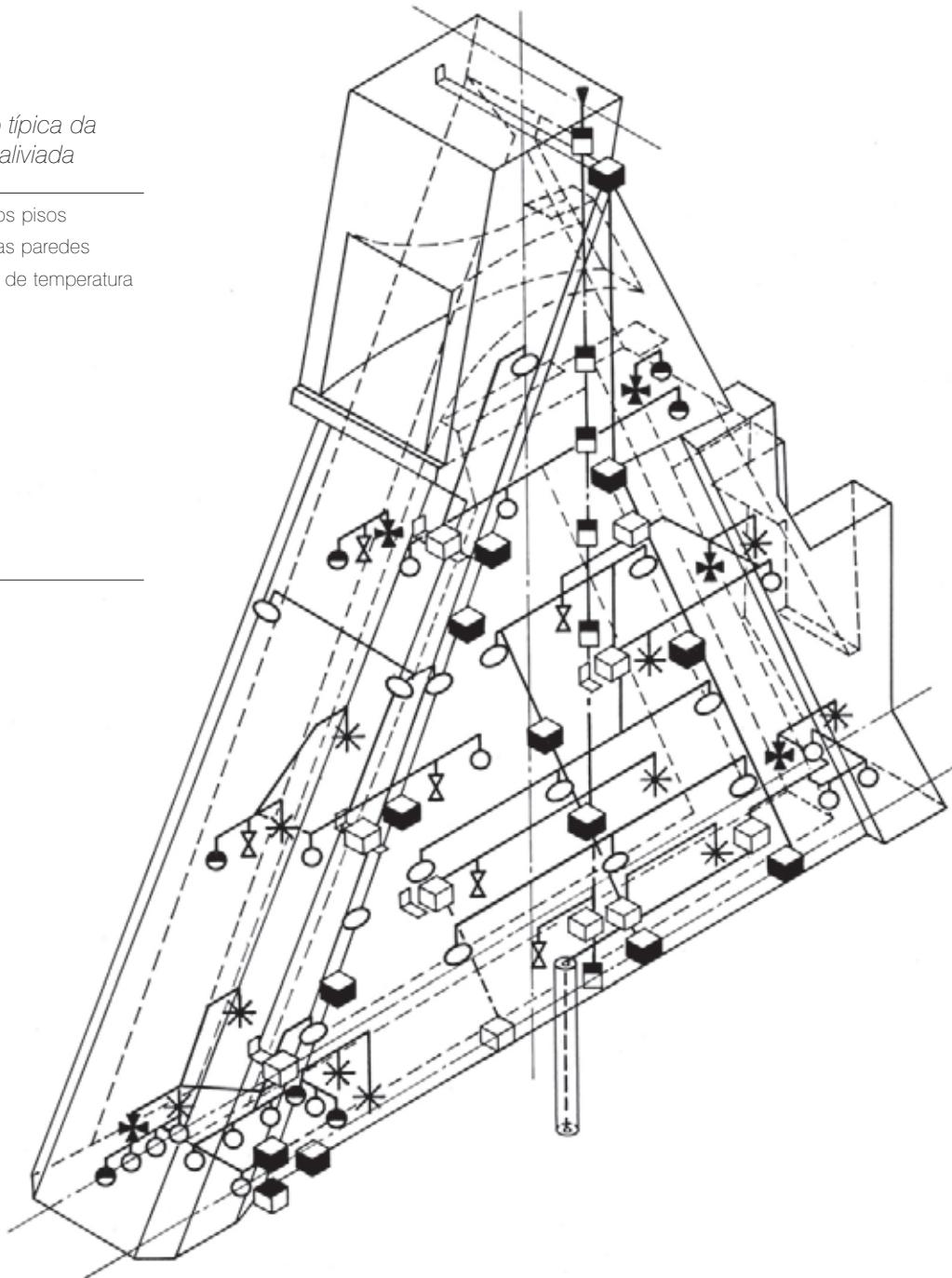
Arranjo da instrumentação

Uma vez que os 18 blocos da barragem principal de Itaipu, denominados F1/2 até F35/36, constituem a mais alta e extensa barragem de gravidade aliviada do mundo, quatro blocos representativos foram intensamente instrumentados para monitorar seu desempenho. O arranjo típico da instrumentação de um bloco de gravidade aliviada é mostrado na Fig. 9.51. O critério de escolha dos blocos a serem instrumentados foi o seguinte:

- Os blocos F13/14 e F19/20 com fundações na El. 45 e El. 40, respectivamente, são representativos dos mais altos blocos de gravidade aliviada no canal do rio. Cerca de 20 m abaixo das fundações destes blocos foram construídas chavetas de concreto como reforço de algumas zonas fracas.

Fig. 9.51 Instrumentação típica da barragem de gravidade aliviada

- ◆ Bases de alongâmetros nos pisos
- ◆ Bases de alongâmetros nas paredes
- Termômetros par medição de temperatura do concreto
- Medidores de junta
- * Deformímetros
- Caixas terminais
- Pêndulos diretos
- Pêndulos invertidos
- Termômetros superficiais
- X Tensômetros simples
- ✚ Tensômetros múltiplos



cavidade completamente fechada. Em seu pé de jusante, há um corte de 30 m de profundidade até a área de montagem da casa de força. À sua esquerda, ele é contíguo a um bloco de ombreira da estrutura de controle de desvio e ao talude abrupto de 60 m de profundidade do canal de desvio.

As funções dos instrumentos de monitoramento foram as mesmas que aquelas na estrutura de controle de desvio; veja o Capítulo 6.

Instrumentação na fundação da barragem principal

A instrumentação na fundação de um bloco típico de gravidade aliviada é mostrada na Fig. 9.52. Ela engloba extensômetros múltiplos, pêndulos invertidos e piezômetros. Esta instrumentação monitora os deslocamentos verticais e horizontais da fundação a fim de avaliar o desempenho e a estabilidade estrutural da barragem. A instrumentação das chavetas é descrita no Capítulo 4.

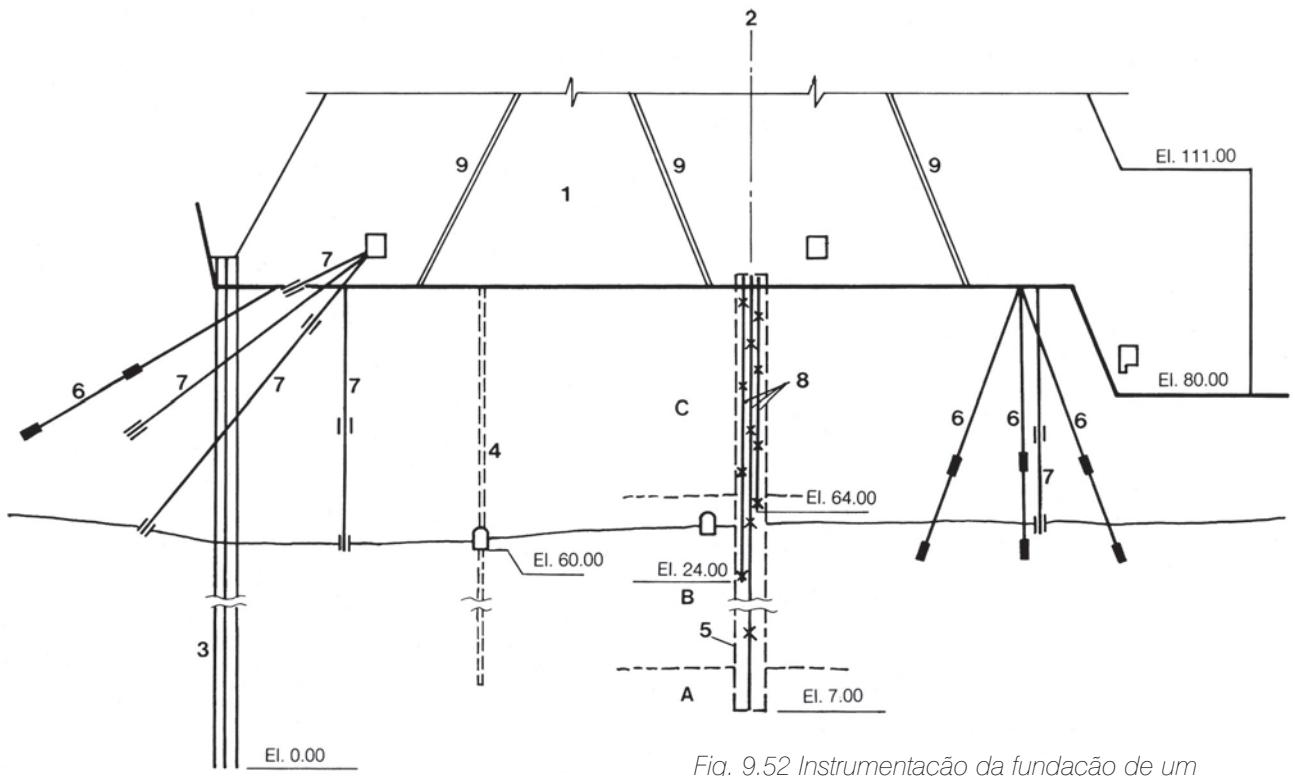


Fig. 9.52 Instrumentação da fundação de um bloco típico de gravidade aliviada

Características monitoradas

Fundamentalmente, a estabilidade e o desempenho satisfatório da barragem dependem de cada bloco agindo como uma estrutura monolítica ligada às suas fundações.

O bloco celular distribui de forma elástica as cargas impostas e internas às diferentes partes da estrutura e da fundação. Os projetos assumiram que a distribuição de cargas iria ocorrer sem fissuração, ruptura ou cisalhamento, e que nenhuma parte da estrutura seria tensionada em excesso ou deformada além do limite elástico.

Uma vez que a barragem de gravidade aliviada é complexa em sua articulação e construída em estágios, os seguintes aspectos e características foram de especial interesse:

- Transferência do peso próprio da cabeça de montante aos contrafortes durante a construção. A abertura da junta de contração no pescoço, paralela à face de montante, é um indicador desta ação.
- Possibilidade de fissuração interna na cabeça, particularmente perto da fundação. As medições de descarga dos drenos moldados na cabeça e, especialmente, o aumento rápido da vazão, a taxa de diminuição da temperatura e as leituras de defomímetros e tensômetros foram úteis na avaliação deste aspecto.

A, B, C, ... Derrames de basalto

1 Bloco de gravidade aliviada

2 Eixo da barragem

3 Cortina de injeção

4 Cortina de drenagem

5 Poço de grande diâmetro

6 Extensômetros múltiplos

7 Piezômetros de fundação

8 Pêndulos invertidos

9 Juntas de contração

- Abertura das juntas longitudinais de contração e viabilidade de seu tratamento por injeção. As observações de medidores de juntas embutidos e superficiais e as leituras da temperatura do concreto forneceram os dados necessários para a seleção da época para a injeção da junta.
- Formação de uma trinca na fundação próxima à cortina de injeção de montante, indicada nas análises pelo MEF. Aumentos rápidos e anormais nas pressões piezométricas, fluxo a partir de furos de drenagem e aumento nas deformações horizontais medidas por extensômetros foram úteis na avaliação de uma eventual fissuração.
- Deformações permanentes e elásticas da fundação, particularmente na direção do fluxo. Estas eram de especial interesse para os blocos com escavações profundas em seus pés de jusante e para blocos com tratamento de fundações por meio de chavetas.

Extensômetros inclinados instalados em suas fundações e pêndulos invertidos forneceram os dados necessários para a avaliação do comportamento da fundação.

- Resposta monolítica de cada bloco concluído da barragem depois do enchimento do reservatório e de ter alcançado o estágio elástico permanente. Os dados obtidos a partir de extensômetros da fundação, pêndulos invertidos e diretos, tensômetros e deformímetros forneceram as indicações para averiguar este aspecto do comportamento da barragem.

TESTES ANTERIORES AO ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO

Duas séries de testes foram realizadas nos blocos de gravidade aliviada 10 a 15 meses antes do enchimento do reservatório:

1. A estanqueidade da cabeça de montante foi verificada pelo enchimento dos drenos internos com água. Os drenos foram tampados nas suas saídas inferiores e cheios em estágios até uma altura média de 100 m. Da mesma forma, a impermeabilidade das juntas transversais de contração foi testada no período julho – setembro de 1981, vedando as saídas dos drenos de junta próximas à parte inferior e enchendo-as com água até cerca da El. 140. Desta forma, as juntas foram submetidas a cargas hidrostáticas de até 100 m. Qualquer vazamento detectado através das juntas de construção ou áreas do próprio concreto foi vedado com argamassa de epóxi tanto na face de montante como na de jusante das cabeças antes do primeiro enchimento do reservatório.

2. Teste de pré-carregamento. O espaço entre a barragem e a enseadeira de montante foi cheio de água até a El. 134,5 em etapas. Isto permitiu a aplicação de 100 m de carga nos blocos centrais e de 120 m nas chavetas da fundação. A partir das medições de deformação da fundação, tensões na barragem e pressões piezométricas e subpressões, foi possível extrapolar a resposta da barragem e da fundação, quando fosse aplicada a carga do reservatório cheio. O teste de pré-carregamento também forneceu uma segunda verificação da impermeabilidade das cabeças.

Os principais resultados representativos do desempenho estrutural dos blocos mais altos da barragem de gravidade aliviada sob a condição de pré-carregamento foram:

- A deformação horizontal nas fundações dos blocos centrais foi menor que 0,2 mm próximo à extremidade de montante e desprezível perto do pé de jusante.
- O recalque da fundação, medido pelos extensômetros, foi significativo; para os blocos centrais, ele foi 7 mm em média sob a cabeça de montante e 5 mm sob o pé de jusante da barragem.
- O deslocamento horizontal da crista da barragem na direção do fluxo foi menor que 0,4 mm.
- As juntas de contração longitudinais paralelas à face de montante no pescoço estavam com uma abertura de 0,3 a 0,9 mm no terço inferior e fechadas para o restante da altura.
- As juntas de contração longitudinais, as segundas a partir de montante, estavam com uma abertura de 0,9 mm sobre metade de sua altura.
- Outras juntas longitudinais estavam essencialmente fechadas.
- As tensões verticais normais nas almas dos contrafortes, próximas à fundação, eram de compressão com um valor médio de 300 N/cm² e sua distribuição era essencialmente uniforme.

Em suma, no fim do teste de pré-carregamento e antes do rápido enchimento do reservatório em outubro de 1982, a estrutura de gravidade aliviada ainda estava se ajustando e sua resposta não era ainda inteiramente monolítica. Foi também concluído que as cargas externas não haviam sido totalmente transferidas para as fundações.



Teste de pré-carregamento da barragem principal

RESPOSTA DA FUNDAÇÃO

Recalque

Os extensômetros verticais múltiplos forneceram dados a respeito do recalque e consolidação da fundação até uma profundidade de 40 m. Os recalques relativos entre as diversas camadas, contatos e descontinuidades foram também medidos pelos mesmos instrumentos.

A Fig. 9.53 mostra o gráfico cronológico do recalque da fundação sob um dos blocos mais altos de gravidade aliviada (F17/18). A fundação tinha recalcado de 4 a 7 mm durante o pré-carregamento. Durante outubro de 1982, a resposta ao enchimento do reservatório foi rápida, com o recalque aumentando de 1 a 1,5 mm em cerca de 20 dias. Após dezembro de 1982, durante os cinco anos seguintes, com o nível do reservatório entre a El. 215 e El. 220, o recalque da fundação aumentou a uma taxa de

cerca de 0,25 mm por ano na extremidade de montante e menos de 0,1 mm por ano na parte de jusante. Esta taxa extremamente lenta de aumento no recalque é atribuída à consolidação interna da fundação, particularmente na zona das descontinuidades, onde foram construídas as chavetas. Tal consolidação aumentou a resistência e estabilidade da fundação.

As fundações de alguns blocos de ombreira, particularmente o F35/36, mostraram um padrão diferente de recalque daquele dos blocos centrais. Antes do enchimento do reservatório, o recalque sob a cabeça de montante era de cerca de 0,2 mm, zero no meio e cerca de 1 mm debaixo do pé de jusante do bloco. Após a aplicação da pressão total do reservatório, a fundação deste bloco se inclinou, com uma elevação de cerca de 1 mm a montante e um aumento no recalque no meio e perto do pé de jusante de cerca de 2 mm.

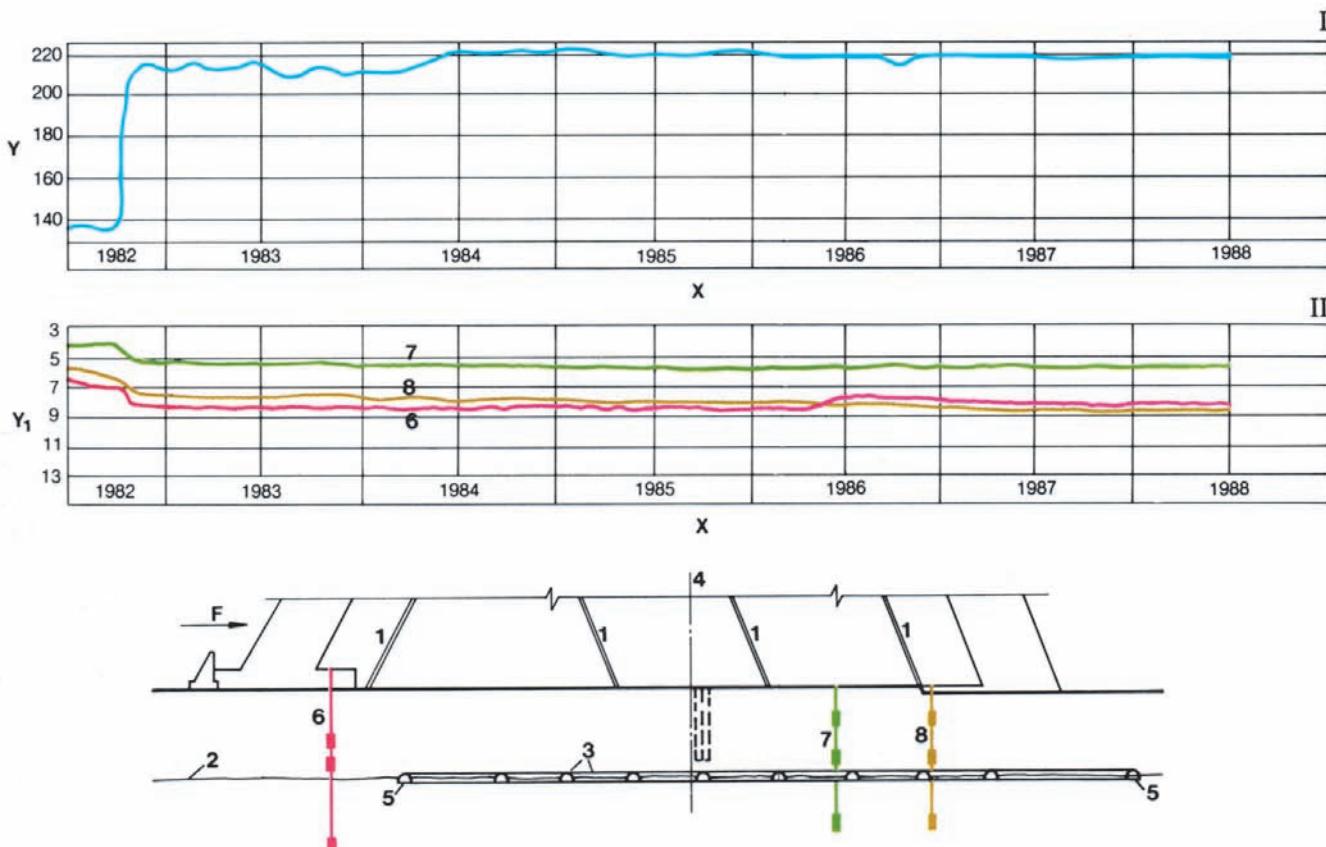


Fig. 9.53 Recalque da fundação da barragem de gravidade aliviada

I Nível d'água do reservatório

II Recalque do bloco F17/18
medido por extensômetros
na posição 1

Y Elevação (m)

Y₁, Recalque da fundação
(mm)

X Anos

1 Juntas de contração

2 Contato entre os derrames
de basalto A e B

3 Chavetas

4 Eixo da barragem

5 Túneis de drenagem

6 Extensômetro EM-F-19

7 Extensômetro EM-F-18

8 Extensômetro EM-F-20

F Direção do fluxo

A deformação da fundação na direção do fluxo foi medida pelos extensômetros inclinados e pêndulos invertidos. Os extensômetros sob as cabeças de seis blocos de gravidade aliviada tinham uma inclinação de 60° em relação à vertical e se estendiam por 30 a 80 m nas fundações a montante. Em dois blocos de ombreira, extensômetros com inclinação de 30° a partir da vertical e estendendo-se para as direções montante e jusante foram posicionados no meio ou próximos ao pé de jusante.

Na extremidade de montante de todos os blocos de gravidade aliviada, a fundação deformou de 1 a 1,5 mm na direção de jusante em cerca de 15 dias quando o nível de água do reservatório atingiu a El. 215. Na área de jusante, a deformação da fundação foi da mesma ordem. Por quase dois anos após o enchimento do reservatório, as deformações da fundação na direção do fluxo permaneceram essencialmente inalteradas. Durante o período abril – junho de 1984, quando o reservatório foi elevado da El. 210 até a El. 219,6, a fundação deformou mais 1,5 mm para jusante. Depois disso, as deformações na direção do fluxo aumentaram apresentando valores desprezíveis até 1 mm em 5 anos.

As fundações do bloco F35/36 na extremidade esquerda da barragem principal foram afetadas pela escavação para a casa de força no canal de desvio em 1986. Enquanto não havia aumento apreciável no recalque, a deformação aumentou cerca de 0,7 mm na direção de jusante num período de 12 meses. No caso da estrutura de controle de desvio, a fluência da fundação induzida pela escavação de jusante diminuiu até acabar em cerca de 1 ano e a fundação se estabilizou.

Em suma, oito anos após o enchimento do reservatório, as fundações de todos os blocos de gravidade aliviada tinham essencialmente se estabilizado.

Desempenho da fundação reforçada com chavetas

Devido ao fato de que os extensômetros na malha das chavetas haviam sido instalados quando a escavação dos túneis e o lançamento de concreto na barragem já estavam avançados, a deformação total da zona tratada da fundação não pôde ser medida; entretanto, os instrumentos mediram as variações incrementais e indicaram tendências que permitiram a análise do desempenho. As deformações da fundação foram afetadas pela escavação do túnel, detonações e peso da barragem, sendo que a taxa de consolidação também dependia da natureza e espessura

da descontinuidade e do material mais mole de preenchimento. As leituras dos extensômetros, feitas após a escavação e antes do preenchimento com concreto, mostraram claramente que os recalques aceleraram quando a altura de um túnel se aproximava da espessura da rocha sobrejacente.

A partir dos dados de instrumentação, ficou estabelecido que a vibração causada pelas detonações também foi uma das principais causas de recalque do maciço rochoso. Dados de campo mostraram um aumento da deformação vertical quando a escavação se aproximava do local do instrumento, possivelmente como consequência da consolidação do preenchimento de argila e fechamento das juntas na descontinuidade. A Fig. 4.9 mostra o comportamento típico do maciço rochoso que, inicialmente, sob o peso da barragem em elevação, sofreu um recalque a taxas constantes. Em janeiro de 1981, a taxa aumentou quando as operações de escavação do túnel estavam próximas, conforme registrado pela ancoragem inferior após a abertura do túnel. Posteriormente, este extensômetro retomou a taxa anterior de recalque.

A Fig. 4.10 mostra o efeito da detonação nas leituras de um extensômetro cruzando a zona 1 de cisalhamento. Foi observado que, a uma distância menor que 15 m entre a detonação e o instrumento, o recalque medido a cada detonação aumentava exponencialmente, mesmo quando eram empregadas cargas explosivas muito pequenas.

As taxas de recalque registradas variaram entre 5 mm/100 dias nos locais onde a escavação ou o preenchimento com concreto ainda estavam em andamento, e 1 mm/ 100 dias ou menos para áreas já concretadas e estabilizadas.

Tipicamente, as deformações da fundação durante a construção da malha de chavetas variaram de 1,5 a 3,5 mm, a diferença de 2 mm sendo atribuída à consolidação da zona tratada.

Durante os 15 meses subsequentes, quando o tratamento subterrâneo foi concluído e realizado o pré-carregamento dos blocos centrais, o recalque quase dobrou de magnitude, apresentando grandes valores na área de montante e em direção à margem esquerda. A consolidação total do material na zona tratada entre o contato A/B e a junta A, onde estavam localizadas as chavetas, foi de 2 a 3 mm ou aproximadamente 50 % do recalque da fundação.

A taxa de consolidação diminuiu consideravelmente após a concretagem dos túneis de tratamento. Um mês após o enchimento do reservatório, o recalque adicional médio da zona chavetada foi de 0,3 mm, e ocorreu uma deformação de 0,4 mm na direção de jusante. Estes valores representam aproximadamente 30% das deformações totais da fundação e foram obtidos de medidores triortogonais localizados na galeria perimetral em torno da malha de chavetas. Três meses após o primeiro enchimento do reservatório e durante os seis anos sucessivos, não houve deformações incrementais apreciáveis, nem vertical nem horizontal para jusante, na zona das chavetas.

Duas rosetas de deformímetros foram embutidas no concreto das chavetas longitudinais e duas nas chavetas transversais. Antes do enchimento do reservatório, tensões de tração nas direções horizontal e subhorizontal foram observadas na maioria dos locais. Elas foram atribuídas ao calor de hidratação, ao subsequente resfriamento e contração do concreto. Após o enchimento do reservatório, ao longo de um período de seis anos, a evolução das tensões nas chavetas mostrou as seguintes tendências:

- As tensões verticais eram de compressão em todos os locais e continuaram a crescer a uma taxa anual de 10 a 15 N/cm².

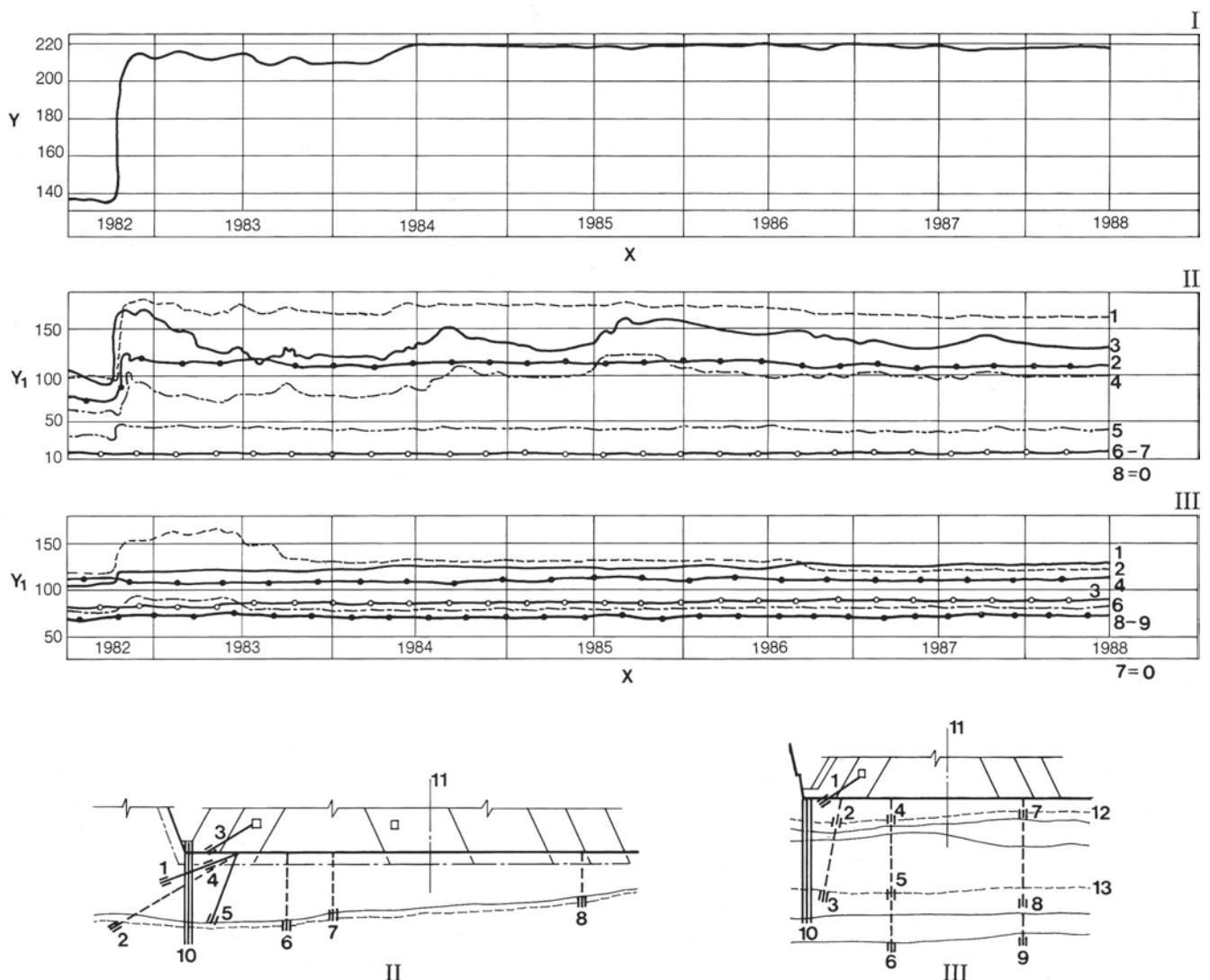


Fig. 9.54 Blocos da barragem de gravidade aliviada: pressões piezométricas e medidas na fundação ao longo do tempo

I Nível d'água do reservatório

II Bloco F19/20

III Bloco F35/36

Y Elevação (m)

Y₁ Nível piezométrico (m)

X Anos

1 a 9 Piezômetros

10 Cortina de injeção

11 Eixo da barragem

12 Contato C/D

13 Contato B/C

- As tensões verticais de compressão eram de aproximadamente 270 N/cm² na área de montante tanto nas chavetas longitudinais como nas transversais. Na parte de jusante da fundação tratada, estas tensões eram de aproximadamente 130 N/cm².
- As tensões horizontais de tração foram se dissipando e as de compressão aumentando na porção de montante da fundação chavetada a uma taxa anual de 15 a 20 N/cm².

Não havia quase pressão piezométrica na fundação tratada por chavetas, nem percolação através dela. O túnel perimetral em torno da zona tratada foi muito efetivo na interceptação da percolação através das descontinuidades.

As análises das deformações e das tensões no concreto indicaram que as fundações na área tratada haviam se consolidado totalmente e alcançado uma resistência adequada. Enquanto as tensões no concreto estavam ainda variando, o aumento na compressão indicou que as cargas tanto vertical como de cisalhamento estavam sendo compartilhadas entre a rocha reforçada e o concreto. Concluiu-se que a fundação chavetada tinha o mesmo grau de estabilidade que a fundação em rocha sã da barragem.

Subpressão e drenagem da fundação

O arranjo típico dos piezômetros da fundação, a cortina de injeção e os furos de drenagem rasos e profundos para dois blocos de gravidade aliviada são mostrados na Fig. 9.54. Os piezômetros foram posicionados a montante da cortina de injeção nas juntas e contatos importantes e também a jusante da cortina nas mesmas feições. Outros foram localizados no contato concreto-rocha a jusante da cortina de injeção.

Como havia sido previsto, a montante da cortina de injeção, as pressões piezométricas aumentaram até 60 a 100% do nível do reservatório, ao passo que as microfissuras na rocha ficavam saturadas. A jusante da cortina de injeção, as subpressões chegaram em média a cerca de 10% da carga do reservatório e ficaram essencialmente inalteradas após oito anos de operação.

As subpressões no contato concreto-rocha sob a metade de montante da cabeça eram de 60 a 100% da carga do reservatório. Já que os furos rasos de drenagem foram perfurados na fundação ao longo do traçado de jusante da cabeça e a cortina mais profunda de drenagem foi também posicionada a jusante da cabeça, a subpressão no contato da fundação não foi aliviada de maneira apreciável pelos drenos. Entretanto, houve uma

pequena e gradual redução na subpressão sob a cabeça num período de 4 anos.

A Fig. 9.55 mostra a subpressão em 1988 no contato da fundação do bloco F19/20, que é típica dos blocos altos. Com o nível do reservatório essencialmente constante por três anos, as subpressões tinham se tornado geralmente estáveis. A distribuição da subpressão admitida no projeto e nas análises de estabilidade é também mostrada na Fig. 9.55. As subpressões reais são geralmente menores que aquelas dos critérios de projeto.

A vazão dos drenos rasos da fundação a jusante das cabeças aumentou gradualmente quando o nível do reservatório atingiu seu nível permanente máximo na El. 219,6 em 1984. A vazão total dos drenos rasos em junho de 1984 era de 199 l/min. Depois disso, durante os três anos seguintes, houve uma redução constante de 30 l/min

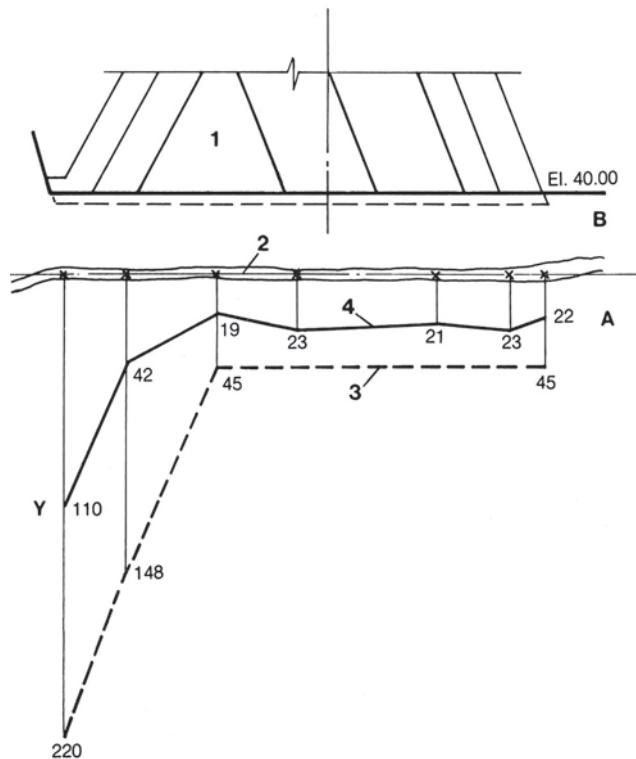


Fig. 9.55 Subpressão no contato da fundação de bloco típico de gravidade aliviada

Y Subpressão (m)

A, B Derrames de basalto

1 Bloco F19/20

2 Contato A/B

3 Diagrama teórico de subpressão

4 Subpressão medida por instrumentos em dezembro de 1988

por ano, indicando um fechamento gradual dos caminhos de percolação. As vazões de drenagem também mostraram alguma influência das temperaturas sazonais, aumentando no inverno e diminuindo no verão.

A vazão total dos furos da cortina de drenagem mais profunda e das galerias de drenagem, incluindo as galerias na El. 20 em torno da zona de tratamento com chavetas, também atingiu um pico em 1984 de aproximadamente 3000 l/min. Isto incluiu a drenagem de seis blocos de contrafortes na ombreira direita. Durante os cinco anos seguintes, a vazão total de drenagem havia diminuído para cerca de 1920 l/min.

A observação e análise das pressões piezométricas da fundação e das vazões de drenagem indicaram que:

- A cortina de injeção é efetiva na redução da percolação através da fundação e de suas feições mais permeáveis para um total razoável e controlável. Já que as vazões de percolação estão diminuindo com o tempo, a eficácia da cortina de injeção não está sendo prejudicada.
- Os drenos rasos e profundos de fundação são muito efetivos na redução das subpressões, as quais são menores que aquelas assumidas nos critérios de projeto, indicando margens adequadas de segurança e estabilidade da barragem.
- A percolação total a partir das fundações é menor que aquela prevista pelos modelos matemáticos e se compara favoravelmente com a experiência de outras barragens altas de concreto em fundações similares. Não há indicação de que estejam sendo lixiviadas quantidades significativas de materiais solúveis, seja da rocha ou da cortina de injeção.

Fig. 9.56 Barragem de gravidade aliviada – deslocamentos medidos por pêndulos diretos

I Deslocamentos horizontais na crista, El. 225

1 Extensão em planta da barragem principal

2 Bloco mais alto F 19/20

3 Eixo da barragem

4 Deslocamento da crista em junho de 1985

5 Deslocamento da crista em junho de 1988

6 Vetores do deslocamento horizontal

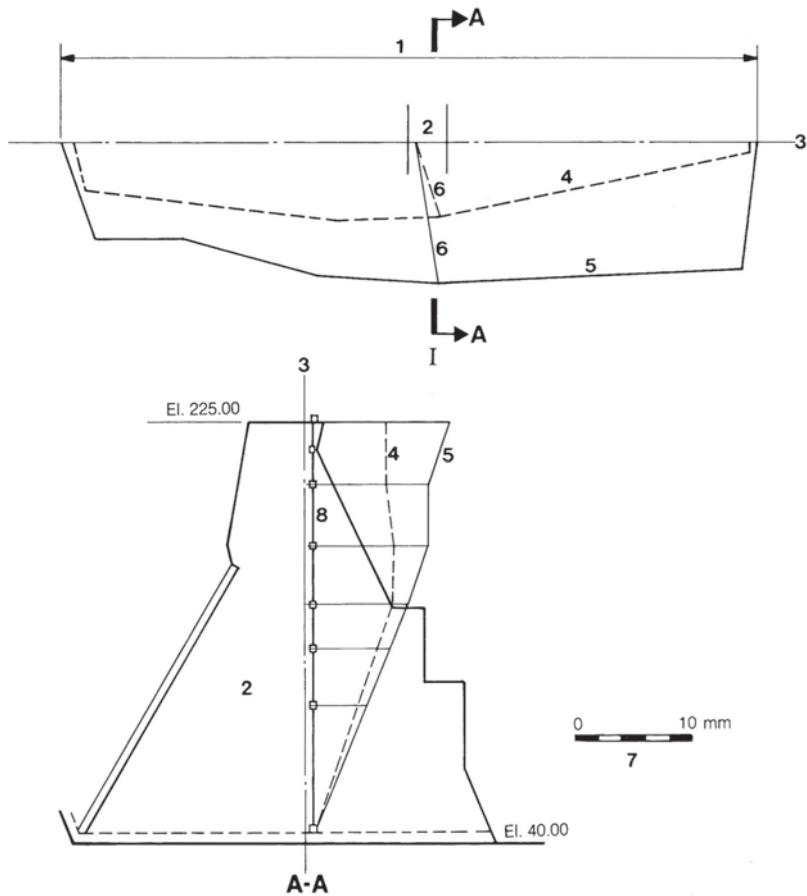
7 Escala do deslocamento

8 Pêndulo direto

DESEMPENHO ESTRUTURAL

Deslocamentos da barragem de gravidade aliviada

Os deslocamentos da barragem nos planos axial e transversal indicam sua resposta às cargas externas, principalmente à pressão do reservatório, e o grau de ação interna monolítica das células de gravidade aliviada. Durante a construção, vários monólitos de um bloco deformaram e flexionaram em consequência de seu próprio peso, em particular a cabeça de montante que se apoiou nas almas de contraforte. Posteriormente, uma vez que os blocos centrais foram concluídos até o topo com os contrafortes confinados pelas duas cabeças maciças para formar a cúpula, e a barragem foi pré-carregada, o bloco inteiro flexionou por inteiro, com ajustes internos menores. Antes do enchimento do reservatório em outubro de 1982, as juntas longitudinais de contração abertas foram injetadas. Ao passo que o reservatório ficava cheio, o bloco inteiro deformava e flexionava, em consequência da distribuição das cargas nos vários membros estruturais por flexão e cisalhamento.



Para se medir os deslocamentos da crista da barragem antes do enchimento do reservatório, em 9 de outubro de 1982, foi primeiramente estabelecida uma linha de origem ao longo do eixo através de levantamentos geodésicos de alta precisão. Após o enchimento do reservatório, os deslocamentos, tanto nas direções axiais como transversais, foram medidos por meio de levantamentos geodésicos e pêndulos diretos. Enquanto o levantamento geodésico media os deslocamentos totais a partir da linha base, os quais incluíam as deformações das fundações, os pêndulos diretos mediam apenas os deslocamentos da estrutura em relação à fundação. Os pêndulos também mediam os deslocamentos da barragem em várias elevações, incluindo a El. 223,9, próxima da crista.

Em junho de 1985 até junho de 1988, os deslocamentos horizontais para jusante da crista da barragem principal de gravidade aliviada em relação ao eixo fixo são representados graficamente na Fig. 9.56. Foi observado que:

- Os blocos mais altos defletiram mais que os mais baixos.
- Na direção axial, a maioria dos blocos se inclinou em direção à ombreira esquerda, com os últimos três blocos se inclinando na direção oposta.

As mudanças nos deslocamentos do bloco F19/20 por um período de três anos são mostradas na Fig. 9.56. As principais observações relativas ao desempenho da barragem de gravidade aliviada, conforme indicado pelos deslocamentos, são:

- Os deslocamentos máximos para jusante ocorrem durante o inverno (junho-agosto). O deslocamento máximo da crista observado até então era de 11,8 mm para o bloco F 13/14 (um dos blocos mais altos) em junho de 1987, durante um verão excepcionalmente frio.
- Durante um inverno normal (junho de 1986), o deslocamento da crista do bloco F 19/20 foi de 9,6 mm. Isto se compara com um deslocamento de 9,8 mm calculado pelo MEF para um bloco de barragem elástico monolítico e sua fundação. Com uma trinca vertical na fundação, o modelo pelo MEF indicou um deslocamento da crista de 23 mm. Por isso, concluiu-se que a barragem e sua fundação estão elasticamente integradas e que não havia fissuração, seja na fundação, ou na cabeça de montante da barragem de gravidade aliviada.
- Durante o verão (dezembro-fevereiro), a face de jusante exposta da barragem esquenta e se expande e se

move para montante, reduzindo o deslocamento da crista em cerca de 35% daquele medido no inverno.

- Os blocos que têm a casa de força a seu pé estão protegidos da exposição do lado de jusante abaixo da El. 144. Abaixo desta elevação, há mudanças sazonais muito pequenas nos deslocamentos.
- A comparação dos deslocamentos de verão (janeiro de 1985) de dois blocos mais baixos F5/6 e F35/36 demonstra que o bloco com célula de gravidade aliviada completo é mais rígido e menos sensível a mudanças de temperatura ambientais do que o tipo de contraforte duplo com uma face de jusante aberta.
- O máximo deslocamento na direção axial até então observado foi de 3,2 mm no bloco F5/6 em junho de 1987 e ocorreu em direção à margem esquerda. Por causa do relaxamento lateral da rocha, os blocos de ombreira tendem a se inclinar em direção ao canal do rio. Algum deslocamento axial é também atribuído aos níveis da fundação em dois degraus no mesmo bloco de gravidade aliviada, por exemplo, F5/6. Entretanto, a flexão axial não causou tensões excessivas de tração.

As deformações diferenciais entre blocos de gravidade aliviada adjacentes foram monitoradas através da medição de movimentos das juntas de contração transversais na fundação e nas galerias em várias elevações. Num período de dois anos, de julho de 1985 a junho de 1987, os movimentos diferenciais médios foram os seguintes:

Abertura de junta, direção axial

Nas fundações	0,25 mm
Na El. 214	1,04 mm

Deformação diferencial transversal

Nas fundações	0,10 mm
Na El. 214	0,30 mm

Recalque diferencial na cabeça de montante

Nas fundações	0,12 mm
---------------	---------

Durante o mesmo período, movimentos diferenciais entre o primeiro e o último bloco de gravidade aliviada e a barragem de contraforte adjacente, à direita, e a estrutura de controle de desvio, à esquerda, foram geralmente cerca do dobro dos valores médios citados acima. Isto era esperado porque os blocos contíguos são mais flexíveis do que seus vizinhos de gravidade aliviada.

Os movimentos diferenciais muito pequenos entre os blocos de gravidade aliviada foram outra confirmação de que a barragem e sua fundação tinham atingido um equilíbrio elástico. Para os blocos com tratamento de chavetas, os movimentos diferenciais foram cerca de 20% dos valores médios e o recalque essencialmente zero, indicando que as chavetas estavam atuando de forma integrada com a rocha da fundação.

Comportamento térmico da barragem de gravidade aliviada

O desempenho estrutural da barragem de gravidade aliviada, refletido pelos deslocamentos e tensões, é bastante afetado pela distribuição de temperaturas dentro do corpo do bloco. Em consequência de seu formato de caixa e de sua construção articulada, da cabeça maciça de montante e da laje da face de jusante e das diferentes misturas de concreto usadas, os vários componentes do bloco resfriam a taxas diferentes. Os gradientes de temperatura dentro dos monólitos podem causar tensões de tração apreciáveis, particularmente em áreas de alta restrição.

As taxas de resfriamento ou as mudanças de temperaturas dos vários componentes estruturais também dependem da exposição à água no lado de montante, da circulação do ar dentro do bloco aliviado e da exposição da face de jusante.

Históricos típicos de temperaturas observadas nos blocos altos por um período de oito anos são mostrados na Fig. 9.57. As temperaturas foram medidas por termômetros situados perto das fundações, a cerca de meia altura e embutidos na cabeça de montante, na alma de contraforte e na cabeça de jusante.

O concreto foi lançado a cerca de 7°C. Nas cabeças maciças, a temperatura atingiu um máximo de 40° a 45°C cerca de 3 meses após o lançamento; o pico mais alto foi atingido quando o concreto foi lançado no verão. Nas almas mais esbeltas, que tinham cerca de 15% menos cimento que as cabeças na mesma elevação, o pico foi de aproximadamente 3 a 5°C inferior e ocorreu cerca de 15 dias após o lançamento.

As temperaturas médias nas cabeças maciças levaram em torno de três anos para descer até a temperatura média anual ambiente (22°C), enquanto as almas esbeltas resfriaram até a temperatura ambiente em apenas 6 meses. Depois disso, a cabeça de montante resfriou mais 1°C em 4 anos. Em algumas cabeças de jusante apoiadas na casa de força, a taxa de resfriamento foi cerca da metade daquela das cabeças de montante.

A temperatura da água do reservatório afetou os gradientes térmicos na cabeça de montante. Por exemplo, em junho de 1987, a temperatura na metade de montante da cabeça era de 19°C, a mesma que a temperatura da

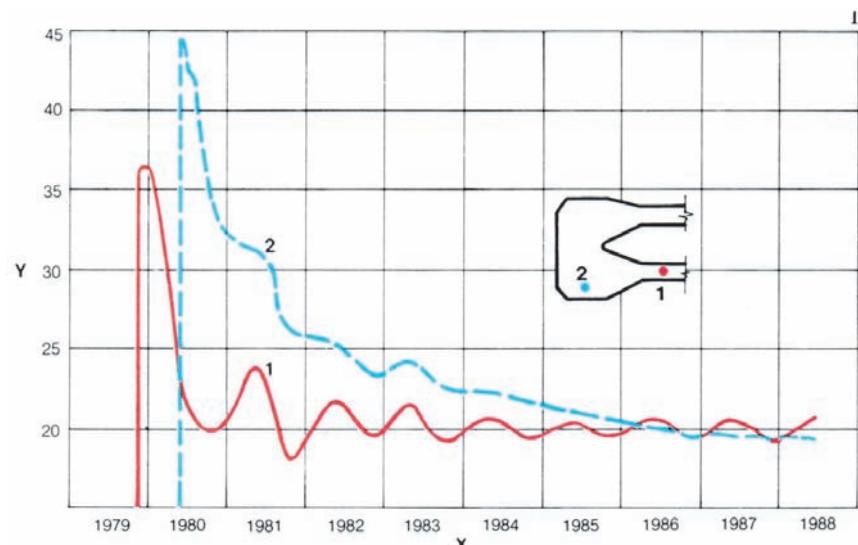


Fig. 9.57 Histórico térmico de bloco típico de gravidade aliviada (F 19/20)

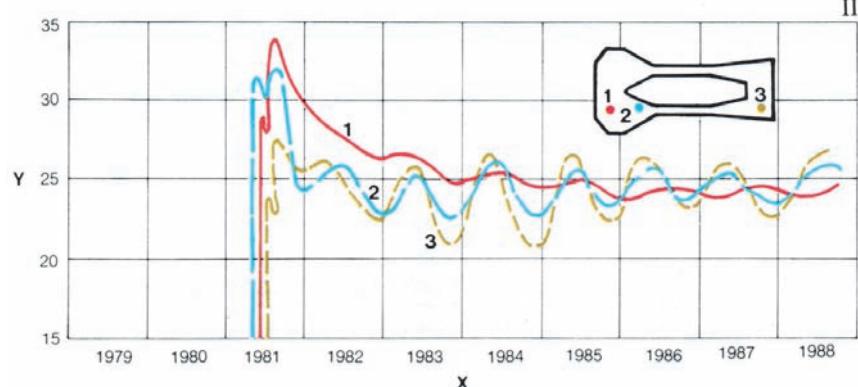
I Na El. 50,25

II Na El. 150,85

Y Temperatura (°C)

X Anos

1, 2, 3 Termômetro embutido no concreto



água, enquanto nos contrafortes e nos pescos da cabeça era de 20 °C, a mesma que a temperatura do ar dentro da célula. Na direção axial, durante os primeiros quatro anos, a variação máxima de temperatura foi de cerca de 2 °C; depois disso, foi menor.

Em geral, a taxa de resfriamento e a distribuição da temperatura nos vários elementos estruturais estavam de acordo com aquelas previstas pelas análises pelo MEF feitas durante o projeto e os estudos para a seleção de misturas de concreto. Nas críticas cabeças de montante, que recebem a carga do reservatório e a transferem para o resto da estrutura e as fundações, a taxa de resfriamento foi lenta e os gradientes de temperatura em ambas as direções axial e transversal foram moderados. Estes dois fatores reduziram grandemente o risco de fissuração térmica na cabeça.

Funcionamento das juntas de contração

Antes do pré-carregamento e enchimento do reservatório, as juntas longitudinais de contração foram monitoradas e as indicações de abertura verificadas comparando-as com os cálculos baseados em dados de temperatura. Como indicado nas análises pelo MEF, as juntas de contração nos pescos das cabeças de montante e de jusante (A e D) estavam geralmente fechadas, mas as duas juntas nas almas do contraforte (B e C) abriram até 1 mm ao longo dos 50 m inferiores de suas alturas. As juntas abertas foram injetadas e assim intertravadas firmemente para permitir a flexão dos monólitos como estrutura única.

Após o enchimento do reservatório, flutuações sazonais de aproximadamente 0,1 mm em média foram medidas na abertura e no fechamento de várias juntas longitudinais de contração. Em alguns blocos, as aberturas de junta observadas foram em parte atribuídas à fluência e ajuste da fundação. Em alguns casos, as juntas foram testadas com circulação de água, e, quando a abertura excedia 0,2 mm, eram preenchidas com calda de cimento sob baixa pressão. As juntas longitudinais de contração chavetadas executaram sua dupla função de prevenção das fissuras e transferência de carga entre monólitos, como havia sido previsto.

As juntas de contração transversais entre os blocos funcionaram como havia sido planejado e permitiram o movimento independente de cada bloco de gravidade aliviada sem interferir com o bloco adjacente. À medida que a concretagem progredia e as cabeças resfriavam e

contraíam, as juntas transversais se abriam. Posteriormente, enquanto a estrutura como um todo se ajustava e se deformava e a fundação também se consolidava e deformava, as aberturas de junta mudaram e se estabilizaram. A vazão de percolação dos drenos nas juntas transversais de contração foi outro indicador de desempenho. Seis meses após o enchimento do reservatório, a vazão dos drenos de junta variava de 0 a 8 l/min, exceto para o dreno de junta F36/H1, que estava descarregando 25 l/min. Dois anos mais tarde, a vazão de cinco drenos de junta tinha aumentado para uma faixa de 38 a 191 l/min, com uma tendência de aumento ainda maior. Como o nível do reservatório estava praticamente constante neste período, foram realizados testes e explorações, incluindo furos executados na área próxima e vedação do dreno com bentonita em etapas. Na maioria dos casos, achou-se que as fontes de vazamento provinham do contato da fundação, das juntas permeáveis de construção, das fissuras ou do concreto poroso em torno dos vedas-juntas. Os drenos perfurados interceptando as áreas de percolação identificadas ou fissuras frequentemente reduziram a descarga do dreno. Alguns drenos de junta foram tamponados com bentonita. A eficiência do tratamento corretivo no controle do vazamento excessivo do dreno de junta é evidente a partir dos seguintes dados:

Junta (dreno)	Vazão em l/min				
	10/85	2/86	11/86	2/87	6/87
F8/9	106	122	157	107	23
F10/11	38	26	13	9	7
F22/23	148				
F24/25	101	61	40	27	32
F34/35	191	117	80	81	64

Cinco anos após o enchimento do reservatório, a vazão dos drenos de junta havia atingido a estabilização e eles estavam funcionando conforme projetado.

PERCOLAÇÃO ATRAVÉS DA CABEÇA DE MONTANTE

Cada bloco de gravidade aliviada tinha 21 drenos moldados em sua cabeça. Dos 378 drenos naqueles blocos, apenas seis drenos em cinco blocos descarregavam mais que 2 l/min após o enchimento do reservatório, conforme mostrado a seguir:

Bloco (dreno)	Vazão em l/min					
	11/82	1/83	6/83	10/85	11/86	9/87
F9/10 (9)	4,4	3,3	1,4	25,8	6,0	0,6
F17/18 (7)	2,2	1,8	0,9	0,8	L	L
F21/22 (4)	4,2	4,2	4,1	L	L	L
F34/35(3, 5)	15,0	520,0	L	L	L	L
F35/36 (10)	L	L	L	115	112	110

L = vazão inferior a 0,5 l/min

Geralmente, ocorreram altas vazões nas cabeças contíguas aos drenos de junta com descargas excessivas. Rápidos aumentos de vazão nos drenos internos do bloco F34/35 ocorreram dois meses após o enchimento do reservatório, enquanto aqueles nos drenos do bloco F35/36 ocorreram após três anos. Investigações mostraram que as principais causas foram as mesmas que para as altas vazões dos drenos de junta. Para os blocos F35/36, outro fator que contribuiu foi a deformação adicional da fundação atribuída à nova escavação no pé do bloco para a casa de força do canal de desvio. O tratamento corretivo, similar àquele para os drenos de junta, foi bem-sucedido e os drenos funcionaram corretamente, reduzindo de modo efetivo as pressões intersticiais nas cabeças.

Ocorrências de fissuração

Fissuras nos contrafortes. Com a exceção dos blocos F33/34 e F35/36, não houve fissuras nos contrafortes da barragem de gravidade aliviada. Uma galeria de 2,5 m x 2,5 m de acesso para veículos foi construída através dos quatro contrafortes destes blocos. Estava situada no nível da fundação perto de uma junta de contração nos monólitos do meio. No inverno de 1981, foram detectadas fissuras capilares verticais e subverticais; um grupo começava a partir do canto da galeria e o outro cerca de 13 m a montante. As fissuras, aparentemente, não atravessavam os contrafortes. As fissuras que estavam com abertura de 0,10 mm, ou mais, foram injetadas com epóxi antes do teste de pré-carregamento. A galeria foi obturada com concreto antes do enchimento do reservatório.

Determinou-se que a principal causa destas fissuras foi a elevada e rápida queda de temperatura. O concreto nas camadas inferiores, lançado em janeiro-fevereiro (o alto verão) de 1979, atingiu uma temperatura máxima de 36°C. Então, ele resfriou rapidamente para 18°C em 6 meses, cerca de 50% mais rápido que a taxa de resfriamento observada para a maioria dos outros blocos

de gravidade aliviada. O rápido resfriamento combinado com concentrações de tensões em torno da galeria de acesso induziu tensões de tração de aproximadamente 260 N/cm² perto das fundações, levando ao início das fissuras e ao alívio da tensão.

Em dezembro de 1986, quatro anos após o enchimento do reservatório, novas fissuras verticais e inclinadas foram observadas nos contrafortes do bloco F35/36. Enquanto sua configuração era similar à das fissuras anteriores, elas tinham de 10 a 15 m de extensão, abertura de 0,2 a 0,6 mm e, algumas, se estendiam através dos contrafortes. Uma vez que nenhuma fissura ocorreu no bloco contíguo F 33/34, as novas fissuras não podiam ser atribuídas a fatores térmicos. Uma análise abrangente das deformações medidas na fundação, dos deslocamentos do bloco e movimentos diferenciais na junta de contração transversal com o bloco adjacente da estrutura de controle de desvio, estabeleceu que o relaxamento e a rotação da fundação, em função das novas escavações a jusante do bloco e no canal de desvio, induziram deformações excessivas de tração nos contrafortes. As fissuras incipientes e a concentração residual de tensão nas áreas críticas também contribuíram para a formação das fissuras. Estas fissuras foram reparadas por meio de um tratamento de injeção de epóxi. Após a conclusão da construção de jusante e o fim da fluência da fundação, o desempenho estrutural do bloco voltou ao normal.

Fissuras nas cabeças de montante. Duas fissuras semiverticais foram detectadas nas cabeças de dois blocos durante o teste de pressão dos drenos internos; uma apareceu à mostra na face de montante e a outra no lado de jusante da cabeça. Estas fissuras foram atribuídas à deformação das fundações escalonadas da cabeça dupla ou à combinação de outros fatores. Provavelmente, pequenas fissuras térmicas foram agravadas e se estenderam devido à pressão hidráulica nos drenos. Tratamentos por injeção de epóxi vedaram efetivamente essas fissuras e restauraram a integridade da cabeça, antes do enchimento do reservatório.

Três anos após o enchimento do reservatório, foram observadas fissuras no lado de jusante das cabeças de montante dos blocos F8 e F9 em ambos os lados da junta transversal de contração F8/9, começando a partir da fundação. A fissura em F9 estava essencialmente seca e foi vedada com injeções de epóxi. Entretanto, havia vazamento através da fissura F8, e estava aumentado com o tempo.

Suspeitou-se que a fissura se estendia até o dreno de junta F8/9, porque a vazão do dreno superava 100 l/min naquele momento, e estava aumentando. Furos de sondagem de exploração confirmaram isto, indicando que a fissura tinha formado um prisma de aproximadamente 4 m de altura, 1,5 m de largura e 3,5 m de profundidade na base. A junta de contração formava uma face do prisma. Chegou-se à conclusão de que o prisma praticamente tinha se separado do resto da cabeça e não estava tensionado. Foram executados furos de drenagem na fissura. O tratamento por injeção de epóxi, realizado em etapas, foi apenas parcialmente bem sucedido, por causa de alguns depósitos de sedimento argiloso na fissura. Esta evidência e os testes na junta contígua e nos drenos moldados confirmaram que a percolação na fissura estava vindo pelas fundações. Com a estabilização do prisma por meio de drenagem apropriada e injeção parcial da fissura, o bloco da barragem foi recuperado de forma adequada e está funcionando normalmente.

Desenvolvimento de tensões na barragem

As tensões no concreto foram medidas diretamente por tensômetros embutidos ou calculadas a partir das deformações medidas por rosetas de deformímetros. A maioria dos tensômetros foi instalada para medir tensões verticais e inclinadas a 45 °. Contudo, as rosetas de deformímetros podiam também medir deformações na horizontal em direções axiais e transversais.

Antes do enchimento do reservatório. Inicialmente, como cada monólito foi construído até uma altura de 50 m acima de suas fundações, as tensões eram principalmente devidas ao peso próprio. Acima daquela altura havia transferência de algum peso a partir das cabeças tanto de montante como de jusante para os contrafortes. Ao fim de 1981, quando a maioria dos blocos tinha sido concluída até aproximadamente a El. 200, e antes do teste de pré-carregamento, as tensões verticais próximas às fundações dos blocos altos (El. 53) eram todas de compressão com os seguintes valores médios:

Cabeça de montante	100 N/cm ²
Contrafortes	250 N/cm ²
Cabeça de jusante	100 N/cm ²

As tensões verticais nos contrafortes esbeltos variavam de 70 a 100 N/cm², respondendo às temperaturas do ambiente, com as compressões aumentando no inverno

e diminuindo no verão. As tensões em ambas as cabeças não eram afetadas pelas temperaturas do ambiente.

Algumas tensões laterais foram também detectadas com valores menores que 50 N/cm².

Efeito do pré-carregamento. Durante a aplicação gradual da pressão hidráulica de até 100 m nos blocos centrais, as tensões verticais de compressão no contraforte perto da fundação dos blocos altos aumentaram de 70 a 100 N/cm². Houve pouca mudança nas tensões na cabeça de jusante. Na cabeça de montante, houve um aumento de até 50 N/cm² na compressão.

As tensões aumentaram progressivamente, com algumas flutuações sazonais. Isto indicou que os monólitos estavam se ajustando um ao outro e que havia uma mudança contínua nas configurações de transferência de carga através das juntas de contração e através do teto da cúpula que une as duas cabeças sob a tomada d'água.

Efeito do enchimento do reservatório. Os tensômetros embutidos mostraram mudanças nas tensões quase tão rapidamente quanto o ritmo de subida do nível do reservatório acima do nível de pré-carregamento, na El. 135. Dependendo da posição, houve um aumento de 50 a 70 N/cm² da compressão nas tensões verticais e principais paralelas às faces de montante e jusante da barragem.

A Fig. 9.58 ilustra as tensões verticais nas cabeças de montante e de jusante e nos contrafortes de um bloco típico de gravidade aliviada, antes e depois do enchimento do reservatório (1979 -1982 e 8 anos após, 1990).

Após o rápido aumento na tensão sucessivo ao enchimento do reservatório, houve uma redução de 10 a 30 N/cm² na compressão, na cabeça de montante. Isto foi devido em parte ao aumento na pressão intersticial na cabeça (que reduz a tensão medida pelo tensômetro) e em parte à transferência de carga de montante para a cabeça de jusante através do teto da cúpula.

A distribuição de tensões verticais num bloco típico em três elevações, em 1985, é mostrada na Fig. 9.59. Esses valores de tensão foram medidos por tensômetros. No mesmo diagrama, são mostradas as tensões obtidas a partir do modelo matemático pelo MEF.

Após cinco anos de operação, com o reservatório cheio e oscilando apenas cerca de 4 m, as tensões em todos os blocos de gravidade aliviada e nos seus componentes estruturais eram todas de compressão. As tensões máximas verticais, medidas por instrumentos perto das

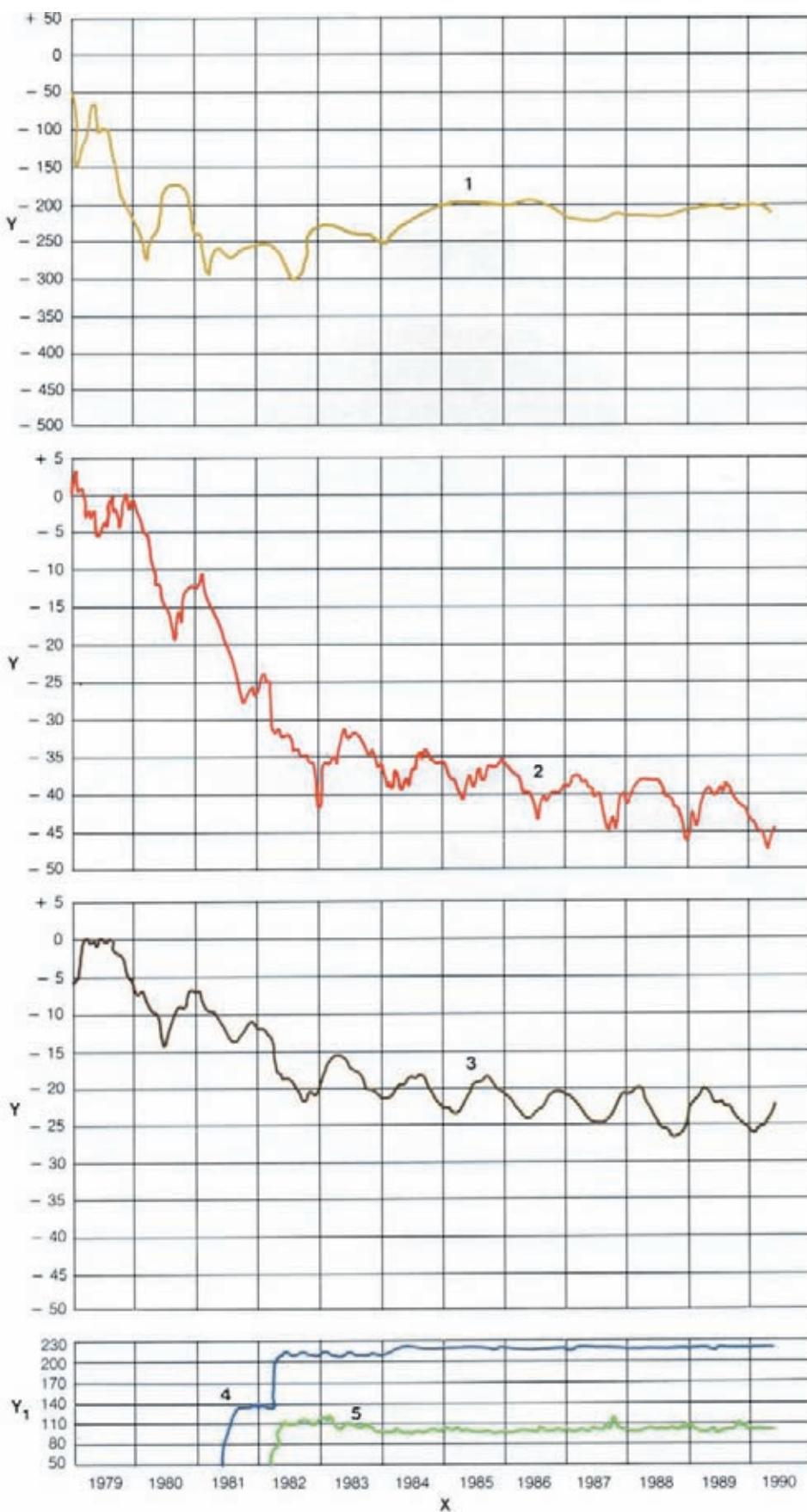


Fig. 9.58 Barragem de gravidade aliviada – Evolução das tensões verticais no concreto na El. 53

Y Tensão (N/cm²)

Y₁ Elevação (m)

X Anos

1 Tensão na cabeça de montante

2 Tensão no meio do contraforte

3 Tensão na cabeça de jusante

4 Nível d'água de montante

5 Nível d'água de jusante

fundações dos blocos mais altos, eram:

Cabeça de montante	200 – 250 N/cm ²
Contrafortes	350 – 400 N/cm ²
Cabeça de jusante	150 – 350 N/cm ²

Por causa das mudanças sazonais, as tensões internas variavam de 30 a 50 N/cm² somente; mas, perto da face exposta de jusante, as oscilações eram de 100 a 150 N/cm².

A evolução das tensões na cabeça de montante tinha um interesse especial, porque trações elevadas podiam causar fissuração e vazamentos. Mesmo com drenos internos em funcionamento, as pressões intersticiais podem aumentar ao longo das juntas de contração e em torno dos instrumentos embutidos. Os tensômetros instalados paralelamente à face de montante refletiam especialmente o efeito das pressões intersticiais nas tensões principais. Embora nenhuma tração tivesse sido detectada, algumas tensões principais chegaram até aproximadamente 100 N/cm² de compressão.

Sumário

As deformações, recalques e deslocamentos da barragem de gravidade aliviada e de suas fundações, medidos por instrumentação e sistematicamente analisados, indicaram um comportamento normal e estável. Todas as tensões na barragem de concreto são de compressão e são inferiores a 33% da resistência correspondente do concreto. A estrutura sofreu um ajuste interno e, como previsto, os blocos da barragem e suas fundações funcionam como um complexo elástico integrado.

Não houve indícios de formação de trincas na fundação perto da cortina de injeção de montante. O tratamento corretivo das poucas fissuras que ocorreram em alguns blocos tinha totalmente recuperado sua integridade estrutural. A cortina de injeção e o sistema de drenagem da fundação foram efetivos no controle da percolação e das subpressões, dentro de adequadas margens de segurança.

Fig. 9.59 Tensões verticais distribuídas num bloco típico de gravidade aliviada (F19/20)

Distribuição teórica da tensão (N/cm²)

Distribuição da tensão medida em 1985

(-) Compressão (N/cm²)

DESEMPENHO DA BARRAGEM DE CONTRAFORTES

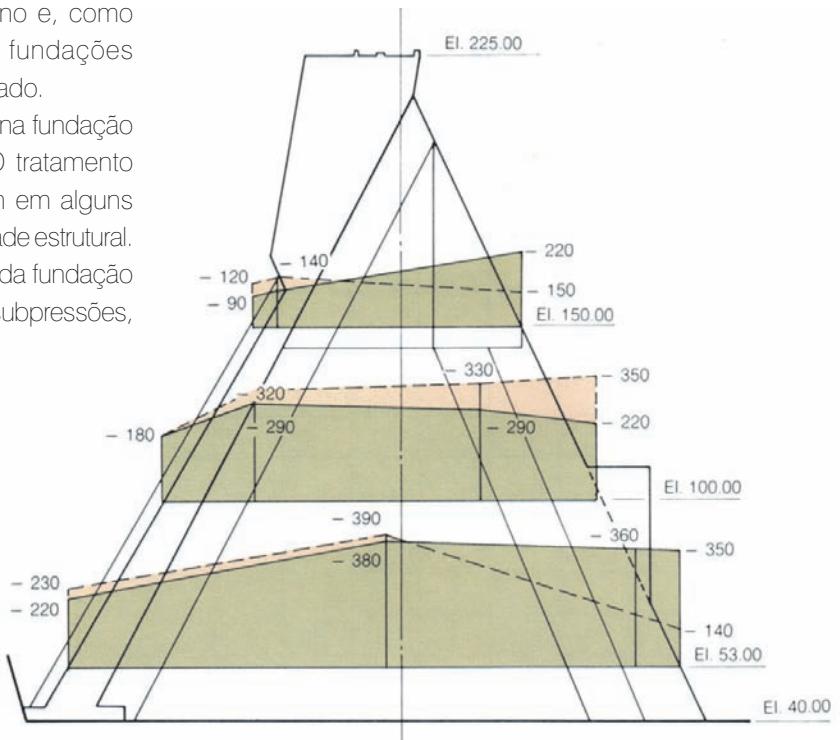
INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO

Arranjo de instrumentação

Nove blocos foram selecionados como representativos, e instrumentados para monitorar o comportamento da barragem de contrafortes. A Fig. 9.60 mostra o arranjo típico dos instrumentos num bloco da barragem de contrafortes. Além disso, os seguintes tipos de instrumentos foram instalados nas fundações:

- Extensômetros múltiplos verticais e inclinados sob a cabeça, que penetraram de 50 a 70 m nas fundações, atravessando algumas descontinuidades e contatos entre diferentes estratos.
- Extensômetros múltiplos no corte abrupto da rocha a jusante de alguns dos blocos na margem direita.
- Piezômetros sob as cabeças de montante para medir a subpressão.

Levantamentos geodésicos de alta precisão para medição dos deslocamentos e recalques da crista da barragem inteira de Itaipu abarcaram os dois lados da barragem de contrafortes.



RESPOSTA DA FUNDAÇÃO

Recalque

Tanto o recalque como a deformação para jusante das fundações e das escavações íngremes a jusante dos nove blocos foram monitorados com extensômetros múltiplos. Durante a construção e antes do enchimento do reservatório, o recalque máximo sob o bloco mais alto de contraforte foi de cerca de 0,1 mm, apenas. Por ocasião do enchimento do reservatório, ocorreu um recalque de aproximadamente 1 mm perto da parte de jusante, mas houve uma elevação da fundação de cerca de 0,8 mm na cabeça de montante. Isto indicou uma rotação para jusante de aproximadamente 2 mm dos blocos mais altos da barragem, que estabilizaram aproximadamente dois anos após o enchimento do reservatório sem qualquer aumento apreciável a partir dos valores iniciais.

As deformações da fundação nas direções do fluxo foram desprezíveis antes do enchimento do reservatório, com exceção da deformação dos taludes do corte de jusante, discutida mais adiante. Simultaneamente ao enchimento do reservatório, foi medida uma deformação horizontal de 0,5 a 1 mm na direção de jusante sob as

cabeças de dois dos blocos mais altos de contraforte (E6 e I1); ao mesmo tempo, sob a alma na parte de jusante, esta deformação foi de apenas 0,3 mm. A deformação máxima da fundação na direção do fluxo sob estes blocos altos aumentou gradualmente para 3 mm em dois anos após o enchimento do reservatório, e depois disso permaneceu estável. Entretanto, estas deformações mostram uma variação cíclica de ± 1 mm em resposta às mudanças sazonais da temperatura ambiente e da água. Sob as almas do contraforte, essas deformações da fundação permaneceram inalteradas. As deformações para jusante sob os dois blocos mais altos de contraforte foram atribuídas às deformações de cisalhamento no contato entre basalto e brecha localizado de 7 a 10 m debaixo destes blocos, o qual está submetido a altas pressões intersticiais a montante da cortina principal de drenagem. Desde que as deformações se estabilizaram, a resposta da fundação foi elástica e a margem de segurança contra cisalhamento-escorregamento considerada adequada.

O comportamento do corte rochoso e do degrau a jusante dos quatro blocos na margem direita foi monitorado por extensômetros sub-horizontais instalados na face do talude e penetrando de 10 a 25 m nas fundações da barragem. As deformações para jusante de 1,5 a 2,5 mm ocorreram durante a construção da barragem e antes do enchimento do reservatório. Já que não havia deformações similares sob outros blocos de contraforte em função de seu próprio peso, elas foram atribuídas ao alívio e relaxamento de tensão dos taludes da escavação. Com o enchimento do reservatório e durante os cinco anos sucessivos, a deformação do talude cresceu e se estabilizou no valor de 4,5 mm na direção de jusante. A análise da deformação diferencial entre as diversas ancoragens do mesmo extensômetro e as medições dos

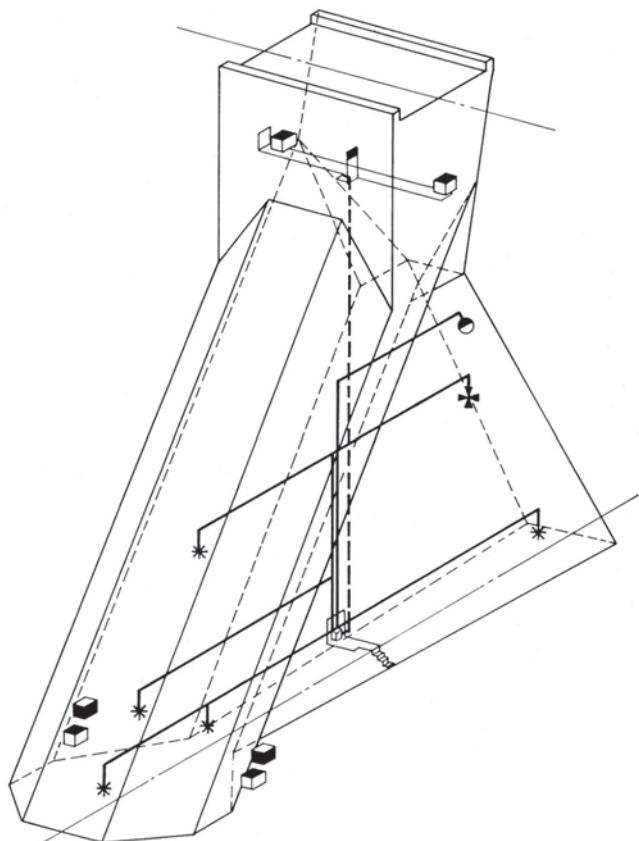


Fig. 9.60 Instrumentação típica da barragem de contraforte

- ◆ Medidores mecânicos de junta nos pisos
- Medidores mecânicos de junta nas paredes
- * Deformímetros
- Caixas terminais
- Pendentes diretos
- Termômetros superficiais
- ✚ Tensômetros múltiplos

novos extensômetros de maior comprimento instalados através da barragem indicaram que:

- A fluênciça da fundação estava localizada na parte de jusante da fundação exposta e tinha parado;
- A fundação sob os blocos da barragem era estável e sua resistência não foi prejudicada pelas deformações permanentes que tinham ocorrido.

As pressões piezométricas e subpressões foram monitoradas no contato concreto-rocha e em várias juntas da fundação e descontinuidades até uma profundidade de 30 m sob cerca de um terço dos blocos de contraforte. As pressões foram medidas a montante e a jusante da cortina de drenagem localizada logo a jusante da cabeça. As subpressões no contato da fundação se desenvolveram rapidamente, seguindo o enchimento do reservatório e atingindo valores médios de 20 a 60% da carga hidráulica. Sob as cabeças de oito blocos de contraforte, as subpressões atingiram quase 100% da carga do reservatório. A jusante da cortina de drenagem, a subpressão era menor que 10% da carga do reservatório. As subpressões sob as cabeças de contraforte mostraram flutuações sazonais: aumentando no inverno e diminuindo no verão. Caso contrário, elas teriam se estabilizado após quatro anos de operação. Enquanto as subpressões sob oito blocos eram mais altas que o previsto, indicando que as cortinas de injeção e de drenagem não eram totalmente efetivas no controle da subpressão, a vazão de percolação dos drenos era pequena e uniforme. Nenhum tratamento corretivo foi considerado necessário, porque haviam adequadas margens de segurança contra o escorregamento, mesmo com a subpressão mais alta.

As cortinas de injeção e drenagem foram eficientes na redução da vazão de percolação e das pressões piezométricas nos contatos basalto-brecha localizados

a 10 m, ou mais, abaixo das fundações da barragem de contrafortes. As subpressões nestes contatos, entre as duas cortinas, apresentaram valores de 50 a 60% da carga hidráulica.

DESEMPENHO ESTRUTURAL

Comportamento térmico e fissuração

O típico histórico térmico de um bloco de barragem de contraforte é mostrado na Fig. 9.61. Na cabeça maciça, a temperatura máxima do concreto, na faixa de 30 a 32°C, foi atingida em cerca de 30 dias após o lançamento e permaneceu naquela faixa por cerca de três meses. Depois disso, ele resfriou a uma taxa de aproximadamente 1°C/mês. Nos contrafortes relativamente esbeltos, por obra da exposição ao ar em ambos os lados, a temperatura máxima foi de 27° a 30°C e a taxa de resfriamento perto de 1,5°C/mês.

Para uma camada de concreto lançada no verão (dezembro), as temperaturas médias no final do inverno (agosto) foram as seguintes:

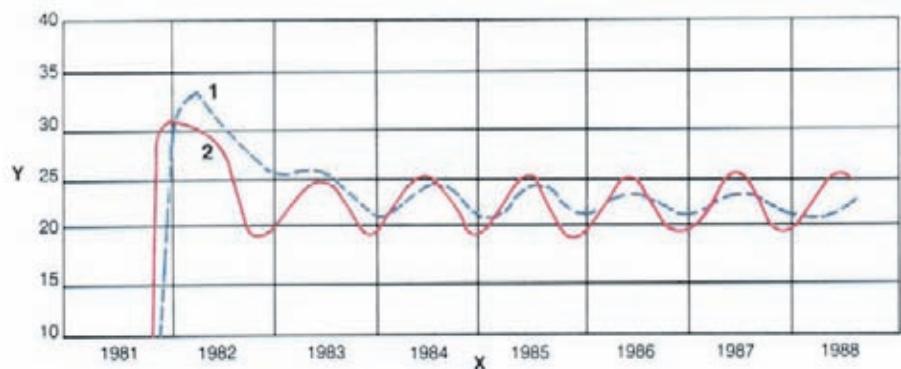
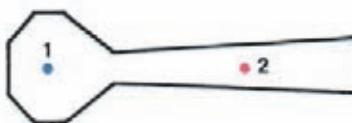
Elemento	Temperatura máxima (°C)	Temperatura inverno (°C)
Cabeça	32	28
Contraforte	30	20

Uma diferença de temperatura de 8 a 10°C entre a cabeça e o contraforte e a taxa relativamente rápida de resfriamento causariam concentrações de tensão de tração de 150 a 200 N/cm² nas áreas de grande restrição, perto da fundação e do pescoço, onde as almas do contraforte se alargam, formando a cabeça.

Em 30 dos blocos mais altos da barragem de contrafortes, foram construídas juntas de contração entre a cabeça e a

Fig. 9.61 Histórico térmico de um bloco típico de contraforte

Y Temperatura (°C)
X Anos
1, 2 Termômetros embutidos no concreto



alma e no próprio contraforte. Nestes blocos, as condições de tensão de tração foram aliviadas pelas juntas e não ocorreu fissuração alguma nos contrafortes. Algumas fissuras capilares superficiais, paralelas à face inclinada de montante, ocorreram no lado inferior ou no pescoço da cabeça. Estas fissuras, que eram rasas e causadas no inverno pelas grandes variações de temperatura ambiente, não tinham nenhuma importância estrutural.

Nos blocos da barragem de contraforte com altura inferior a 50 m, construídos sem juntas de contração, pela primeira vez em agosto (inverno) de 1980, foram detectadas fissuras verticais e subverticais, quando a maioria destes blocos estava concluída ou construída em mais da metade de suas alturas. A fissuração não foi prevista pelas análises matemáticas, porque o calor de hidratação real era maior, o concreto do contraforte resfriou mais rapidamente e o módulo de elasticidade do concreto era mais elevado do que o assumido.

Fissuras típicas num bloco de 45 m de altura são mostradas na Fig. 9.62. A maioria das fissuras tinha de 2 a 25 m de comprimento e de 0,1 a 1 mm de abertura no inverno e começava nas fundações. As investigações, incluindo retirada de testemunhos por meio de perfurações ao longo e através das fissuras principais durante um período de um ano (setembro de 1980 / agosto de 1981), indicaram que perto de 30 % das fissuras

nos contrafortes eram profundas e atravessavam a alma. Além disso, as fissuras mais importantes apresentavam uma tendência geral de prosseguir para cima durante cada inverno. As fissuras no pescoço da cabeça eram geralmente rasas.

Todas as fissuras com 0,3 mm, ou mais, de abertura e mais que 3 m de extensão foram injetadas com epóxi em setembro de 1981, um ano antes do enchimento do reservatório. Depois disso, as fissuras foram sistematicamente monitoradas a cada inverno, e seus comprimentos e aberturas medidos. Sete anos depois do tratamento, apenas duas fissuras injetadas tinham se estendido de forma significativa a ponto de exigir injeções suplementares de epóxi.

Deslocamentos da barragem

O desempenho estrutural dos blocos da barragem de contrafortes foi avaliado com base nos deslocamentos medidos por pêndulos e nas tensões e deformações medidas por instrumentos embutidos. Antes do enchimento do reservatório, os blocos estavam respondendo às temperaturas sazonais, inclinando-se para montante no verão e para jusante no inverno. A máxima amplitude do deslocamento cíclico da crista nos blocos da barragem de contraforte foi de 2 mm na direção do fluxo e de cerca de 1 mm na direção axial. Esses deslocamentos foram menores que os valores teóricos, indicando que os blocos eram mais rígidos que as hipóteses de projeto, mas atuando elástica e monoliticamente antes da aplicação da carga hidráulica.

Um mês após o enchimento do reservatório, e no meio do verão, todos os blocos da barragem de contraforte tinham se inclinado para montante, com um movimento máximo da crista de 2,8 mm. O bloco mais alto de contraforte na margem direita, contíguo à barragem de gravidade aliviada, foi uma exceção: sua crista deslocou 1,5 mm para jusante. Isto indicou que o peso da água do reservatório e a dilatação do contraforte devido às altas temperaturas do ambiente e à radiação solar inclinaram um bloco típico da barragem de contraforte para montante, compensando a flexão e o deslocamento para jusante causados pela pressão hidrostática. Para o bloco mais alto da ombreira, a deformação e o recalque mais elevados da fundação em razão da escavação profunda em seu pé de jusante contribuíram para uma inclinação maior para jusante, compensando o efeito do peso da água e do calor ambiente.

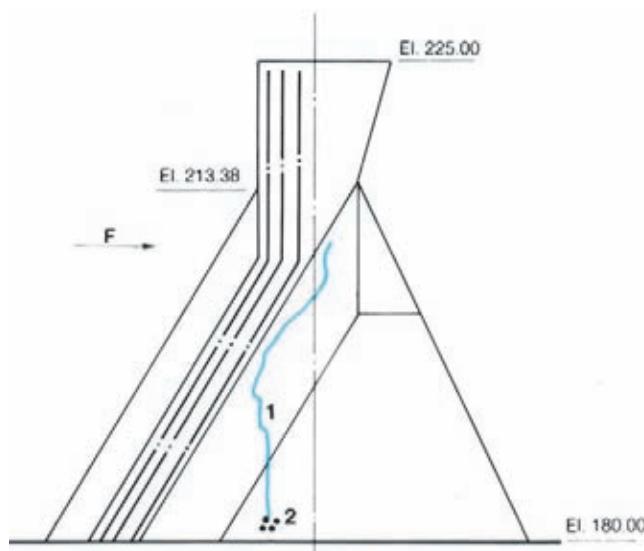


Fig. 9.62 Barragem de contrafortes – fissuras típicas

1 Fissura vertical

2 Perfurações com retirada de testemunhos ao longo da fissura

F Direção do fluxo

Após cinco anos de operação, os deslocamentos e deformações de todos os blocos da barragem de contrafortes tinham se estabilizado, os deslocamentos da crista variando de acordo com um padrão sazonal normal. Para os blocos mais altos, os deslocamentos sazonais da crista oscilavam entre 4 mm para jusante e 2 mm para montante, aproximadamente. Durante esse período, não houve deformação transversal relativa nas juntas de contração entre blocos contíguos.

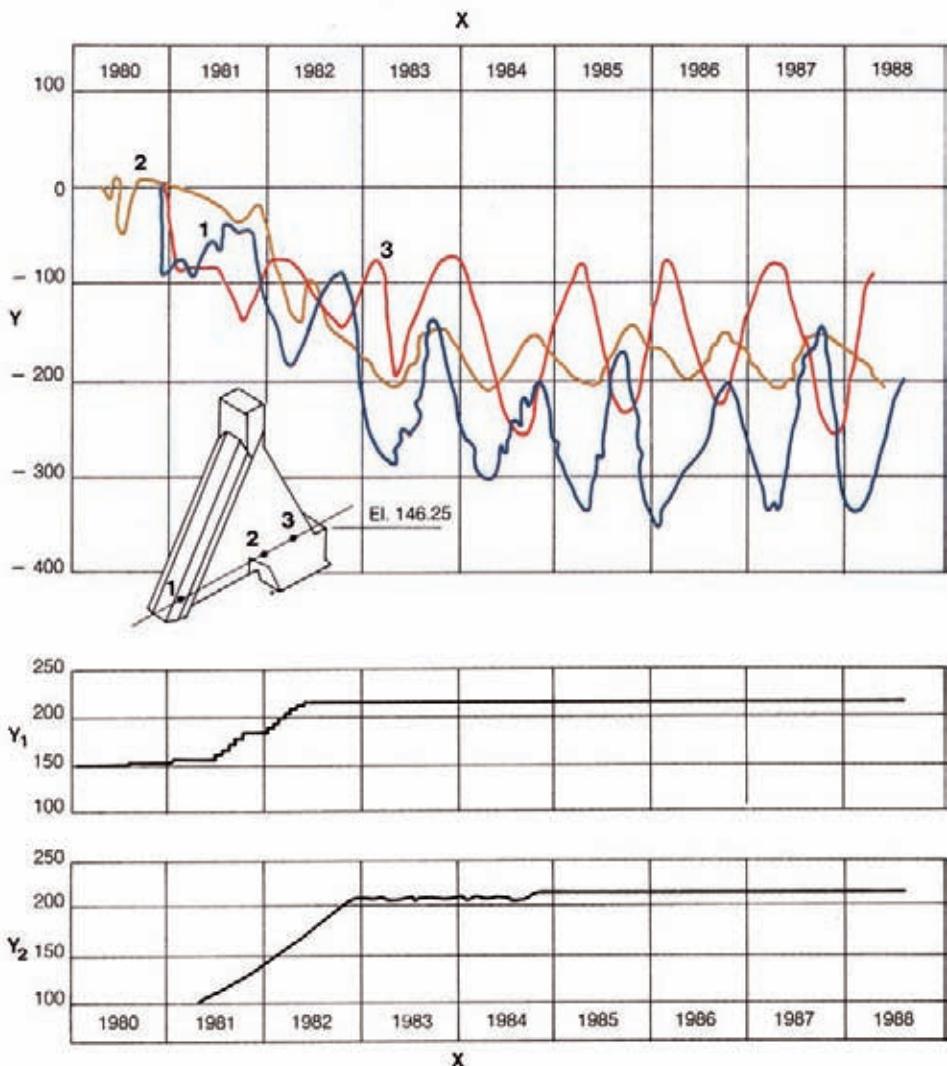
Evolução da tensão

A evolução das tensões verticais no bloco mais alto de contrafortes (E6) foi monitorada continuamente, desde o início da construção, por seis tensômetros embutidos na cabeça, na alma e na perna de jusante e situados 6 m acima das fundações. A Fig. 9.63 mostra o histórico das tensões verticais de 1980 a 1988. Quando o bloco alcançou seu topo em junho de 1982, as tensões verticais

eram causadas pelo peso da barragem e pelos efeitos térmicos, com os valores médios descritos a seguir:

Localização	Antes do enchimento do reservatório, junho de 1982 (N/cm ²)	Após 5 anos de operação, junho de 1987 (N/cm ²)
Cabeça	150	280
Alma do contraforte		
Montante	100	120
Meio	150	180
Jusante	150	180

Mesmo antes do enchimento do reservatório, as tensões verticais estavam respondendo aos ciclos sazonais da temperatura ambiente. No verão, o contraforte dilatava-se, introduzindo um momento fletor anti-horário na barragem. Isto aumentava a tensão de compressão



na cabeça e na parte de montante do contrafrente de 50 a 70 N/cm² da média e reduzia as tensões na parte de jusante do contrafrente em aproximadamente a mesma quantidade.

Um mês após o enchimento do reservatório (que ocorreu no verão), houve um aumento na compressão de aproximadamente 50 N/cm² no contrafrente. Após cinco anos de operação, uma vez estabilizadas as deformações da fundação, as tensões verticais médias tinham também atingido uma condição estável. Enquanto a tensão média na cabeça quase dobrou, houve somente um pequeno aumento no contrafrente. As tensões estabilizadas se compararam razoavelmente bem com os valores calculados teoricamente e confirmaram de forma satisfatória o desempenho estrutural da barragem de contrafrente.

As oscilações sazonais da tensão vertical são de 150 N/cm² perto do pé de jusante do contrafrente. A montante e na parte média do contrafrente, a amplitude das variações de tensão é de apenas 30 a 50 N/cm². As mudanças cíclicas de tensão atestam uma influência muito alta das mudanças de temperatura ambiente no comportamento da estrutura e também indicam que os blocos da barragem de contrafortes estão funcionando como estruturas monolíticas elásticas estáveis com tensões bem dentro dos limites de segurança.

As tensões nas cabeças de três blocos da barragem de contrafortes foram também monitoradas por rosetas de cinco deformímetros embutidos perto da fundação. Nenhuma tensão de tração foi detectada em qualquer direção, seja durante os primeiros dois anos quando o concreto resfriou até a temperatura média ambiente, ou após o enchimento do reservatório. Após sete anos de operação do reservatório, as tensões horizontais perto da fundação na direção axial eram de compressão e variavam na faixa de 100 a 150 N/cm². Não houve nenhuma ocorrência de fissuras transversais ou vazamento através das cabeças de qualquer dos blocos da barragem de contrafortes, o que também indicou o desempenho satisfatório e seguro da estrutura.

Estanqueidade das barragens laterais de contrafortes

Os drenos internos moldados nas cabeças da barragem de contrafortes foram pressurizados e testados para verificar a ocorrência de vazamentos antes do enchimento do reservatório. Seis meses após o enchimento do reservatório, 90% dos drenos internos e

das juntas estavam funcionando; enquanto a maioria dos drenos estava úmida, a vazão era geralmente menor que 3 l/min por dreno. Em um bloco na margem esquerda, dois drenos estavam descarregando de 10 a 20 l/min, mas a vazão permaneceu estável de dois a sete anos após o enchimento do reservatório, com flutuações sazonais relacionadas à flexão cíclica do bloco.

Outra exceção foi a vazão dos drenos de junta de um bloco na ombreira direita e de dois drenos de junta na margem esquerda. Em 1989, estes drenos de junta estavam cada um descarregando entre 10 e 30 l/min. A vazão de percolação através da barragem de contrafortes totalizava menos de 150 l/min em 1989. Além disso, havia uma tendência notável de diminuição na percolação global.

Sumário

Todos os blocos individuais nos três trechos laterais D, E e I da barragem de contrafortes estavam desempenhando satisfatoriamente. O tratamento das fissuras com epóxi havia restaurado a integridade dos blocos, que, por sua vez, estavam respondendo como estruturas elásticas e monolíticas, sustentando as cargas do reservatório e as térmicas dentro dos limites de segurança exigidos. A fundação havia atingido um estado de equilíbrio elástico e as subpressões estavam efetivamente controladas pelo sistema de drenagem da fundação.

TOMADAS DE ÁGUA, CONDUTOS FORÇADOS E EQUIPAMENTOS NA BARRAGEM DE CONCRETO

DISTRIBUIÇÃO DO EQUIPAMENTO	10.3
Barragem Lateral Direita (Blocos D e E)	10.4
Barragem Principal de Gravidade Aliviada (Blocos F)	10.4
Estrutura de Desvio (Blocos H)	10.5
Barragem Lateral Esquerda (Blocos I)	10.5
PROJETO DAS TOMADAS DE ÁGUA	10.6
Projeto Hidráulico	10.6
Testes em Modelo Hidráulico	10.6
Projeto Estrutural	10.9
GRADES	10.9
MÁQUINA LIMPA-GRADES	10.11
COMPORTAS DE SERVIÇO	10.15
Geral	10.15
Conversão das Comportas	10.16
Experiência de Operação	10.20
STOPLOGS	10.21
PÓRTICOS ROLANTES	10.23
Características Básicas e Arranjo Geral	10.24
Projeto e Fabricação dos Componentes	10.25
CONDUTOS FORÇADOS	10.27
EQUIPAMENTO AUXILIAR	10.31
Sistema de Bombeamento da Drenagem da Barragem	10.31
Serviços Sanitários	10.33
Estações de Tratamento d'Água	10.33
Água Potável e Livre de Cloro	10.34
Água de Reposição para o Sistema de Resfriamento	
Evaporativo da Ventilação	10.34
Ventilação	10.35

SUPRIMENTO DE ENERGIA	10.35
Geral	10.35
Energia Auxiliar de 50 Hz	10.35
Energia Auxiliar de 60 Hz	10.35
Sistemas de 125 V c.c.	10.36
PROTEÇÃO, CONTROLE E INSTRUMENTAÇÃO	10.37

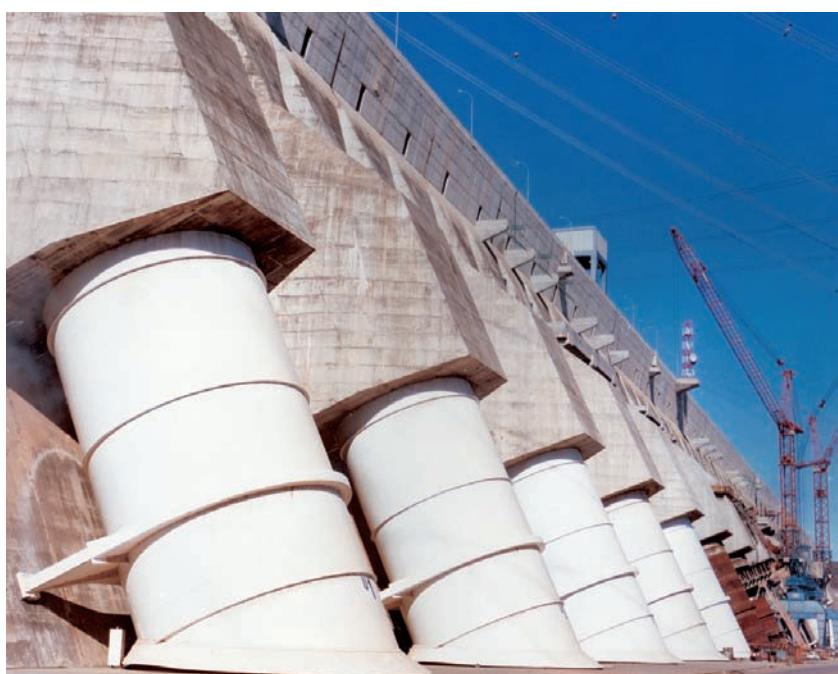
TOMADAS DE ÁGUA, CONDUTOS FORÇADOS E EQUIPAMENTOS NA BARRAGEM DE CONCRETO

DISTRIBUIÇÃO DO EQUIPAMENTO

Além do equipamento das tomadas de água, tais como comportas, guinchos, stoplogs, grades, guindastes de pórtico, e os condutos forçados, os seguintes equipamentos eletromecânicos estão colocados em várias partes da barragem de concreto:

- Elevadores e escadas de acesso.
- Estações de bombeamento de drenagem.
- Sistemas de ventilação nas galerias internas e túneis da fundação.
- Sistemas de coleta e bombeamento de esgotos.
- Estação de tratamento de água potável.
- Estações de telecomunicações.
- Subestações elétricas e painéis de controle.

Os vários trechos da barragem de concreto entre o vertedouro na margem direita e a barragem de enrocamento na margem esquerda têm uma crista comum na El. 225, que permite acesso rodoviário contínuo entre as duas margens. Devido à localização e a diferenças na configuração estrutural, os blocos da barragem de concreto têm uma distribuição de equipamento muito variada. Por isso a distribuição do equipamento nas várias partes da barragem de concreto é apresentada separadamente.



Vista dos condutos forçados desde a El. 144.

BARRAGEM LATERAL DIREITA (BLOCOS D E E)

Esta parte da barragem de concreto, formada por 64 blocos de contraforte, tem 1.088 m de comprimento e se estende desde o vertedouro até a barragem principal de gravidade aliviada. Uma galeria na El. 214 percorre toda a barragem de concreto; o acesso a essa galeria é feito por escadas desde a estrada da crista na El. 225, em diversas posições. Essa galeria dá acesso aos vários instrumentos estruturais embutidos no concreto, ou a seus painéis. Uma estação de bombeamento das águas de drenagem, que faz parte do sistema para controle das percolações pela barragem e suas fundações, está localizada na El. 176, no bloco D7, a cerca de 110 m da extremidade do vertedouro.

Uma segunda galeria de acesso na El. 169 começa nos dois últimos blocos da barragem lateral direita e continua pela barragem principal de gravidade aliviada; escadas da El. 225 descem até esta galeria, e a parte inferior de jusante da barragem é acessível por escadas metálicas externas. Três torres das linhas de transmissão de 500 kV para a subestação da margem direita estão localizadas em plataformas na face de montante de três blocos da barragem, na El. 195, com acesso por uma galeria transversal.

Os dois últimos blocos, junto à barragem de gravidade aliviada (E5 e E6), contêm a câmara de armazenagem dos stoplogs e uma sala na El. 213,50 na qual está localizado o transmissor do nível de água a montante; esta sala é alcançada por escada da El. 225.

Quando não em uso, o guindaste de pórtico dos stoplogs e uma máquina de limpeza das grades ficam ancorados no topo dos blocos E3 e E4. A estação de tratamento de água da margem direita para a área do projeto fica na El. 160,5 entre os blocos E3 e E4.

BARRAGEM PRINCIPAL DE GRAVIDADE ALIVIADA (BLOCOS F)

Há 16 tomadas de água localizadas em 160 blocos de gravidade aliviada com 34 m de largura. Os dois blocos da extremidade esquerda (F33/34 e F35/36) sem tomadas de água estão localizados a montante da área de montagem central da casa de força.

O equipamento das tomadas de água consiste de grades, stoplogs, comportas de serviço da tomada de água e servomotores, válvulas de by-pass e linhas de

enchimento dos condutos forçados, e os condutos forçados de cada tomada de água. Dois guindastes de pórtico e duas máquinas limpa-grades, servindo a todas as tomadas de água, ficam estacionados na barragem principal.

A tomada do décimo bloco (F19/20) não tem o equipamento; ela se destina a expansão futura da capacidade de geração, se necessária, e está atualmente fechada com stoplogs de concreto. O espaçamento entre as tomadas, de 34 m entre centros, é igual ao espaçamento das unidades geradoras na casa de força.

Também estão instalados na barragem principal os seguintes equipamentos auxiliares:

- Estações de bombeamento de drenagem na base ou nas fundações da barragem, que fazem parte do sistema de drenagem da barragem.
- Sistema de coleta e bombeamento de esgotos para os vários sanitários localizados na barragem principal.
- Uma estação de tratamento de água na El. 161 perto da margem esquerda (Bloco F33/34) para a área do projeto.
- Transmissores do nível do reservatório na El. 213,50 na extremidade esquerda do bloco F35/36.
- Salas de telecomunicações, com seus indispensáveis sistemas de ventilação e de ar condicionado local, distribuição de água potável, elevadores de acesso e subestações elétricas e painéis de controle.

A estrada ao longo do topo da barragem na El. 225 dá acesso veicular e pedestre aos servomotores das comportas das tomadas, guindastes de pórtico e máquinas limpa-grades, todos montados ou operando nessa elevação. Torres verticais de escadas levam da El. 225 até galerias em oito elevações, desde a El. 214 até a El. 56,5. Essas galerias também são acessíveis a partir da pista da El. 144 a montante da casa de força. Passarelas metálicas em locais escolhidos permitem o acesso entre galerias e à instrumentação e outros equipamentos na barragem. As válvulas de by-pass das tomadas e portas de acesso aos condutos forçados estão localizadas em aberturas na El. 179, que são alcançadas via escadas e passarelas metálicas desde a galeria na El. 169. Os conjuntos de bombas hidráulicas das comportas das tomadas ficam localizados em salas junto à galeria da El. 214.

Quando não em uso, dois jogos de stoplogs ficam armazenados numa câmara no bloco extremo esquerdo (F35/36).

ESTRUTURA DE DESVIO (BLOCOS H)

Quatro tomadas de água estão localizadas na parte superior da estrutura de desvio, mas somente três possuem equipamento de tomada de água. A tomada extra poderá receber os equipamentos se for instalada uma unidade geradora adicional no futuro. Os dois blocos sem o equipamento de tomada de água correspondem aos blocos das unidades 9A e 18A, que não têm equipamento de geração.

Devido às restrições do canal de desvio, profundo e estreito, os blocos centrais da estrutura de desvio com as quatro tomadas de água têm 24,6 m de largura, em comparação com os 34 m de espaçamento das unidades geradoras. Para atender a essa diferença, uma curvatura lateral foi introduzida na curva inferior de redução, para assegurar o alinhamento do conduto forçado com a caixa espiral da turbina, ver Capítulo 12. Entretanto, a configuração interna das tomadas na estrutura de desvio é idêntica às das 16 tomadas na barragem principal.

Depois do fechamento das comportas do desvio e do enchimento do reservatório no fim de 1982, as 12 adufas foram fechadas com tampões de concreto. As quatro tomadas de água foram completadas antes do enchimento do reservatório, e a estrutura dos quatro blocos da casa de força ao pé da estrutura de desvio foi construída em 1986 – 89.

Os trilhos para os guindastes de pórtico e máquinas limpa-grades são contínuos até o extremo esquerdo da estrutura

de desvio onde há um espaço para estacionamento das máquinas quando fora de serviço. Galerias de acesso longitudinal estão localizadas nas El. 214, El. 169, El. 144, El. 114,20 e El. 67,25, e são conectadas por galerias transversais que levam aos nichos dos instrumentos.

Um poço coletor das bombas de drenagem na galeria mais profunda, na El. 67,25 no bloco do extremo esquerdo, é parte integral do sistema para controle da drenagem através de toda a barragem de concreto e suas fundações. Outro poço coletor da drenagem, com a plataforma das bombas na El. 118,5 e o fundo do poço na El. 76,7, está localizado no bloco H8, na interface casa de força – barragem, e drena os vazamentos das juntas dos condutos forçados e das galerias próximas. As galerias são ventiladas por uma associação de ventilação forçada com ventilação natural, e elevadores e escadas fornecem acesso vertical.

BARRAGEM LATERAL ESQUERDA (BLOCOS I)

Os acessos aos blocos da barragem entre a estrutura de desvio e a barragem de enrocamento são semelhantes aos dos blocos da barragem lateral direita. Há uma galeria de acesso contínua na El. 214, que é alcançada desde a El. 225, e várias galerias locais que são acessíveis da El. 144, da área da casa de força. Uma estação de bombeamento fica localizada na El. 164 num bloco central.



As tomadas de água antes do enchimento do reservatório

PROJETO DAS TOMADAS DE ÁGUA

PROJETO HIDRÁULICO

Todas as tomadas de água são idênticas em configuração, projeto e equipamento. As seguintes considerações conduziram a determinação do formato e das dimensões das passagens da água:

- A velocidade do fluxo deve aumentar gradualmente das grades para a posição da comporta.
- As perdas de carga nas grades e em toda a tomada não devem ser excessivas.
- Não devem surgir pressões negativas nos cantos das ranhuras dos stoplogs ou das comportas.
- Durante a operação com nível do reservatório normal ou mínimo, não deve ocorrer succão de ar para o conduto forçado.
- A formação de vórtices nos vários níveis do reservatório e sequências de operação das unidades, particularmente nas tomadas na margem direita, não deve ser excessiva nem causar vibrações nas grades.
- O projeto estrutural deve ser simplificado para facilitar sua construção rápida.
- A largura das comportas das tomadas de água deve ser a mesma das comportas do desvio.

Este último critério foi estabelecido em 1976 depois de estudos aprofundados sobre a exequibilidade prática e justificação econômica do aproveitamento das comportas do desvio nas tomadas de água. Assim, a largura da tomada nos ranhuras das comportas foi fixada em 6,7 m, e a área da abertura é de 100 m² ou 115% da área do conduto forçado.

O nível da soleira da comporta da tomada foi estabelecido na El. 177,56, para permitir a operação da geração com o reservatório na El. 200. Embora seja planejado operar Itaipu como usina a fio de água, com rebaixamentos de menos de 1 m, sob certas condições de emergência tais como reparos importantes no vertedouro pode ser necessário operar a usina com o reservatório rebaixado ao nível da crista do vertedouro. O teto na ranhura do stoplog está na El. 194,15, que fornece uma submersão suficiente com o reservatório na El. 200 para evitar succão de ar durante a operação. O perfil hidráulico e a seção de uma tomada típica estão mostrados na Fig. 10.1.

A área bruta da abertura da tomada é de 792 m² e a área líquida é de 600 m². Para a descarga normal da turbinas de 660 m³/s, as velocidades médias são 1,1 m/s nas grades, 6,4 m/s na comporta da tomada e 7,6 m/s no conduto forçado.

O duto de tomada de ar de 2 m de diâmetro, necessário para entrada de ar no enchimento ou esgotamento do conduto forçado, está localizado no topo a 3 m a jusante da comporta da tomada de água.

TESTES EM MODELO HIDRÁULICO

O projeto das tomadas de água foi testado e otimizado em dois modelos hidráulicos:

- Um modelo abrangente na escala de 1:100, incluindo todas as tomadas, as barragens de concreto e o vertedouro.
- Um modelo em escala de 1:50 de uma única tomada, conduto forçado, curva inferior e caixa espiral da turbina.

O objetivo principal dos testes no modelo abrangente foi o estudo da formação de vórtices e das condições de escoamento na aproximação e fluxos de retorno para várias seqüências de operação das unidades. Foram testadas também várias providências físicas para redução ou eliminação de vórtices.

Foram consideradas as seguintes condições de operação das unidades da usina:

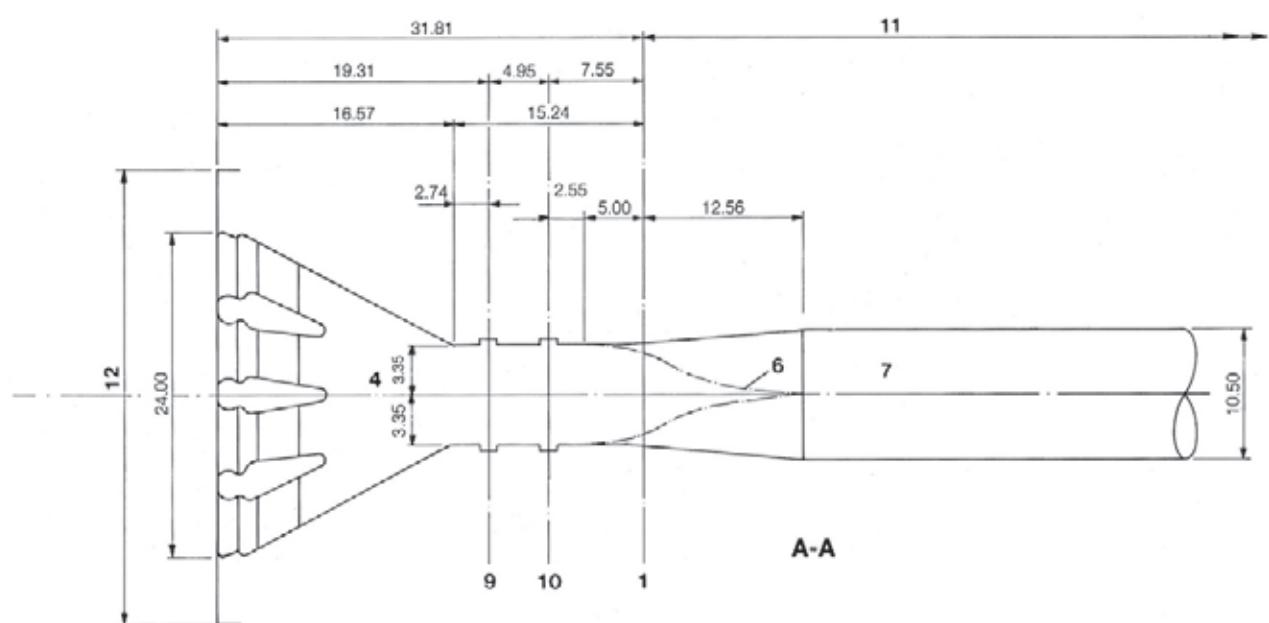
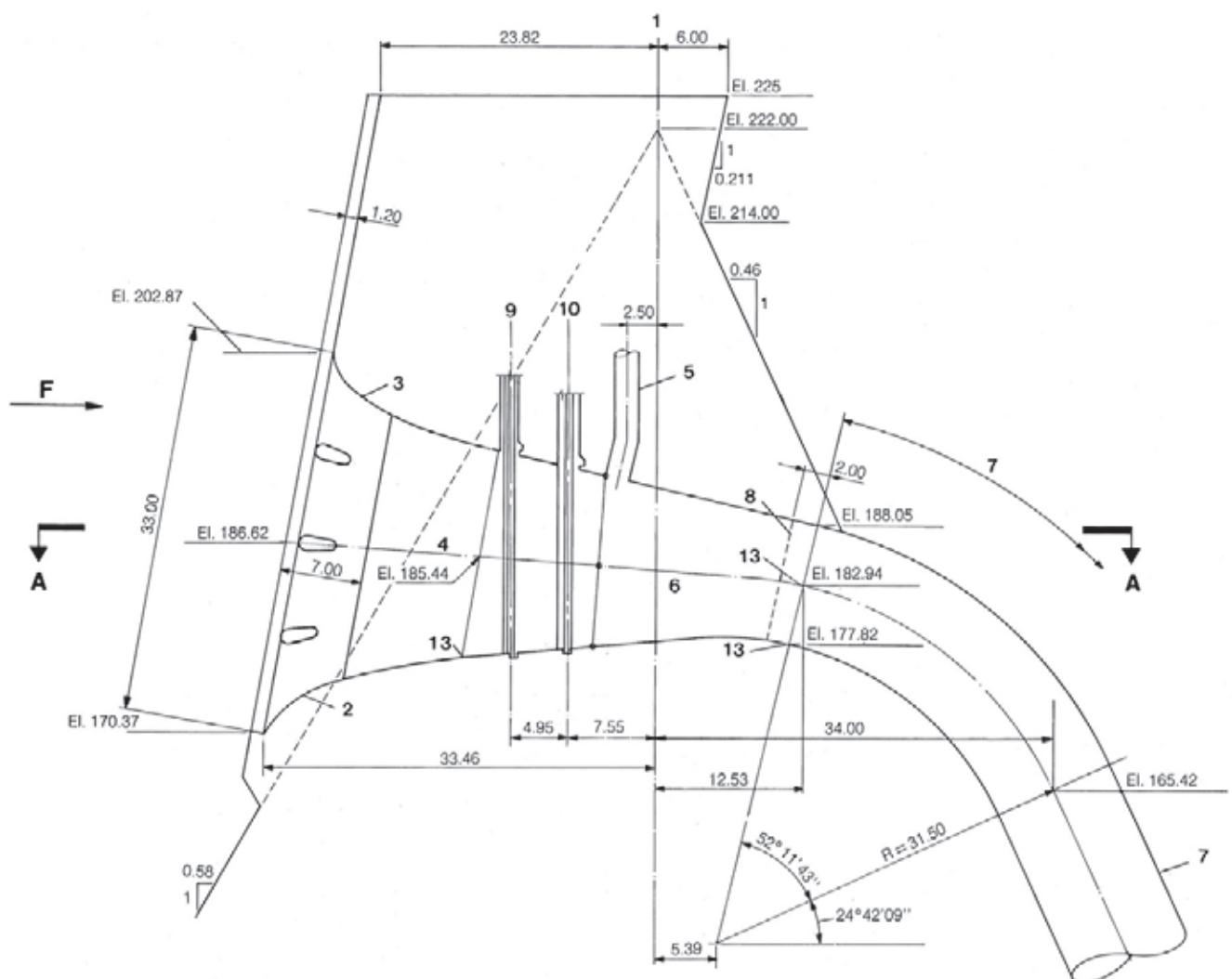
20 unidades em operação	nº 1 a 20
18 unidades em operação	nº 1 a 18
16 unidades em operação	nº 1 a 16
12 unidades em operação	nº 1 a 8 e 17 a 20
8 unidades em operação	nº 1 a 8, ou 4 grupos de duas unidades cada
4 unidades em operação	nº 1, 2, 7 e 8

Na série de testes, os seguintes níveis do reservatório foram usados: El. 220, 215, 212,5, 210, 207,5, 205 e 202,5. O vertedouro não estava em operação durante os testes.

Fig. 10.1 Perfil hidráulico da tomada de água

- | | |
|--|--|
| 1 Eixo da barragem | 10 Comporta da tomada |
| 2 Curva $x^2 + 9y^2 = 16,73$ | 11 Distância do eixo da barragem principal à linha de centro da casa de força, 111,5 m. |
| 3 Curva $x^2 + 9y^2 = 17,8$ | 12 Largura dos blocos da barragem, 34 m para blocos F 1/2 a 31/32, 24,60 m para a estrutura de desvio, blocos H 3/4, H6/7, H9/10 e H12/13 |
| 4 Tomada de água | 13 Ponto de tangência |
| 5 Tomada de ar | F Direção do fluxo |
| 6 Transição em concreto | |
| 7 Conduto forçado de aço, diâmetro de 10,50 m | |
| 8 Fim do concreto de 1º estágio | |
| 9 Stoplogs | |

TOMADAS DE ÁGUA - USINA HIDRELÉTRICA DE ITAIPU



Os principais resultados e conclusões obtidos nos testes foram:

- Na água parada entre tomadas de água adjacentes ocorriam ondas, causando um fluxo lateral. A intensidade das ondas e do fluxo lateral aumentava para níveis mais baixos do reservatório (El. 205 – El. 210), e finalmente se tornava um vórtice descarregando na tomada de água.
- Correntes oblíquas e laterais de um lado para o outro ocorriam nos blocos das extremidades, e quando havia poucas unidades isoladas em operação.
- As condições de fluxo de aproximação uniforme, que ocorrem quando 16 a 20 unidades estão em operação, não facilitam a formação de vórtices.
- Há um risco definitivo de formação de vórtices quando o nível do reservatório está abaixo de El. 215.
- Há uma possibilidade de formação de vórtices com o reservatório na El. 220 quando as unidades são operadas em grupos isolados, p. ex., oito unidades operando como se segue: nº 1, 2, 7, 8, 13, 14, e 19, 20. Mas não ocorreram vórtices quando as unidades 1 a 8 foram operadas simultaneamente.

Para eliminar as ondas laterais e o fluxo cruzado entre tomadas, que facilita a formação de vórtices, as seguintes providências corretivas foram testadas e implementadas:

- O paramento da tomada foi estendido aos espaços entre as tomadas.

- Em um bloco extremo de cada lado da barragem principal e estrutura de desvio foram acrescentados pilares na face da barragem com a mesma configuração das paredes laterais das tomadas de água. Painéis de concreto pré-moldado foram usados para levantar uma face paralela às grades e ao paramento superior da tomada. Uma abertura horizontal de 30 cm foi deixada entre os painéis.

Ranhuras verticais e orifícios circulares no paramento superior da tomada, os quais circulariam água atrás das grades, foram testados nos modelos para verificar a eficácia na prevenção da formação de vórtices. Os orifícios circulares foram mais eficientes do que as ranhuras. Contudo, essas providências não foram implementadas, porque se considerou que a probabilidade da ocorrência de vórtices é pequena, e pode ser eliminada evitando-se a operação das unidades em grupos isolados.

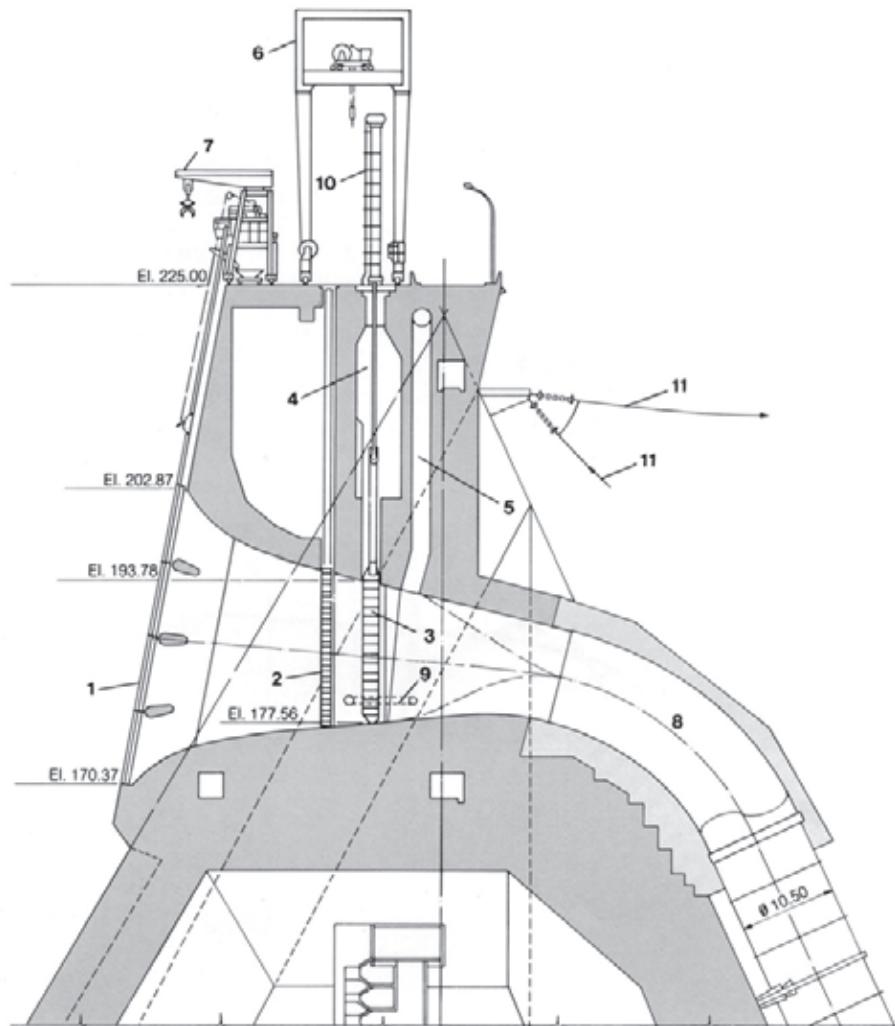
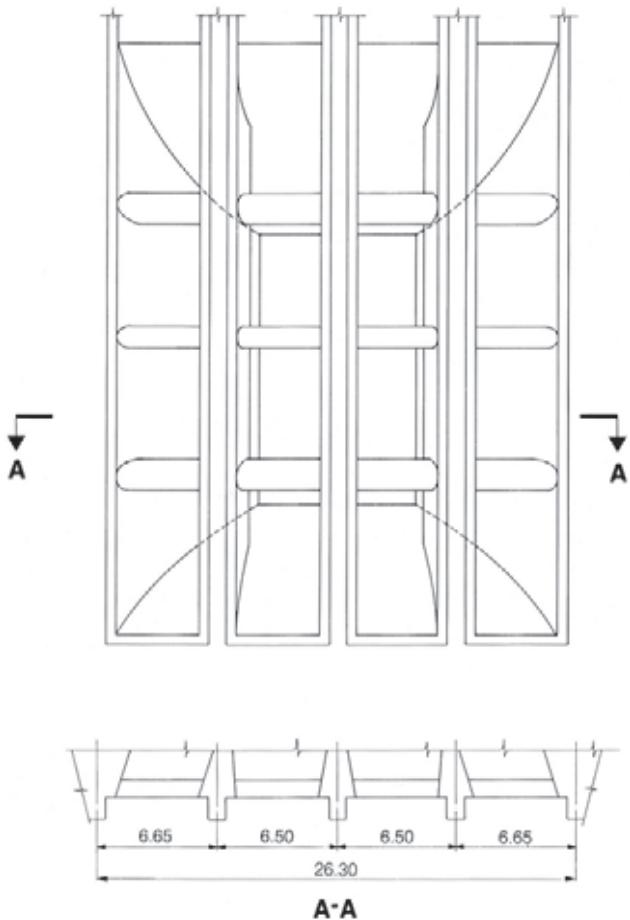


Fig. 10.2 Tomada de água típica

- 1 Grades
- 2 Stoplog
- 3 Comporta da tomada
- 4 Câmara de manutenção da comporta
- 5 Tomada de ar
- 6 Guindaste de pórtico de 1100 kN
- 7 Máquina limpa-grades
- 8 Conduto forgado
- 9 Válvula de by-pass
- 10 Servomotor da comporta da tomada
- 11 Linhas de transmissão

Fig. 10.3 Tomadas de água: vista de montante



PROJETO ESTRUTURAL

A estrutura da tomada de água, incluindo o vão para passagem da água, os paramentos, pilares e vigas, foi projetada e construída em concreto armado, para atuar como uma parte monolítica do bloco da barragem no qual está localizada. Estruturalmente, cada tomada de água é separada das vizinhas por juntas de contração transversais simples.

As seções de uma tomada de água típica estão mostradas na Fig. 10.2 e a vista de frente na Fig. 10.3. Três pilares e três vigas de concreto suportam as grades. As paredes da “boca de sino” são maciças, com espessura mínima de 1,2 m nas tomadas da estrutura de desvio e 2 m na barragem principal. O paramento da tomada, com 25 m de altura, subindo do teto na entrada das tomadas, protege as ranhuras dos stoplogs e constitui a base para extensão das guias das grades até o topo da barragem na El. 225.

Os pilares verticais e vigas horizontais, que suportam os painéis das grades, foram projetadas, como as grades, para uma perda de carga máxima normal de 7,5 m e uma perda de carga máxima excepcional de 10 m. O reforço em torno da boca de sino, da garganta e da transição não revestida foi previsto para as combinações mais críticas de pressão hidrostática interna e esforços induzidos pelo peso e deflexão da estrutura. Foi colocada armadura também na base para ancoragem adequada e continuidade elástica com a estrutura de concreto massa tanto da barragem de gravidade aliviada quanto da estrutura de desvio de gravidade maciça.

Uma fôrma especial fabricada na obra foi usada para a concretagem na transição entre a comporta da tomada e o conduto forçado com o acabamento de tolerâncias rigorosas exigidas pela especificação. Entretanto, para acelerar a construção, vigas de concreto pré-moldado em forma de T invertido foram usadas para formar o teto da boca de sino da tomada, a montante dos stoplogs.

GRADES

Como mostram as Figs. 10.2 e 10.3, a tomada de água é dividida em quatro partes iguais pelos pilares verticais de concreto, em cada parte há cinco painéis de grades inferiores idênticos e um painel superior. A construção das grades é tal que há uma passagem livre para a água de 150 mm de largura por 700 mm na vertical, a largura correspondendo à abertura aproximada das palhetas da turbina para 10% da potência. As grades foram projetadas pela norma DIN 19704, para uma perda de carga de 7,5 m em caso normal e 10 m naquele excepcional. As barras verticais dos painéis das grades são suportadas por vigas horizontais com seção em forma de peixe, construídas de placas de aço doce reforçadas com elementos de aço extrudado retangular soldado na borda da placa. Coxins com superfície de bronze montados no lado de jusante das vigas transmitem as forças às peças embutidas, e dois coxins semelhantes de cada lado do painel em suas extremidades asseguram o posicionamento lateral do painel na sua instalação. Dois pinos de aço inoxidável na viga horizontal superior encontram buchas na viga inferior para garantir o alinhamento perfeito de dois painéis. Cada painel, inferior



Fabricação das grades na CIE, Assunção.



Instalação das grades numa tomada de água

ou superior, tem nove vigas horizontais, a única diferença entre os dois tipos de painel é que o painel superior tem as barras alongadas numa estrutura soldada, para formar como uma gaiola no topo da abertura da tomada de água. Os ganchos da viga de içamento engatam em pinos soldados à viga horizontal superior de cada painel. O projeto



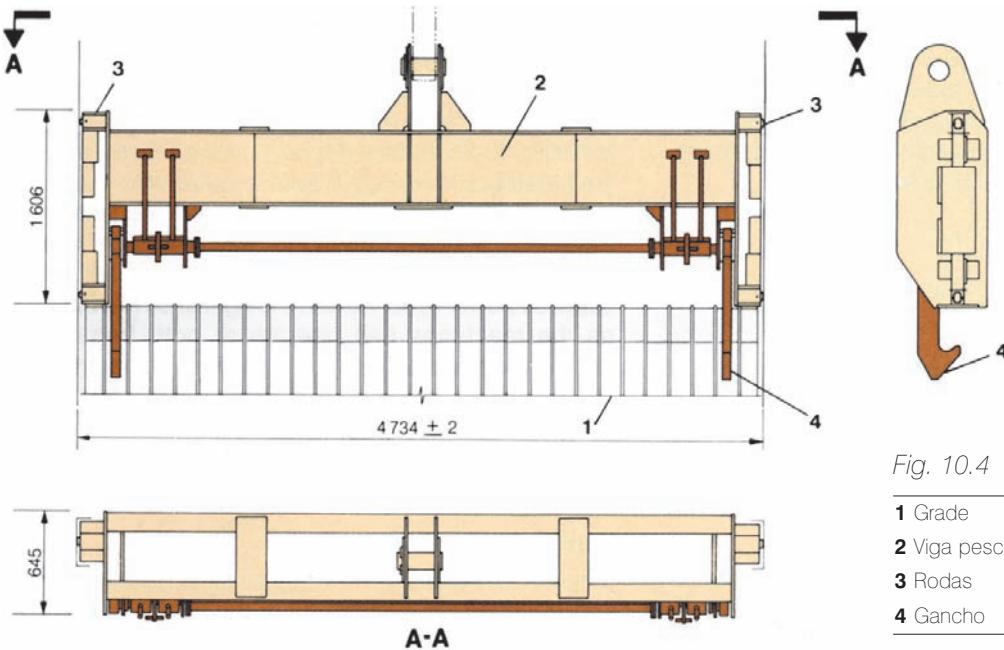


Fig. 10.4 Vista da viga pescadora

- 1 Grade
- 2 Viga pescadora
- 3 Rodas
- 4 Ganco

foi verificado quanto à coincidência ressonante da frequência de formação vórtices nas barras com a frequência natural das barras.

Foram deixados nichos no concreto de primeiro estágio para as guias de aço doce, que depois foram embutidas no concreto do segundo estágio. Placas de aço embutidas, colocadas a intervalos no concreto de primeiro estágio, facilitaram a montagem das guias. As guias permitem o posicionamento não só dos painéis das grades e da viga de içamento, mas também do rastelo da máquina limpa-grades, e foram montadas com uma precisão de +1 / -3 mm na superfície guia antes do embutimento. Duas rodas de cada lado da viga de

içamento correm nas guias e os ganchos da viga ou engatam ou liberam um painel, dependendo da posição de contrapesos operados a mão, ver Fig. 10.4.

A operação da viga de içamento é feita a partir de um gancho auxiliar da máquina limpa-grades, da qual ela é suspensa de um eixo horizontal posicionado no centro. Um sistema de tubos embutidos nas colunas de concreto da tomada, ligados a transdutores de pressão diferencial, mede a diferença de pressão através de cada painel, e este sinal é usado para dar alarme local e remoto quando excede uma perda de carga de 4,9 m. A máquina limpa-grades é então usada para remover o material obstrutor.

As grades das tomadas de água e partes embutidas foram fabricadas pelo consórcio de firmas brasileiras e paraguaias Badoni, Ishibras, Coemsa e CIE.



Máquina limpa-grades, pórtico rolante e servomotores das comportas da tomada na EI. 225

MÁQUINAS LIMPA-GRADES

Vegetação flutuante, troncos e outros detritos que se acumulam nas grades são removidos pelas máquinas limpa-grades, que também são usadas para manobrar os painéis das grades. São duas as máquinas, operando da EI. 225, e cada uma pode servir as vinte tomadas de água. Quando não estão em serviço, as máquinas são estacionadas e ancoradas em áreas reservadas, uma de cada lado da barragem.

As principais dimensões, pesos e características das máquinas limpa-grades são:

Dimensões

Comprimento	15 m
Altura	12,7 m
Largura	4,5 m
Peso (completa)	838,7 kN

Velocidades máximas de translação

Alta velocidade	28 m/min para 50 Hz 33,6 m/min para 60 Hz
Baixa velocidade	2 m/min para 50 Hz 2,4 m/min para 60 Hz

Rastelo

Velocidade máxima descendo:	28 m/min para 50 Hz 33,6 m/min para 60 Hz
Velocidade máxima subindo:	14 m/min para 50 Hz 16,8 m/min para 60 Hz
Capacidade máxima	2,5 kN
Volume máximo	2 m ³

Lança de guindaste

Capacidade máxima	200 kN
Velocidade do guincho	8 m/min para 50 Hz 9,6 m/min para 60 Hz

Vagoneta de detritos

Número	5
Capacidade	98,1 kN
Volume máximo	8 m ³
Tratores	
Número	2
Tipo	Mercedes-Benz com caçamba hidráulica na frente.

As grades podem ser limpas com a turbina em operação na maior abertura das palhetas. Montada numa estrutura comum com rodas, a máquina é dividida em duas partes funcionalmente diferentes, uma é um rastelo que varre as grades para limpar, e a outra um guindaste que é usado para remover da água itens maiores, como troncos, e também manobrar os painéis de grades. As duas máquinas são servidas por cinco vagonetas puxadas por tratores, nas quais os detritos são levados para áreas de despejo. A alimentação de força para as máquinas é feita por um cabo flexível que corre em uma canaleta na El. 225. Há duas tomadas de força no bloco F23/24 a jusante

da máquina aproximadamente no centro de seu raio de ação. A tomada da esquerda fornece força a 60 Hz, e a da direita a 50 Hz. Contudo, como as máquinas podem operar nas duas frequências (embora em velocidades diferentes), isso não restringe sua intercambiabilidade. A especificação determinava que o projeto e a fabricação obedecessem à norma da Fédération Européenne de la Manutention (FEM) Section I, com os seguintes requisitos:

Estrutura

Classe de utilização	B	Uso regular intermitente
Caso de carregamento	2	Aparelhos que içam a carga segura de trabalho frequentemente e normalmente carregados entre 1/3 e 2/3 da carga segura de trabalho.
Grupo	4	

Mecanismos do rastelo coletor e de translação

Classe	V2	Horas médias de operação diária 2, e vida teórica de 6300 horas
Caso de carregamento	3	Mecanismos ou componentes sujeitos na maior parte a cargas próximas da máxima.
Grupo	3m	

Guindaste

Classe de operação	V2	Horas médias de operação diária 2, e vida teórica de 6300 horas
Caso de carregamento	2	Mecanismos ou componentes sujeitos a cargas moderadas e máximas por períodos substancialmente iguais.
Grupo	2m	

O grupo é determinado automaticamente pela classe e caso de carregamento, que por sua vez foram obtidos de um estudo do uso máximo da máquina.

Durante os seis primeiros anos de operação do projeto as máquinas quase não foram usadas, porque exceto durante o primeiro enchimento do reservatório, a água esteve livre de detritos. Obviamente, isso pode mudar com variação das condições climáticas e uso do reservatório.

As velocidades máximas de vento especificadas foram de 100 km/h em serviço e 150 km/h com a máquina estacionada e ancorada. Como mostra a Fig. 10.5 – Arranjo geral, a estrutura da máquina limpa-grades compreende seis pernas principais feitas de chapas de

aço doce soldadas em seção tipo caixão, três sobre o trilho de jusante e três sobre o de montante. As pernas centrais dividem a máquina em duas seções funcionais, limpeza das grades e manuseio de troncos e grades. As pernas de montante tem uma inclinação de 10°, que corresponde à inclinação das grades. Plataformas horizontais ligadas às pernas suportam o equipamento elétrico e mecânico para os vários acionamentos. Há duas cabines de controle separadas montadas em cada uma das pernas extremas de montante, a limpeza das grades sendo controlada da cabine da esquerda e o guindaste da outra. O deslocamento da máquina nos trilhos pode ser controlado por qualquer das cabines. Quando uma cabine está em serviço, os controles da outra são automaticamente desligados. As cabines de controle são completamente fechadas, com amplas janelas para monitoramento visual das operações. Há muitas lâmpadas para uso noturno das máquinas.

O cabo de reboque que fornece energia elétrica à máquina é enrolado em um grande tambor localizado entre as pernas esquerda e central de jusante. Um motor de indução de velocidade variável acionando através de um redutor de engrenagens gira o tambor. O controle da velocidade é feito por resistências variáveis na alimentação do estator, controladas pelo ajuste da velocidade de deslocamento da máquina. O mesmo motor, via

acionamento por corrente, coloca a guia do cabo ao longo do tambor, ver Fig. 10.6. A energia vinda do cabo é fornecida do centro do tambor para a máquina através de anéis de contato.

O deslocamento da máquina é feito por um dos dois motores elétricos montados na plataforma interna, o qual, via um redutor de engrenagem e dois eixos, aciona os grupos de rodas montados nas duas pernas da esquerda, ver Fig. 10.7. Os grupos de rodas das pernas centrais e da direita são com rodas livres. Um dos motores elétricos é para translacão em alta velocidade e o outro é para movimentos lentos quando a máquina está próxima de sua posição final nas grades. Ambos os motores são de rotor de anéis de velocidade controlada por resistências, a sequência de entrada das resistências é automática até a velocidade final selecionada pelo operador. A mudança do motor de alta velocidade para o de baixa é automática, por sensores ligados à máquina, que respondem à variação na indutância quando passam sobre placas de aço embutidas. Há dois jogos de sensores, um para posicionar a máquina para limpeza de grades e o outro para posicioná-la para uso do guindaste. Para deslocamento rápido até a grade selecionada, os sensores são desligados pelo operador, e religados quando próximo da grade escolhida. Durante a operação nas grades, a máquina é calçada manualmente na posição com um bloco V, cujo lado de

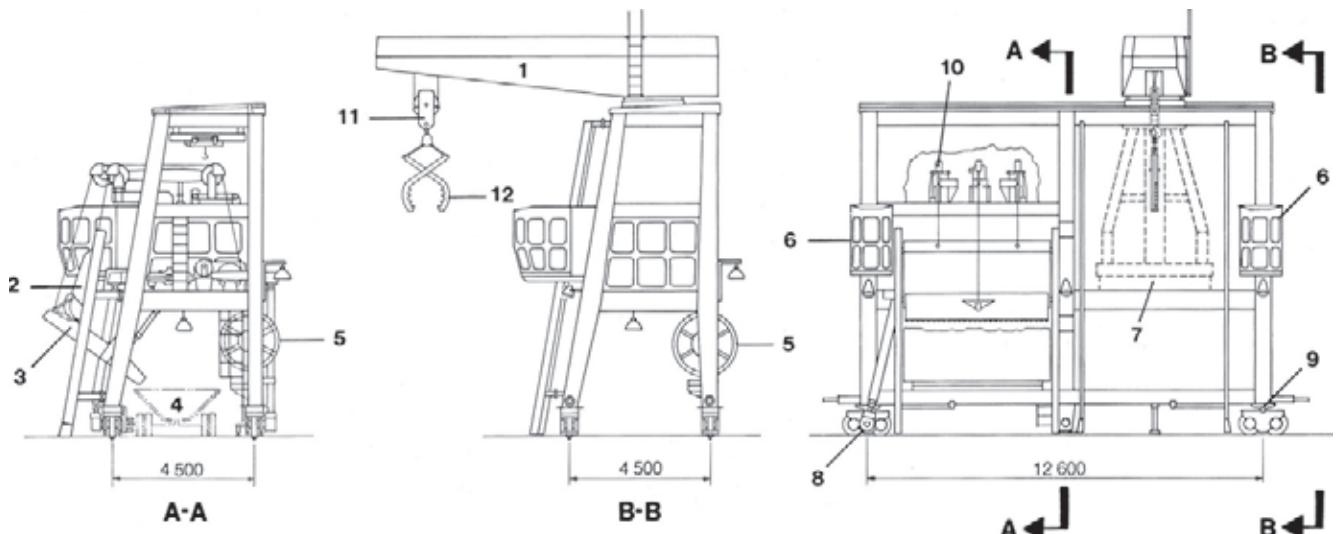
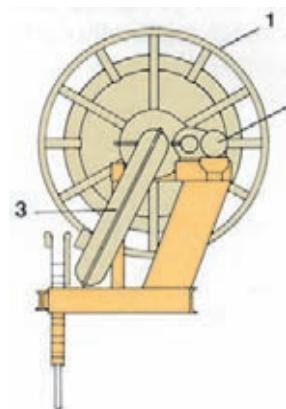
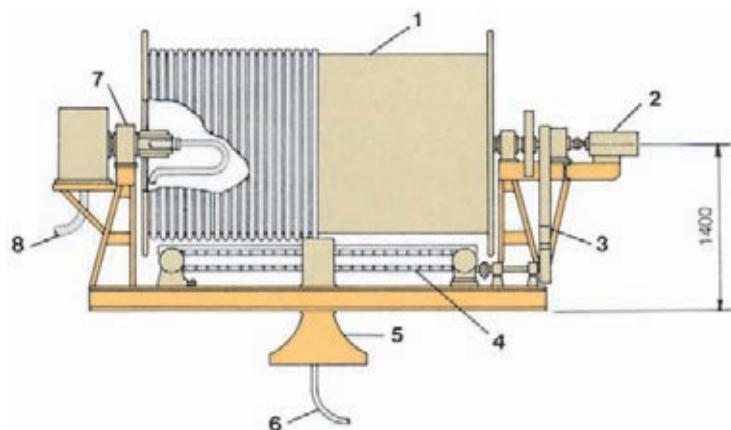


Fig. 10.5 Máquina limpa-grades: arranjo geral

1 Lança do guindaste	4 Vagoneta de detritos	7 Mecanismo de rotação do guindaste	10 Ativador do balancim do rastelo
2 Rastelo coletor	5 Tambor do cabo de reboque	8 Mecanismo de movimento da máquina	11 Moitão do guindaste
3 Calha	6 Cabine de controle	9 Para-choque hidráulico	12 Pinças



*Fig. 10.6
Acionamento do cabo de reboque da máquina limpá-grades*

- 1** Tambor do cabo
- 2** Motor
- 3** Redutor de engrenagem
- 4** Corrente
- 5** Guia do cabo
- 6** Cabo de reboque
- 7** Alojamento dos anéis de contato
- 8** Cabo fixo.

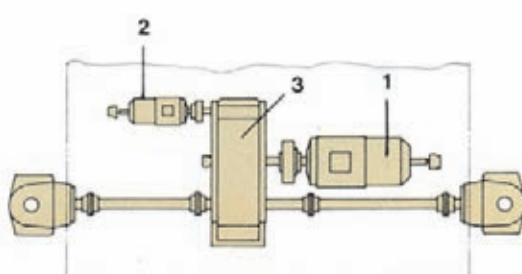
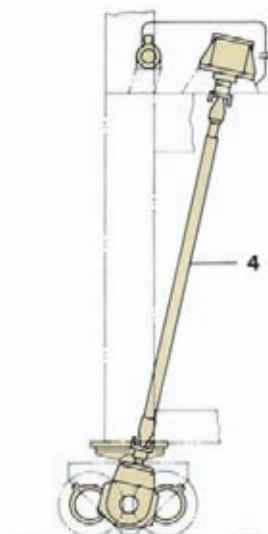
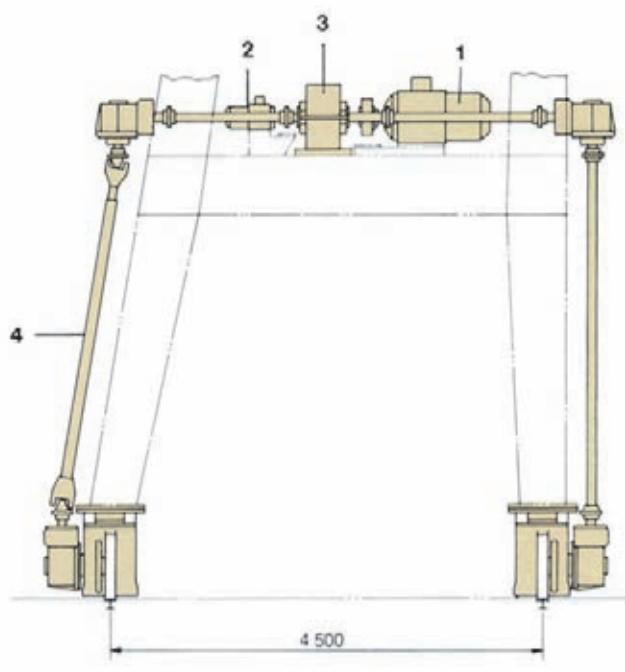


Fig. 10.7 Mecanismo de movimento da máquina limpá-grades

- 1** Motor principal
- 2** Motor de baixa velocidade
- 3** Redutor de engrenagem
- 4** Eixo de acionamento

baixo é forçado no trilho, e a parte de cima do V, numa roda livre, impede qualquer movimento da máquina em ambas as direções. Para-choques hidráulicos nas pernas extremas protegem a máquina de danos por colisão.

Como mostra a Fig. 10.8, o rastelo coletores é um carrinho com rodas com um raspador e uma tampa em forma de concha. Seu movimento vertical é controlado por três cabos ligados a um guincho, movido por um motor de

velocidade variável através de um redutor de engrenagem. Os dois cabos laterais estão ligados à plataforma do rastelo. O cabo central é ligado à concha e é usado para abrir e fechar a tampa por meio de um servomotor hidráulico que opera um balancim.

A velocidade do motor do guincho é controlada pela variação da frequência da corrente no estator por um banco de tiristores, e via anéis de contato por uma

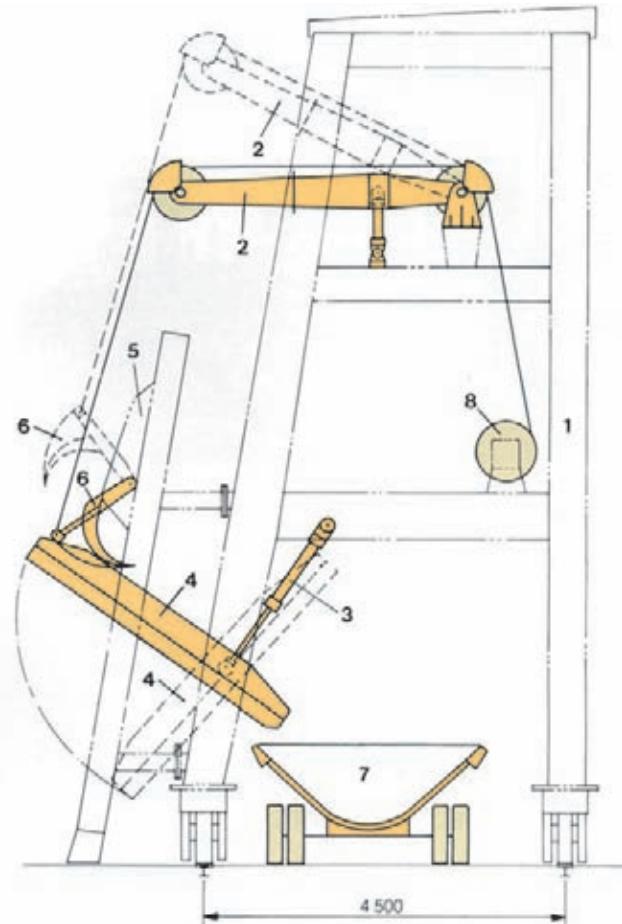


Fig. 10.8 Rastelo e calha da máquina limpa-grades

- | | |
|-----------------------|--------------------|
| 1 Estrutura principal | 5 Rastelo coletor |
| 2 Balancim | 6 Pente do rastelo |
| 3 Servomotor | 7 Vagoneta |
| 4 Calha | 8 Motor do guincho |

resistência variável do rotor. A corrente no estator está sob controle do operador da máquina enquanto o controle da resistência do rotor é automático, e é usado para decelerar o rastelo lentamente no fim de seu percurso. O mecanismo de içamento é equipado com todas as funções de segurança necessárias, como freios eletromagnéticos, dispositivos de sobrecarga e de cabo frouxo. O rastelo é programado para limpar o lixo primeiro na El. 186 e depois na El. 170; entretanto, se necessário, essa ordem de operação pode ser manualmente alterada. Depois que o rastelo é baixado ao nível determinado, a concha fecha sobre o lixo e o coletor é puxado para cima. Quando chega ao topo, a calha é girada automaticamente por dois servomotores hidráulicos, a tampa se abre e os detritos caem pela calha até a caçamba da vagoneta.

A seção da máquina com guindaste, usada para manusear as grades e detritos grandes, consiste de uma lança de guindaste de aço soldado montada em um suporte de três pernas, tudo girando 270° sobre um mancal de escora central. Duas plataformas horizontais montadas entre as pernas contêm os mecanismos do guindaste, a plataforma superior com o movimento do carrinho da lança, e a inferior com o guincho e o mecanismo de rotação.

O carrinho do guindaste, que leva o moitão de içamento, corre em dois trilhos montados na lança. Há duas rodas do movimento e duas rodas de guia em cada lado do carrinho, e o movimento é feito por cabos fixados ao carrinho, e puxados por um guincho com motor elétrico. Como mecanismo do rastelo, o motor elétrico do guincho do guindaste tem velocidade controlada por tiristores na alimentação do estator e resistência variável no rotor, esta para partida e parada controladas. Um dispositivo de gancho na viga de içamento é usado para colocar as grades, e as pinças são usadas para puxar troncos ou detritos pesados de dentro d'água. As pinças são armadas abrindo o dispositivo geométrico, que se fecha quando encontra um objeto, fazendo as pinças fecharem. A rotação do pilar de suporte é feita por motor elétrico vertical com um pinhão, montado na plataforma inferior do suporte, engranando numa roda dentada de diâmetro grande presa à estrutura da máquina.

Tanto o mecanismo do rastelo quanto o do guindaste são servidos por uma pequena ponte rolante que corre por baixo das vigas superiores da máquina.

A máquina limpa-grades foi projetada e fabricada pela Bardella S.A. – Indústrias Mecânicas, São Paulo.

COMPORTAS DE SERVIÇO

GERAL

As comportas das tomadas d'água têm o mesmo projeto básico usado no fechamento do desvio do rio, ver Capítulo 6. A maioria das comportas das tomadas foi feita de partes recuperadas das comportas da estrutura de desvio depois do enchimento do reservatório. Desta forma, o tipo de comporta e o mecanismo de levantamento escolhido para



Servomotores das comportas das tomadas d'água e pórtico rolante

a comporta foram em parte ditados por seu uso inicial para fechamento das adufas do desvio. Uma característica essencial das comportas de fechamento do desvio foi que os suportes individuais das rodas cediam a um certo nível da água a montante e, depois disto, a carga era suportada pelas vigas da comporta apoiadas contra as partes embutidas. Assim, uma comporta de rodas fixas foi a única escolha para fechamento do desvio, sendo também altamente adequada para as tomadas d'água. No desvio, o mecanismo de levantamento tinha que ser bastante compacto para remoção rápida depois do fechamento, ou adequado para submersão e sua posterior recuperação e uso sem problemas. Isto eliminava o uso de cabos e guinchos, deixando os servomotores hidráulicos como a única solução viável. Também, os servomotores eram obviamente a melhor escolha para as tomadas d'água, já que os conjuntos de bombas podiam ser colocados convenientemente nas galerias de acesso na barragem, com os servomotores acima das comportas na El. 225. Este arranjo tinha a pequena desvantagem estética dos servomotores expostos acima da crista da barragem, mas que foi completamente vencida pelos problemas óbvios



Comportas recuperadas

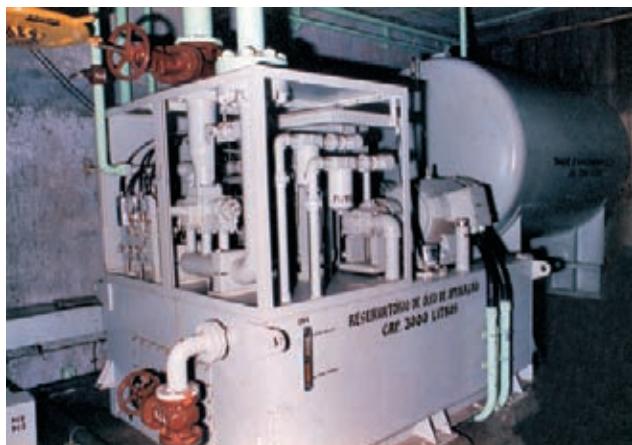
de operação e manutenção envolvidos na alternativa de colocar os servomotores em câmaras na barragem, abaixo da El. 225.

Depois da recuperação, as comportas do desvio foram desmontadas, partes reformadas ou substituídas conforme necessário, e foram feitas modificações a fim de criar 14 comportas de tomadas com 12 comportas do desvio. No total, existem 18 comportas de tomadas d'água, mas para dar tempo suficiente depois do fechamento, para a recuperação e modificação das comportas do desvio, foram encomendadas separadamente novas comportas para as quatro primeiras unidades a entrar em operação e não feitas com as comportas do desvio.

CONVERSÃO DAS COMPORTAS

As diferenças entre uma comporta de tomada e uma de desvio estão mostradas esquematicamente na Fig. 10.9, e os detalhes importantes das comportas das tomadas são:

Tipo: Comporta de rodas fixas	
Número de comportas	18
Altura da comporta	16,35 m
Largura da comporta	8,23 m
Espessura máxima das vigas da comporta	1.730 mm
Espessura máxima da chapa de paramento	50 mm
Espessura mínima da chapa de paramento	35 mm
Número de rodas por comporta	64
Peso de uma comporta	2.420 kN
Elevação da viga da soleira	177,56 m
Operação: por servomotor hidráulico	



Conjunto de bombas para os servomotores das comportas

As principais etapas da conversão e as diferenças entre as utilizações no desvio e nas tomadas d'água foram as seguintes:

- A única modificação no servomotor V1 foi remover a tampa superior e substituí-la por uma câmara de compensação. Esta câmara compensa a diferença em volume do servomotor nas posições aberto e fechado, e assim dispensou a operação das bombas de óleo durante o fechamento da comporta do desvio; ela também admite a expansão térmica do óleo, e compensa qualquer vazamento.
- Dois servomotores V2 foram acoplados juntos para produzir um único servomotor V1 e uma nova haste do pistão foi necessária para o servomotor V1 composto.
- Os acoplamentos de suspensão foram reusados sem modificações.
- Quatorze novas hastes de suspensão e suportes do servomotor, junto com dois novos painéis inferiores foram necessários.
- Para evitar vibração das comportas devido a formação de vórtices começando das ranhuras das comportas quando abertas e da borda inferior quando a comporta está descendo, foram usadas almofadas de borracha para conter a comporta. Detalhes dos coxins são mostrados na Fig. 10.10. Na câmara de manutenção, onde não há superfície de rolamento, a comporta é mantida na direção do fluxo pela compressão de coxins montados em borracha (detalhe 6) na peça fixa de montante pela reação da cantoneira da frente que aperta contra a guia de jusante. Entre a câmara de manutenção e o conduto, a comporta é mantida na

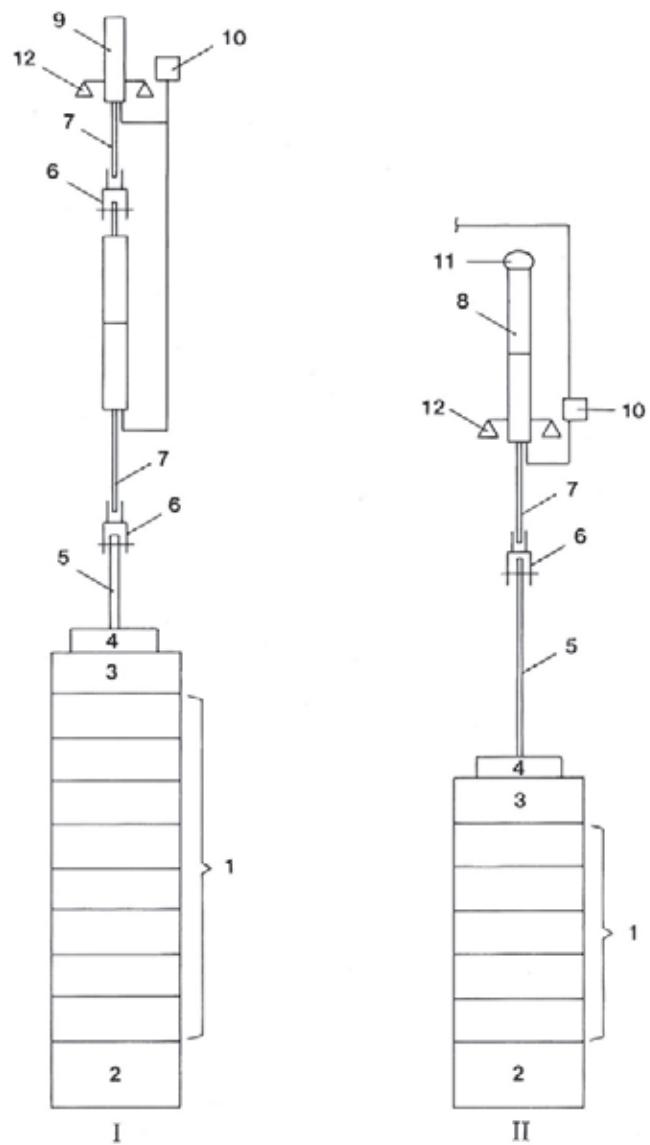


Fig. 10.9 Diagrama esquemático das comportas do desvio e das tomadas

I Comporta do desvio	7 Haste do pistão
II Comporta das tomadas d'água	8 Servomotor V1
1 Painéis intermediários	9 Servomotor V2
2 Painel inferior	10 Conjunto de bombas, painel de controle e indicador
3 Painel superior	11 Câmara de compensação
4 Viga pescadora	12 Viga de apoio
5 Haste Conexão	
6 Acoplamento	

direção do fluxo pela compressão dos coxins de borracha (detalhe 6) na peça fixa de montante pela reação da cantoneira da frente que aperta contra a guia de jusante. Entre a câmara de manutenção e o conduto, a comporta é mantida na

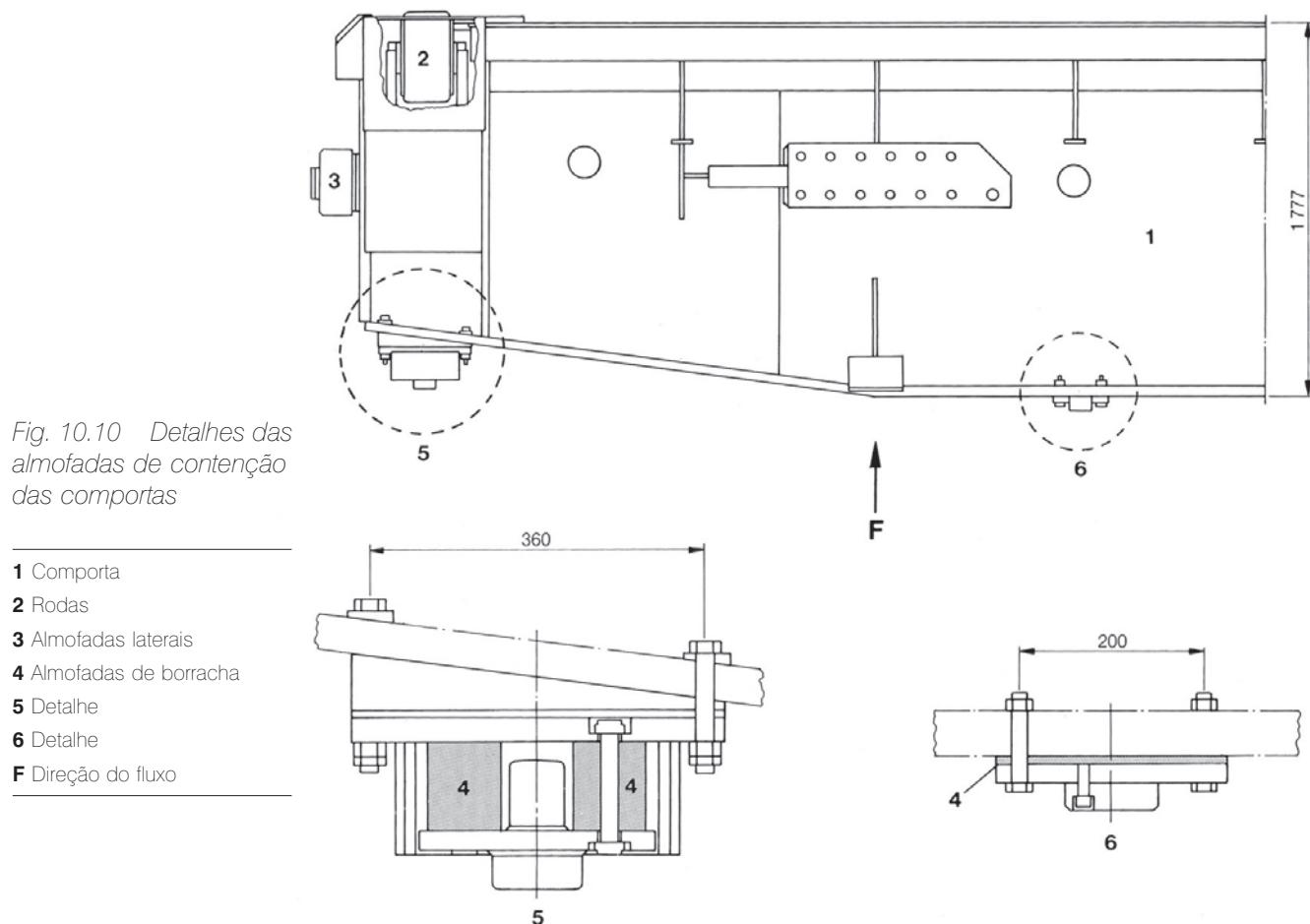


Fig. 10.10 Detalhes das almofadas de contenção das comportas

- 1 Comporta
- 2 Rodas
- 3 Almofadas laterais
- 4 Almofadas de borracha
- 5 Detalhe
- 6 Detalhe
- F Direção do fluxo

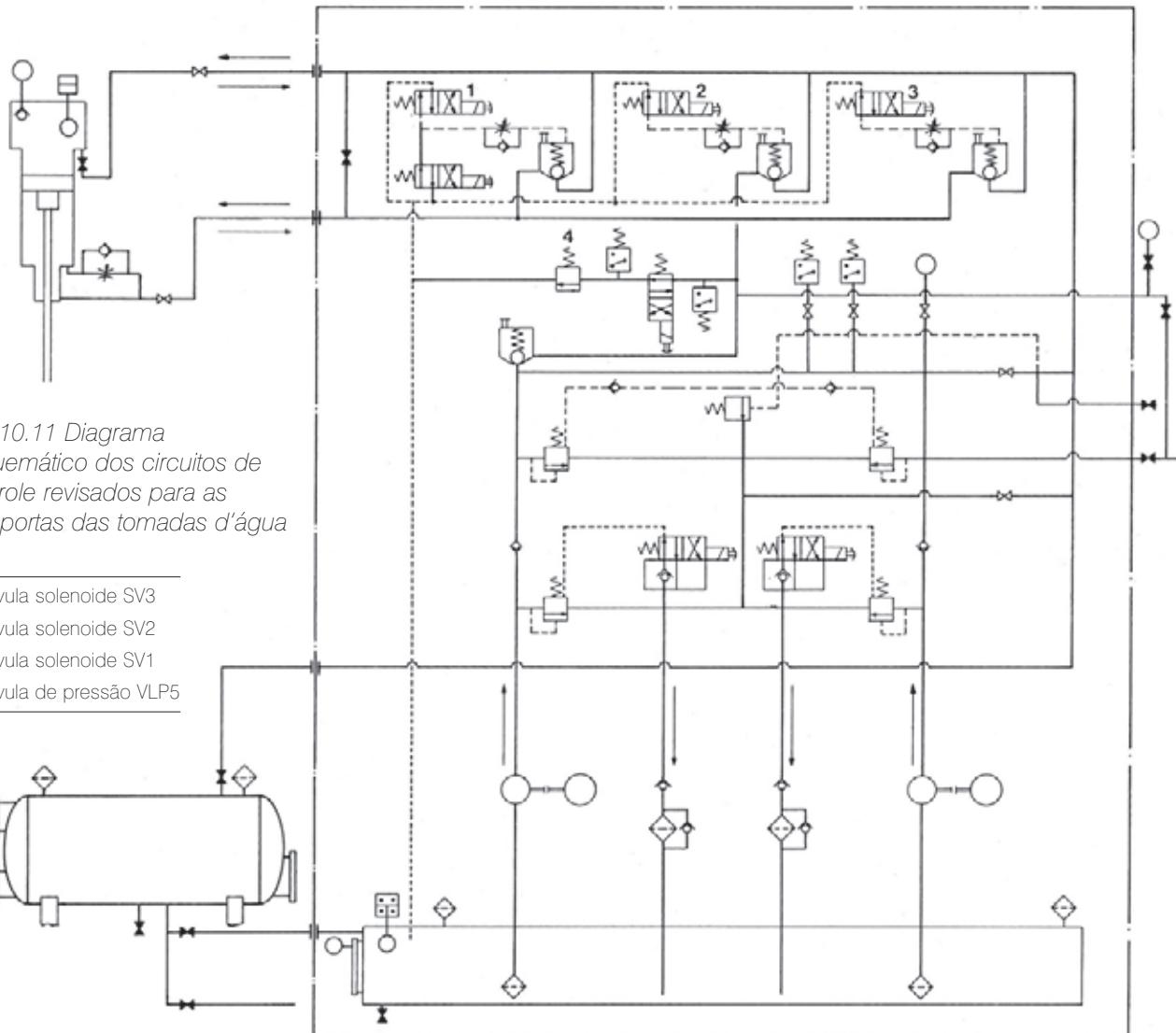
à esquerda dos coxins. Quando a comporta está no conduto, esses coxins não são comprimidos, a comporta sendo mantida na direção do fluxo pela compressão dos coxins (detalhe 5).

- Os conjuntos de bombas do desvio foram reusados para as tomadas d'água sem modificação, a não ser por um tanque adicional de 7.000 l de capacidade, que foi ligado ao conjunto de bombeamento para armazenar o óleo do sistema durante a manutenção do servomotor.
- Os circuitos de controle foram revisados para ajustar-se aos requisitos diferentes para a utilização nas comportas da tomada d'água. Um diagrama esquemático do sistema revisado está na Fig. 10.11. Além da retirada da operação das bombas durante o fechamento, as principais diferenças são:

1. As comportas fechadas são abertas completamente somente em condições de equilíbrio de pressões. Primeiro o conduto forçado é cheio parcialmente através do sistema de by-pass, e então a comporta é entreaberta 80 mm para equilibrar as pressões dos dois lados. O enchimento parcial pela válvula de by-pass é

para evitar a vibração e cavitação que resultariam se a comporta fosse entreaberta para encher o conduto forçado vazio.

2. A comporta da tomada d'água é mantida na posição aberta por pressão de óleo no servomotor. A comporta fecha quando essa pressão é aliviada por via dos circuitos hidráulicos. O alívio pode ser feito manualmente, ou por um sinal do sistema de controle da casa de força. Por várias combinações de válvulas solenoides que se abrem SV1, SV2, SV3, a velocidade do fechamento pode ser de 3 m/min, normal, (usada no desvio), ou 5 m/min, emergência, e 8 m/min máxima.
3. A fim de evitar que a vedação inferior da comporta bata com violência contra a viga da soleira, na parte final do fechamento a velocidade é reduzida, por um orifício, para 1 m/min. Enquanto a comporta está fechando, o lado de jusante é suprido com ar para evitar que se forme um vácuo parcial no conduto forçado. O suprimento de ar vem da tomada de ar de 2 m de diâmetro ligando o conduto forçado ao topo da barragem na El.225.



- Para o aproveitamento nas comportas da tomada d'água, os coxins elásticos foram pré-comprimidos de forma que se as cargas hidráulicas forem distribuídas igualmente entre as rodas da comporta, não haverá compressão dos coxins. Só no caso de uma carga adicional numa roda, devida a pequenos desalinhamentos inerentes às tolerâncias de fabricação e montagem das comportas e guias, o coxim irá funcionar como unidade elástica. As forças hidrostáticas, calculadas para a comporta da tomada d'água, distribuídas igualmente entre as rodas produzem uma carga de precompressão de 850 kN para os coxins, isto é, consideravelmente acima dos 550 kN empregados no desvio. Por esta razão os parafusos de fixação dos coxins usados nas comportas do desvio não puderam ser aproveitados

nas comportas das tomadas d'água. Para a comporta da tomada, foi aceita a interferência entre o parafuso e o coxim de borracha quando comprimido, sabendo-se que a elasticidade do conjunto do coxim nesta aplicação era menos crítica. Também foi decidido que esses parafusos para as comportas das tomadas deveriam ser de aço inoxidável. Testes de deflexão em carga foram feitos para vários tamanhos de parafusos, e o seu diâmetro foi otimizado em 28 mm. Este diâmetro foi o mínimo que poderia ser usado com aço inoxidável prontamente disponível, e com o qual os efeitos da interferência seriam ainda insignificantes, havendo apenas uma diferença de 1 mm de deflexão do coxim sob 850 kN com o parafuso de 28 mm, comparada com a mesma carga num coxim com parafusos de 20 mm de diâmetro. Os testes de

acomodação permanente sob carga de 850 kN e os testes da deflexão correspondente deram resultados semelhantes aos testes feitos com 550 kN, isto é, que a acomodação permanente foi estabelecida depois de 45 dias.

- As vedações de borracha têm uma pré-compressão de 3 mm, e todas as superfícies de vedação ou de rolamento foram fabricadas de aço inoxidável tratado para 270 HB. Os parafusos de retenção das vedações foram substituídos por outros de aço inoxidável.

A manutenção da comporta da tomada d'água é feita na câmara de manutenção, com o stoplog colocado. Nessa câmara é feita a manutenção de rotina como pintura, substituição de rodas e vedações. Se necessário, as comportas e servomotores podem ser completamente removidos pelo guindaste de pórtico de 1100 kN.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

Tanto no fechamento do desvio quanto em serviço nas tomadas d'água, o desempenho das comportas tem sido virtualmente sem problemas. O fechamento do desvio ocorreu como programado e a recuperação das comportas foi completamente bem-sucedida. Nas tomadas d'água as comportas têm operado sem qualquer problema significativo por vários anos. Nesta seção são descritos alguns dos pequenos problemas que foram encontrados e resolvidos; entretanto, em nenhum caso eles impediram seja o programa de construção, como a operação, ou a disponibilidade em serviço das comportas.

Depois da remoção da estrutura do desvio, alguns coxins elásticos foram encontrados avariados, com fissuras ou rasgos na superfície externa de borracha, usualmente nas saliências entre as placas de aço inoxidável. Houve preocupação com a estabilidade dessas fissuras em serviço e a possibilidade de crescerem com o tempo. Os seguintes critérios foram usados para aceitação ou rejeição dos coxins individuais componentes para utilização nas tomadas d'água. A rejeição de um coxim componente não implicou a rejeição do coxim completo, já que este poderia ser desmontado e coxins completos feitos com camadas componentes individuais aceitáveis.



Limpeza das rodas de comporta depois de recuperadas da estrutura de desvio

- Fissuras ou rasgos, longitudinais ou oblíquos, na face da borracha, não deveriam ter mais de 3 mm de profundidade e 30 mm de comprimento.
- A falta de adesão entre a placa interna de aço inoxidável e a borracha lateral, conduzindo a bolhas na borracha podia ser aceita.
- A falta de adesão entre a borracha e as placas externas de aço inoxidável de coxins individuais podia ser aceita.

As rodas das comportas, recuperadas do desvio, estavam severamente corroídas e havia a preocupação de que isto poderia continuar no serviço das tomadas d'água, levando eventualmente a avarias nas partes embutidas de aço inoxidável. Como precaução inicial, as rodas para as duas primeiras comportas feitas de partes recuperadas foram tratadas com jateamento de areia e pintadas com epoxi rica em zinco. Ao mesmo tempo, algumas rodas não pintadas foram postas em serviço nas comportas das tomadas, e seus diâmetros monitorados por vários meses para verificar o grau de corrosão e desgaste subsequente. A redução total no diâmetro depois de dois anos em serviço foi de somente 0,1 mm e a taxa de redução estava diminuindo. Concluiu-se portanto que a corrosão severa inicial foi devida a condições desfavoráveis da água no fundo do reservatório durante a operação inicial na estrutura de desvio, e não era indicativa da operação futura. A pintura das rodas foi portanto suspensa, e em todo caso essa pintura não foi um grande sucesso devido à perda da tinta em operação.

Durante a montagem, o aquecimento solar do óleo em um servomotor fez o pistão subir e, quando atingiu o flange da câmara de compensação, quebrar os parafusos do flange. Essa ocorrência inesperada obrigou as seguintes providências:

- Todos os servomotores foram pintados de branco para reduzir o aquecimento solar.
- Durante a montagem, quando as válvulas do sistema hidráulico conduzindo para e do servomotor estavam frequentemente fechadas, o pistão deveria estar sempre a pelo menos 200 mm do flange da câmara de compensação.
- Em serviço, quando a comporta está aberta, a pressão no sistema hidráulico deve ser controlada até apenas 55 bar por uma válvula de alívio separada, a ser acionada pela válvula solenoide VLP5, em resposta à chave limite da comporta aberta, ver Fig. 10.11.

Foram adotadas vazões de vazamento muito baixas para as válvulas solenoides do sistema hidráulico, a fim de reduzir ao mínimo o número de reposicionamentos de comportas. Isto resultou em folgas mínimas nas válvulas e em seguida nas válvulas ficando presas em serviço. As válvulas originais de carretel foram substituídas por válvulas de esfera com mola, resolvendo o problema.

O sistema original de chaves limite movidas por cames operados por um indicador de posição ativado por um arame foi considerado impreciso devido a variações no comprimento do arame resultantes de variações térmicas. As chaves-limite importantes, p. ex., as de parada das bombas, foram transferidas para um sistema ativado por uma haste, montado na viga suporte do servomotor. A haste é elevada pela comporta subindo, e desce por seu próprio peso quando a comporta desce.

Foi encontrada água na maioria das rodas recuperadas das comportas do desvio. Inicialmente pensou-se que a água estava entrando por via das graxeiras carregadas por mola, e estas foram substituídas nas comportas das tomadas d'água por bujões de aço inoxidável. Entretanto, foi de novo encontrada água nas rodas durante manutenção de rotina e, embora fosse usada graxa à prova d'água, esta foi achada deteriorada. Foi então feita uma série de testes no IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas, em São Paulo, quando vários retentores e métodos de colocação da graxa foram ensaiados num tanque d'água sob pressão. Determinou-se que o retentor X do eixo da roda usado era perfeitamente adequado desde que o espaço do mancal da roda fosse

completamente cheio com graxa, sem bolhas de ar, sob uma alta pressão interna. Isto não podia ser garantido com as graxeiras, e um dispositivo simples foi achado satisfatório, no qual a roda é montada num cilindro cheio de graxa, e a roda é preenchida uniformemente e completamente com graxa por meio de um pistão no cilindro, acionado por um macaco.

STOPLOGS

Os stoplogs e vigas pescadoras usados nas tomadas d'água são os mesmos originalmente usados nos condutos do desvio. Os stoplogs são usados para isolar a tomada do reservatório, para manutenção da comporta, do conduto forçado e da turbina. A comporta da tomada d'água também isola o conduto forçado e a turbina do reservatório, mas os stoplogs são normalmente colocados durante a manutenção, como segurança adicional. Como no desvio, cada stoplog de montante consistia de um elemento superior com uma vedação em verga superior e válvula de by-pass, e 11 elementos normais. Cada stoplog de jusante era formado de 13 elementos normais, sem necessidade de vedação superior. Dos três jogos de stoplogs das adufas do desvio, ficaram disponíveis para as tomadas d'água 72 elementos normais e três elementos superiores, bem como três vigas pescadoras. Três jogos de stoplogs são normalmente usados para manutenção das tomadas d'água, cada um composto de um elemento superior e seis elementos normais. O restante dos stoplogs do desvio foi usado para fechamento temporário de quatro tomadas durante a construção, sendo quatro elementos normais equipados com uma vedação superior. Portanto, se necessário, esses stoplogs adicionais também podem ser usados para manutenção das tomadas d'água, depois de bombear água para o espaço entre o stoplog e a comporta para equalizar as pressões.

Os sete elementos de stoplog são normalmente manuseados em dois conjuntos aparafusados, os quatro superiores e três inferiores, pesando 489,4 kN e 359,5 kN, respectivamente. Entretanto, se necessário, cada elemento pode ser manuseado separadamente. Quando não estão em uso, os stoplogs são guardados em câmaras nos blocos E5/6 e F35/36. Tanto essas câmaras quanto as ranhuras dos stoplogs têm tampas de chapa xadrez.

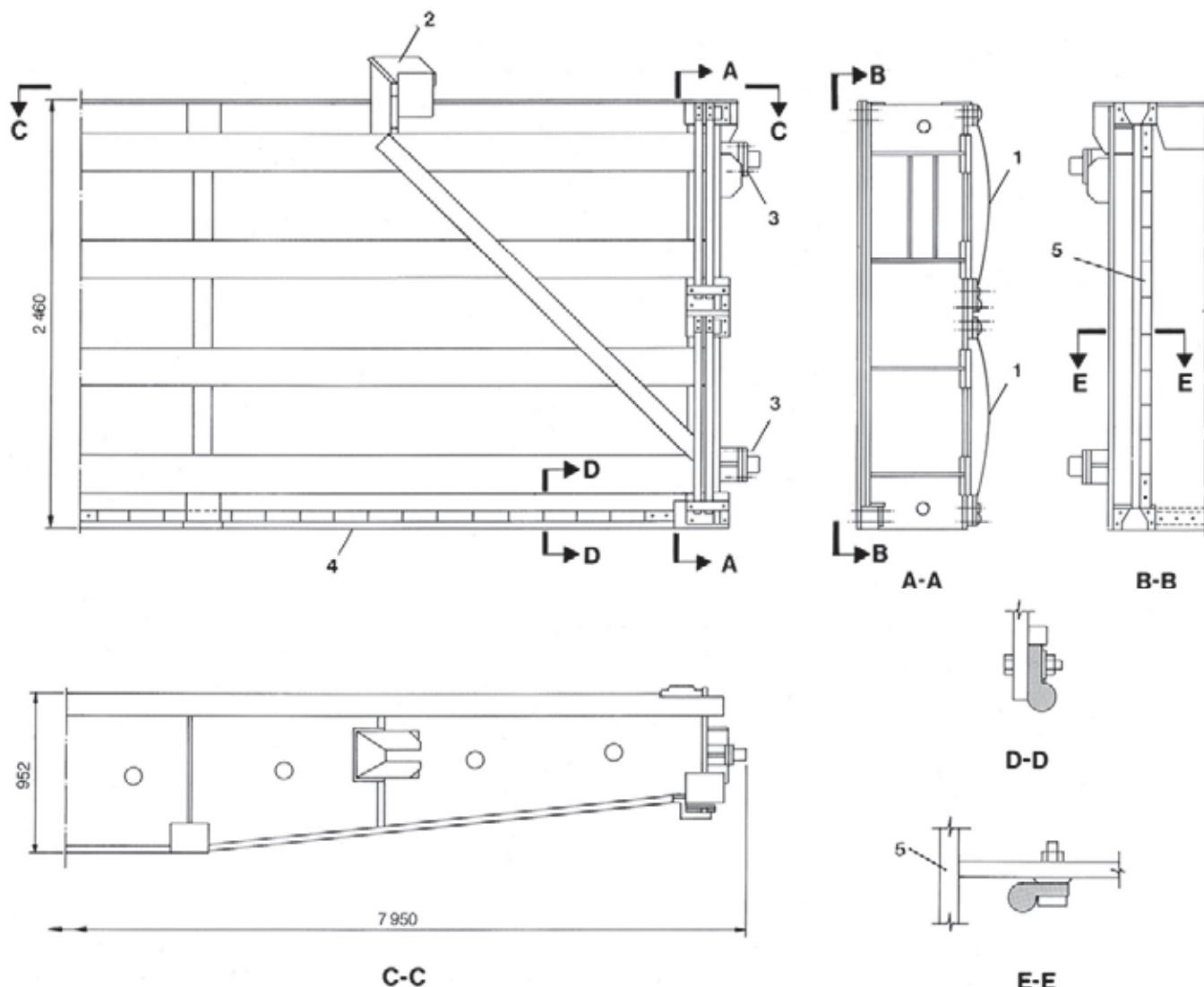


Fig. 10.12 Elemento normal de stoplog

- 1 Molas de contenção
- 2 Manivela de levantamento
- 3 Guias laterais
- 4 Vedação entre painéis e inferior
- 5 Vedação lateral

Os principais dados dos stoplogs e vigas pescadoras são os seguintes:

Número de conjuntos em serviço	3 normais, 4 modificados
Número de elementos por conjunto	7 (6 elementos normais + 1 elemento superior)
Altura de um elemento normal	2,46 m
Altura de um elemento superior	3,10 m
Largura dos elementos	7,49 m
Máxima espessura das vigas dos stoplogs	900 mm
Espessura da chapa do paramento	26 mm
Elevação da soleira	177,18 m
Peso de um elemento normal	119,32 kN
Peso de um elemento superior	140 kN
Operação:	por pórtico rolante com viga pescadora.

Os stoplogs foram projetados e fabricados de acordo com as normas DIN 19 704 e DIN 4114, e as soldas foram inspecionadas e testadas pela norma francesa CM 1966.

As vigas pescadoras, as manivelas de levantamento e os parafusos unindo os elementos do stoplog foram todos projetados para 2750 kN (2,5 vezes a capacidade nominal do guindaste de pórtico).

Um elemento normal está mostrado na Fig. 10.12. Estes foram feitos de chapa de aço doce soldada e consistem essencialmente de quatro vigas horizontais soldadas à chapa do paramento de jusante, que transmite as forças às vigas laterais verticais, cujos coxins nos extremos são suportados pelas peças embutidas. Vedações em forma de nota musical são fixadas por plaquetas seguras por parafusos de aço inoxidável na chapa do paramento.

Quatro molas, duas de cada lado, proporcionam a pré-compressão das vedações para assegurar uma estanqueidade adequada no início da retirada da água, quando as pressões a montante e a jusante são quase iguais. As partes embutidas são faceadas com aço inoxidável onde as vedações fazem contato, havendo duas dessas faces na verga, uma para o elemento superior e outra para o elemento normal usado como superior. Cada elemento tem manivelas de levantamento para acoplamento com a viga pescadora, e o elemento superior tem duas válvulas de by-pass de 350 mm de diâmetro que são abertas automaticamente pelo peso da viga pescadora. Dois pinos em cada lado guiam os elementos.

Como mostra a Fig. 10.13, a viga pescadora tem duas rodas guias de cada lado. Os ganchos de içamento são armados para enganchar pelo posicionamento manual da alavanca do contrapeso.

Os stoplogs e vigas pescadoras foram fabricados pelo mesmo Consórcio que fabricou as comportas das tomadas d'água, com projeto pela BVS-Neyric, Grenoble, França.

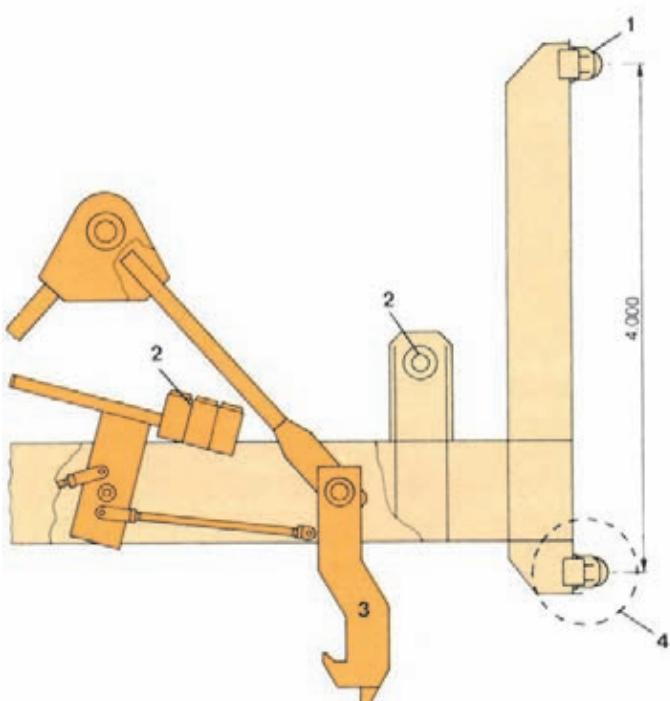


Fig. 10.13 Viga pescadora dos stoplogs

- 1 Rodas
- 2 Contrapeso da alavanca de desengate
- 3 Gancho
- 4 Detalhe, vista inferior
- 5 Ranhura do stoplog

PÓRTICOS ROLANTES

Dois pórticos rolantes de 1100 kN são usados para movimentar as comportas das tomadas d'água e seus servomotores hidráulicos, e os stoplogs. Um dos pórticos foi usado inicialmente no lado de jusante da estrutura do desvio para manusear as comportas de manutenção e os stoplogs, ver Capítulo 6. Este guindaste foi depois desmontado e remontado no topo da barragem principal.

A capacidade dos guindastes foi determinada pelo peso de quatro painéis normais dos stoplogs mais a viga de içamento. As velocidades especificadas foram baseadas na experiência operacional em outras usinas hidroelétricas importantes.

O projeto em pórtico foi escolhido porque é virtualmente completo em si, exigindo pequenas estruturas de suporte comparado a uma ponte rolante. Isto permitiu uma transferência relativamente simples da estrutura de desvio para as tomadas d'água. Também foi comparativamente simples projetar um pórtico para passar em cima dos altos servomotores das comportas, enquanto qualquer alternativa teria exigido estruturas auxiliares importantes acima dos servomotores.

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS E ARRANJO GERAL

As características básicas dos pórticos rolantes das tomadas d'água são:

Número de pórticos em serviço	2
Altura dos pórticos	30 m
Largura máxima do pórtico	12,39 m
Comprimento entre para-choques	16,9 m
Bitola dos trilhos	10 m
Comprimento dos trilhos	857,55 m
Elevação do boleto dos trilhos	225 m
Peso do guindaste	1864 kN

Mecanismo de elevação

Velocidade máxima nominal	4,58 m/min para 50 Hz 5,5 m/min para 60 Hz
Velocidade mínima nominal	1,67 m/min para 50 Hz 2 m/min para 60 Hz
Capacidade na velocidade máxima	400 kN
Capacidade na velocidade mínima	1100 kN
Altura de içamento	81,2 m
Diâmetro nominal do cabo	32 mm
Motores dos guinchos	De indução com anéis
Motor	2 x 61,8 kW para 50 Hz 2 x 71 kW para 60 Hz

Mecanismo de deslocamento do carro

Velocidade nominal	8,33 m/min para 50 Hz 10 m/min para 60 Hz
Motor do deslocamento	De indução com anéis
Motor	8,9 kW para 50 Hz 10 kW para 60 Hz

Mecanismo de deslocamento do guindaste

Velocidade nominal	25 m/min para 50 Hz 30 m/min para 60 Hz
Motor do deslocamento	De indução com anéis
Motor	16,3 kW para 50 Hz 18,7 kW para 60 Hz

Talha de manutenção

Velocidade nominal de deslocamento	20 m/min para 50 Hz 24 m/min para 60 Hz
Capacidade nominal	98,1 kN
Velocidade máxima nominal de elevação	10 m/min para 50 Hz 12 m/min para 60 Hz
Velocidade mínima nominal de elevação	1 m/min para 50 Hz 1,2 m/min para 60 Hz

Os pórticos foram especificados para operação ao tempo com a casa de máquinas no topo, contendo motores, engrenagens, tambores de cabos e equipamento elétrico, completamente fechada com chapas de aço galvanizado. A alimentação elétrica dos pórticos é feita com cabo de reboque ligado a um de dois pontos num único poço, a meio caminho ao longo dos trilhos. O ponto da esquerda fornece 440 V, 60 Hz, e o outro 440 V 50 Hz, ambos os pórticos sendo capazes de trabalhar em qualquer das frequências.

O projeto e a fabricação dos pórticos seguiram a norma da FEM (Fédération Européenne de la Manutention) – Section I, com a seguinte classificação das partes componentes:

Partes estruturais

Classe de utilização	B Uso regular com serviço intermitente
Estado de carga	2 Aparelhos que içam a carga segura frequentemente e a carga normal entre 1/3 e 2/3 da carga segura.
Grupo	4

Mecanismo de elevação e de translação

Classe de operação	V2 Horas médias de operação diária >2 e vida teórica >6300 horas.
Estado da carga	3 Mecanismos ou componentes sujeitos na maior parte a cargas próximas do máximo.
Grupo	3m

Em cada caso, o grupo é determinado automaticamente pela classe e estado precedentes. As classes e estados especificados foram determinados por análise detalhada do uso dos guindastes na fase da construção e foram adotados com o conhecimento de que esta fase seria muito mais árdua do que a operação posterior da casa de força.

As velocidades do vento no projeto foram:

Serviço normal	100 km/h
Fora de serviço (no estacionamento, com cabos de ancoragem)	150 km/h

Deve-se notar que a velocidade do vento na posição fora de serviço é menor do que a usada para outros guindastes de pórtico, ver Capítulo 8. Isto foi devido a uma reavaliação das velocidades do vento para o projeto,

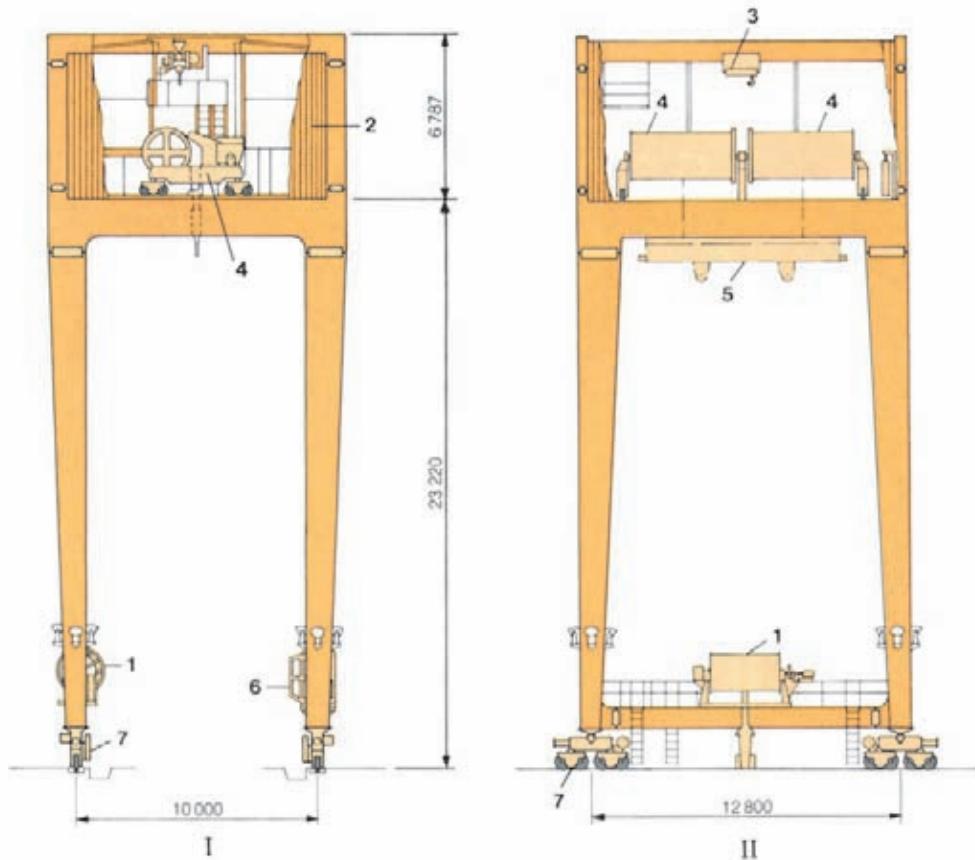


Fig. 10.14 Arranjo geral do pórtico rolante da tomada d'água

- I Vista lateral
- II Vista de montante
- 1 Tambor do cabo elétrico
- 2 Fechamento
- 3 Talha de manutenção
- 4 Guincho principal
- 5 Viga pescadora
- 6 Cabine de controle
- 7 Conjunto de deslocamento do guindaste

depois da adjudicação do contrato para estes guindastes, o que teve de ser feito cedo a fim de usar o pórtico no desvio. Foi decidido que os riscos envolvidos em manter a velocidade do vento de 150 km/h eram mínimos, e não foram feitas alterações na estrutura do pórtico nem, mais importante, no revestimento da casa de máquinas.

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES

Estrutura

O arranjo geral do guindaste de pórtico das tomadas d'água está mostrado na Fig. 10.14. O guincho para o içamento está montado numa plataforma 23,2 m acima dos trilhos. Essa plataforma é suportada por um quadro apoiado em quatro pernas principais em caixa feitas de chapa de aço soldada, que por sua vez são montadas sobre pinos nos troles de movimento. O acesso à plataforma é feito por uma escada na perna de jusante esquerda, que é alcançada desde a cabine de controle montada na viga inferior ligando as pernas de jusante. O tambor do cabo elétrico é montado numa viga semelhante unindo as pernas de montante. Tubos nas pernas do guindaste drenam a água da chuva do teto da casa de máquinas para a El. 225.

Mecanismo de deslocamento

O movimento do pórtico é efetuado por um motor elétrico que atua através de um redutor de engrenagem em cada um dos troles de quatro rodas, ver Fig. 10.15. O controle contínuo da velocidade dos motores é feito por controle de tiristores da alimentação do estator, e para a partida, resistores escalonados ligados através de anéis de contato ao enrolamento do rotor. Depois de decelerar pelo controle de velocidade dos motores, o guindaste é parado por freios de disco hidráulicos atuando em cada eixo dos motores. O suprimento de óleo para os freios é canalizado dos cilindros mestres operados por pedal na cabine de controle. Para parada de emergência, os motores são adicionalmente equipados com freios eletromagnéticos. O sistema duplo de frenagem foi um ponto extra de segurança especificado para todos os mecanismos importantes do pórtico.

Para-choques hidráulicos montados do lado de fora de cada trole encontram bloqueios nas extremidades dos trilhos, para absorver o choque no evento improvável de não parar.

Mecanismo de elevação

Dois motores elétricos acionam os tambores principais dos cabos do guincho, através de um redutor de engrenagens

Fig. 10.15 Mecanismo de movimento do guindaste de pórtico da tomada d'água.

-
- 1 Motor
 - 2 Trem de engrenagens
 - 3 Para-choques hidráulico
 - 4 Junta de pino
 - 5 Perna do guindaste de pórtico
-

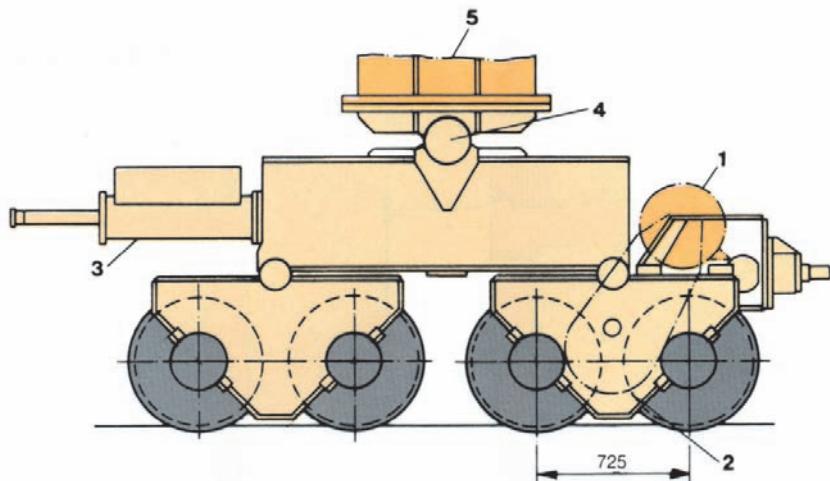
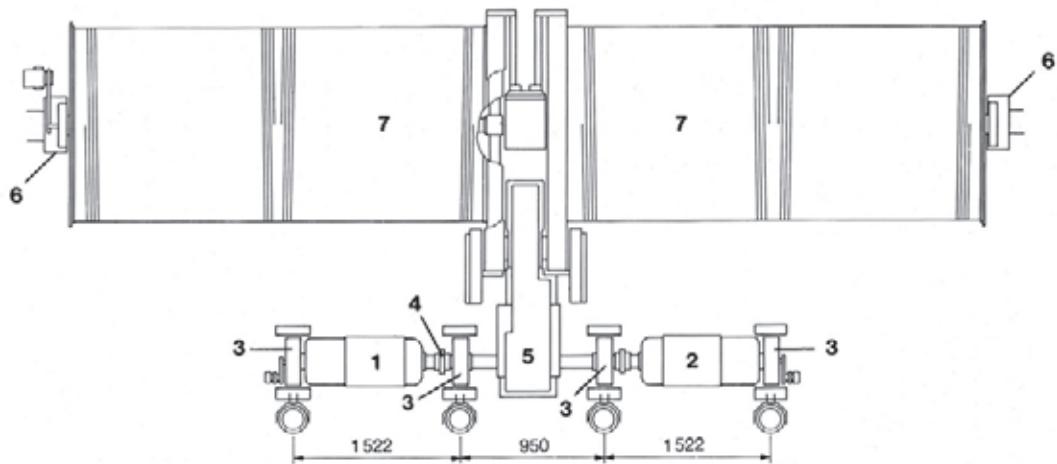


Fig. 10.16 Guincho principal do guindaste de pórtico da tomada d'água

-
- 1 Motor de alta velocidade
 - 2 Motor de baixa velocidade
 - 3 Freio eletromagnético
 - 4 Acoplamento
 - 5 Redutor de engrenagem
 - 6 Mancal
 - 7 Tambor do cabo
-



planetárias compartilhado, ver Fig. 10.16. Um motor opera em velocidade alta para cargas até 400 kN e o outro em velocidades mais baixas para cargas que não excedam 1100 kN. Relés de proteção asseguram que um só dos motores pode ser operado num certo momento. Ambos os motores têm controle de velocidade por resistência do rotor com modulação por tiristores na faixa de 0 a 30% da velocidade, permitindo operação de posicionamento contínua a baixa velocidade. Acima de 30% o controle de velocidade é escalonado, sendo função do número de resistores no circuito. Cada motor tem dois freios eletromagnéticos, um numa extensão traseira do eixo e o outro entre o acoplamento flexível e o redutor de engrenagem.

O mecanismo de elevação tem proteção contra excesso de velocidade e cabo frouxo. Foi especificado cabo com núcleo de fibra de preferência a cabo com núcleo de aço, devido a sua maior flexibilidade. Para serviço com stoplogs as polias inferiores são ligadas à

viga pescadora dos stoplogs, e para uso nas ranhuras das comportas da tomada d'água, são ligadas a uma viga especial que se ajusta aos elementos da comporta.

Os tambores dos cabos e seus mecanismos são montados num carro com rodas que se move entre as ranhuras dos stoplogs e das comportas sobre trilhos na casa de máquinas, ver Fig. 10.17. O carro é acionado por um motor elétrico operando através de um redutor de engrenagem e eixos de transmissão nos dois conjuntos de rodas de jusante. O controle de velocidade do motor é feito pelo mesmo sistema usado nos motores de deslocamento do pórtico.

Uma pequena talha elétrica não mostrada nesta figura, fixada ao teto da casa de máquinas, é usada para manutenção do equipamento de elevação (ver item 3 da Fig. 10.14).

Os pórticos foram parte do fornecimento contratado para as comportas do desvio.

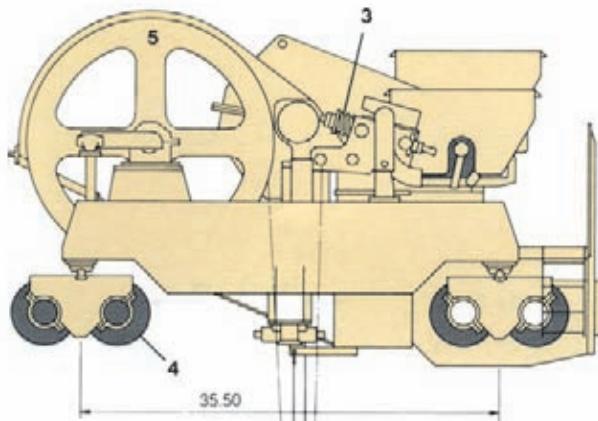


Fig. 10.17 Carro do guindaste de pórtico da tomada d'água

- 1** Gancho
- 2** Polias
- 3** Ponta fixa do cabo e dispositivo de sobrecarga
- 4** Rodas do carro
- 5** Tambor do guincho principal



encargos para o fornecimento e montagem de condutos forçados em aço e seus acessórios), sem um teste de pressão hidrostática a uma pressão mais alta do que aquela de trabalho, como especificado para a curva inferior e a caixa espiral, que foram projetadas pela norma Asme. Embora as duas normas deem quase o mesmo projeto para carregamentos normais, sem um teste de pressão hidrostática elevada, poderia ser usada uma chapa muito mais fina no conduto. Esta inconsistência aparente, e a omissão do teste de pressão elevada, foram justificados porque os esforços no conduto forçado exposto podiam ser calculados com exatidão, enquanto a distribuição dos esforços na curva inferior, que é parte integral da caixa espiral e foi pressurizada antes do envolvimento com concreto, seriam mais complexos. Na curva superior do conduto forçado a chapa relativamente mais fina é adequada porque está embutida em concreto. A norma francesa proporciona uma margem adicional de segurança porque exige um controle de qualidade mais rigoroso da fabricação do que a norma Asme, junto com níveis de defeitos admissíveis mais baixos para soldas e materiais.

A curva superior foi projetada para resistir às forças hidrodinâmicas devidas à pressão interna, mudança de direção do fluxo e golpe de aríete, bem como a cargas axiais devidas a mudanças de temperatura ambiente. Ela está ancorada na barragem e embutida no concreto de segundo estágio colocado num grande *blockout* na face da barragem. As faces transversais do *blockout* foram moldadas com chaves verticais que melhoraram a ligação bem como a resistência às forças transversais de cisalhamento.

Para resistir à pressão interna e aos componentes radiais centrífugos do empuxo foram colocadas armaduras de aço circulares e horizontais em direção transversal, conectando-se com as barras embutidas no concreto de primeiro estágio, desta forma também integrando elasticamente a curva ancorada à barragem. Inicialmente foram considerados tirantes protendidos com cabos de alta resistência, no lugar do bloco de ancoragem de concreto, mas não foram usados devido à preocupação com o relaxamento dos cabos e concentração dos esforços na barragem. Para assegurar a transmissão adequada das forças da curva superior para o concreto, ela tem três anéis de empuxo, um em cada extremidade e um no centro.

A concretagem inicial do concreto envolvente foi suportada por uma plataforma provisória montada na El. 144. Essa concretagem inicial envolveu o anel de empuxo inferior,

CONDUTOS FORÇADOS

Um conduto forçado de chapas de aço soldadas com diâmetro uniforme leva a água da tomada de concreto até a curva redutora inferior da turbina. O diâmetro interno do conduto de 10,5 m foi determinado com base em análises econômicas detalhadas e comparação com a prática corrente mundial para grandes usinas.

A curva superior do conduto, com raio de 31,5 m e comprimento de 32,9 m, está ancorada na barragem e embutida em concreto. Um trecho reto de 47,41 m fica exposto, localizado na face de jusante da barragem. Na sua extremidade inferior liga-se com a curva inferior por uma junta projetada para acomodar a expansão térmica e qualquer movimento entre a casa de força e a barragem, que são estruturas independentes, ver Fig. 10.18.

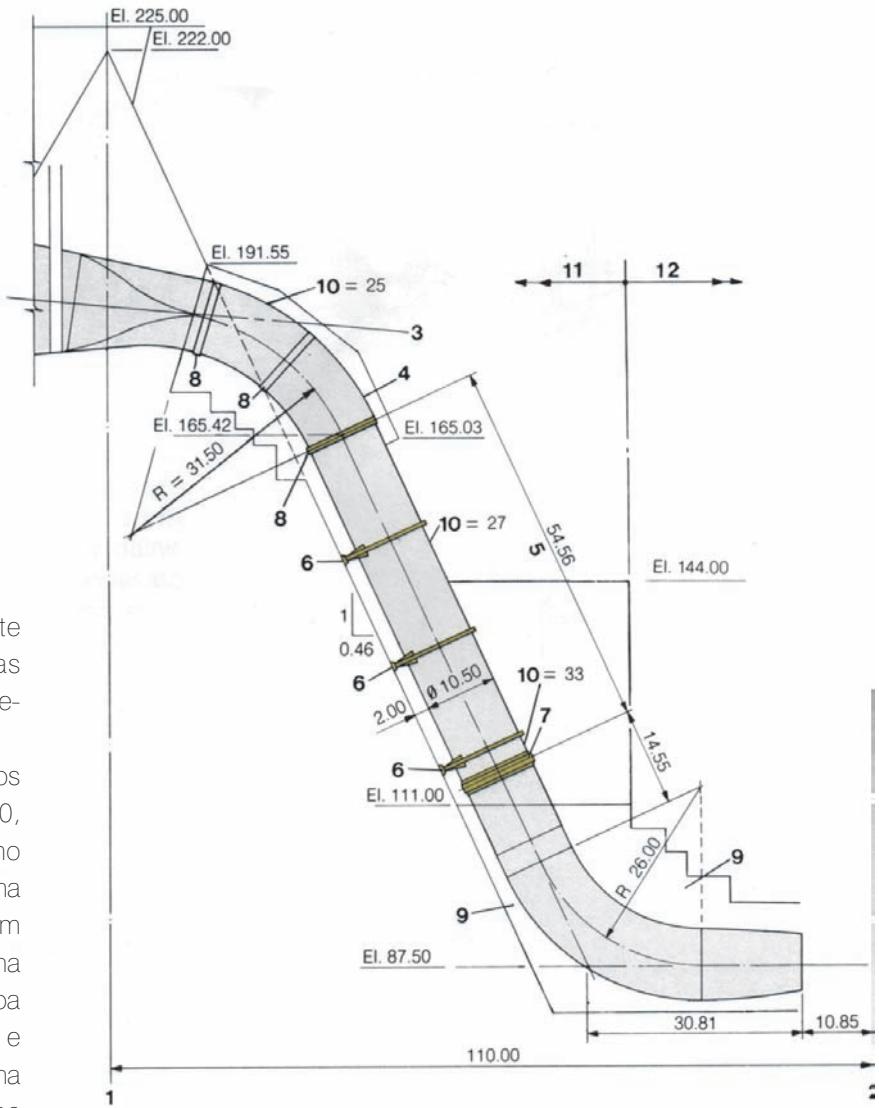
O conduto forçado foi projetado e fabricado pela norma francesa SHF para condutos de pressão "Données techniques annexes au cahier des charges pour la fourniture et le montage des conduites forcées en acier et leurs accessoires" (Dados técnicos anexos ao caderno de

Fig. 10.18 Arranjo geral do conduto forçado

- 1 Eixo da barragem
- 2 Linha de centro da casa de força
- 3 Linha de centro da tomada d'água
- 4 Curva do conduto embutida em *blockouts* no concreto
- 5 Parte reta do conduto
- 6 Apoios
- 7 Junta de expansão
- 8 Anéis de empuxo
- 9 Concreto envolvente do conduto na casa de força
- 10 Espessura da chapa (mm)
- 11 Tomada d'água
- 12 Casa de força

e depois da pega ficou autoportante podendo, então, suportar a curva e as concretagens posteriores, permitindo a remoção da plataforma.

Os condutos forçados foram fabricados com chapa de aço brasileiro SAR-50, variando em espessura desde o mínimo admitido de 25 mm até 42 mm máximo na junta. Essas espessuras incluem a margem para corrosão especificada, de 2 mm na seção reta e 3 mm na curva superior. A chapa foi entregue na obra cortada e calandrada e foi soldada numa oficina de montagem na margem direita. Todas as soldas dos condutos, tanto axiais quanto circulares, foram executadas manualmente. Um processo automático foi considerado e de fato qualificado para as soldas axiais, mas não foi usado porque as soldas manuais deram propriedades mecânicas melhores e mais consistentes. As soldas não foram tratadas para alívio de tensões ou normalização, sendo a resistência a impactos adequada obtida pelo processo de soldagem usado. De acordo com a norma SHF, placas retiradas da produção foram feitas para todas as soldas, e as propriedades das soldas monitoradas continuamente, sendo dada especial atenção aos valores de impacto, que foram especificados no mínimo de 3,5 kgm médios a 0°C. Todas as soldas foram inicialmente testadas com ultrassons e finalmente radiografadas. A conformidade dimensional foi assegurada durante a montagem pelo uso de suportes internos do tipo de raios de roda.

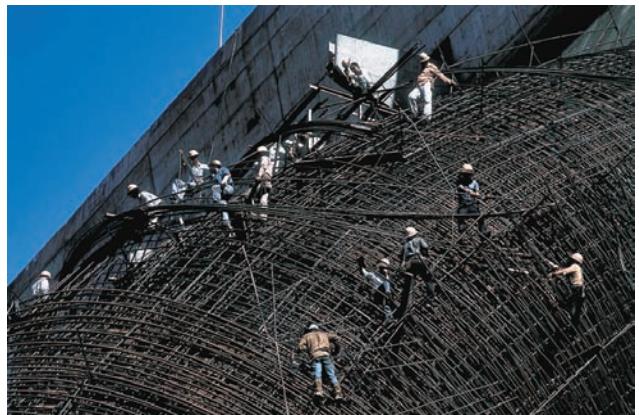


Foi injetada argamassa de cimento através de bocais deixadas na curva superior, para preencher os vazios, e foi deixada uma drenagem nos anéis de empuxo, para qualquer vazamento ao longo dos contatos com o aço. Como precaução contra a fissuração por corrosão sob tensão, a superfície interna do conduto forçado foi jateada com areia e pintada com *primer* a base de epóxi rico em zinco e tinta de acabamento com epoxi de alcatrão de hulha. A superfície externa exposta foi pintada com *primer* rico em zinco e acabamento branco. Uma proteção contra a chuva foi instalada no contato do conduto forçado com a laje da casa de força na El. 144.

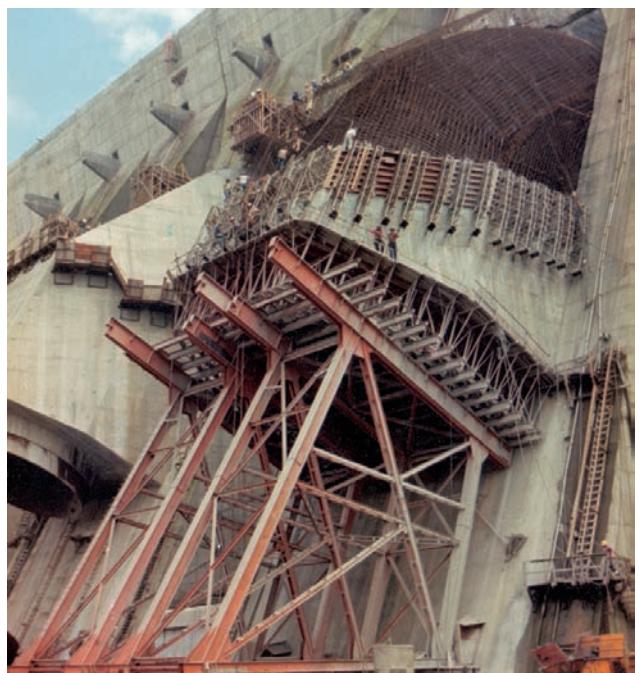
Três braçadeiras montadas em duas pernas suportam a parte reta exposta do conduto. A superfície inferior dos pés é de aço inoxidável e fica em contato com almofadas



Vista aérea das instalações de soldagem dos condutos na margem direita



Transporte de virola de conduto no canteiro



Concretagem da curva superior. Primeira concretagem sobre suporte temporário



Montagem da curva superior de um conduto



Conduto forçado da unidade 1 completo.
Outros em vários estágios de construção

de aço cobertas com “lubrite” e aparafusadas às partes embutidas, ver Fig. 10.19. Uma capa de aço inoxidável foi usada no conduto e na curva inferior na região da vedação da junta. A junta soldada dos dois lados foi projetada para um movimento axial de ± 30 mm e radial de ± 4 mm. A vedação é obtida por anéis de borracha em ambas as partes da junta, comprimidos por anéis de selo ajustados por múltiplos parafusos. O movimento axial da junta é limitado por uma lingueta central soldada à coberta do acoplamento, ver Fig. 10.20. Foram encontrados problemas na junta da unidade 1, e o projeto da vedação foi modificado como mostra a Fig. 10.20.

Um tubo de 700 mm de diâmetro embutido no concreto de primeiro estágio leva água de montante da comporta para encher o conduto forçado. A vazão no tubo é controlada por uma válvula borboleta de 700 mm de diâmetro localizada na El. 179,6. Enquanto as superfícies de vedação das palhetas da turbina são novas, a vazão pela válvula é muito maior do que o vazamento, e é capaz de encher o conduto em cerca de duas horas até um ponto em que a comporta da tomada pode ser aberta. Contudo, conforme o desgaste ocorre nas palhetas, o vazamento aumenta, produzindo um tempo muito longo para encher o conduto. Como uma válvula

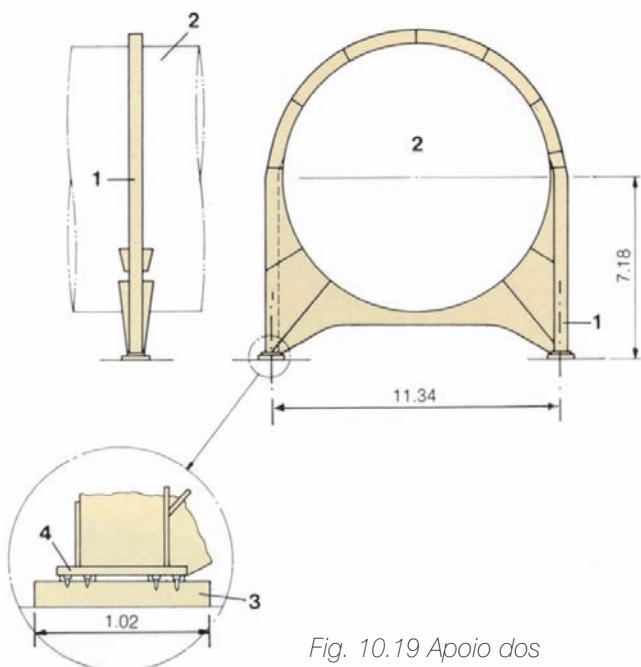


Fig. 10.19 Apoio dos condutos forçados

- 1 Apoio
- 2 Conduto
- 3 Almofada base de aço
- 4 Almofadas autolubrificadas

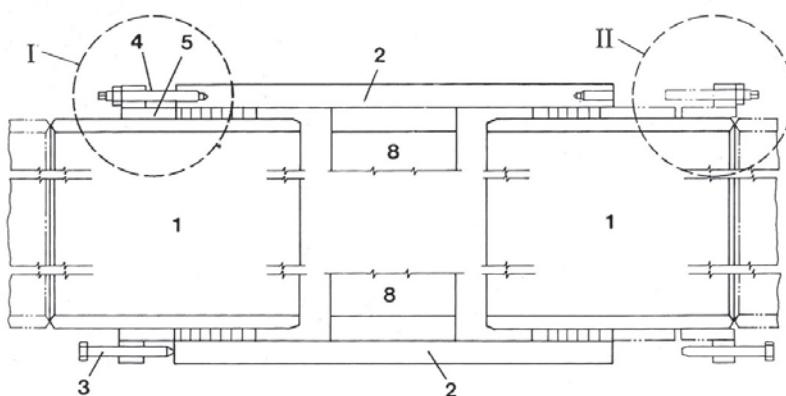
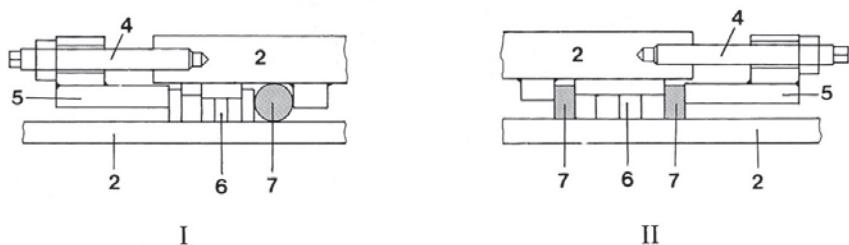


Fig. 10.20 Junta do conduto

- I Selo original
- II Selo modificado
- 1 Conduto forçado
- 2 Cobertura do acoplamento
- 3 Parafuso de distância
- 4 Parafuso de aperto do selo
- 5 Placa de pressão
- 6 Selo de algodão de asbesto
- 7 Selo de borracha
- 8 Lingueta central



by-pass maior teria sido antieconômica e difícil de acomodar, o procedimento normal é encher com a válvula by-pass até que o selo inferior das palhetas esteja bem submerso (para reduzir a cavitação) e então abrir a comporta até 80 mm para completar o enchimento.

Uma placa protetora de aço está embutida no concreto no ponto onde incide o jato do by-pass, e o tubo na saída é reduzido para 600 mm, não só para dirigir o jato, mas também para criar uma contra pressão na válvula para prevenir a cavitação. Para segurança e confiabilidade, a válvula by-pass é aberta por servomotores a óleo, e fechada por seu próprio peso.

Óleo sob pressão para as válvulas é fornecido por dois conjuntos de bombas na El. 179, um na tomada número 7 para as unidades de 50 Hz, e outro na tomada número 15 para as unidades de 60 Hz. Conjuntos centrais de bombeamento foram preferidos a instalações individuais em cada válvula por razões de economia e confiabilidade. O óleo é suprido via um vaso de pressão carregado com nitrogênio e as bombas movidas a motor elétrico são operadas automaticamente em resposta a variações na pressão do vaso. Há uma interligação normalmente fechada entre os dois sistemas e, se necessário, os vasos de pressão podem ser carregados com uma bomba de emergência. As válvulas são operadas manualmente de um painel de controle local.

Os condutos forçados foram fabricados pela Badoni – ATS, Indústria Metal Mecânica S.A., Brasil, que, no mesmo contrato, também forneceu as válvulas de by-pass das comportas das tomadas e as juntas dos condutos forçados.

Tabela 10.1 Características das bombas

Poço	Local nº do bloco	Número de bombas por poço				Características das bombas	
		Normal	Reserva	Futura	Total	Recalque m	Descarga m ³ /min
1	F 3/4 – F 5/6	2	1	1	4	51	2,1
2	F 11/12 – F 13/14	2	1	1	4	93	3,33
3	F 15/16 – F 17/18	6	2	2	10	113	3,33
4	F 19/20 – F 21/22	2	1	1	4	95	3,56
5	I 20	1	1		2	12	1,5
6	F 15/16	2	1	1	4	39	5,25
7	H 14	2	1		3	94	3,17
8	D 7	1	1		2	19	3
9	H 8	2	1		3	75	1,8

EQUIPAMENTO AUXILIAR

SISTEMA DE BOMBEAMENTO DA DRENAGEM DA BARRAGEM

As percolações pelas fundações das barragens e da casa de força, e os vazamentos através das barragens e estruturas são canalizados para as estações de bombeamento da drenagem nas barragens de concreto, de onde a água é bombeada através da casa de força e descarregada no canal de fuga. Como mostra a Fig. 10.21, as estações de bombeamento de drenagem são arranjadas em cascata de modo que sobras das estações mais altas irão descarregar nas mais baixas.

As capacidades de bombeamento são dadas na Tabela 10.1.



Estações de bombeamento na barragem principal

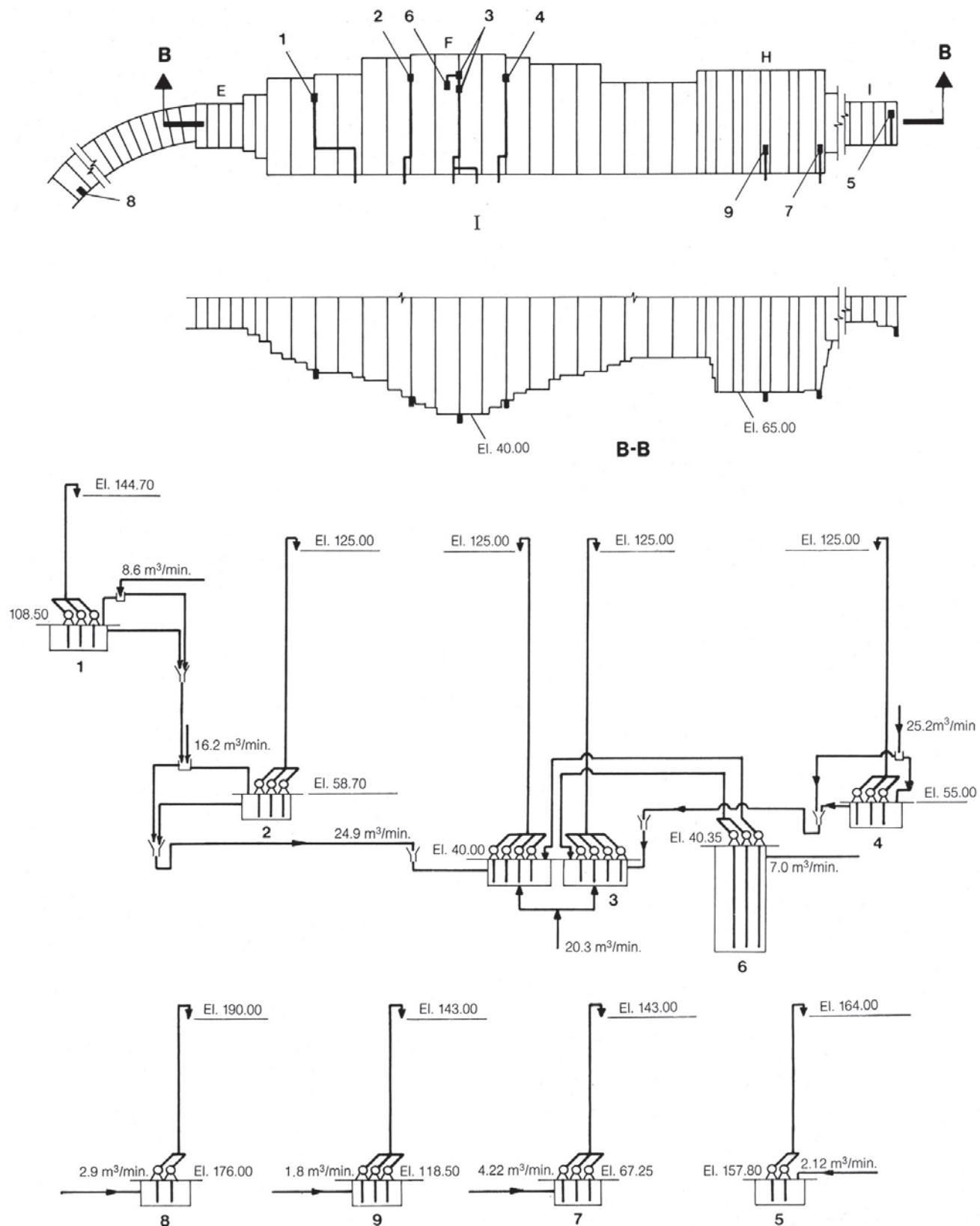


Fig. 10.21 Esquema das estações de bombeamento na barragem

I Vista em planta

E, F, H, I Blocos da barragem

1, 2, 3, ...9 Estações de bombeamento



Estação de tratamento d'água – ETA 1

As capacidades foram calculadas usando avaliações abundantes para os vazamentos pelas juntas de contração, drenos internos e fundações, junto com estimativas da máxima chuva que poderia entrar pelas partes expostas dos blocos de contraforte e de gravidade aliviada. Tudo isto foi necessário para garantir que seria instalada uma capacidade suficiente de bombeamento para lidar com as condições mais extremas possíveis. Durante os oito anos de operação, foram utilizados apenas cerca de 33% da capacidade de bombeamento, e a vazão máxima ocorreu logo depois do enchimento do reservatório.

SERVIÇOS SANITÁRIOS

Esgotos e águas servidas dos banheiros e sanitários na barragem são coletados em tanques e bombeados para os tanques de acumulação das instalações de tratamento de esgotos da casa de força, descritas no Capítulo 13.

ESTAÇÕES DE TRATAMENTO D'ÁGUA

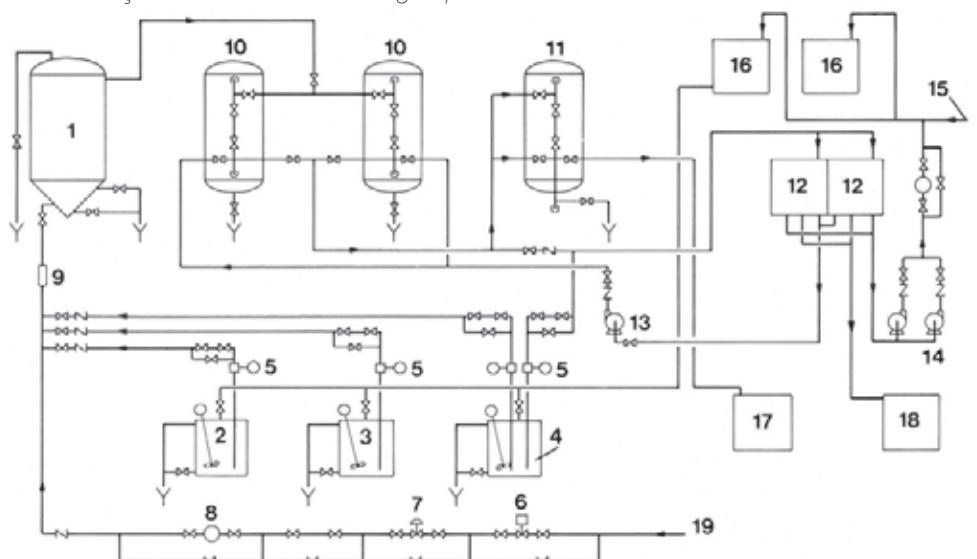
A área do projeto de Itaipu tem seu próprio abastecimento de água potável, independente dos sistemas municipais de Foz do Iguaçu e de Ciudad del Este. Duas estações de tratamento localizadas na barragem de concreto, a ETA 1 entre os blocos E3 e E4, El. 161, e ETA 2 entre os blocos F33 e F34, El. 161, purificam a água obtida do sistema de água de resfriamento da casa de força, para suprir a usina com:

- Água potável
- Água livre de cloro para reposição no sistema de água pura para resfriamento dos enrolamentos dos geradores.
- Água de reposição para as instalações de refrigeração evaporativa do sistema de ventilação da casa de força.

Fora algumas diferenças no arranjo, as estações de tratamento ETA 1 e ETA 2 são semelhantes e portanto as descrições seguintes aplicam-se a ambas.

Fig. 10.22 Diagrama esquemático das estações de tratamento de água potável e livre de cloro

- | | |
|-----------|--|
| 1 | Clarificador |
| 2 | Tanque misturador de carbonato de sódio |
| 3 | Tanque misturador de sulfato de alumínio |
| 4 | Tanque misturador de hiperclorato de sódio |
| 5 | Alimentador químico |
| 6 | Válvula solenoide |
| 7 | Válvula redutora de pressão |
| 8 | Medidor de vazão |
| 9 | Misturador hidráulico |
| 10 | Filtros de areia |
| 11 | Filtro de carvão ativado |
| 12 | Tanque de acumulação de água potável |
| 13 | Bomba de lavagem reversa |
| 14 | Bomba booster de água potável |
| 15 | Ligaçao com a outra ETA |

**16** Tanques de água potável na barragem**17** Tanque de água livre de cloro**18** Tanque de água potável da casa de força**19** Água bruta sob pressão

Há dois sistemas completamente separados em cada estação. Um produz água potável e água livre de cloro, e o outro água de reposição para as instalações de refrigeração evaporativa. Ambos os sistemas foram fornecidos pela Degremont, Brasil.

ÁGUA POTÁVEL E LIVRE DE CLORO

O sistema pode produzir um máximo de 15 m³/h de água potável de acordo com a norma brasileira ABNT PB-19. Normalmente 2,5 m³/h da água são ainda tratados para dar água livre de cloro para reposição dos sistemas de água pura dos geradores. Um diagrama esquemático do sistema está mostrado na Fig. 10.22, o qual consiste de subsistemas como descrito a seguir:

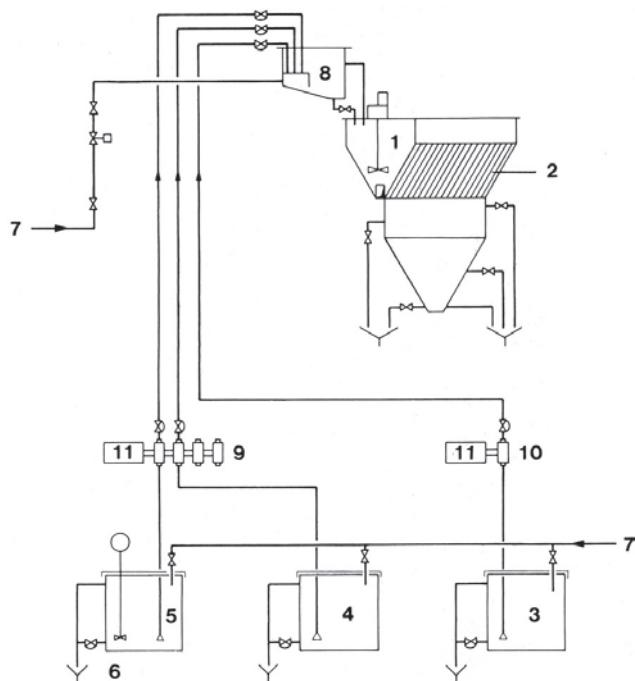


Fig. 10.23 Diagrama esquemático simplificado do tratamento de água para os resfriadores evaporativos

- 1 Tanque misturador
- 2 Clarificador
- 3 Tanque de dosagem de hiperclorato de sódio
- 4 Tanque de dosagem de carbonato de sódio
- 5 Tanque de dosagem de sulfato de alumínio

- 6 Misturadores
- 7 Entrada de água
- 8 Tanque de pré-mistura
- 9 Bomba dosadora quádrupla
- 10 Bomba dosadora simples
- 11 Motor elétrico

- Tanques misturadores para sulfato de alumínio, carbonato de sódio e hiperclorato de sódio, completos com bombas dosadoras para injetar esses produtos químicos na água bruta que entra. O sulfato de alumínio coagula as partículas finas para um tamanho que ou sedimenta, ou pode ser filtrado; o carbonato de sódio reduz a dureza da água e o hiperclorato de sódio mata os organismos trazidos pela água.
- Um tanque de clarificação sob pressão no qual sedimentam as partículas coaguladas mais pesadas. Existe um tanque de pré-mistura antes do clarificador, para assegurar uma distribuição uniforme dos produtos químicos na água. As partículas depositadas são descarregadas periodicamente pelo dreno do tanque de clarificação.
- Dois filtros de areia com facilidades para lavagem reversa, para filtrar as partículas que permanecem depois da clarificação.
- Um tanque de acumulação de 200 m³, que recebe a água potável depois que passa pelos filtros de areia. Este tanque é dividido em compartimentos separados de 100 m³, de modo que metade do tanque pode ser limpa enquanto a outra permanece em serviço. A água sai por gravidade deste tanque para o tanque da casa de força e para duas bombas que enchem os tanques elevados da barragem.
- Um filtro de carvão ativado que remove o cloro da água destinada ao sistema de água pura para o enrolamento dos geradores. Essa água é levada para um tanque de 2 m³, de onde é distribuída para os sistemas dos geradores quando necessário.

ÁGUA DE REPOSIÇÃO PARA O SISTEMA DE RESFRIAMENTO EVAPORATIVO DA VENTILAÇÃO

Este sistema recebe água do sistema de água de resfriamento da casa de força e a purifica para uma qualidade pouco menos que a da água potável, adequada para reposição nos tanques do sistema de resfriamento evaporativo. A capacidade máxima deste sistema de purificação de água é de 30 m³/h; um diagrama esquemático está mostrado na Fig. 10.23. Sulfato de alumínio, cloreto de sódio e hiperclorato de sódio são adicionados à água bruta que entra, antes que ela passe pelo tanque misturador, que assegura floculação adequada, e então vá por gravidade para o clarificador.

As partículas coaguladas depositam-se no fundo do clarificador e são regularmente descarregadas pelo dreno. A água clarificada com a qualidade requerida passa para um tanque de acumulação, de onde é distribuída para os resfriadores evaporativos conforme solicitado pelas válvulas de bóia dos tanques dos resfriadores.

VENTILAÇÃO

As salas de equipamentos na El. 214 têm ventilação forçada por ventiladores. Todos os sanitários e a estação de bombeamento de esgotos têm ventiladores exaustores operados automaticamente, com dutos de ar para o ambiente. As galerias superiores são ventiladas naturalmente. As galerias inferiores, nas El. 20 e El. 74 têm ventilação forçada por ventiladores com ar tomado das galerias mais altas e retornado a elas.

SUPRIMENTO DE ENERGIA

GERAL

A divisão geral da área da casa de força em setores de 50 Hz e 60 Hz estende-se para as áreas das tomadas d'água e da barragem principal. Isto resulta em dois sistemas semelhantes mas separados de abastecimento de força auxiliar, um em cada frequência.

A remoção contínua da água de drenagem da área da barragem principal é essencial para assegurar a segurança das estruturas; portanto, a alimentação para as bombas de drenagem foi colocada na categoria Classe I. Isto requer duas subestações de bombeamento no setor de 50 Hz e uma no de 60 Hz. Cada estação é alimentada por dois alimentadores de 13,8 kV da casa de força com origens diferentes, mais um terceiro alimentador dos geradores diesel de emergência da casa de força. As restantes subestações de cargas gerais, duas no setor de 50 Hz e três no de 60 Hz, são supridas por dois alimentadores de 13,8 kV da casa de força com origens diferentes.

Existem dois sistemas de 125 V c.c. em cada um dos setores, de 50 Hz e 60 Hz. Cada sistema consiste de dois grupos independentes de bateria e carregador.

ENERGIA AUXILIAR DE 50 Hz

As subestações de bombas na barragem, QQ-01 e QQ-02, localizadas na El. 144 nos blocos F15/16 e F19/20, consistem de três transformadores de 1500 kVA do tipo seco, de 13,8 kV – 460 V (delta – estrela), cada um ligado através de um disjuntor de baixa tensão a um barramento seccionado de 460 V com um disjuntor interligador. Para confiabilidade, ambas as seções do barramento são Classe I. Um diagrama unifilar simplificado está mostrado na Fig. 10.24.

Em operação normal ambas as fontes regulares de 13,8 kV estão disponíveis, e seus transformadores associados estão energizados e alimentam uma seção de barramento de 460 V, com o disjuntor interligador aberto. No caso de falha de uma das fontes, o disjuntor secundário (460 V) abre e o disjuntor interligador automaticamente fecha. No caso de falha de ambas as fontes, os disjuntores secundários (460 V) abrem, e o disjuntor da fonte de emergência diesel, bem como o disjuntor interligador, fecham automaticamente.

As subestações de cargas gerais QT-01 e QT-04, localizadas na El. 214 no bloco F7/8 e na El. 144 bloco F5/6, consistem de dois transformadores de 750 kVA, 13,8 kV – 460 V (delta – estrela), cada um ligado através de um disjuntor de baixa tensão a um barramento seccionado de 460 V com um disjuntor interligador. Um segundo disjuntor interligador permite cortar as cargas Classe III se necessário. Em operação normal, ambas as fontes de 13,8 kV regulares estão disponíveis e seus transformadores associados estão energizados e alimentam uma seção de barra de 460 V, com o primeiro disjuntor interligador de 460 V aberto e o segundo (para cargas Classe III) fechado. No caso de falha de uma das fontes, o disjuntor secundário (460 V) abre e o primeiro disjuntor interligador fecha automaticamente. Não há ligação de emergência diesel.

ENERGIA AUXILIAR DE 60 Hz

A subestação de bombas QQ-03 localizada na El. 144 no bloco I-1 consiste de três transformadores de 500 kVA tipo seco, 13,8 kV – 460 V (delta estrela), cada um ligado por um disjuntor de baixa tensão a um barramento seccionado de 460 V. A operação é idêntica à dos painéis semelhantes de 50 Hz.

As subestações de cargas gerais QT-02, QT-03 e QT-05, localizadas na El. 214 nos blocos F25/26, H9/10 e H12/13 (estação dividida), e El. 144 no bloco F29/30, consistem de dois transformadores de 750 kVA (500 kVA para a QT-03) de tipo seco, delta – estrela, cada um ligado por um disjuntor de baixa tensão a um barramento seccionado de 460 V com um disjuntor interligador. O corte de cargas da Classe III e a operação são os mesmos que para os painéis semelhantes do sistema de 50 Hz.

SISTEMAS DE 125 V C.C.

Na área da barragem principal existem quatro sistemas de 125 V c.c. basicamente separados. Cada sistema consiste de duas baterias de níquel-cádmio, dois carregadores estáticos e dois painéis de distribuição com

manobra e interligações para dar flexibilidade de operação mantendo alta confiabilidade. As funções principais dos sistemas são o fornecimento de força para os controles do equipamento auxiliar, alarme e alerta, comunicações e iluminação de emergência.

No setor de 50 Hz, um sistema está localizado na El. 214 nos blocos F9/10 e F11/12 para serviço nas áreas de comportas das tomadas d'água para os blocos 1 a 9A, e outro na El. 144, bloco F17/18, para as áreas de drenagem da barragem. No setor de 60 Hz, um sistema na El. 214 blocos F21/22 e F23/24 serve as áreas de tomadas d'água para as unidades 10 a 15, e outro nos blocos H3/4 e H6/7 servem as unidades 16 a 18.

Os quatro sistemas são basicamente iguais, com a exceção de que os equipamentos associados com as unidades 16 a 18 são para 152 Ah e os outros são para 272 Ah.

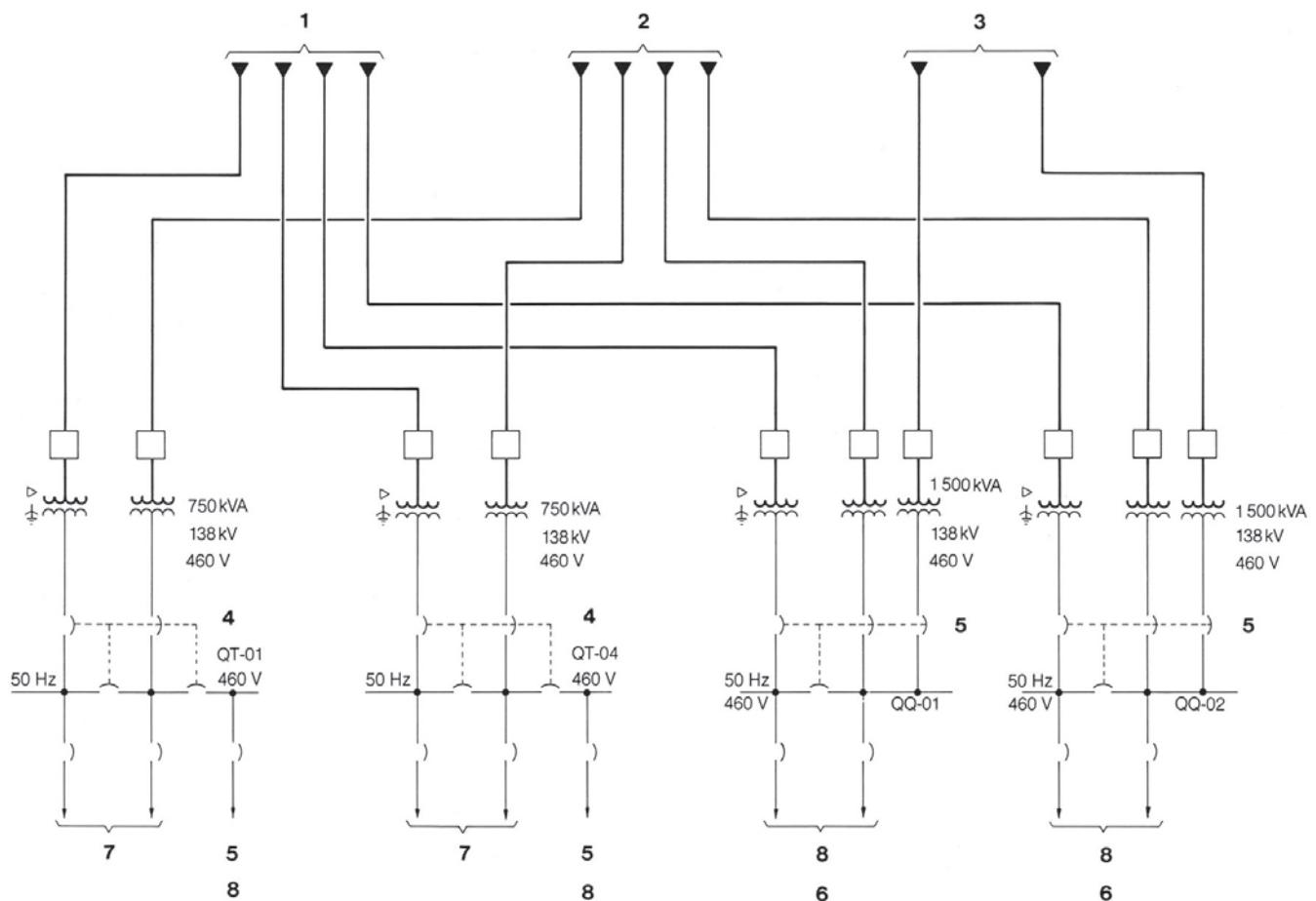


Fig. 10.24 Energia auxiliar de 50 Hz na barragem

1 Do painel QP-01 (casa de força)

2 Do painel QP-02 (casa de força)

3 Do painel CS-01 diesel (casa de força)

4 Subestação de cargas gerais

5 Subestação de bombas

6 Cargas Classe I

7 Cargas Classe II

8 Cargas Classe III

PROTEÇÃO, CONTROLE E INSTRUMENTAÇÃO

Em geral a proteção usada é claramente padrão para esta classe de equipamento de manobra, consistindo de relés de sobrecorrente de fase, neutro e terra no transformador principal do suprimento, com disjuntores termomagnéticos nos alimentadores. Está instalado um detector de temperatura com funções de alarme e disparo para cada transformador. Relés de bloqueio e disparo são usados para impedir transferência no caso de uma falha.

Amplo uso de unidades de alerta e alarme locais foi feito para cada grupo de serviço auxiliar principal (isto é, subestações de 50 Hz /60 Hz e sistemas de 125 V c.c.). Todos os valores críticos de tensão e temperatura são monitorados junto com a situação dos disjuntores principais e da proteção.

Devido à instalação das unidades geradoras e ao desenvolvimento por etapas do controle centralizado, os controles e alarmes foram duplicados nas salas de controle local das unidades 1 e 2 para o setor de 50 Hz e unidades 14 e 15 para o setor de 60 Hz, a sala de controle central e o sistema Scada, para uso conforme cada um se tornava disponível.

ARRANJO DA CASA DE FORÇA

PROJETO E CONSTRUÇÃO

CONSIDERAÇÕES GERAIS	11.3
ARRANJO GERAL	11.5
Geral	11.5
Acesso externo	11.6
Arranjo dos Equipamentos numa Unidade Típica	11.7
Arranjo dos Equipamentos nas Áreas de Montagem	11.14
PROJETO CIVIL E ESTRUTURAL	11.15
Considerações Gerais sobre o Projeto	11.15
Critérios e Metodologia do Projeto	11.17
Blocos das Unidades no Leito do Rio	11.19
Blocos das Unidades no Canal de Desvio	11.25
EDIFÍCIO DA PRODUÇÃO	11.29
DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS DA CASA DE FORÇA	11.31
Funções Monitoradas e Instrumentação	11.31
Resposta da Fundação	11.31
Comportamento Estrutural	11.33

ARRANJO DA CASA DE FORÇA

PROJETO E CONSTRUÇÃO

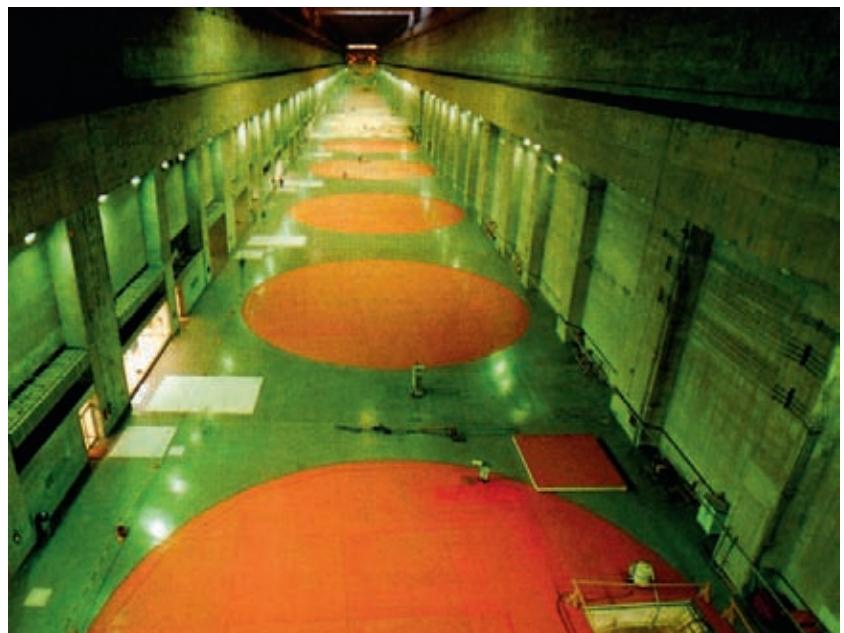
CONSIDERAÇÕES GERAIS

A análise dos diferentes arranjos de projeto realizada durante a fase dos estudos de viabilidade concluiu que a localização mais adequada para a casa de força seria ao pé da barragem principal no canal do rio e ao pé da estrutura de controle no canal de desvio. Os principais fatores que determinaram esta localização foram:

- O comprimento relativamente curto do conduto forçado, que leva a uma boa regulagem das turbinas.
- A continuidade dos pisos da casa de força.
- A facilidade de acesso para a montagem dos equipamentos.
- A operação e a manutenção.
- A facilidade de acomodação das unidades geradoras e seus equipamentos auxiliares nas quantidades e dimensões propostas.

Por ocasião da conclusão dos estudos de viabilidade, o arranjo da casa de força foi definido provisoriamente com as seguintes características principais:

- Dezoito unidades hidrogeradoras, das quais 14 deviam ser instaladas no canal principal do rio Paraná e quatro no canal de desvio.
- Bloco da unidade da casa de força com uma largura de 37 m cada; as unidades deviam ser instaladas em pares dentro de blocos individualmente estanques e estruturalmente independentes.



*Vista interna da casa de força
– salão dos geradores*

- Três edifícios de montagem e de serviços: dois nas extremidades e um entre a casa de força principal e o canal de desvio.
- Uma casa de força do tipo semiabrigado, com seções de telhado removíveis sobre os blocos das unidades, na elevação da laje superior, que deviam ser servidas por dois pórticos rolantes de 2,5 MN e um de 19 MN (2×250 t e 1×1900 t).
- Todas as galerias de serviço localizadas a jusante das unidades.

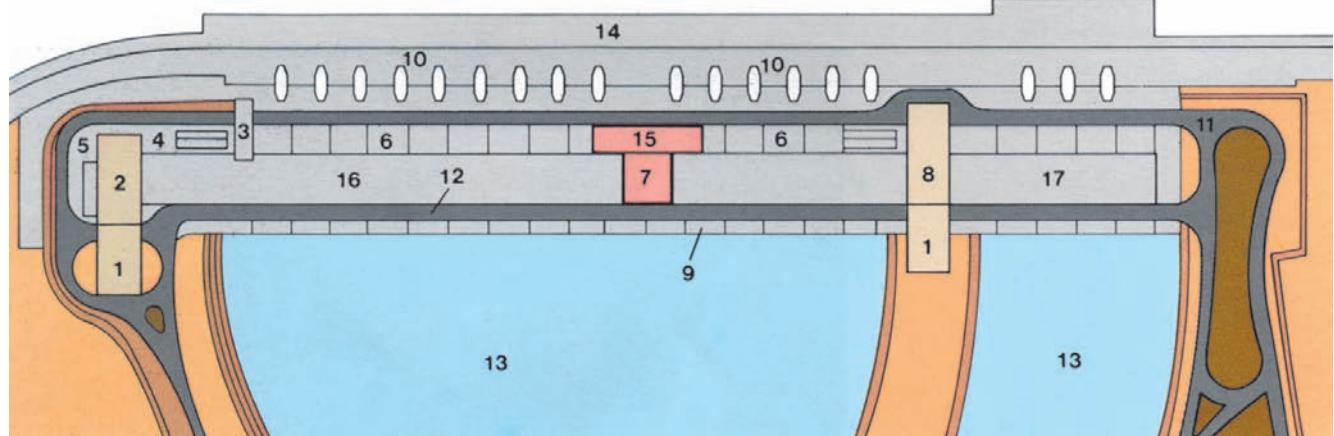
Os estudos detalhados sucessivos exigidos pelo cronograma acelerado de construção, a instalação dos equipamentos, operação e manutenção, aliados a uma análise mais detalhada das características dos equipamentos, resultaram nos seguintes melhoramentos no arranjo da casa de força:

- Os estudos mais detalhados do projeto e dos sistemas regionais, resultando na eliminação do deplecionamento do reservatório juntamente com a solução do problema da dupla frequência, levaram a um aumento da carga líquida e da velocidade de rotação das turbinas. Isso permitiu uma diminuição na largura das unidades de 37 m para 34 m, o que significava que o número de unidades no canal do rio podia aumentar para 16.
- Depois de um estudo adicional do programa final da construção e das exigências operacionais e de manutenção, o projeto do tipo externo foi considerado

inapropriado. Foi adotado um projeto do tipo abrigado, com pontes rolantes do tipo padrão, operadas em dois níveis na casa de força; houve um aumento no número de pontes rolantes para atender às necessidades durante o pico da instalação dos equipamentos.

- Os rápidos avanços na tecnologia e a grande experiência adquirida com os equipamentos de manobra de 500 kV isolados a gás (GIS) permitiram que se levasse em consideração este equipamento para Itaipu. A natureza compacta do projeto do GIS fez com que este equipamento fosse colocado numa galeria de montante no interior da casa de força, e que os transformadores principais fossem instalados numa galeria a montante dos geradores na El. 108, permitindo assim uma redução significativa no comprimento dos barramentos de fases isoladas de 18 kV dos geradores.
- A necessidade de acesso à casa de força, tanto durante a construção como durante a operação, impunha a eliminação da área de montagem da margem esquerda e o consequente aumento no tamanho da área de montagem central.
- A introdução das galerias de montante permitiu a inclusão de uma galeria anti-inundação acima dos tubos de sucção, que por sua vez eliminava a necessidade de um projeto de blocos duplos, estanques, com todas as desvantagens do ponto de vista construtivo e operacional.

Fig. 11.1 Planta geral da casa de força



1 Edifício de descarga dos equipamentos

2 Área de montagem direita

3 Local de descarga dos transformadores

4 Transformadores de serviços auxiliares

5 Acesso da circulação vertical

6 Saídas das linhas de transmissão

7 Sala de controle central

8 Área de montagem central

9 Ranhuras dos stoplogs dos tubos de sucção

10 Condutos forçados

11 Pista de montante

12 Pista de jusante

13 Canal de fuga

14 Barragem e tomadas d'água

15 Edifício da produção

16 Casa de força no leito do rio

17 Casa de força do canal de desvio



Telhado da casa de força e da área de montagem direita

ARRANJO GERAL

GERAL

A Fig. 11.1. mostra a planta geral da casa de força de Itaipu e do edifício da produção. Inclui uma estrutura independente de 968 m de comprimento, situada no pé da barragem principal e da estrutura de controle do desvio, contendo todos os equipamentos necessários para a geração, controle e despacho da energia de Itaipu. Para maior conveniência, a casa de força pode ser facilmente dividida nas seguintes seções principais:

Área de montagem direita. A área de montagem direita consiste de:

- Uma área de descarga, desembalagem e pré-montagem na El. 144.
- Duas pontes rolantes de 2,5 MN (2×250 t) com acesso à área de montagem principal na El. 108 e
- Uma estrutura que se estende desde a El. 92,4 até a El. 144, a qual abriga os serviços gerais mecânicos e elétricos de 50 Hz da central, os geradores a diesel de

emergência em 50 Hz, as instalações para desmontar os transformadores e as oficinas.

Na área de montagem direita, também há uma sala de recepção e um mirante para turistas com vista do salão principal da casa de força na El. 108.

A área de pré-montagem, na El. 144, é localizada entre 37,65 m a montante e 98,85 m a jusante da linha central das unidades e tem um comprimento total de 136,5 m e uma largura de 30,7 m. A área de montagem principal na El. 108 tem um comprimento de 141,3 m (mais de quatro vezes a largura de uma unidade) e uma largura de 29 m, a qual, junto com a área de montagem central, proporciona espaço suficiente para a montagem dos componentes principais da turbina e do gerador, para atender ao programa de entrada em operação de três a quatro unidades/ano.

Unidades 1 a 15. As unidades 1 a 15 (mais uma suplementar, bloco 9A) estão situadas na estrutura da casa de força construída no leito original do rio Paraná. A estrutura tem 544 m de comprimento e se estende desde a área de montagem direita até a área de montagem central. Cada unidade tem 34 m de largura e se estende desde a El. 50 até a El. 144 e abriga uma unidade turbina/gerador, três transformadores elevadores principais, equipamento de manobra e equipamentos auxiliares mecânicos e elétricos. As unidades são essencialmente idênticas no que se refere ao arranjo dos equipamentos principais. São 15 as unidades geradoras instaladas; a unidade central 9A não possuía qualquer equipamento ou partes embutidas em 1994. Atualmente esta unidade está completa e em fase de testes.

A sala de controle central está situada a jusante na El. 135, entre as unidades 9A e 10, com uma área de observação superior na El. 139. Adjacente à área de observação nos blocos das unidades U8, U9, U11 e U12 encontram-se escritórios e salas para técnicos e operadores.

Área de montagem central. Como a área de montagem direita, a área de montagem central também possui uma área de desembalagem e de pré-montagem na El. 144, com duas pontes rolantes de 2,5 MN (2×250 t) que

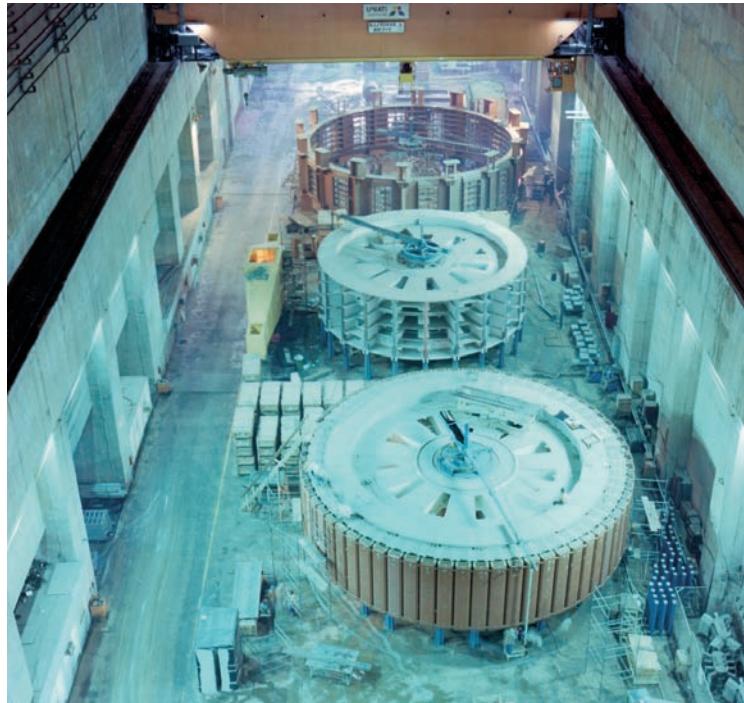
têm acesso a uma área de montagem principal de 98,15 m de comprimento e 29 m de largura na El. 108. O espaço destinado à pré-montagem, localizado entre 62,35 m a montante e 81,65 m a jusante da linha de centro das unidades, tem 144 m de comprimento e uma largura de 32,8 m. Abaixo da El. 144, a estrutura abriga os serviços mecânicos e elétricos de 60 Hz, os geradores a diesel de emergência de 60 Hz, as áreas para transformador de reserva e as oficinas.

Edifício da produção. O edifício tem cinco andares e está localizado entre as unidades 9 e 11. Ele possui um salão de entrada principal, um auditório, um centro de recepção para visitantes, uma sala de despacho de carga para as frequências de 50 e 60 Hz, escritórios administrativos e salas para os técnicos.

Unidades 16 a 18A. A casa de força construída na parte escavada do canal de desvio possui quatro unidades de 34 m de largura, cujo arranjo é virtualmente idêntico ao das unidades 1 a 15. Três das unidades contêm grupos turbogeradores; a unidade na extremidade esquerda (18A) encontrava-se vazia em 1994. Atualmente está completa e em fase de testes.

Bloco V1. O bloco V1, o qual fecha a casa de força na margem esquerda, tem 39,3 m de largura na El. 144 e 99 m de comprimento. Há um poço de armazenamento dos stoplogs do tubo de sucção a jusante na El. 144, e a área interna na El. 108 é utilizada como área adicional de montagem e pré-montagem. Todos os trilhos das pontes rolantes se estendem até o final do bloco V1.

O teto sobre as unidades na casa de força, com 30 m de largura e 902,5 m de comprimento, é composto de elementos de concreto pré-moldado apoiados sobre vigas principais concretadas *in loco* de 2 m de largura x 6,1 m de altura e 32,7 m de comprimento. As vigas, dispostas com um espaçamento máximo de 9,1 m, foram construídas com concreto C-210-c, usando-se fôrmas de aço. Sobre as vigas foram colocados elementos pré-moldados semicilíndricos de 152,5 cm de raio, 2,5 m de largura e comprimento variando entre 7,3 e 12,83 m, formando assim um telhado côncavo e corrugado.



Área de montagem direita – montagem do rotor

O telhado sobre as áreas de montagem tanto direita como central tem um comprimento de 280,5 m e é também composto de elementos pré-moldados similares.

ACESSO EXTERNO

Conforme mostra a Fig. 11.1, o acesso dos veículos para a casa de força é pelas estradas que conduzem da margem direita e da margem esquerda para a plataforma na El. 144. Nesta elevação, são duas as pistas que se estendem ao longo de todo o comprimento da casa de força, uma a montante entre a casa de força e a barragem, e a outra a jusante entre a casa de força e os trilhos do pórtico rolante dos tubos de sucção. O acesso dos caminhões até o interior da casa de força é através dos portões corrediços das áreas de montagem direita e central e do respectivo nível de recepção de cargas de cada área.

O acesso da carga leve e dos funcionários faz-se também no topo da barragem principal, na El. 225, através de elevadores e escadas que conduzem à estrada de montante na El. 144. O acesso dos funcionários à parte interna da casa de força é por meio de portas menores nos portões corrediços situados nas áreas de montagem direita e central e através de entradas ao longo da casa de força, conforme ilustrado na Fig. 11.1.

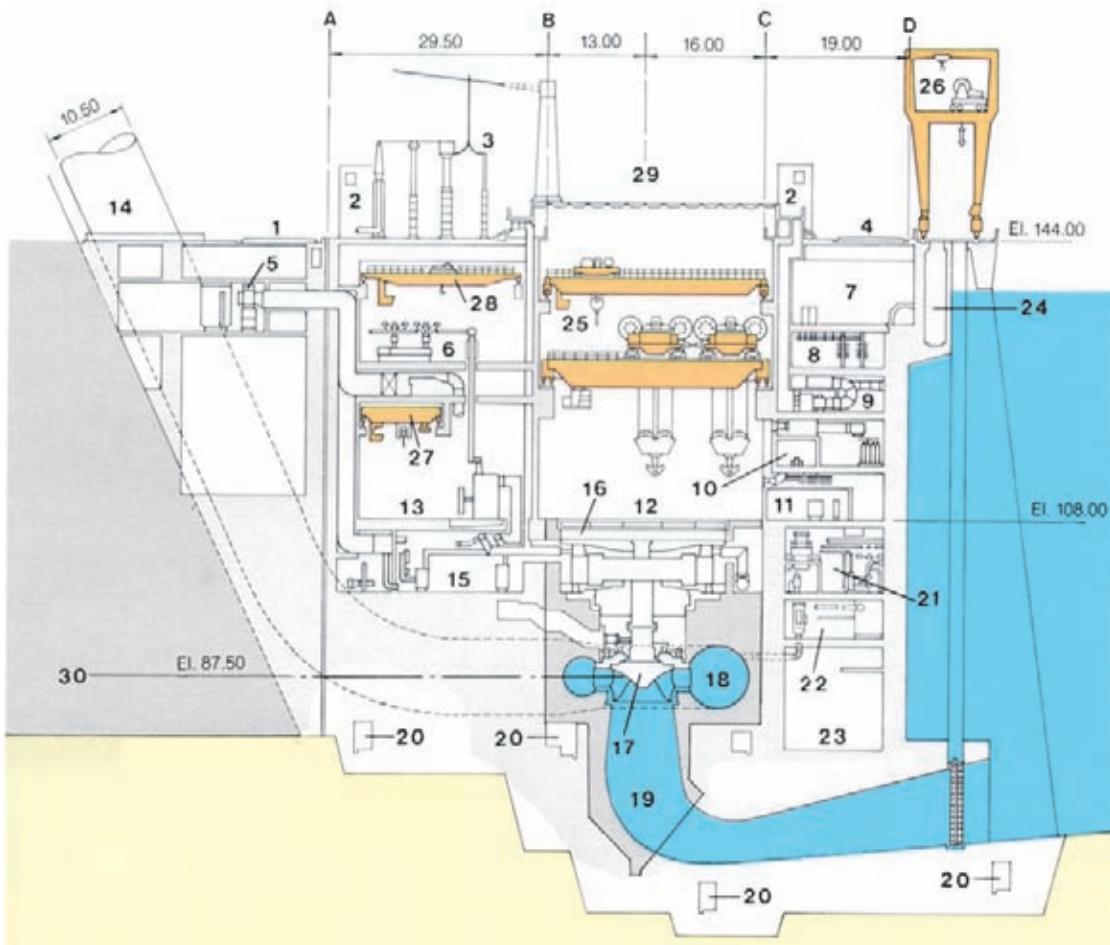


Fig. 11.2 Arranjo geral da seção da casa de força

- | | | | |
|--|---|--|--|
| A, B, C, D Linhas de referência | | | |
| 1 Estrada de montante | 10 Sala de baterias | 19 Tubo de sucção | 27 Pórtico rolante dos transformadores principais 2,5 MN (250 t) |
| 2 Elevadores | 11 Sala de controle local da unidade | 20 Galeria de drenagem | 28 Ponte rolante para equipamento SF ₆ , 100 kN (10 t) |
| 3 Saídas das linhas de transmissão | 12 Salão do gerador | 21 Galeria do equipamento mecânico | 29 Linha de centro das unidades |
| 4 Estrada de jusante | 13 Galeria dos transformadores principais | 22 Bombas, filtros e galeria de tubulações | 30 Linha central da turbina |
| 5 Salas do equipamento de ventilação de montante da casa de força | 14 Conduto forçado | 23 Galeria anti-inundação | |
| 6 Equipamento de manobra SF ₆ | 15 Galeria do equipamento elétrico auxiliar e de excitação | 24 Armazenamento dos stoplogs do tubo de sucção | |
| 7 Galeria do equipamento elétrico | 16 Gerador | 25 Ponte rolante principal da casa de força 10 MN (1.000 t) | |
| 8 Galeria de cabos | 17 Turbina | 26 Pórtico rolante, 1,4 MN (140 t) | |
| 9 Galeria do equipamento de ventilação | 18 Caixa espiral | | |
| | | |  Concreto de primeiro estágio |
| | | |  Concreto de segundo estágio |

ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS NUMA UNIDADE TÍPICA

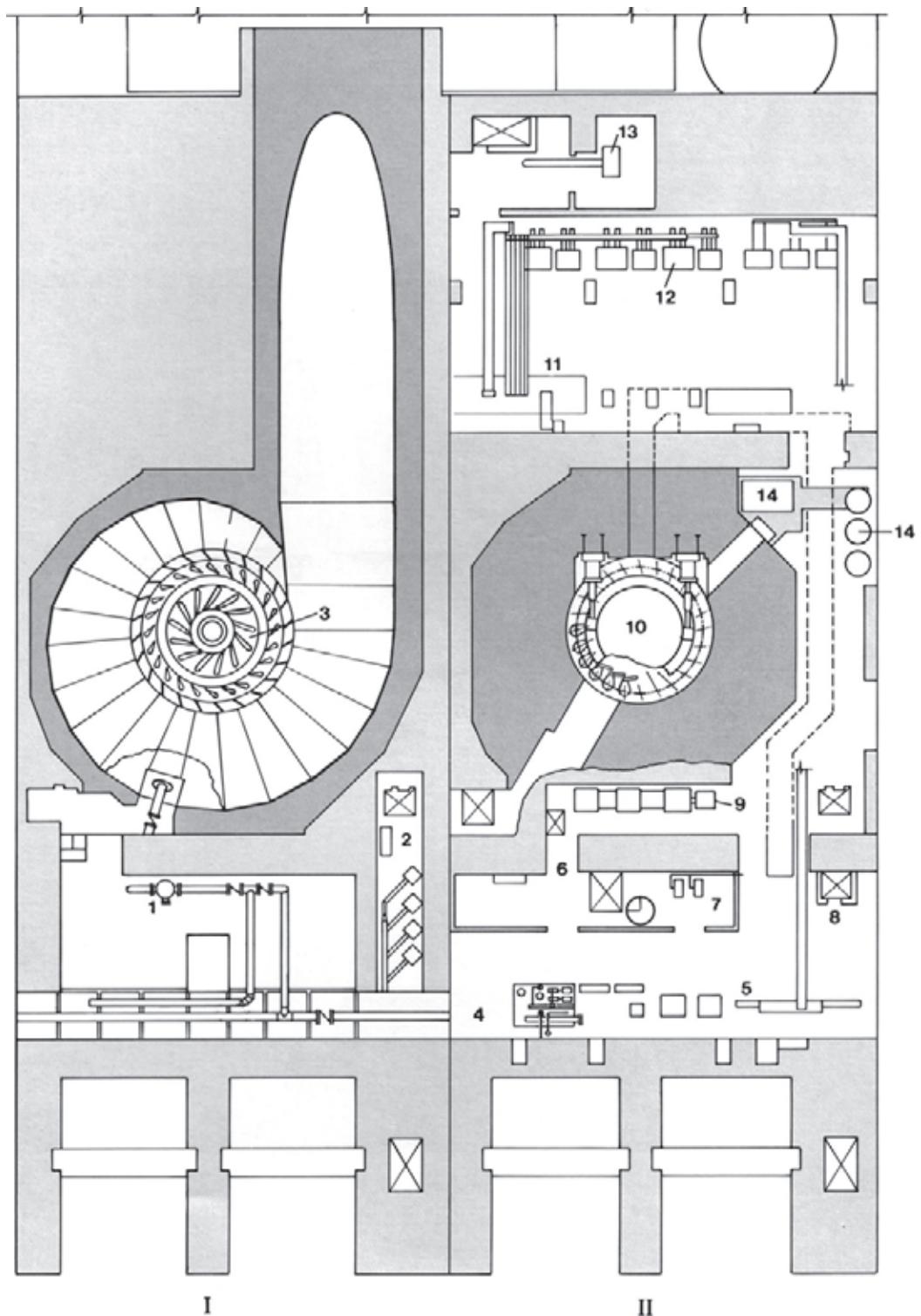
A Fig. 11.2. mostra uma seção transversal de um bloco típico. O grupo turbogerador está no meio do bloco e é atendido por quatro pontes rolantes de 10 MN, duas de 2,5 MN e duas de 1 MN , (4×1.000 t, 2×250 t e 2×100 t) que se

deslocam ao longo de toda a extensão da casa de força, incluindo as áreas de montagem direita e central.

Duas pontes rolantes de 100 kN (2×10 t) operam na galeria do GIS e duas pontes rolantes de 2,5 MN (2×250 t) na galeria dos transformadores. Todas essas pontes rolantes correm ao longo de todo o comprimento da casa de força.

Fig. 11.3 Arranjos do equipamento da casa de força nos pavimentos da El. 92,4 e El. 98,5

- I Unidade 5
- II Unidade 6
- 1 Filtros da água de resfriamento
- 2 Bombas da galeria anti-inundação
- 3 Turbina (seção na El. 87,5)
- 4 Água pura para o sistema de resfriamento dos enrolamentos do estator do gerador
- 5 Centro de controle do motor da unidade
- 6 Tanques de ar para os freios do gerador
- 7 Instalação de ar comprimido para o regulador
- 8 Elevador
- 9 Cubículo de neutro do gerador
- 10 Poço da turbina (seção na El. 92,1)
- 11 Sistema de excitação
- 12 Transformadores para os serviços auxiliares dos geradores
- 13 Sistema de ventilação para as galerias inferiores
- 14 Sistema regulador da turbina
- Concreto de primeiro estágio
- Concreto de segundo estágio



Os trilhos dos pórticos rolantes de 1,4 MN (140 t) (para a manobra dos stoplogs do tubo de sucção), que operam a jusante na El. 144, são interrompidos pela área de montagem central.

As galerias para os equipamentos, a montante e jusante das unidades, são contínuas ao longo de todo o

comprimento da casa de força; todas as galerias na El. 108 a montante e entre a El. 98,5 e 133,2 para jusante permitem o acesso a caminhões a partir dos montacargas nas áreas de montagem direita e central.

As Figs. 11.3 a 11.7 mostram plantas típicas de uma unidade.

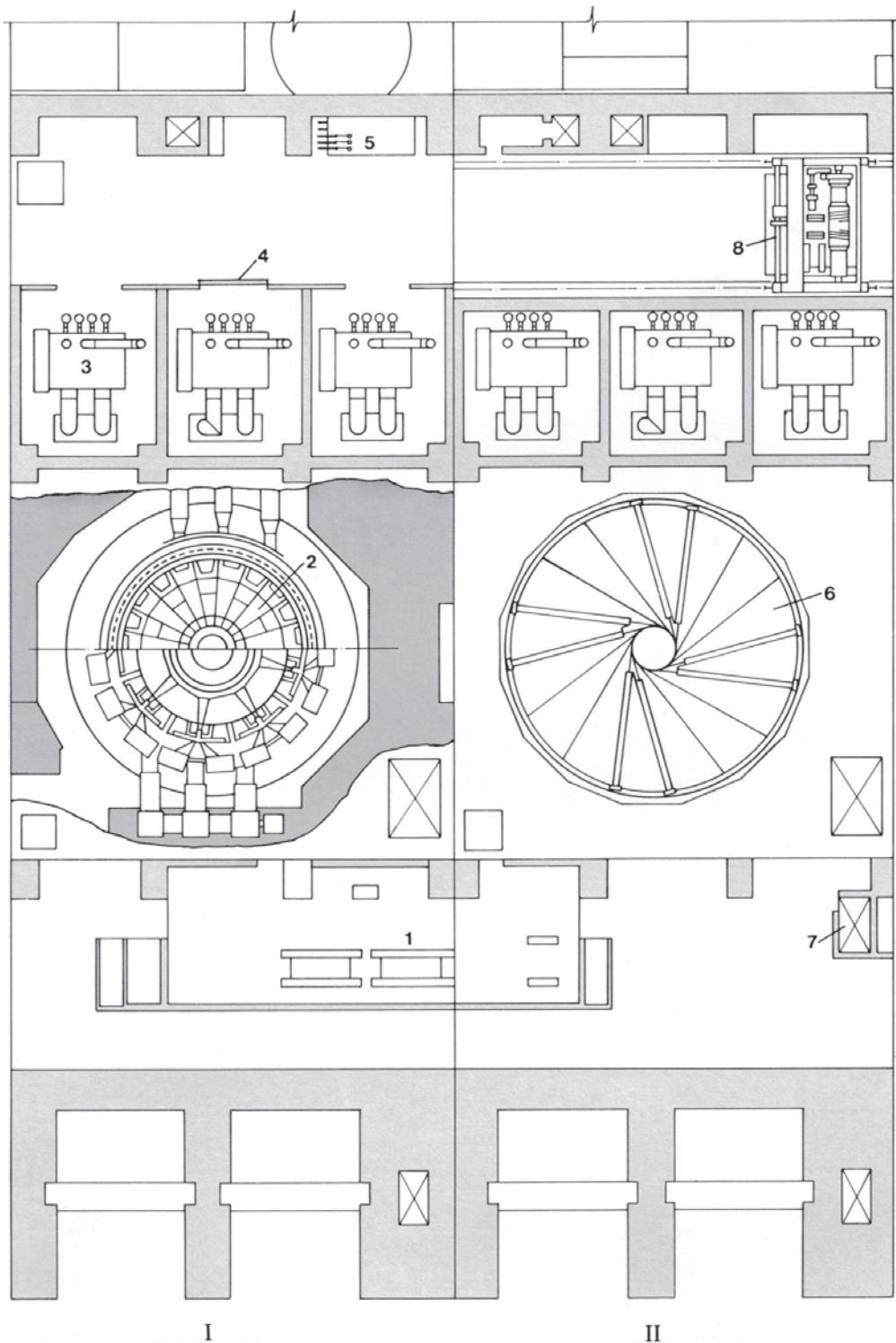


Fig. 11.4 Arranjo do equipamento da casa de força no piso da El. 108

- I Unidade 7
- II Unidade 8
- 1 Sala de controle local
- 2 Gerador (seção nas Els. 98,35 até 101,6)
- 3 Transformadores elevadores principais
- 4 Porta corta-fogo
- 5 Tanque de resfriamento da água para os transformadores elevadores principais
- 6 Gerador (seção na El. 105,8)
- 7 Elevador
- 8 Ponte rolante para transformadores elevadores principais
- Concreto de primeiro estágio
- Concreto de segundo estágio

O arranjo geral dos equipamentos e o acesso entre as várias elevações são como segue:

- Entre a El. 89 e a El. 50 a jusante. Poços das bombas em sete unidades; três dos quais são para o esgotamento do tubo de sucção, três para a drenagem geral da casa de força e um para o serviço combinado

(esgotamento e drenagem).

- El. 57,5 a jusante. Válvula de esgotamento do tubo de sucção.
- El. 77,4. Acesso às escotilhas de montante e jusante do tubo de sucção e às válvulas de drenagem da caixa espiral do conduto forçado.

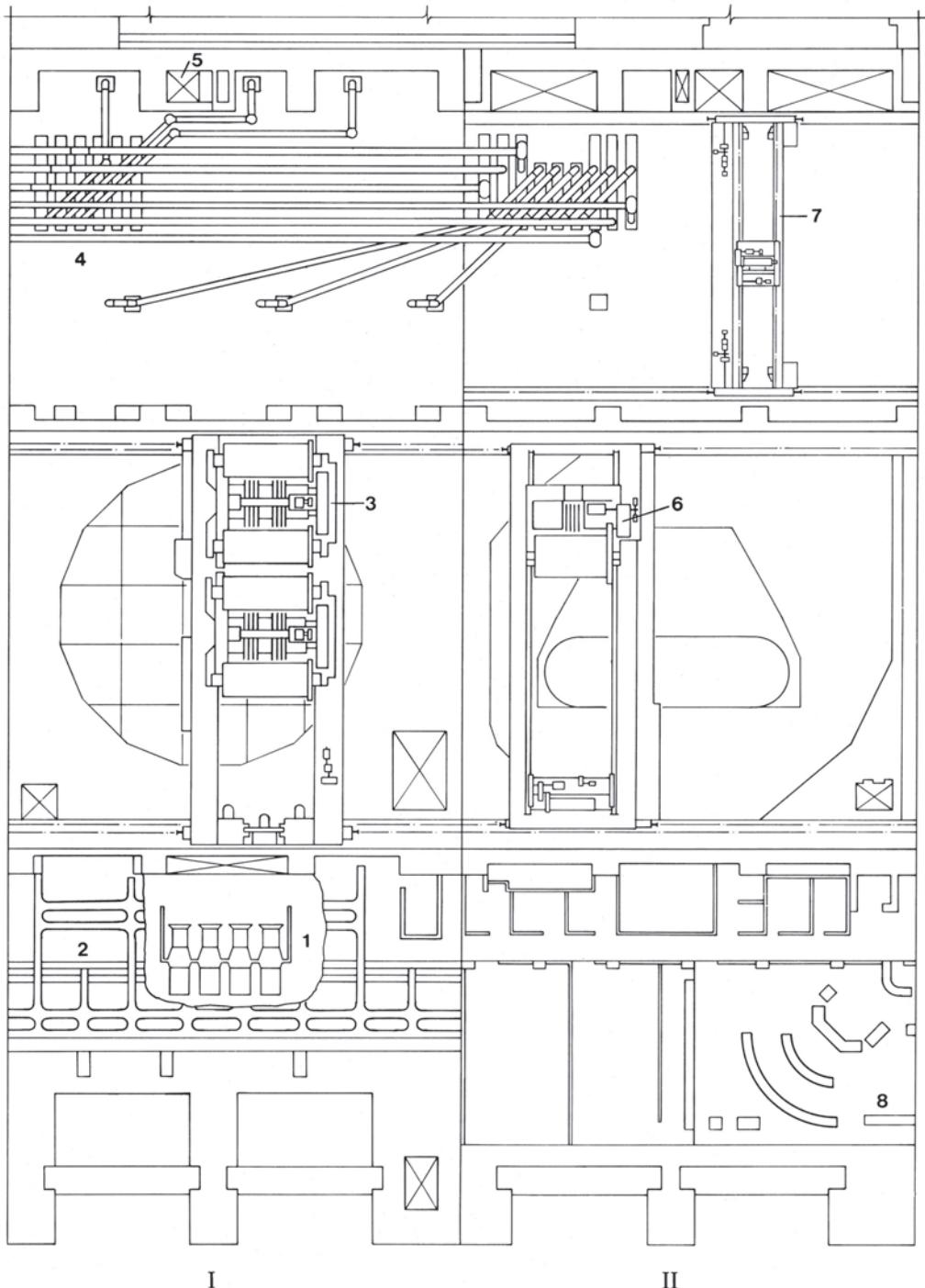


Fig. 11.5 Arranjo do equipamento da casa de força nos pisos da El. 122 e El. 128,2

- I Unidade 9
- II Unidade 9A
- 1 Instalação da ventilação de jusante
- 2 Galeria dos cabos
- 3 Ponte rolante principal 2 x 5 MN (1.000 t) 4 unidades
- 4 Equipamento de manobra SF₆
- 5 Elevador
- 6 Ponte rolante, 2,5 MN (250 t), 2 unidades
- 7 Ponte rolante para o equipamento do SF₆
- 8 Sala de controle central

- El. 77,4 a jusante. Galeria anti-inundação que conduz aos poços coletores das bombas entre a El. 89 e a El. 68 em cinco unidades. A galeria possui um reservatório de emergência de acumulação de água, o qual dará tempo aos operadores da casa de força corrigirem uma situação de inundação potencial.
- Entre a El. 89,00 e a El. 80,00 a jusante. Poços coletores das bombas em duas unidades para a drenagem geral da casa de força.

- El. 92,4 a jusante. Serviços mecânicos gerais que incluem o fornecimento da água de resfriamento da casa de força, bombas de esgotos e motores das bombas para os sistemas de drenagem citados acima. Os tanques coletores e as bombas do sistema de esgoto da casa de força estão situados nas unidades 2, 12 e 17.
- El. 98,5 a jusante. Regulador da turbina, bombas e unidade de troca de calor para a água de resfriamento do estator do gerador, compressor de ar para a

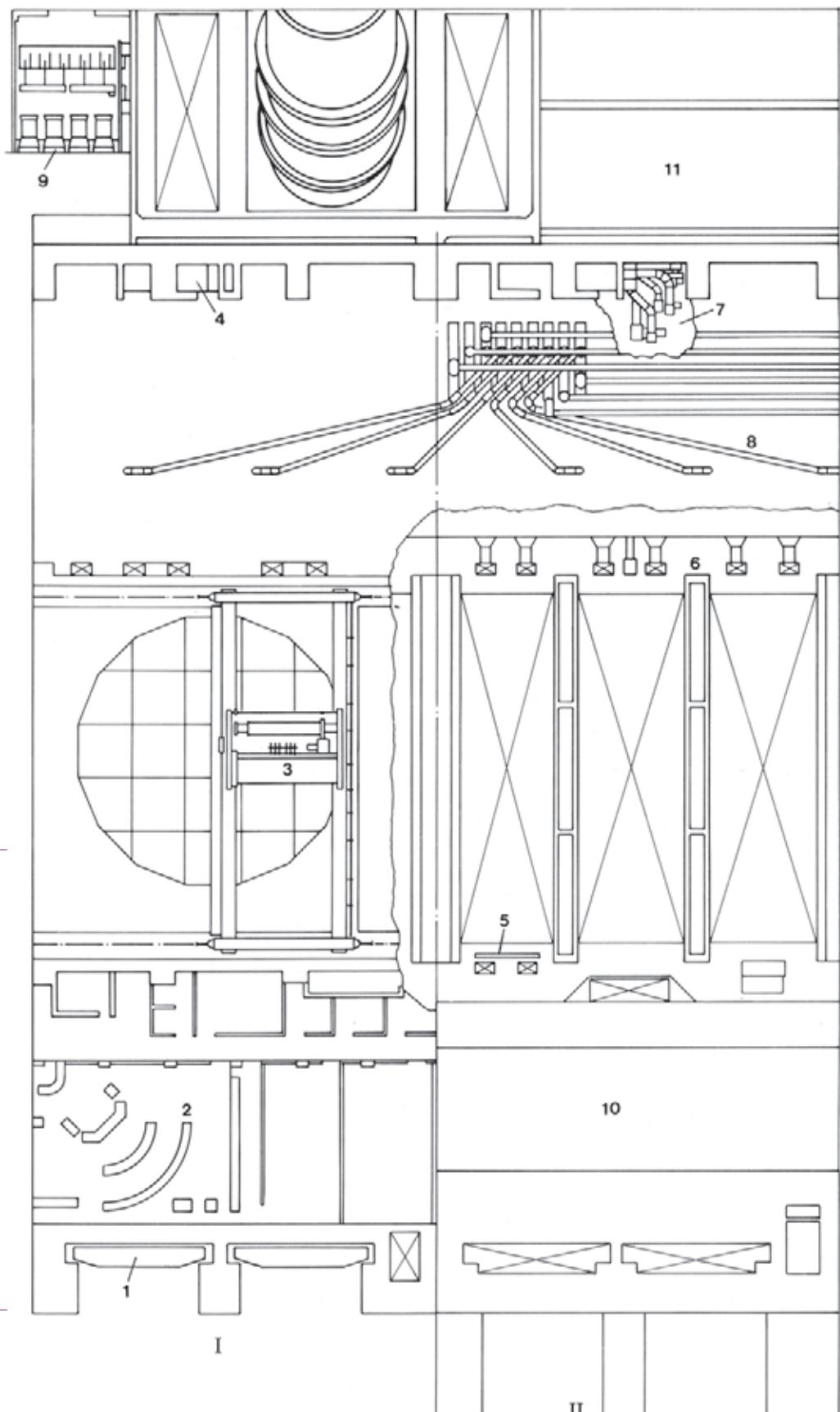


Fig. 11.6 Arranjos dos equipamentos da casa de força nos pisos da El. 135,6 e El. 144,55

I Unidade 10

II Unidade 11

1 Stoplogs do tubo de sucção (cinco conjuntos)

2 Sala do controle central

3 Ponte rolante auxiliar 1.000/200 kN (100 t/20 t)

4 Elevador

5 Exaustor da ventilação

6 Ventiladores de exaustão

7 Ventiladores de exaustão para o poço da turbina e gerador

8 Equipamento de manobra SF₆

9 Equipamento de ventilação de montante

10 Estrada de jusante

11 Estrada de montante

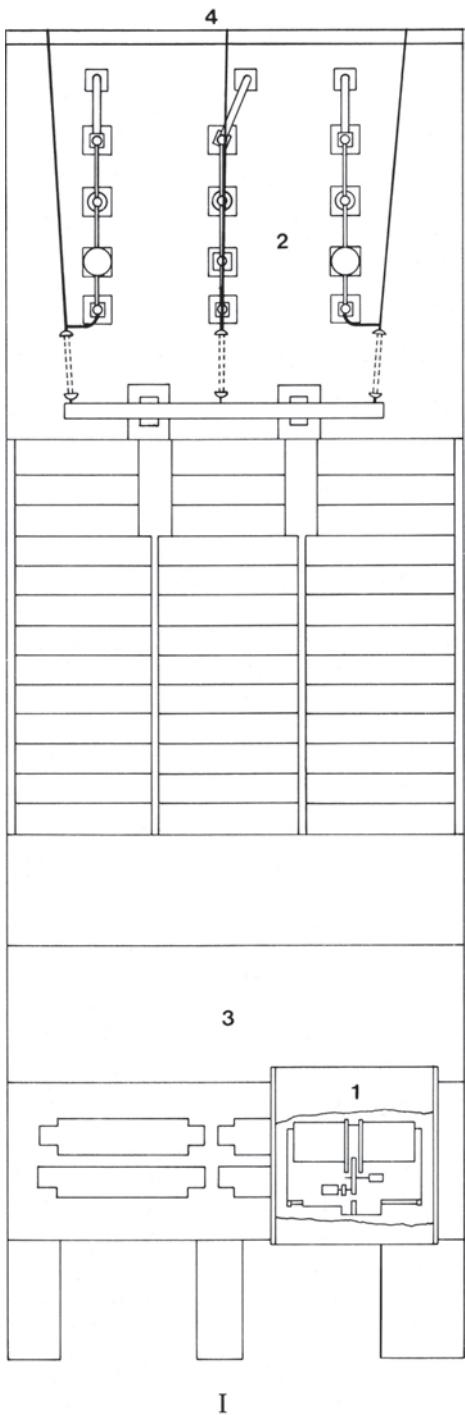


Fig. 11.7 Arranjo dos equipamentos da casa de força nos pisos da El. 144 e 144.3

I Unidade 12

1 Pórtico rolante para os stoplogs do tubo de sucção

2 Saída das linhas de transmissão

3 Estrada de jusante

4 Estrada de montante

operação da turbina com carga parcial, compressor de ar para o regulador, tanques de ar comprimido do regulador e o tanque de óleo/ar, painéis de controle dos motores da unidade, freios do gerador, captação de ar e bombas de elevação do mancal de escora do gerador, equipamentos do neutro do gerador.

- El. 98,5 a montante. Cubículos terminais da unidade, cubículos dos equipamentos de excitação e barramentos desde os geradores até os transformadores elevadores.
- El. 108 a jusante. Sala de controle local (uma para cada duas unidades), painéis de proteção das unidades e para as saídas das linhas de 500 kV.
- El. 115 a jusante. Cilindros de CO₂ e equipamentos de combate a incêndios, quadros de distribuição para os serviços auxiliares em c.a. e c.c. e sala de baterias.
- El. 122 a jusante. Instalações da ventilação para as galerias de jusante e instalações do ar condicionado (somente Unidades 8 e 9).
- El. 127 a jusante. Bandejas para cabos, cubículos e equipamentos elétricos auxiliares.
- El. 133 a jusante. Equipamentos de ventilação e quadros de distribuição. Sala de controle central situada nas unidades 9A e 10.
- El. 108 a montante. Transformadores elevadores principais das unidades situadas em células individuais, protegidas por paredes transversais contra fogo e portas corta-fogo.
- El. 124 a montante. Equipamento de ventilação de montante.
- El. 128 a montante. Equipamento de manobra GIS (SF₆) de 500 kV.

O acesso transversal até cada unidade faz-se pelas galerias na El. 77,4, na El. 95, na El. 98,5 e no nível do piso da sala dos geradores na El. 108.

O equipamento de resfriamento por evaporação e de ventilação de montante está localizado fora do muro da casa de força na El. 132 e o tanque da água de resfriamento dos transformadores na El. 111. Pelo fato do muro de montante da casa de força ter sido projetado para ser estanque até a El. 144, não há acesso através deste muro.

O acesso vertical dentro da casa de força faz-se pelos elevadores e escadas, conforme indica a Fig. 11.1. Os transformadores de serviços auxiliares em 50 Hz estão situados a montante, próximos à área de montagem direita na El. 144, e os transformadores de serviços auxiliares em 60 Hz estão no mesmo nível, perto da área de montagem central.

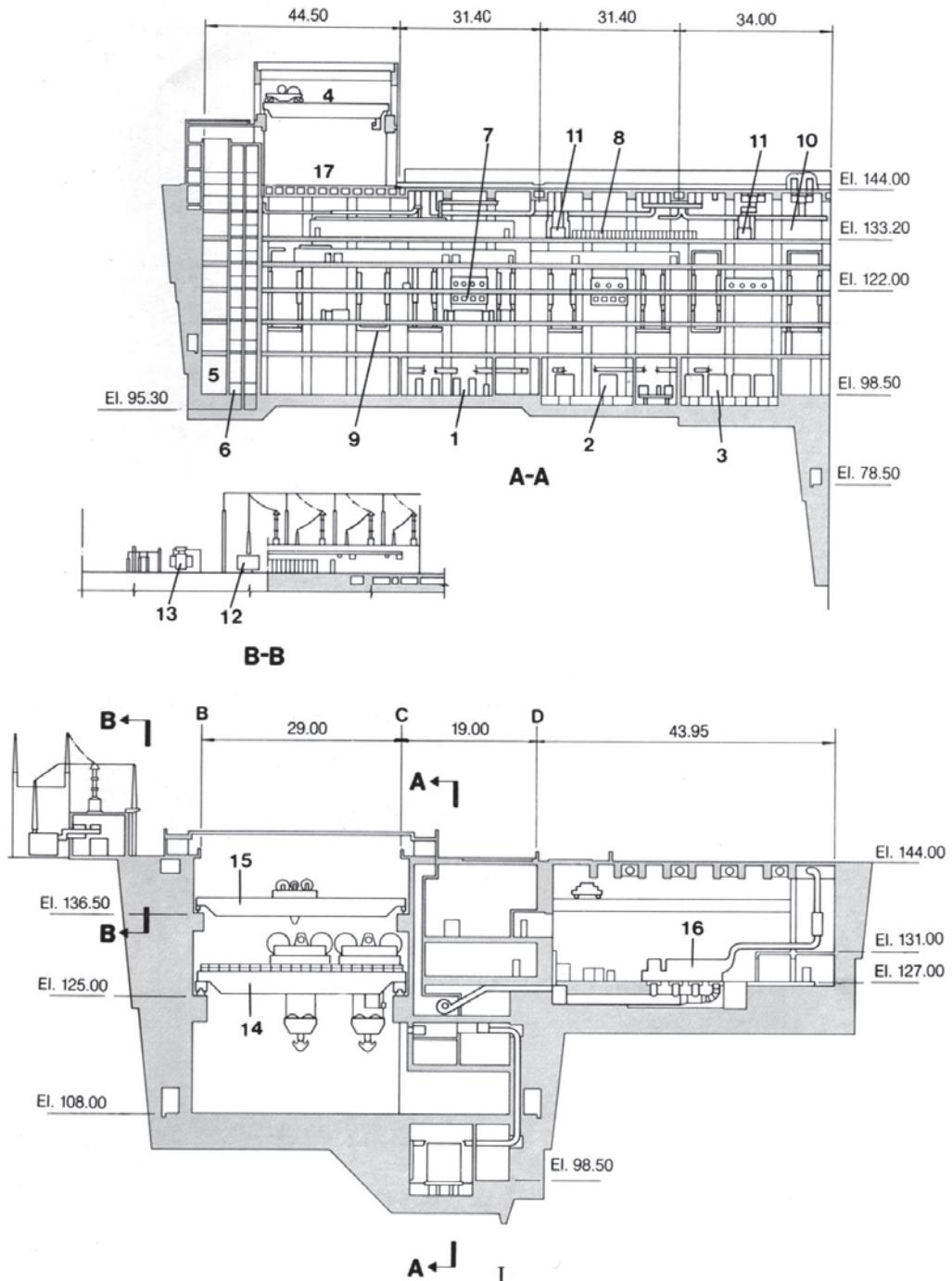


Fig. 11.8 Área de montagem direita – seções transversais

- | | | | |
|---|---|--|---|
| 1 Seção transversal | 5 Monta-carga | 11 Transformadores para os geradores a diesel de emergência | 15 Pontes rolantes principais, 1 MN (100 t), duas unidades |
| 1 Ar comprimido da casa de força | 6 Elevador de passageiros | 12 Transformador para serviços auxiliares | 16 Geradores a diesel de emergência |
| 2 Instalações de óleo lubrificante | 7 Ventiladores | 13 Transformador de emergência | 17 Edifício de descarga de equipamento |
| 3 Instalações do óleo do transformador | 8 Cubículos de controle para os geradores a diesel de emergência | 14 Pontes rolantes principais, 10 MN (1.000 t), quatro unidades | |
| 4 Pontes rolantes, 2,5 MN (250 t), duas unidades | 9 Dutos de ventilação | | |
| | 10 Cubículo de iluminação | | |

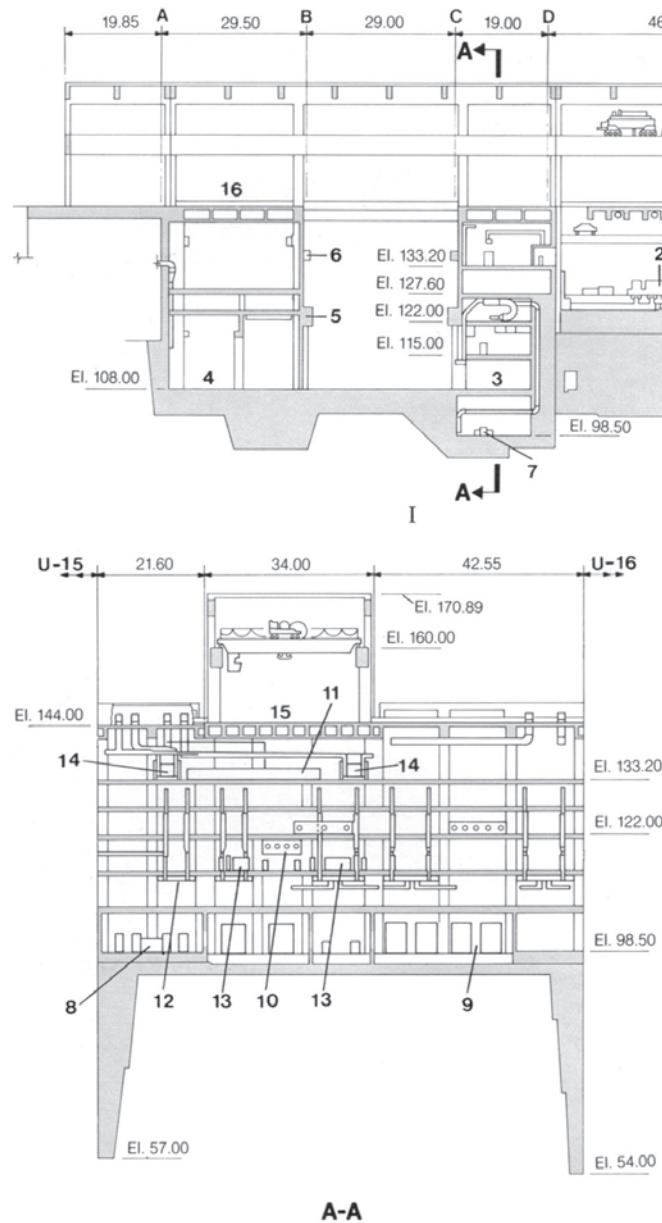


Fig. 11.9 Área de montagem central – seções transversais

I Seção transversal

1 Pontes rolantes, 2,5 MN (250 t), duas unidades

2 Geradores diesel de emergência

3 Oficinas do maquinário

4 Galeria dos transformadores elevadores principais

5 Vigas para a ponte rolante principal de 10 MN (1.000 t)

6 Vigas para a ponte rolante de 1 MN (100 t)

7 Instalação do óleo lubrificante

8 Instalação de ar comprimido da casa de força

9 Instalação do óleo do transformador

10 Ventiladores

11 Cubículo de controle para os geradores a diesel de emergência

12 Dutos de ventilação

13 Cubículos de controle dos serviços auxiliares

14 Transformador para os geradores a diesel de emergência

15 Edifício de descarga dos equipamentos

16 Galeria SF₆

ARRANJO DOS EQUIPAMENTOS NAS ÁREAS DE MONTAGEM

As Figuras 11.8 e 11.9 exibem o arranjo dos equipamentos nas áreas de montagem direita e central. A localização dos principais equipamentos nas áreas de montagem direita e central é descrita a seguir:

Equipamento	Localização	El.
Armazenamento e tratamento do óleo lubrificante	jusante	98,5
Armazenamento e tratamento de óleo dos transformadores	jusante	98,5
Ar comprimido da casa de força	jusante	98,5
Oficinas do maquinário	jusante	108
Geradores a diesel	jusante	127
Tanques de óleo para geradores a diesel	jusante	135
Desarme de transformadores	montante	108

As instalações para o tratamento de esgotos estão localizadas na El. 144, longe das áreas de montagem.

PROJETO CIVIL E ESTRUTURAL

CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE O PROJETO

O projeto dos 20 blocos da casa de força foi orientado pelas seguintes considerações gerais:

- Cada bloco seria uma unidade estrutural independente, separada da barragem e dos blocos adjacentes da casa de força por juntas de contração.
- Cada bloco seria capaz de resistir com segurança às cargas hidráulicas transmitidas através da caixa espiral e do tubo de sucção, à pressão da água no canal de fuga, aos pesos, às forças de torção e de empuxo impostas pelos equipamentos eletromecânicos, dentro dos limites das tensões e das deformações determinados pelos critérios do projeto.
- Os componentes estruturais, separados por juntas de construção, deveriam ser articulados para facilitar a construção rápida e a programação das interfaces. Além disso, cada componente deveria ser capaz de suportar com segurança todas as cargas temporárias impostas durante as várias etapas da construção.
- Os componentes estruturais não deveriam ser suscetíveis à vibração e à ressonância induzidas pela operação dos equipamentos permanentes.
- Depois de sua conclusão, e antes, como também depois da instalação dos equipamentos de geração, cada bloco deveria ter o desempenho de uma estrutura elástica inteiriça, sem sofrer solicitações excessivas em nenhuma área ou componente.

Foram realizados vários estudos para determinar a distância entre o eixo da barragem e a linha central das unidades da casa de força. Esta escolha foi determinada por três fatores:

1. A estrutura da casa de força deveria ser independente da barragem e não se sobrepor ao pé da barragem.
2. O trecho reto entre a curva inferior do conduto forçado e a caixa espiral deveria ter o comprimento mínimo necessário para a operação satisfatória da turbina.
3. O raio e o ângulo da curva inferior do conduto forçado deveriam ser aceitáveis para os fabricantes das turbinas.

Depois de extensas análises com a participação dos fabricantes das turbinas, o comprimento combinado da curva inferior e da transição até a caixa espiral foi encurtado. Os estudos estruturais demonstraram que o muro de montante da casa de força poderia estar situado

nos pés dos blocos da barragem principal com a sua fundação na El. 70. Embora parte de cinco blocos da casa de força (U7-U10) se sobrepusesse ao pé dos blocos da barragem com suas fundações abaixo da El. 70, isso não afetava de forma significativa o desempenho estrutural da barragem ou da casa de força. No projeto final, a distância entre o eixo da barragem e a linha central das unidades da casa de força é de 111,50 m, cerca de 15 m menos do que nos arranjos iniciais.

A junta de contração longitudinal entre a barragem e a casa de força é vertical entre a El. 144 e a El. 70 e depois segue o paramento de jusante da barragem, descendo até as fundações em cinco unidades. A estrutura da casa de força situada a montante da junta, onde estão localizadas algumas galerias secundárias, funciona estruturalmente como parte da barragem; veja na Fig. 11.2.

As juntas de contração transversais têm um espaçamento de 34 m, separando os blocos da casa de força. As juntas são simples e abertas para permitir a flexão independente da estrutura superior, sem transferir cargas de um bloco para o outro.

Conceitos estruturais

Áreas de montagem dos equipamentos. A área de montagem direita foi essencialmente escavada a partir da rocha sã e está rigidamente confinada em sua quase totalidade. A laje da fundação tem uma espessura que varia entre 1 e 5 m. Os muros de montante e jusante, com 36 m de altura (El. 108 a El. 144), foram construídos diretamente contra as faces escavadas da rocha. Por causa da inclinação média de 0,1H:1V da escavação, a espessura destes muros variava de 6 m na base até 10 m no topo.

A área de montagem direita com 150,50 m de comprimento foi dividida em quatro blocos estruturalmente independentes por juntas transversais de contração. Apesar de os muros e lajes do piso da estrutura em forma de "U" serem de concreto maciço e estarem em contato aderente com a rocha sã, os membros estruturais não foram projetados como pórticos; foi colocada uma armadura para resistir às mudanças de temperatura e à pesada carga das rodas dos geradores durante a sua montagem.

Embora a área de montagem central tenha um arranjo similar à da margem direita, sua concepção estrutural foi diferente por não ter sido escavada na ombreira. De fato, sua estrutura é totalmente livre do lado de montante e, em consequência, foi projetada como um pórtico estrutural composto.

Bloco típico de uma unidade da casa de força. Com o objetivo de estabelecer o arranjo estrutural geral de um típico bloco de uma unidade foi realizado um modelo matemático tridimensional pelo método dos elementos finitos, que incorporava as dimensões estimadas dos principais membros mais solicitados, ou seja, a subestrutura, os muros externos e pisos principais, incluindo a rocha da fundação até a El. 0. Para a condição de carga normal, o objetivo principal desta análise consistia em entender as tendências do comportamento dos vários componentes estruturais do bloco e o arranjo da distribuição das cargas entre os mesmos.

Os resultados da análise inicial indicaram que enquanto a maior parte das forças transmitidas através e por causa dos equipamentos de geração seria resistida pelo núcleo central maciço da subestrutura (abaixo da El. 98), o muro de jusante com 100 m de altura e os pilares resistiriam à pressão da água no canal de fuga por flexão. Os muros transversais relativamente finos compartilham uma parte da pressão da água do canal de fuga. Ao considerar o arranjo citado da distribuição das cargas, um típico bloco de uma unidade foi dividido em três seções por duas juntas de construção verticais. A localização das juntas de construção também foi influenciada pelas etapas da construção, o cronograma da instalação dos equipamentos e os métodos de lançamento do concreto a serem utilizados.

A porção do bloco situada a jusante do núcleo central, em torno do grupo gerador, consiste essencialmente de um monólito estrutural em forma de "L", com as lajes da subestrutura e o tubo de sucção formando a parte horizontal do "L" invertido e o muro de jusante e os pilares do contraforte formando o membro vertical. Este monólito foi projetado como barragem para resistir à pressão hidrostática aplicada pelo nível da água do canal de fuga na El. 142,50, a qual poderia ocorrer durante uma enchente máxima provável depois do enchimento de uma barragem futura a jusante. Os muros e pilares situados a jusante foram construídos antes das lajes dos pisos das galerias de jusante, com o objetivo de proteger os blocos incompletos das unidades quando a primeira unidade geradora entrasse em funcionamento.

Condições de carga

Para as análises do projeto estrutural e a estabilidade dos vários blocos da casa de força e das áreas de montagem dos equipamentos foram utilizadas as quatro seguintes condições de carga:

Cargas de construção. Incluía várias possíveis combinações de cargas durante a construção, tais como sobrecargas excepcionais devidas à movimentação ou à instalação de equipamentos de construção ou permanentes, cargas impostas durante os ensaios dos equipamentos permanentes e cargas impostas pelo concreto fresco sobre as camadas existentes ou os membros incompletos. No projeto, levou-se em consideração especial a carga durante o envolvimento da caixa espiral e do pré-distribuidor, as cargas durante a instalação da turbina e o gerador enquanto a estrutura da casa de força era ainda parcialmente completa, as solicitações provenientes de cargas hidrostáticas externas e subpressões anormais e temporárias sobre as partes da estrutura durante a construção.

Cargas normais. Incluíam várias combinações que seriam impostas às estruturas durante a operação normal da casa de força, tais como as cargas hidrostáticas com o nível do reservatório na El. 220 e o nível do canal de fuga variando entre a El. 92 e a El. 110,85, variações de temperatura, subpressões, cargas do vento normais e cargas dinâmicas causadas pelos equipamentos móveis, tais como pressão da água dentro dos tubos de pressão e da caixa espiral, sem as sobrepressões resultantes de rejeição de carga.

Cargas excepcionais. Junto com as condições de cargas normais foram incluídas combinações de cargas com baixa frequência de ocorrência, tais como cargas hidrostáticas provocadas pelo reservatório na El. 223 e o canal de fuga na El. 122, cargas sísmicas devido a acelerações horizontais de terremotos de 0,05 g, e cargas dinâmicas sobre os condutos forçados e a caixa espiral, com sobrepressões por rejeição de cargas ou causadas por curto-círcuito no gerador.

Cargas limite. Combinação de cargas altamente improváveis, como seriam com o nível do reservatório na El. 223 e o canal de fuga na El. 142,5, que corresponderiam à passagem de uma enchente máxima provável pela barragem de Itaipu depois do enchimento do reservatório da barragem proposta de Corpus a 150 km para jusante, cargas de ventos extremamente severas, um evento sísmico equivalente a um terremoto com aceleração horizontal de 0,08 g, e cargas dinâmicas limite sobre a turbina e o gerador.

CRITÉRIOS E METODOLOGIA DO PROJETO

Metodologia

Para o projeto dos elementos estruturais de concreto armado foi utilizado o seguinte enfoque geral:

- Os componentes maciços, tais como o concreto debaixo da curva inferior dos condutos forçados situados a montante da unidade, e a base do gerador foram analisados pelo MEF para determinar a distribuição das tensões e a quantidade de armadura necessária.
- A estrutura situada a jusante, incluindo o muro de jusante, os pilares e partes da subestrutura foram considerados como um monólito em balanço e projetados pelo método convencional de flexão, presumindo que toda a pressão do canal de fuga fosse suportada pelo muro de jusante e pelos pilares de contraforte, sem nenhuma colaboração dos muros das galerias de jusante e dos muros transversais externos.
- Os pórticos da superestrutura compostos de colunas e vigas, tais como as que suportam os trilhos das pontes rolantes nas várias galerias dos equipamentos, foram projetados como pórticos bidimensionais, em todos os casos em que fora apropriado.
- O concreto de envolvimento, tal como o concreto de segundo estágio para o embutimento da caixa espiral, foi projetado para suportar uma parte da pressão hidrostática interna que seria transmitida devido à deformação elástica do revestimento de aço. Antes de ser embutida, a caixa espiral foi submetida a uma pressão equivalente ao 90% da carga normal do reservatório, e o concreto foi lançado a uma temperatura que não excedeu 10°C e a uma velocidade de alteamento de 0,12 m/h. As armaduras foram projetadas para suportar a retração induzida e as tensões térmicas, além da carga transferida pela caixa espiral.

Cargas de projeto

As seguintes cargas uniformemente distribuídas (em kN/m^2) foram utilizadas para o projeto das principais lajes, vigas e pórticos:

Laje do piso da galeria dos transformadores elevadores principais	15
Piso da galeria do GIS (SF_δ)	15
Pista de jusante	20
Piso da galeria dos cabos	10
Piso da galeria de ventilação	10

Piso da sala de baterias	15
Piso da galeria anti-inundação	120
Pisos de áreas de montagem	80
Piso dos geradores	50
Piso das turbinas	15
Sala de armazenamento de óleo	25
Elementos pré-moldados do teto	0,5

Foram utilizadas as normas brasileiras ABNT NB-1 e NB-49 para o projeto das armaduras. Em casos especiais, foram usadas normas estrangeiras (ACI, DIN, CEB). Para o projeto das galerias de montante, onde foi levada em conta a carga dos veículos, também foi usada a norma brasileira NBR 7188.

Características do concreto

Os tipos de concreto usados nos componentes estruturais da casa de força e das áreas de montagem correspondentes foram:

Componentes estruturais	$F_{ck}\text{N}/\text{cm}^2$	Dias	TMA mm
Estruturas maciças	2.100	365	76
Superestrutura (em geral)	2.100	28	38
Estruturas do telhado com grandes vãos	2.800	28	38
Canto dos pórticos (densamente armados)	2.800	28	38
Pilares de jusante, muros externos (construídos com fôrmas deslizantes)	2.100	28	38
Paredes internas; lajes de piso e colunas	2.100	28	38
Concreto exposto a altas velocidades de água	2.800	28	38

Elementos pré-moldados

Vigas de ponte, vigas da estrutura do teto – vãos extensos	3.500	28	19
Vigas e lajes	2.800	28	19
Coberturas, escadas, elementos do teto nas galerias	2.100	28	38
Envolvimento da caixa espiral (concreto bombeado)	2.100	28	38
Concreto dos tubos de sucção	2.100	28	76

Concreto do segundo estágio

Lajes, colunas, vigas, nichos	2.100	28	19
Estruturas delgadas	1.800	28	19

TMA = Tamanho Máximo do Agregado

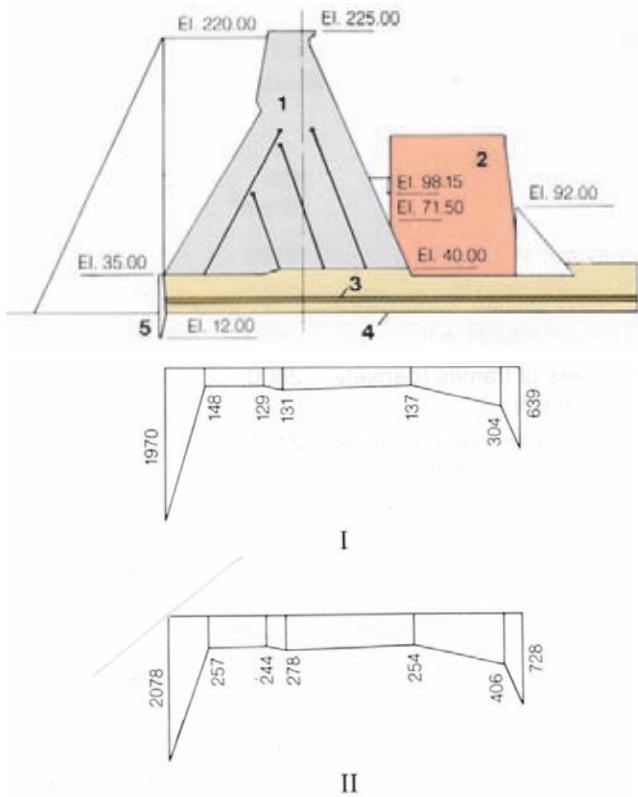


Fig.11.10 Diagrama de carga para a barragem principal – blocos com tomada de água e casa de força

I	Subpressão na camada fraturada (kN/cm ²)	2	Casa de força
II	Subpressão na junta A (kN/cm ²)	3	Camada fraturada
	1 Barragem	4	Junta A
	5 Trinca vertical na fundação		

Interação entre a barragem principal e a casa de força.

A interação entre a barragem principal e os blocos da casa de força no leito do rio foi estudada com um programa de computador pelo Método dos Elementos Finitos, tanto em modelo bi como tridimensional; no estudo, foram admitidas as seguintes hipóteses e características:

- A junta entre a barragem principal e a casa de força transmitiria somente forças horizontais.
- Os deslocamentos seriam totalmente elásticos.
- As cargas compreenderiam o peso da estrutura nas várias etapas da construção e as cargas hidrostáticas provenientes do reservatório e do canal de fuga; veja na Fig. 11.10.
- O enchimento do reservatório seria instantâneo.
- O canal de fuga estaria na El. 92, e seria considerada a subpressão na rocha fraturada da junta A. Para o cálculo das subpressões, todos os drenos estariam funcionando.
- Uma trinca vertical na fundação se estenderia desde o

pé de montante da barragem até a El. 12.

- No modelo tridimensional a junta foi simulada por barras axiais de 10 cm de diâmetro, dispostas horizontalmente; veja na Fig. 11.11.
- As fundações seriam constituídas de uma série de derrames de basalto subhorizontais com mergulho de 2° de jusante para montante.
- O envelhecimento do concreto foi simulado por um módulo de elasticidade de 3×10^6 N/cm² quando carregado apenas pelo peso da estrutura e de 4×10^6 N/cm² quando da aplicação de forças hidrostáticas.

O primeiro modelo matemático estudado correspondia aos blocos da barragem de gravidade aliviada situados sobre o leito do rio na El. 35 e em contato com a casa de força naquela mesma elevação.

A Fig. 11.11 mostra os principais resultados da análise, e as conclusões mais importantes foram as seguintes:

- Uma zona de tensões de tração, na faixa de 68 a 72 N/cm², existe na cabeça de jusante da barragem na El. 98 devido às variações de temperatura.
- No local onde a curva inferior do conduto forçado entra dentro da casa de força há tensões de compressão de 1.630 N/cm² perto da junta.
- A máxima deformação horizontal na junta entre a barragem e a casa de força é de 9 mm na El. 98,15, com tendência a fechar a junta.
- As retrações térmicas causadas pelo resfriamento do concreto tendem a abrir a junta enquanto que as cargas resultantes do peso das estruturas e as forças hidrostáticas a fecham; veja na Tabela 11.1.
- O movimento da junta calculado pelo modelo tridimensional era menor que aquele obtido pelo modelo bidimensional de cerca de 0,2 mm.

O modelo matemático bidimensional foi usado para estudar o desempenho da junta para os blocos cujas fundações estavam acima da El. 40, e deu como resultado uma deformação relativa máxima de 8,2 mm entre a El. 98 e a El. 113. Com base nos resultados do estudo, foi deixada uma junta de contração de 10 mm entre a barragem e a casa de força na linha A, entre a fundação e a El. 111 para as unidades de 1 a 15 e as áreas de montagem. Na parte inclinada do contato entre a El. 80 e a El. 111 a abertura da junta era de 100 mm.

Devido ao fato de a estrutura de controle do desvio já ter atingido uma estabilização antes da construção das unidades no canal de desvio, não foi feita nenhuma junta para esta parte da casa de força.

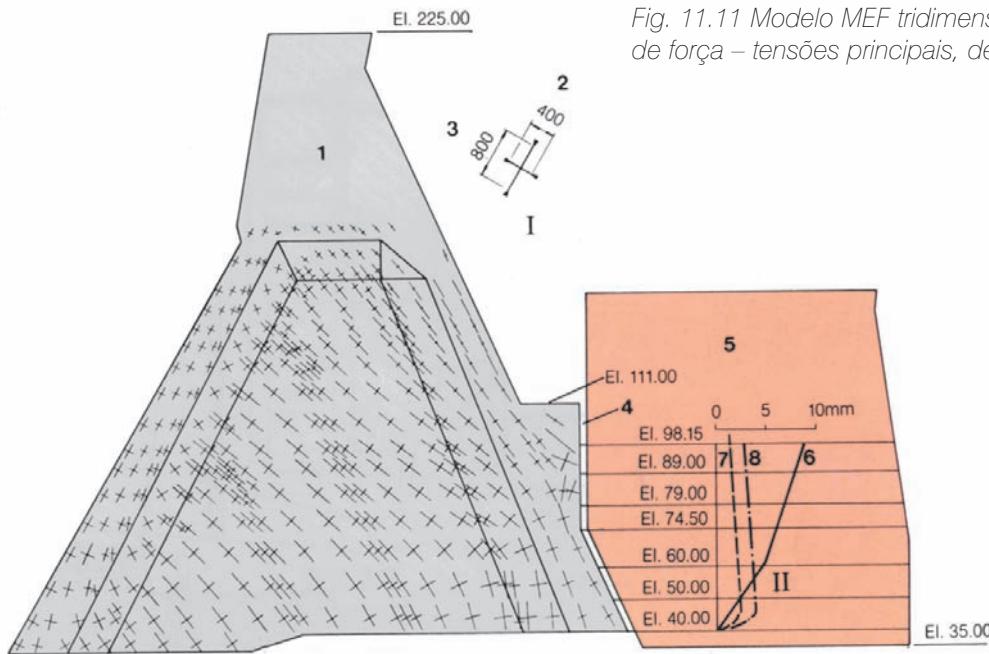


Fig. 11.11 Modelo MEF tridimensional da barragem e da casa de força – tensões principais, deformação da junta

- I Escala das tensões principais
- II Diagrama de movimento da junta entre a barragem principal e a casa de força
- 1 Barragem principal
- 2 Tração (kN/cm^2)
- 3 Compressão (- kN/cm^2)
- 4 Barras simulando contato entre a barragem principal e a casa de força
- 5 Casa de força
- 6 Fechamento da junta (forças combinadas)
- 7 Retração térmica em 30 de setembro de 1981
- 8 Retração térmica em 30 de junho de 1982

Altura das camadas do concreto

Nas áreas mais maciças, as alturas das camadas variaram entre 0,5 e 1,5 m. O concreto para os muros externos das unidades foi lançado em camadas de 2 a 2,50 m. Para os pilares de jusante, executados com fôrmas deslizantes, a velocidade de lançamento foi restringida a 0,12 m/h.

BLOCOS DAS UNIDADES NO LEITO DO RIO

Fundações e análises de estabilidade

Condições das fundações. As condições das fundações para quase todas as estruturas da casa de força eram similares às dos blocos centrais da barragem principal e da estrutura de controle do desvio. Exceto para os seis blocos centrais, U6 a U10, todos os blocos da casa de força têm fundação sobre o basalto são e denso do derrame B. Para os seis blocos centrais, onde a rocha do leito do rio estava cerca de 25 m mais baixa, foi

colocado concreto de enchimento até a El. 55, de modo que todos os 16 blocos no canal principal do rio tinham uma fundação quase horizontal.

O basalto denso do derrame B apresenta excelentes propriedades mecânicas caracterizadas por um elevado módulo de deformabilidade $E > 20.000 \text{ MPa}$ e pela ausência de zonas mais fracas que poderiam prejudicar a estabilidade da casa de força.

Somente nos blocos centrais localizados na parte mais profunda do canal do rio as seguintes características da fundação exigiram uma cuidadosa análise de estabilidade, além de tratamentos para melhorar suas propriedades:

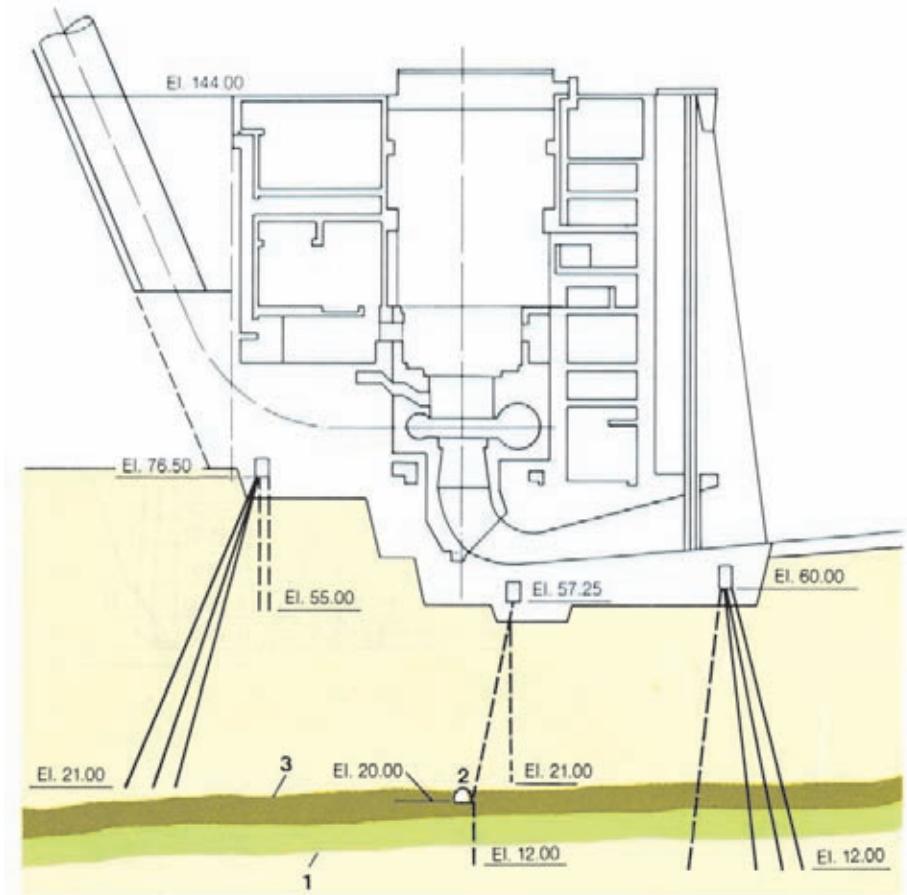
- O contato entre os derrames A e B, situado aproximadamente na El. 20, incluía extensas zonas de contato e de fraturas com inclinação para montante; veja no Capítulo 4.
- A falta de confinamento para jusante.
- A descontinuidade A, localizada aproximadamente na El. 12.

Tabela 11.1 Movimentos das juntas medidas devido a variações térmicas e ao efeito do peso das estruturas (mm)

Elevação (m)	30 de setembro de 1981		30 de junho de 1982	
	Fechamento devido ao peso da estrutura	Abertura da junta devido à temperatura	Fechamento devido ao peso da estrutura	Abertura da junta devido à temperatura
45	1,2	2,3	1,2	3,1
60	4,2	2,0	4,2	2,9
79	6,7	1,7	6,7	2,7
98	9,0	1,3	9,0	2,0

Fig. 11.12 Cortinas de injeção e furos de drenagem

- 1 Descontinuidade A
- 2 Galeria de drenagem
- 3 Contato entre derrames A e B
- Basalto denso do derrame B
- Brecha
- Basalto vesicular amigdaloide
- Furo para injeção de 76 mm de diâmetro
- Furo de drenagem de 100 mm de diâmetro



Análises de estabilidade e controle da subpressão.

A estabilidade dos blocos centrais da casa de força e de sua fundação contra cisalhamento-deslizamento foi estudada, paralelamente aos blocos centrais da barragem principal, da forma seguinte:

- Por meio da análise convencional de estabilidade contra deslizamento, considerando os blocos da casa de força como sendo rígidos e independentes da barragem principal ou da estrutura de controle do desvio.
- Pela verificação da estabilidade mediante modelos geomecânicos e matemáticos.

O modelo geomecânico global avaliou a estabilidade da casa de força conjuntamente à barragem, especialmente no que se refere as zonas mais fracas da fundação, conforme descrito no Capítulo 4.

A segurança contra flutuação também foi verificada para os blocos de unidades tais como o da U9A, nos quais as unidades poderiam não estar instaladas e o concreto do segundo estágio não ter sido lançado durante vários anos. Para tais análises os critérios críticos

admitiram um nível máximo no canal de fuga, os drenos da fundação inoperantes e nenhuma coesão efetiva no contato A/B da fundação.

Para melhorar as margens de segurança contra o deslizamento e a flutuação nas feições mais fracas da fundação, foi necessário aplicar um tratamento específico para reduzir as percolações pelas zonas relativamente permeáveis ou descontinuidades da fundação e para diminuir as subpressões e mantê-las dentro dos critérios admitidos nas análises de estabilidade e no projeto. Como mostra a Fig. 11.12, o tratamento consistiu basicamente de uma cortina de furos de injeção perfurada a partir da galeria de jusante na EI. 60. Esta cortina de injeção consistiu de furos de 76 mm de diâmetro dispostos da seguinte forma:

- Furos primários com inclinação de 15° desde a vertical, com espaçamento de 3 m.
- Furos secundários com inclinação de 7° desde a vertical, com espaçamento de 3 m.
- Furos terciários com inclinação de 11° desde a vertical, a cada m 1,54.

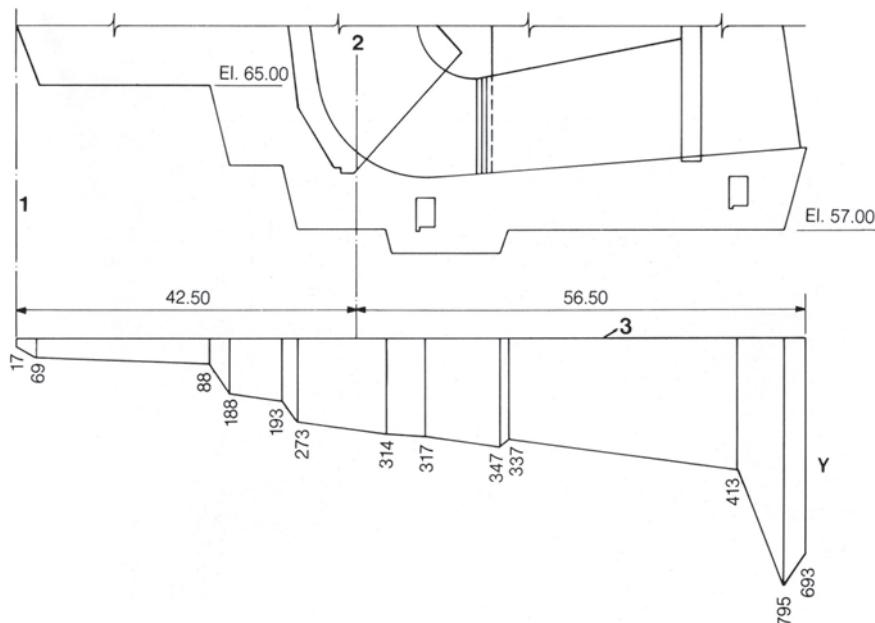


Fig.11.13 Diagrama da subpressão (unidades U1 a U15)

Y Subpressão (kN/cm^2)

- 1 Junta de contração entre a barragem principal e a casa de força
- 2 Linha de centro das unidades
- 3 Linha de base na El. 5.00

Para a consolidação do concreto de enchimento e da fundação rochosa desde a U6 até a U10, foram perfurados furos adicionais até a El. 1.

- Uma cortina de injeção foi perfurada desde a galeria na El. 76,50 até alcançar a El. 21, numa malha com espaçamento de 3m.
- Furos de drenagem inclinados, situados atrás da cortina de injeção de jusante, e perfurados desde a galeria de jusante na El. 60.
- Uma linha vertical e outra a 64° desde a vertical de furos de drenagem, de 100 mm de diâmetro, perfurados desde a galeria na El. 57,25. Estes têm uma distância de 3 m entre si e alcançaram a El. 34 e, no caso da U7, a El. 19.
- Uma linha vertical de furos de drenagem de 100 mm de diâmetro, situada atrás da cortina de injeção e perfurados desde a galeria na El. 76,50, com espaçamento de 3 m até a El. 55.
- Furos de injeção e de drenagem entre os blocos AMC2 e AMC3 e entre U18A e o bloco VI, perfurados verticalmente entre a El. 108 e a El. 50.

No contato entre o concreto e a rocha foi feita uma rede de dutos de concreto em meia cana para coletar qualquer infiltração pelo contato e levá-la até as galerias.

Duas cortinas de injeção e de drenagem transversais foram perfuradas nas extremidades da casa de força, para completar a vedação das vazões de percolação laterais debaixo da sua fundação. Estas cortinas transversais foram conectadas às cortinas de injeção da barragem principal.

As profundidades das cortinas de injeção e de drenagem foram determinadas com base nas características de permeabilidade das várias camadas e suas zonas de contato, especialmente o contato entre os derrames A e B (aproximadamente na El. 20) e a descontinuidade A (aproximadamente na El. 12). Para interceptar o contato A/B, foi construído um túnel de drenagem localizado debaixo da linha de centro das unidades e paralelo à mesma. Por sua vez, este túnel de drenagem se conecta aos túneis transversais de drenagem dispostos debaixo da barragem principal; veja no Capítulo 10.

O teto do túnel foi reforçado com chumbadores de 3 m de comprimento e o túnel revestido com concreto projetado armado com malha de aço. Furos de drenagem foram perfurados desde o piso do túnel até a descontinuidade A.

A Fig. 11.13 mostra a distribuição das subpressões debaixo dos blocos da casa de força no canal principal do rio, usada nas análises de estabilidade. Admitiu-se que os drenos da fundação reduziriam efetivamente a pressão piezométrica na galeria de drenagem em até 33% da diferença entre a carga de montante e a do canal de fuga.

Construção

Para os 16 blocos das unidades situados no canal principal do rio e para as áreas de montagem direita e central, a sequência da escavação foi como segue:

- Para as áreas de montagem direita e central e para o bloco U1 até a El. 115, a escavação foi terminada antes da conclusão das ensecadeiras principais.



Construção da casa de força

• Logo depois de concluídas as ensecadeiras principais e esgotado o leito do rio, a escavação para os blocos da casa de força foi uma continuação da escavação da fundação para a barragem principal.

• Em torno de 120.000 m³ de concreto de enchimento foram lançados para os seis blocos centrais onde a rocha sã estava abaixo da El. 50.

Para se ajustar ao programam crítico descrito no Capítulo 5, foi adotada a seguinte sequência de construção:

- A concretagem do piso e dos muros da área de montagem direita prosseguiu antes da construção dos blocos E5, E6 e F1/2 da barragem.
- Depois do esgotamento do leito do rio, foi colocado o concreto de enchimento até a El. 54 na fundação dos blocos U6 a U15.
- A partir da margem tanto direita como esquerda, em direção ao centro, foi lançado concreto massa até a El. 62 nos monólitos central e de jusante, separados pela junta de construção ao longo da linha C.
- O concreto a montante da junta de contração entre a barragem e a casa de força (linha A) foi lançado ao mesmo tempo daquele da barragem de forma a constituir um monólito e antes da concretagem dos blocos da casa de força.
- Nos monólitos de montante (entre as linhas A e B), até a El. 85 e deixando espaço para o conduto forçado, o concreto foi lançado simultaneamente ou em seguida ao concreto de primeiro estágio nos monólitos do núcleo central.
- Os tubos de sucção foram construídos e o primeiro estágio da parte central do bloco foi lançado.
- Depois da conclusão do teto do tubo de sucção, os muros transversais e longitudinais e os pilares do monólito de jusante foram construídos rapidamente até a El. 130 com amplo uso de fôrmas deslizantes.
- A seguir, as partes maciças do primeiro estágio dos monólitos central e de montante foram elevadas até a laje principal na El. 108.
- Enquanto os outros blocos da casa de força estavam muito mais baixos, nos blocos U1, U2 e U3 as colunas e as vigas para suportar as pontes rolantes principais da casa de força foram completadas até a El. 125 simultaneamente com o muro de jusante.
- A conclusão da superestrutura, os pisos internos das galerias de jusante, o teto pré-moldado da casa de força e o concreto de segundo estágio ao redor da

caixa espiral e de outros equipamentos constituíram as etapas finais da construção de cada bloco.

Concreto de enchimento abaixo da El. 54. Na parte central da casa de força, sobre uma área de aproximadamente 155 m x 45 m, a rocha adequada estava entre 5 e 20 m abaixo da El. 54, a cota nominal mais baixa para a fundação da casa de força. Levando em consideração o grande volume de concreto de enchimento necessário, ficou decidido que o concreto seria lançado de forma contínua, sem qualquer junta de contração ou tratamento das juntas entre as camadas. O concreto, lançado a intervalos de 6 m e espalhado com lâmina de trator em camadas de 0,50 m, foi transportado por caminhões basculantes. A compactação e o adensamento do concreto foram efetuados com retroescavadeiras equipadas com vibradores internos. Alguns vibradores do tipo de imersão foram também utilizados. O lançamento do concreto era de 15.000 m³/dia em média.

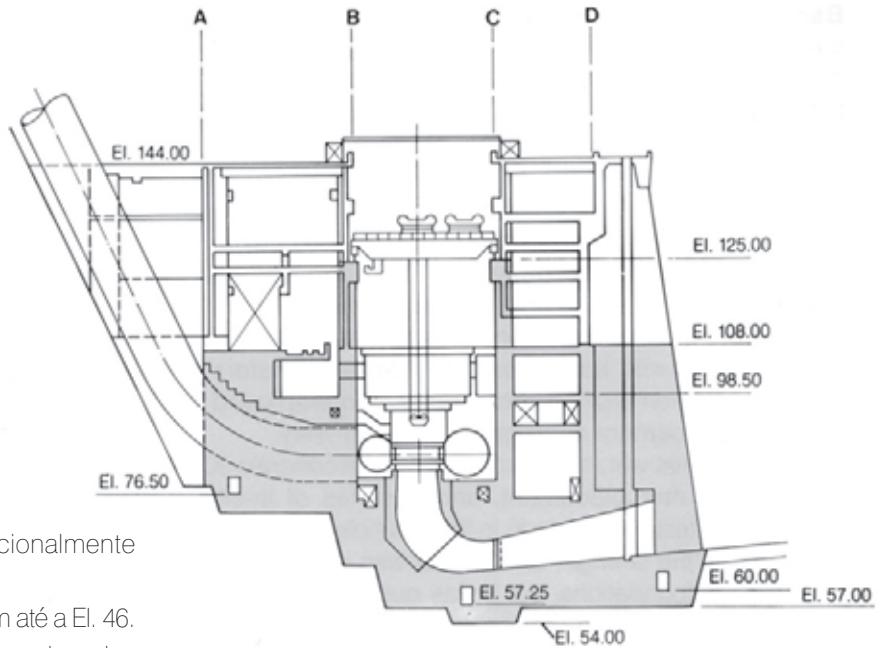
Testemunhos foram extraídos do concreto de enchimento entre 30 e 60 dias depois do seu lançamento, e uma série de ensaios de permeabilidade "in situ" foi realizada em furos de sondagem. Os ensaios demonstraram que a resistência do concreto era adequada para as fundações da casa de força, porém era bastante permeável, com coeficientes de permeabilidade variando entre 10⁻² cm/s e 10⁻⁴ cm/s comparada com uma permeabilidade média de 10⁻⁵ cm/s para a rocha da fundação. Em consequência, uma cortina de injeção de jusante, que incluía três fileiras de furos, foi efetuada a partir da galeria da fundação na El. 60 para vedar o concreto de enchimento do canal de fuga. Uma cortina de drenagem foi perfurada através do concreto de enchimento a montante da cortina de injeção.

Drenos perfurados a partir da galeria de drenagem do tubo de sucção na El. 57,25 e a partir do túnel de drenagem perimetral na El. 20, debaixo da linha de centro das unidades; veja na Fig. 11.12. Em decorrência disso, as infiltrações para o interior e as subpressões no concreto de enchimento foram controladas adequadamente.

Construção da subestrutura. Conforme ilustra a Fig. 11.2, o arranjo típico da superfície da fundação da casa de força foi o seguinte:

- Na El. 57, estendendo-se desde as linhas de centro das unidades até 57 m para jusante, com uma seção

Fig. 11.14 Configuração mínima de concreto na unidade da casa de força necessária para a instalação do pré-distribuidor no poço da turbina.



de 14 m de comprimento, escavada adicionalmente até a El. 54.

- Escavação local para os poços de drenagem até a El. 46.
- Para montante havia quatro plataformas escalonadas na El. 57, na El. 65, na El. 75 e na El. 80 para chegar na junta de contração entre a barragem e a casa de força na linha A.

Depois da limpeza final, foram instaladas meias-canais de concreto poroso de 0,15 m de diâmetro com 2 m de espaçamento, dispostas ao longo dos taludes escavados a montante, paralelamente ao eixo, como também ao longo dos muros quase verticais de montante da área de montagem direita. Estes drenos de contato foram conectados a coletores direcionados para as várias galerias de drenagem.

Uma camada de concreto de regularização, com espessura de 0,30 m, foi lançada sobre as plataformas horizontais ou sobre a fundação, de 7 a 15 dias antes do início do lançamento do concreto massa.

Nos três monólitos formados por juntas de construção longitudinais ao longo das linhas A, B e C, o concreto massa foi lançado até aproximadamente a El. 62 debaixo do tubo de sucção e na parte central do bloco, e até a El. 82 no monólito de montante, debaixo dos condutos forçados. Este era tipicamente lançado em uma camada de 0,50 m sobre a fundação, seguida por camadas de 2,50 m. As camadas dentro de cada monólito eram contínuas entre as juntas de contração transversais.

As técnicas das fôrmas, do lançamento e adensamento do concreto, de tratamento das juntas de construção eram as mesmas que para as porções maciças da barragem principal, conforme descrito no Capítulo 9. Para os dois monólitos de montante, o

concreto era transportado em caçambas pelos teleféricos. Para a porção de jusante, com a inclusão dos pilares, quatro gruas de torre, que se deslocavam sobre trilhos situados logo abaixo da casa de força, eram encarregadas do transporte das caçambas de concreto, das fôrmas e dos elementos pré-moldados usados para os tetos dos tubos de sucção, e das peças embutidas.

Fôrmas especiais, fabricadas no local da obra, foram usadas para o concreto de primeiro estágio, no qual foi embutido um grande número de barras para a obtenção de uma melhor adesão com o concreto de segundo estágio. Estas fôrmas foram revestidas com uma malha fina de metal expandido sustentada por estruturas de madeira. As barras passavam por furos através do metal expandido; a quantidade de argamassa de concreto perdido através da malha fina fora desprezível. Tais fôrmas foram utilizadas com eficácia em torno da garganta do tubo de sucção e no poço da turbina.

Fôrmas especiais revestidas com compensado foram fabricadas no local da obra para o lançamento do concreto na parte não revestida da curva do tubo de sucção. As fôrmas para o teto da porção reta do tubo de sucção eram constituídas de vigas de concreto pré-moldado em forma de "T" invertido.

Nas áreas densamente armadas e em torno dos revestimentos de aço, onde havia dificuldade de acesso, o concreto era lançado por calhas ou tubos flexíveis e consolidado por vibradores com longas mangueiras.

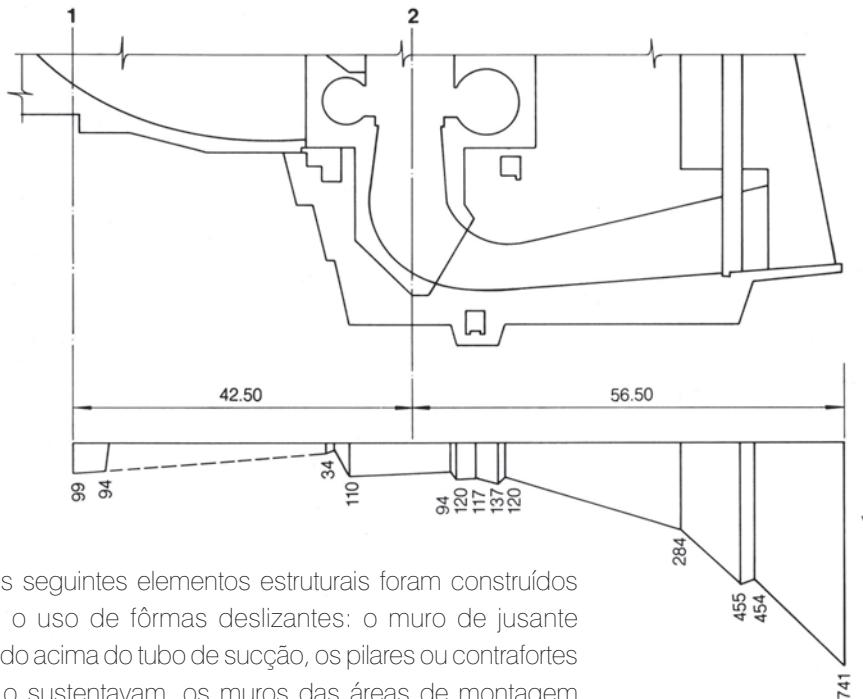


Fig.11.15 Diagrama de subpressão (unidades U16 a U18A)

Y Subpressão (kN/m^2)

1 Junta de contração entre a barragem principal e a casa de força – linha de referência A

2 Linha de centro das unidades

- Eixo B-C

Muros laterais externos entre os eixos B e C concretados até a El. 98,50.

- Eixos B e C

Colunas e vigas das pontes rolantes principais construídas até a El. 125.

- A jusante da linha C

Lajes e contrafortes construídos até a El. 108.

A economia nas armaduras também representou uma vantagem adicional desta configuração.

Inicialmente, o concreto para a construção da superestrutura era levado pelas guias de torre situadas a jusante da casa de força. Depois de terminada a laje de montante no pé da barragem e a laje de jusante da sala dos geradores, o transporte do concreto era efetuado pelas guias de torre que operavam na El. 144.

BLOCOS DAS UNIDADES NO CANAL DE DESVIO

Com base na grande quantidade de dados coletados pelos instrumentos e na avaliação do comportamento estrutural dos blocos da casa de força no canal do rio durante a construção, durante o enchimento da barragem e do canal de fuga, e cinco anos de operação, os critérios de projeto para os quatro blocos de unidades situados no canal de desvio foram modificados conforme descrito a seguir:

- Critérios das subpressões. As medições das pressões piezométricas durante os primeiros cinco anos de

Os seguintes elementos estruturais foram construídos com o uso de fôrmas deslizantes: o muro de jusante situado acima do tubo de sucção, os pilares ou contrafortes que o sustentavam, os muros das áreas de montagem central e direita. Para alguns grandes blocos concretados com fôrmas deslizantes, fortemente armados, foi usado concreto bombeado; o concreto utilizado foi o D-210-c, com abatimento de 9 cm e um aditivo retardador de pega. Onde se empregava concreto bombeado, a velocidade média das fôrmas deslizantes ficou restrinida a 5 cm/h.

Construção da superestrutura. A construção da superestrutura, incluindo muros, colunas e lajes de piso acima da El. 108 seguiu os procedimentos convencionais para as fôrmas e o lançamento de concreto das estruturas armadas. Nos muros construídos com fôrmas deslizantes foram deixados nichos com barras para a construção posterior de lajes de pisos ou para a instalação de escadas ou vigas pré-moldadas.

Por causa do cronograma de construção muito apertado, o transporte e a montagem dos componentes pesados das turbinas e geradores teve que ser realizado antes que a construção da casa de força fora concluída.

Em consequência, foi necessário estabelecer uma configuração econômica mínima dos elementos estruturais de concreto nos blocos das unidades para evitar solicitações excessivas no concreto durante a instalação destes equipamentos. A Fig. 11.14 mostra esta configuração descrita abaixo:

- Eixo A-B

Todos os componentes, incluindo a laje de suporte dos transformadores, construídos até a El. 108.



Construção da casa de força no canal de desvio

operação da central indicaram que os drenos das fundações debaixo tanto dos blocos da barragem como da casa de força eram altamente eficientes. Portanto, para as unidades construídas no canal de desvio no período 1986 - 88, o critério para a distribuição das subpressões foi menos severo. Conforme assinala a Fig. 11.15, admitiu-se que a queda piezométrica na galeria de drenagem seria de 66% da diferença entre o nível de montante e a cota do piso da galeria de drenagem. Isso permitiu uma redução na espessura da laje da fundação das unidades do desvio resultando numa economia de 63.000 m³ de escavação e de 27.000 m³ de concreto para os quatro blocos das unidades. Os trabalhos sobre a laje da fundação foram facilitados ainda mais pela utilização de 30.000 m³ de concreto rolado que já existia no canal de desvio a jusante da estrutura de desvio.

• A interação com a estrutura de controle do desvio. A estrutura de controle do desvio já havia atingido uma estabilização no que se refere às deformações, pelo fato

de já ter sido submetida à pressão total do reservatório (com o seu canal de fuga vazio) durante quatro anos. Admitiu-se então que nenhuma força seria transmitida da barragem para a casa de força. Este critério também foi justificado pelas tensões, deformações e aberturas das juntas medidas no contato entre U9A e a barragem principal, indicando a inexistência de uma transmissão significativa de carga da barragem para a casa de força.

- Membros de concreto maciço em contato com a rocha. As deformações e as tensões foram determinadas pela análise MEF bidimensional e tridimensional partindo da hipótese de que o concreto estava elasticamente ligado à rocha, porém com diferentes módulos de deformação.
- As cargas impostas pelos equipamentos instalados e os dados reais de operação eram geralmente inferiores aos valores admitidos no projeto anterior.
- A resistência à tração admissível para o concreto foi aumentada e o rígido critério estabelecido para as armaduras necessárias para o controle da fissuração

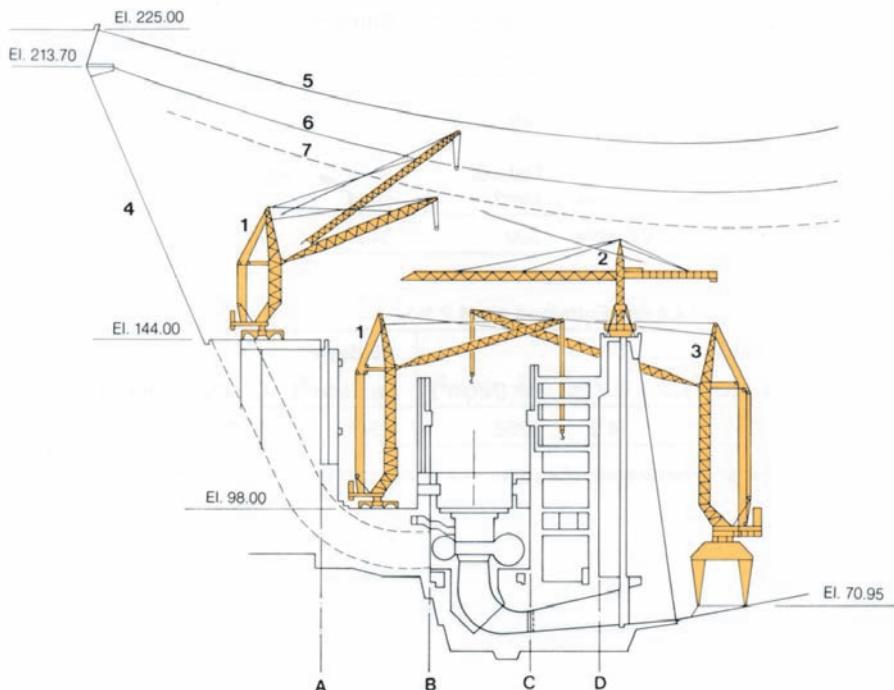


Fig. 11.16 Localização das gruas de torre nas unidades da casa de força no canal de desvio

A, B, C, D Linhas de referência

- 1 Grua de torre Peiner
- 2 Grua de torre Liebherr
- 3 Grua de torre Peiner para serviços pesados
- 4 Tomada e estrutura de desvio
- 5 Para-raios
- 6 Linha de transmissão
- 7 Limite de segurança

foi suavizado. Os dados dos instrumentos geralmente indicavam tensões de tração inferiores às previstas originalmente, justificando estas revisões.

- Em função das condições hidráulicas mais favoráveis no canal de desvio, o talude do canal de fuga para as unidades de desvio pôde ser construído com uma inclinação de 18° em comparação com os 12° necessários para as unidades no leito do rio. Com isso fez-se uma economia na escavação da rocha de 60.000 m³ e ao mesmo tempo evitou-se a escavação nas proximidades dos pilares que suportavam a ponte sobre o canal de desvio.

Construção

A construção dos quatro blocos da casa de máquina e suas estruturas associadas no canal de desvio teve início em janeiro de 1986, três anos depois do enchimento do reservatório, e foi concluída em 1991.

As sequências da construção foram as seguintes:

- Escavação das fundações da casa de força no pé da estrutura de controle do desvio a partir do piso do canal de desvio na El. 85 até atingir o basalto são do derrame B na El. 49. O material escavado foi transportado até a parte superior da ensecadeira no canal de desvio e compactado até a sua conclusão na El. 136. O material total escavado foi de 457.000 m³.
- Demolição do muro de gravidade na ravina entre a área de montagem central e o canal de desvio. O desmonte

a fogo era cuidadosamente controlado devido à proximidade das unidades geradoras da casa de força no canal do rio.

As velocidades das partículas produzidas pelas explosões nas unidades foram limitadas a menos de 2 cm/s até 30 Hz, as quais eram alcançadas com a limitação de 76 mm nos diâmetros dos furos para os explosivos. As velocidades admissíveis das partículas em função da idade do concreto, citadas no Capítulo 4 para o tratamento subterrâneo, foram obedecidas rigorosamente.

- Demolição de parte dos pilares e da ponte de jusante da estrutura de controle do desvio na El. 144 para a instalação dos condutos forçados.
- Colocação de lajes de fundação debaixo dos tubos de succão e sobre as bancadas dos condutos forçados.
- Construção de muros e teto dos tubos de succão em camadas através de métodos convencionais de lançamento de concreto até a El. 79,50.
- Construção da estrutura superior acima da El. 79,50 nos monólitos de jusante e central, principalmente com o uso de fôrmas deslizantes.

A escavação para a casa de força no canal de desvio foi influenciada pela existência da rampa de acesso à estrutura de desvio. A rampa foi escavada na brecha do derrame B desde a El. 85 até a El. 65 e, quando a estrutura de desvio foi concluída, foi preenchida com concreto rolado. Ao ser escavada novamente para a nova casa de força, esta brecha, por ser muito permeável, foi escavada até a El. 65, juntamente

com o concreto de enchimento. A injeção e a drenagem foram similares aos da casa de força no leito do rio. A principal cortina de injeção foi perfurada a partir da galeria central na El. 61,25 até alcançar aproximadamente a El. 5.

Os furos de drenagem foram perfurados a partir da galeria central na El. 58,50, uma fileira na vertical e a segunda a 64° a partir da vertical. Estes furos alcançaram a descontinuidade B e penetraram na rocha pelo menos 3 m dentro do derrame B. Outra cortina de injeção foi efetuada durante a construção da casa de força a partir da El. 67,25 para montante, até a El. 50. Furos adicionais de injeção e de drenagem foram realizados entre a área de montagem central, nos blocos AMC2 e AMC3 entre a unidade 18A e o bloco V1. No contato entre o concreto e a rocha foram colocados meias-canais de concreto dispostas em malha para coletar as percolações ao longo do contato e levá-las até as galerias de drenagem.

A construção da casa de força no canal de desvio seguiu essencialmente o mesmo procedimento geral utilizado para a casa de força no leito do rio. No entanto, houve bastante diferença nos detalhes por causa da extensa utilização das fôrmas deslizantes para as estruturas que, no leito do rio, foram construídas com fôrmas convencionais. A restrição de movimento das guias de torre, devido à sua interferência com as linhas de transmissão, veja na Fig. 11.16, representou um fator de peso na decisão de uso de fôrmas deslizantes, como também o foi o limitado tempo disponível para a

construção. No entanto, havia outros fatores vantajosos:

- A utilização de gaiolas de armaduras pré-montadas possibilitou uma redução considerável no tempo de construção. Por exemplo, a instalação de armadura nas fôrmas de uma coluna exigiu 3.600 homens/hora, enquanto que com a pré-montagem no pátio industrial foram necessárias somente 2.400 homens/hora. Por outro lado, a pré-montagem de grandes gaiolas de armadura exigiu mais soldas e “torres” adicionais de aço para sustentá-las. No entanto, o tempo economizado pelo emprego das fôrmas deslizantes, cujo uso foi possibilitado pelas grandes gaiolas de armaduras pré-montadas, compensava estas desvantagens:

- O fato de as fôrmas deslizantes permitirem o auto-ajuste tornava mínima a necessidade de suporte e de guias externas.
- O número de juntas de construção foi reduzido.

A Fig. 11.17 mostra a área do concreto de primeiro estágio onde foram empregadas fôrmas deslizantes: a concretagem foi realizada em subcamadas de 20 cm a intervalos de 4 horas. O concreto era transportado em caminhões até as bombas. Foram usados jatos de água para limpar e fazer a cura do concreto após a remoção das fôrmas. O tipo de concreto usado com frequência, denominado 38D-29, era equivalente ao C-210-c; veja na Fig. 5.12.

A Tabela 11.2 apresenta as características deste concreto.

Tabela 11.2 Características do concreto

Código	f_{ck} (N/cm ² /dias)		W/C	Abatimento (cm)		Ar incorporado (%)			
38 D-29 (C210-c)	2060/275		0,54	14 ± 1		4 ± 0,5			
Peso dos materiais em kg	Cimento	Cinza volante	Água	Aditivo Incorporador	Aditivo Plastificante de ar	Areia natural	Areia artificial		
268	31	170		Variável	Variável	509	340	720	400

Resultados dos testes (Condições: Temp. = 5,9°C. Abatimento = 14,4 cm; Ar incorporado = 4,2%)

3 dias			7 dias			28 dias		
f_{ck} (N/cm ²)	C.V. (%)	f_{ck} (N/cm ²)	f_{cj} (N/cm ²)	C.V. (%)	f_{ck} (N/cm ²)	f_{cj} (N/cm ²)	C.V. (%)	f_{cj} (N/cm ²)
883	23,2	608	1.560	14,9	1.256	2.541	10,9	2.188

W/C = relação água/cimento.

f_{cj} = média da resistência do concreto à compressão após j dias.

f_{ck} = resistência característica do concreto à compressão.

C.V. = coeficiente de variação.

EDIFÍCIO DA PRODUÇÃO

Geral

O Edifício da Produção aloja o pessoal de operação, escritórios administrativos e recepção de visitantes. Está situado entre as unidades U8 e U11 do lado de montante da casa de força, e possui acessos a partir das pistas de montante e de jusante na El. 144,20. O acesso de jusante é a entrada principal utilizada para os eventos oficiais.

O edifício foi construído em concreto armado, sendo que sua fachada de elementos pré-moldados tem acabamento de concreto liso para combinar com as estruturas de concreto adjacentes. A Fig. 11.18 proporciona uma visão geral do Edifício da Produção.

O edifício de seis pisos tem a dimensão de 98,50 m por 64,00 m em planta. O arranjo dos pisos está descrito a seguir:

Piso térreo na El. 145,2. A montante há dois estacionamentos para veículos, em ambos lados de um salão

de entrada que contém um auditório com 80 lugares, três elevadores e escadas. O auditório possui instalações completas para conferências e palestras. O salão se estende para jusante, atravessando a casa de força até a entrada principal e é usado para receber visitantes. Dentro do salão se encontram a sala de despacho de cargas e duas escadas rolantes que levam à área de observação acima da sala de controle central na El. 139,50. O salão tem os lados abertos para a casa de força, mas conta com ar condicionado.

Primeiro ao quinto piso. Área de escritórios com instalações sanitárias centrais. Estes pisos possuem ar condicionado.

Cobertura. Área para receber convidados, parcialmente ao ar livre. Este nível também aloja as salas de máquina dos elevadores e ventiladores-exaustores. As áreas cobertas têm ar condicionado.

Piso do mezanino (El. 179). Dois tanques de água de 22.000 litros cada e acesso às salas de máquinas dos elevadores.

Critérios do projeto estrutural

Os critérios de projeto adotados foram os seguintes:

Cargas distribuídas

Somente as lajes	5.000 N/m ²
Vigas e colunas	4.000 N/m ²
Durante a construção	5.500 N/m ²
Na El. 144	
Sobre a projeção do prédio	5.000 N/m ²
Sobre a área restante	10.000 N/m ²

Variação da temperatura

Aumento máximo	
Pisos superiores	19°C
Piso 1 a 5	6°C
Queda máxima	
Pisos superiores	30°C
Pisos de 1 a 5	17°C

Velocidade do vento

Básica	50 m/s
Máxima	55,60 m/s

Aceleração Sísmica

Excepcional	0,05 g
Límite	0,08 g

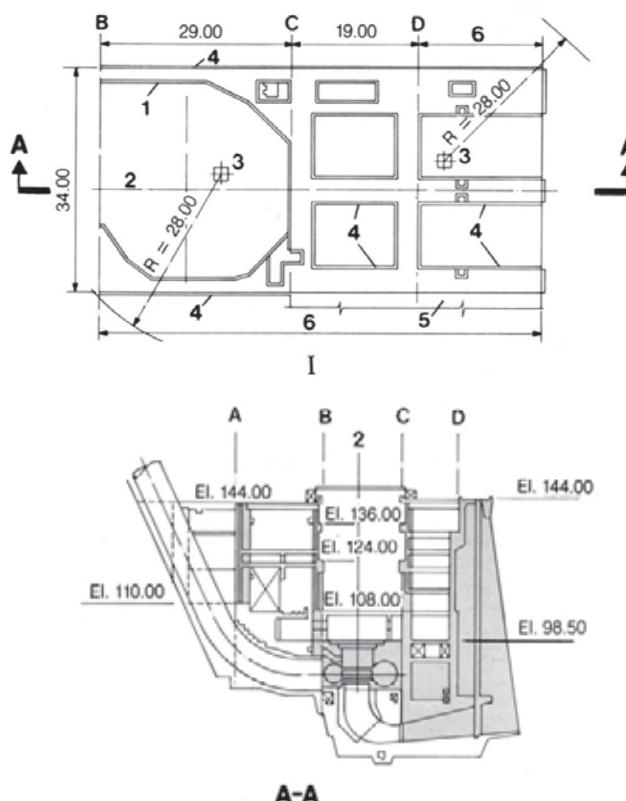


Fig. 11.17 Áreas construídas com fôrmulas deslizantes

- | | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| I Planta da unidade | 3 Centro de rotação de guindaste |
| A,B,C,D Linhas de referência | 4 Área de formas deslizantes |
| 1 Fôrma fixa | 5 Muro da unidade adjacente |
| 2 Linha de centro das unidades | 6 Variável |



Edifício da produção

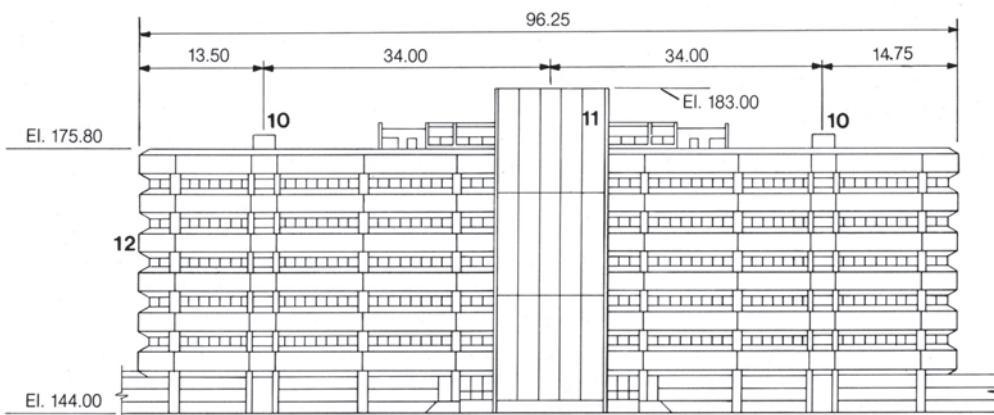
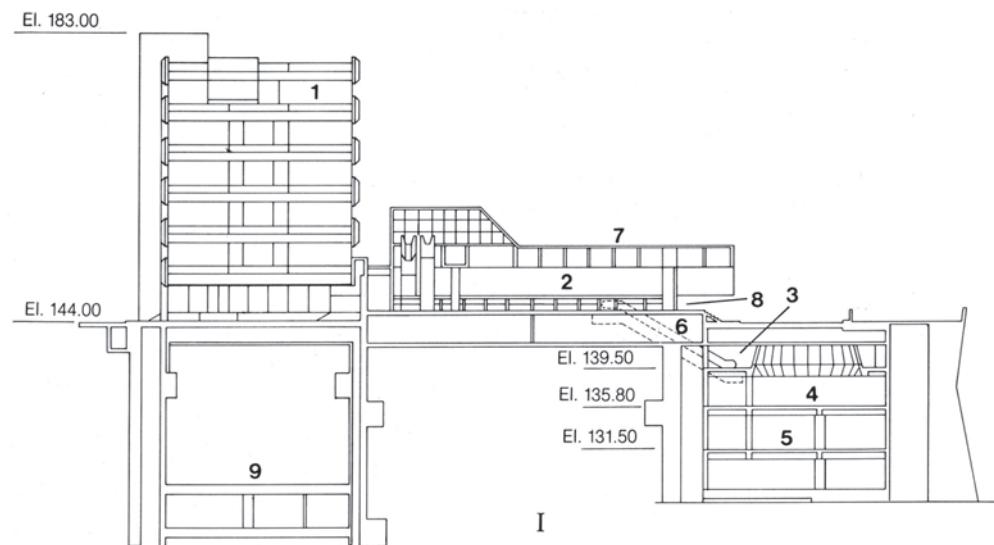


Fig. 11.18 Vista geral da área operacional e administrativa de recepção e de controle

I Seção transversal na linha 9A da casa de força

II Vista de montante

1 Edifício da produção com área de recepção e controle

2 Salão principal e área de recepção para visitantes

3 Galeria de observação para a sala central de controle

4 Sala de controle central

5 Sala dos cabos, TADMIC e auxiliares da sala de controle

6 Escadas

7 Terraço

8 Entrada principal da área para visitantes

9 GIS (SF_6) galeria do equipamento de manobra de 500 kV

10 Escada

11 Elementos verticais pré-moldados

12 Elementos horizontais pré-moldados

DESEMPENHO DAS ESTRUTURAS DA CASA DE FORÇA

FUNÇÕES MONITORADAS E INSTRUMENTAÇÃO

O desempenho das estruturas das unidades foi analisado através do monitoramento das seguintes funções:

- A resposta das fundações ao peso da estrutura, ao enchimento do reservatório e às pressões do canal de fuga. As medições das deformações, pressões piezométricas e as percolações forneceram os dados necessários; veja a Fig. 11.19.
- A resposta da unidade da casa de força às cargas internas e externas, tais como mudanças térmicas, acomodações da fundação, transmissão de carga a partir de ou em direção à barragem, carga hidráulica transmitida através da caixa espiral da turbina e pressão da água no canal de fuga. Para este fim, foram medidos os seguintes parâmetros pelos instrumentos: os movimentos nas juntas de contração transversais e longitudinais entre a barragem e as unidades; medições de tensões e deformações em vários locais da estrutura debaixo da laje dos geradores; temperaturas do concreto nas partes maciças da estrutura.

A Fig. 11.20 mostra a disposição típica dos instrumentos dentro de uma unidade e a Fig. 11.19 apresenta a disposição nas fundações da casa de força. O número de instrumentos instalados na casa de força, nas áreas de montagem e nas suas fundações em 1982 (posteriormente, mais instrumentos foram instalados) era:

Extensômetros múltiplos	22
Piezômetros	79
Pêndulos diretos	2
Bases de alongâmetro	156 pares
Medidores elétricos de junta	24
Termômetros embutidos	10
Rosetas de deformímetros	8
Tensômetros para armadura	8
Tensômetros	10
Medidores de vazão	9

Os pêndulos diretos foram instalados no bloco U3 situado a jusante do bloco F5/6 da barragem principal, na ombreira direita, no bloco U9A situado a jusante do

bloco F19/20 da barragem principal, no meio do canal do rio. O pêndulo na U3 medeia os deslocamentos relativos da estrutura entre as fundações (El. 61) e a laje superior da casa de força (El.142). Pelo fato do bloco U9A ter sido reservado para uma unidade a ser instalada num futuro distante, o segundo estágio da estrutura não foi concluído e o pêndulo medeia o deslocamento somente até a El. 126.

Foram instalados extensômetros nas fundações de oito blocos. Os blocos situados a jusante dos quatro blocos centrais da barragem principal são de particular interesse pelo fato de as descontinuidades debaixo da casa de força não terem sido reforçadas com chavetas.

RESPOSTA DA FUNDAÇÃO

Durante a construção e antes do enchimento da barragem e do canal de fuga, a média de recalque das fundações dos blocos das unidades centrais foi de 0,7 a 2,7 mm. Um mês depois do enchimento da barragem e com a pressão no canal de fuga, ocorreu um recalque adicional de 1,2 a 2,5 mm.

O aumento de cerca de 1mm no recalque foi causado pela consolidação do material mais fraco nas descontinuidades não tratadas entre a El. 10 e a El. 20. O processo de compressão e consolidação da fundação continuou num ritmo muito lento durante aproximadamente 6 meses depois do enchimento da barragem, acrescentando em média 0,15 mm ao recalque.

O comportamento da fundação dos quatro blocos das unidades construídos no canal de desvio em 1986-87 foi similar ao que fora comentado no Capítulo 6, exceto que os recalques foram em torno de 30% daqueles das unidades no canal principal do rio. A deformação da fundação na direção de jusante também ocorreu debaixo dos blocos das unidades, porém não chegou a afetar a estrutura de concreto pelo fato da maior parte dela ter ocorrido durante a escavação.

Depois de um ano de operação, as fundações dos blocos da casa de força, incluindo aqueles concluídos com unidades em operação, estavam com um desempenho elástico. Isso foi confirmado pelas flutuações de 0,1 a 0,3 mm nas deformações das fundações em resposta à flexão da estrutura com as mudanças no nível do canal de fuga.

As pressões piezométricas nas fundações, especialmente nas descontinuidades como o contato A/B e a junta A, responderam rapidamente quando o canal de

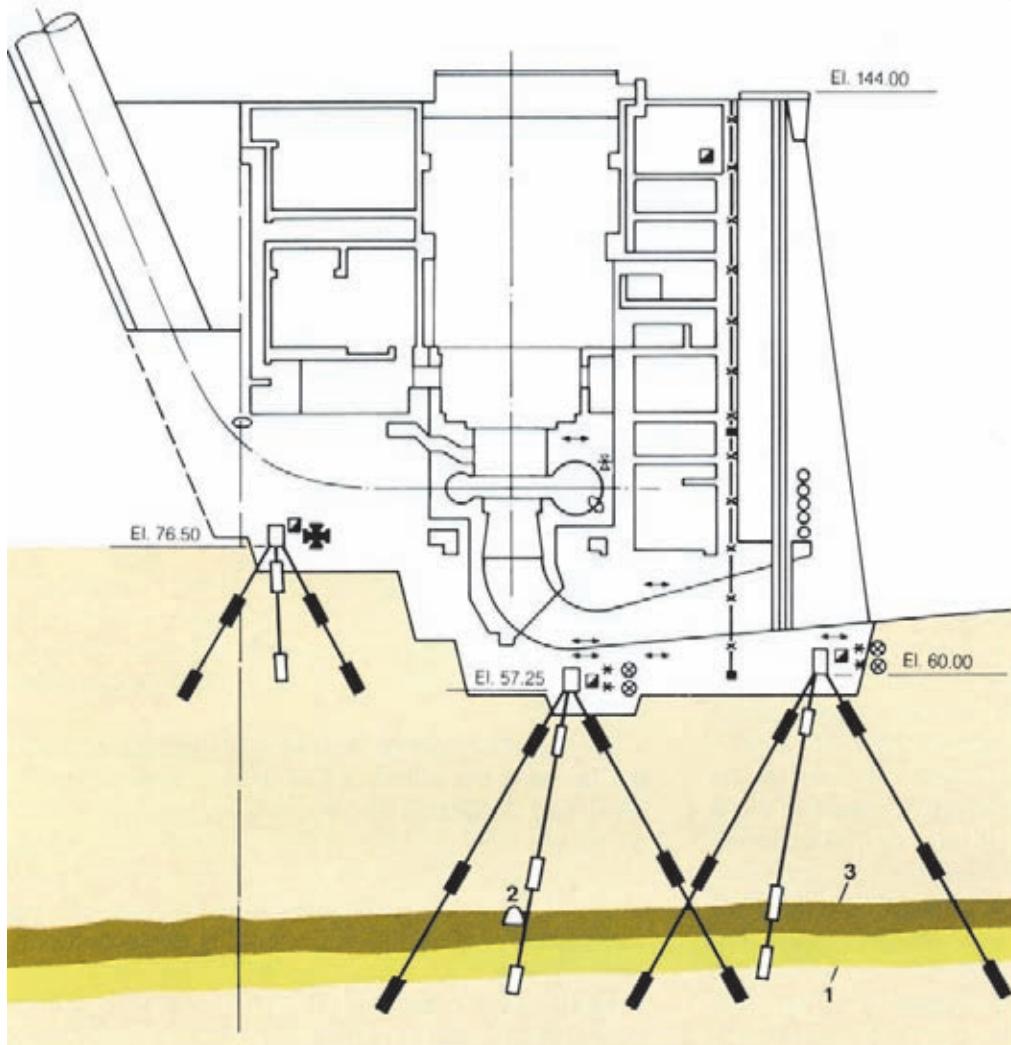


Fig. 11.19 Instrumentação típica nas fundações de uma unidade

- 1 Descontinuidade A
- 2 Galeria de drenagem
- 3 Contato entre o derrame A e B
- x— Pêndulo direto
- * Deformímetros
- ⊗ Caixa atensorial
- ↔ Tensômetros para armadura
- ✚ Tensômetros múltiplos
- Extensômetros múltiplos
- Piezômetros
- Termômetros para medição de temperatura do concreto
- Medidores de juntas embutidos
- Bases de alongâmetros
- Coordenômetros para pêndulo
- ✖ Tensômetros
- Basalto denso do derrame B
- Brecha
- Basalto vesicular amigdaloidal

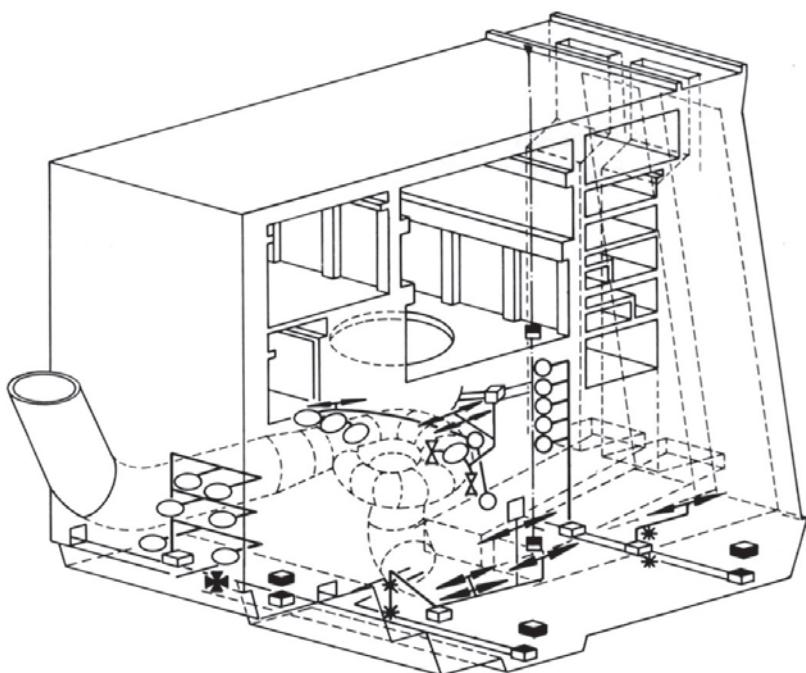


Fig. 11.20 Instrumentação típica de uma unidade

- ◆ Bases de alongâmetros nos pisos
- ◆ Bases de alongâmetros nas paredes
- Termômetros para medição de temperatura do concreto
- Medidores de junta embutidos
- * Deformímetros
- ◊ Caixas terminais
- Pêndulos diretos
- ↔ Tensômetros para armadura
- ✖ Tensômetros
- ✚ Tensômetros múltiplos

fuga foi inundado pela primeira vez. O comportamento da pressão piezométrica nestas descontinuidades das unidades U1, U3 e U5, registrado em maio de 1987, indicava variações entre 8 e 10 m, quando o nível da água no canal de fuga, registrado em janeiro de 1987, subiu da El. 97,20 até a El. 120,50. As subpressões nas fundações estabilizaram-se cerca de 6 meses depois do primeiro enchimento do canal de fuga, atingindo valores médios entre os limites previstos no projeto. O total da vazão da percolação proveniente da fundação e dos drenos de contatos atingiu uma média de 500 l/min.

A análise dos dados da instrumentação, com abrangência de oito anos, mostra que as fundações da casa de força apresentavam um desempenho satisfatório, proporcionando um suporte adequado às estruturas. A consolidação e a resposta elástica das fundações dos blocos das unidades centrais mostram a adequação das descontinuidades não tratadas que se encontram a cerca de 20 m debaixo da rocha sã e dos 25 m do concreto de enchimento e da laje de concreto armado. O controle eficiente das subpressões pelas cortinas de drenagem transversal e de jusante, e pelo túnel perimetral de drenagem debaixo dos blocos centrais da barragem principal, contribuíram ainda mais para a estabilidade das fundações da casa de força.

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

Deformações, deslocamentos e comportamento das juntas.

Os deslocamentos medidos pelos pêndulos e as deformações medidas nas várias juntas de contração eram dois parâmetros indicadores do funcionamento da estrutura das unidades. Embora um bloco típico da casa de força fosse projetado para atuar como uma unidade monolítica, ele foi construído em três monólitos separados por juntas verticais com armaduras transpassando-as. Também, o concreto envolvente da caixa espiral e em torno dos suportes de outros equipamentos foi lançado num segundo estágio. Portanto, a transmissão e a distribuição interna das cargas impostas ao bloco, que dependiam da rigidez e do módulo de flexão dos vários componentes da estrutura, eram estaticamente indeterminadas.

Devido ao fato dos vários blocos da casa de força se encontrarem em diversos estágios de conclusão quando do enchimento do reservatório e do canal de fuga, se previa que a sua resposta, conforme indicada pelas

deformações e deslocamentos, fosse diferente. Outro fator que afetava os deslocamentos dos blocos foi o início da operação da unidade geradora.

Os deslocamentos medidos pelos pêndulos diretos instalados nos monólitos de jusante dos blocos U3 e U9A indicaram as seguintes tendências de comportamento num período de 8 anos de operação da usina:

BLOCO U3

- Seis meses depois do primeiro enchimento do reservatório e do canal de fuga, a subestrutura no nível da laje dos geradores apresentava um deslocamento de cerca de 0,5 mm para montante, enquanto que na plataforma superior (El. 142,30) o deslocamento era de cerca de 5 mm. Com a chegada do verão, durante os seguintes oito meses, a superestrutura se deslocou 8 mm para jusante, enquanto que a subestrutura sofreu um deslocamento de apenas 1 mm.
- Durante os primeiros dois anos de operação, os movimentos cíclicos se repetiram. As correlações e as análises matemáticas confirmaram que as variações de temperatura ambiente e de nível da água no canal de fuga foram as principais causas deste comportamento, considerado normal. A subestrutura não recebeu carga alguma a partir da barragem pelo fato da fundação do bloco da barragem principal de montante da U3 se encontrar na El. 100.
- Desde meados do ano de 1985, quando a unidade 3 foi colocada em operação, ocorreu um nítido movimento para jusante de toda a estrutura, e durante os dois anos seguintes os movimentos líquidos foram todos para jusante, de 0 a 1,5 mm na laje dos geradores e de 0 a 6 mm na plataforma superior da superestrutura.
- O bloco também sofreu uma inclinação no sentido axial para a esquerda em cerca de 1 a 1,5 mm nos níveis da laje do gerador e da plataforma superior respectivamente. Este deslocamento permaneceu essencialmente inalterado durante oito anos.
- O fato de o pêndulo estar situado no monólito de jusante invalidou suas medições como referência para estimar o deslocamento da parte central do bloco. Pelo fato de não haver nenhum indício de distribuição irregular das pressões nos mancais de guia, concluiu-se que os deslocamentos na parte central do bloco foram insignificantes e que a verticalidade do eixo da unidade geradora não havia sido afetada.

BLOCO U9A

- No bloco inacabado, dentro do qual não havia sido instalada uma unidade nem tampouco colocado o concreto de segundo estágio na subestrutura, os deslocamentos no nível da laje variavam entre 1 e 2 mm para montante, seguindo uma configuração cíclica de acordo com as temperaturas de cada estação.
- Num nível mais alto, na El. 126,40, os deslocamentos para montante variavam de 2 a 5 mm.
- Na direção axial, não ocorreu nenhum deslocamento mensurável da subestrutura, porém, na El. 126,40, houve uma inclinação estável de cerca de 0,8 mm para a direita.
- Parece que, pelo fato de não ter ocorrido qualquer deslocamento para jusante, houve pouca ou nenhuma transferência de carga a partir da barragem, cuja fundação se encontra na mesma elevação do bloco U9A.

A abertura, o fechamento e o movimento lateral relativo das juntas de contração transversais foram monitorados com o intuito de se estudar a interação entre os blocos adjacentes. Enquanto as unidades da casa de força foram projetadas para atuar de forma independente entre si, as chaves verticais formadas nas juntas de contração da área de montagem direita entre a El.98 e a El.141 apresentavam uma certa ligação entre si. Nenhum movimento relativo no plano transversal, que seja horizontal ou vertical, foi observado entre qualquer par de blocos de unidades adjacentes, indicando que pode haver uma certa continuidade estrutural entre os blocos. Por outro lado, a abertura e o fechamento máximos das juntas variavam de 0,3 a 0,5 mm numa configuração cíclica que correspondia às temperaturas ambientes das estações, indicando pouca transferência de carga entre os blocos.

Se compararmos as características estruturais, as etapas da construção e os registros dos deslocamentos dos blocos monitorados U3 e U9A, chegamos à conclusão de que a carga hidráulica transmitida através da caixa espiral da turbina se distribuiu e foi resistida pela inteira subestrutura, compensando os efeitos da pressão da água no canal de fuga e impondo um deslocamento para jusante.

Tensões nas estruturas

O concreto nas estruturas da casa de máquina alcançou uma temperatura máxima de 50° C a 55° C em função das dosagens mais ricas e do maior teor de cimento utilizado. Na maior parte das estruturas o concreto esfriou, alcançando a temperatura média ambiente em seis meses. Um resfriamento tão rápido teve como

consequência tensões de tração da ordem de 50 a 100 N/cm²; por causa da presença de armadura, em geral, não ocorreu nenhuma fissura estrutural.

Uns poucos dias depois do enchimento do reservatório e do canal de fuga, as tensões medidas pelos deformímetros e os tensômetros nos blocos U3 e U9A haviam-se tornado de compressão. As tensões no bloco U3, no qual a unidade havia estado em operação desde meados de 1985, foram medidas de forma contínua por instrumentos embutidos em cinco locais. Este bloco, exceto pela falta de contato estrutural com a barragem por ser a fundação dela mais elevada, foi considerado típico para a avaliação da distribuição das tensões nas estruturas da casa de força. A análise dos extensos dados apontava o seguinte:

- As tensões do concreto em todos os locais haviam permanecido estáveis durante três anos de operação, em que tanto o nível do reservatório como o do canal de fuga permaneceram quase constantes. Somente a tensão horizontal axial (σ_5) no concreto mais maciço, situado a montante da curva do tubo de sucção, oscilava de 50 a 100 N/cm² com as variações sazonais de temperatura.
- As tensões em todos os planos eram de compressão, apresentando os seguintes valores (N/cm²):

A montante da unidade perto da fundação

Tensões principais no plano transversal	200-300
Tensões axiais horizontais	50-150

Laje da base do tubo de sucção, a jusante

Tensões principais no plano transversal	50-300
---	--------

Muro e pilar do tubo de sucção, a jusante

Tensões principais no plano transversal	350-400
---	---------

- As tensões reais nas várias partes da estrutura, como também no concreto estrutural, estavam dentro dos limites de projeto. Isso foi também confirmado pelas modestas deformações observadas na estrutura.

Dois tensômetros foram instalados no concreto que envolvia a caixa espiral da unidade 3. Com a unidade em funcionamento, as tensões no concreto era de compressão, de apenas 20 a 60 N/cm², com a variação cíclica que refletia as variações da temperatura ambiente. Estas tensões eram aproximadamente as mesmas das calculadas pelo MEF. Dois medidores de juntas instalados em torno da mesma caixa espiral mostraram que a abertura entre o aço e o

concreto se fechava completamente com a unidade em operação, confirmando que a caixa espiral estava sustentando a maior parte da tensão hidráulica interna e que apenas uma parte muito pequena era transferida para o concreto que a envolvia, conforme previsto no projeto.

Foram instalados 11 deformímetros nas barras de armadura das quatro unidades, em locais em torno do tubo de sucção e no concreto de segundo estágio em volta das caixas espirais. Em função do método do envolvimento da caixa espiral, veja no Capítulo 12, as tensões de tração medidas num período de seis anos foram muito baixas, a máxima sendo de apenas 30 N/cm².

Incidências de fissuras no concreto

Logo depois da conclusão e durante oito anos de operação do projeto, nenhuma fissura havia ocorrido nas estruturas da casa de força. No entanto, ocorreram quatro fissuras durante a construção, como relatado a seguir:

- No concreto de segundo estágio em volta da caixa espiral, blocos U9 e U13. O concreto em volta da caixa espiral e para o poço do eixo acima da mesma foi bombeado e construído com fôrmas deslizantes com uma velocidade de alteamento de 0,12 m/h. Foram descobertas fissuras radiais com aberturas de 1 a 5 mm na superfície e profundidade de cerca de 0,40 m em cima da camada na El. 95. Estas fissuras foram atribuídas a uma combinação de fatores relacionados com a técnica das fôrmas deslizantes, ao elevado abatimento e teor de cimento e ao resfriamento rápido. Foram controladas recorrendo-se a uma malha de armadura colocada no topo da camada antes da retomada do lançamento do concreto. As fissuras não tinham importância estrutural pelo fato de esta ser uma área de baixas tensões.
- No muro lateral de jusante acima do tubo de succão; os blocos U16 e U17. Fissuras verticais e subhorizontais foram observadas nos muros laterais (axiais) acima do tubo de succão, depois de ter construído cerca de 3 m com fôrmas deslizantes. Ao serem observadas desde a face de jusante e desde o topo da camada, as fissuras verticais tinham de 1 a 3 m de comprimento e abertura de 1 mm na superfície e profundidade de cerca 0,10 m. As fissuras subhorizontais eram de pouca importância e similares às juntas de construção. As fissuras verticais eram causadas pelo rápido resfriamento e foram controladas usando-se armadura adicional em cima da camada. Pelo fato de o muro da galeria antiinundação,

onde ocorreram as fissuras, ter uma espessura de 2 m e as fissuras não se estenderem através da mesma, não foi considerado necessário um tratamento adicional.

Resumo

O desempenho estrutural geral das unidades da casa de força e das outras estruturas desenvolveu-se de acordo com as previsões do projeto e dentro das margens de segurança e durabilidade. A ausência de vibrações estruturais nos blocos em que estavam funcionando as unidades e o eficiente controle das percolações e subpressões nas fundações também prognosticavam uma longa e segura vida útil aliada a um baixo custo operacional para as estruturas da casa de força.

EQUIPAMENTOS DE GERAÇÃO

DA CASA DE FORÇA

UNIDADE GERADORA	12.3
Arranjo Geral da Unidade Geradora	12.3
Especificações e Contratos	12.5
Estabilidade do Eixo	12.5
TURBINAS	12.12
Características Básicas	12.12
Testes do Modelo	12.18
Projeto e Fabricação dos Componentes	12.24
Testes de Montagem e Comissionamento	12.38
Experiência de Operação	12.46
REGULADORES DE VELOCIDADE	12.48
Considerações Gerais e Características Básicas	12.48
Projeto dos Componentes	12.51
GERADORES	12.55
Características Básicas	12.55
Projeto e Fabricação de Componentes	12.59
Montagem	12.81
Comissionamento e Testes	12.88
Experiência de Operação	12.91
SISTEMA DE EXCITAÇÃO DO GERADOR	12.92
Requisitos Gerais	12.92
Configuração	12.93
EQUIPAMENTOS DOS TERMINAIS DO GERADOR	12.96
Barramentos Isolados	12.97
Cubículos de Neutro e de Terminais do Gerador	12.99
TRANSFORMADORES ELEVADORES DO GERADOR	12.100
Características Básicas	12.100
Projeto e Fabricação de Componentes	12.101
Instalação, Testes e Comissionamento	12.102
Experiência de Operação	12.102

SUBESTAÇÃO ISOLADA A GÁS SF₆ – 500 kV	12.103
Características Básicas	12.103
Arranjo	12.104
Projeto e Fabricação dos Componentes	12.105
Testes e Comissionamento	12.109
Experiência de Operação	12.110
ORGANIZAÇÃO DE CONTRATOS PARA EQUIPAMENTOS PERMANENTES	12.111
CONTROLE DE QUALIDADE DE FABRICAÇÃO	12.112
Organização do Controle de Qualidade do Fabricante	12.113
Documentação do Controle de Qualidade	12.113

EQUIPAMENTOS DE GERAÇÃO

DA CASA DE FORÇA

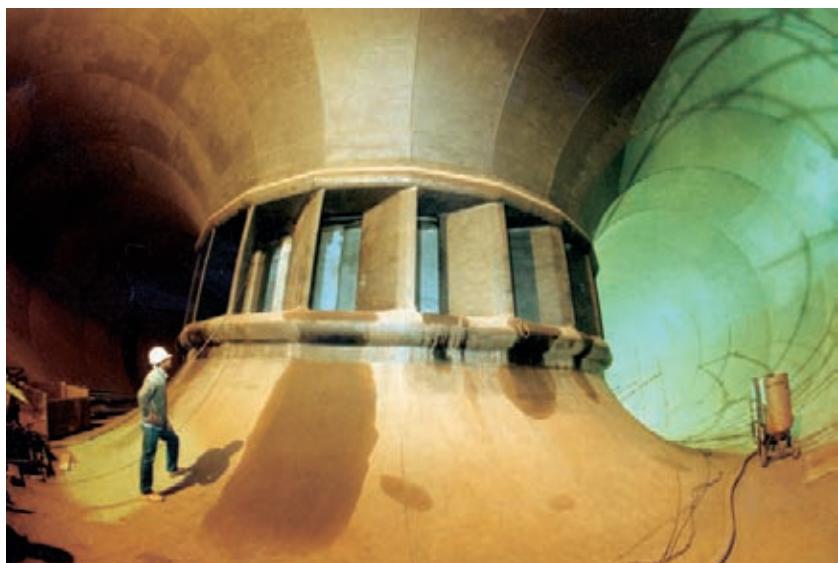
UNIDADE GERADORA

ARRANJO GERAL DA UNIDADE GERADORA

O arranjo da unidade turbina / gerador foi reavaliado depois do estudo de viabilidade, à luz das alterações no projeto da casa de força descritas no Capítulo 11.

Arranjos alternativos com dois ou três mancais de guia foram reexaminados, junto com aqueles com o mancal de escora montado num suporte do gerador mais baixo ou na tampa da turbina usando um cone de suporte.

Na fase de viabilidade foi recomendada uma unidade com mancal de escora montado na tampa e dois mancais de guia; entretanto, um arranjo com três mancais de guia e o mancal de escora montado na cruzeta inferior foi finalmente o adotado. Três mancais de guia dão uma margem de segurança contra vibrações do eixo em condições de falha ou disparo. A alternativa com o mancal de escora na cruzeta inferior do gerador dava melhor acesso ao poço da turbina e facilitava a manutenção em geral. A maior vantagem do projeto com a montagem sobre a tampa da turbina (redução do comprimento do eixo) não poderia ser aproveitada devido a considerações relacionadas à estrutura civil. Além disso, considerou-se que o arranjo com a cruzeta inferior daria uma divisão mais natural no projeto do empreiteiro e responsabilidade de suprimento dos fornecedores, caso por razões comerciais ou técnicas o gerador e a turbina fossem fornecidos por fabricantes separados, e não por um consórcio.



Interior da caixa espiral das turbinas de Itaipu

Reconheceu-se que a decisão de usar uma cruzeta inferior resultaria numa tampa mais pesada para limitar as deflexões e inclinação nas palhetas diretrizes e mancal da turbina; contudo, isto foi aceito em vista das considerações acima.

O arranjo geral final da unidade turbina gerador é mostrado na Fig. 12.1.

Turbina

A caixa espiral (com o pré-distribuidor), o revestimento do tubo de sucção, o revestimento do poço e o trecho final do conduto forçado com a redução de diâmetro estão embutidos no concreto, com a linha de centro do pré-distribuidor na El. 87,5.

A direção de rotação da unidade vista de cima é a dos ponteiros do relógio.

Praticamente todas as partes da turbina estão contidas no espaço do poço da turbina, sendo os únicos itens externos os seguintes:

- Bombas do regulador de velocidade e tanques de pressão, ao lado do alojamento do gerador na El. 98,5.
- Compressores do regulador e compressores para carga parcial das unidades de baixa carga de 50 Hz, numa sala separada de compressores na El. 98,5.
- Painel de controle do regulador, na sala local de controle na El. 108.
- Painel de controle elétrico da turbina e painel de instrumentos, no acesso de jusante na El. 92,4.

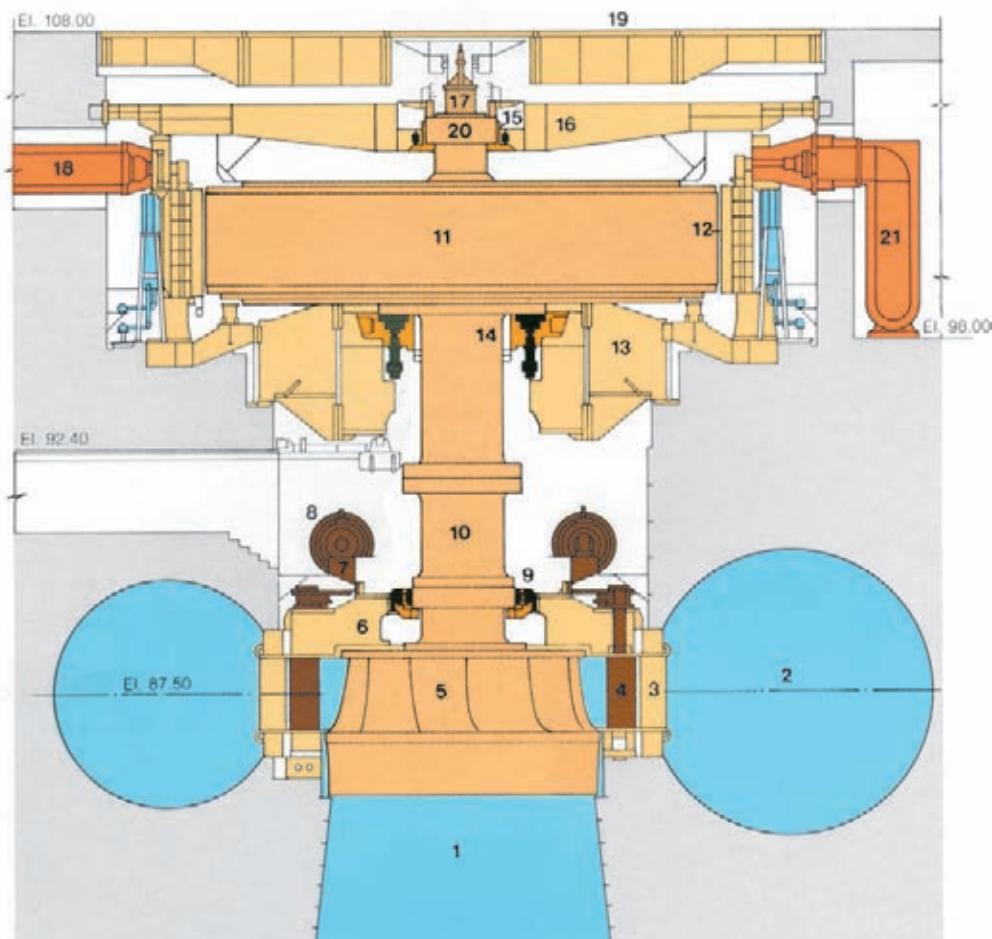


Fig. 12.1 Seção da unidade turbina-gerador

1 Revestimento do tubo e sucção	7 Aro de operação	13 Cruzeta inferior	18 Barramento de fases isoladas (lado da linha)
2 Caixa espiral	8 Servomotor das palhetas diretrizes	14 Mancal combinado de escora e guia intermediária	19 Coberta do gerador
3 Palheta do pré-distribuidor	9 Mancal da turbina	15 Mancal de guia superior	20 Colar do mancal de guia superior
4 Palhetas diretrizes	10 Eixo da turbina	16 Cruzeta superior	21 Barramento de fases isoladas (lado do neutro)
5 Rotor	11 Rotor do gerador	17 Válvula de admissão de ar	
6 Tampa da turbina	12 Estator do gerador		

Gerador

As partes principais do gerador, incluindo estator, rotor e cruzetas de suporte, estão contidas num alojamento de concreto de cerca de 22m de diâmetro e 10m de profundidade. A coberta superior do gerador é parte integral do piso de operação na El. 108, e a coberta inferior é fixada ao lado de baixo da cruzeta inferior na El. 95,3.

Equipamentos auxiliares localizados fora do alojamento do gerador são os seguintes:

- Bombas de óleo de alta pressão para elevação, para o mancal de escora.
- Transformadores de serviços auxiliares da unidade.
- Centros de controle de motores.
- Cubículo de neutro do gerador, a jusante do alojamento do gerador na El.98,5.
- Cubículos e transformadores de excitação, numa galeria a montante do gerador na El. 98,5.
- Sistema de resfriamento por água pura para as barras do estator, numa galeria a jusante do gerador na El. 98,5.

Montagem e desmontagem da unidade são feitas principalmente de cima através do topo do alojamento do gerador na El. 108, usando as pontes rolantes principais da casa de força. Entretanto, componentes menores da turbina podem ser transportados para dentro e para fora do poço da turbina por meio de um monotrilho circular de 100 kN montado em baixo da cruzeta inferior do gerador, e ligado a um trilho de extensão para o acesso de jusante na El. 92,4.

ESPECIFICAÇÕES E CONTRATOS

Em consequência dos estudos de viabilidade e subsequentes, as especificações finais foram emitidas para concorrência internacional em fevereiro de 1977. Incluídos num pacote junto com as turbinas e geradores estavam os dutos de barramento isolado, painéis de controle local e centros de controle de motores. Antes de serem emitidas, as especificações foram analisadas por vários eminentes consultores, e também foram buscadas opiniões dos principais fabricantes de equipamento hidrelétrico.

As propostas para as especificações foram recebidas dos seguintes consórcios:

- Consórcio General Electric (GE), incluindo a General Electric do Brasil, a Canadian General Electric e Dominion Engineering Works.
- Consórcio Itaipu Eletromecânico (Ciem), compreendendo

a Brown Boveri, Alstom Atlantique, BSI, Bardella, Creusot Loire, Consórcio Ingenieria Eletromecanica, Voith, Mecânica Pesada, Neypic e Siemens.

- Japan Consortium for Itaipu (JCI), incluindo Ishikawajima, Toshiba, Hitachi e Mitsubishi.
- Consórcio Paraná, compreendendo a Westinghouse, Allis Chalmers, Consorcio Ingenieria Eletromecanica e Coemsa Construções Eletromecânicas S.A.

Depois de cuidadosa análise das propostas por Itaipu Binacional, Ieco-ELC e um painel de consultores, o contrato foi adjudicado ao consórcio Ciem em outubro de 1978.

O contrato incluiu o projeto, fabricação e supervisão da montagem e comissionamento do equipamento. O transporte da fábrica para a obra foi providenciado por Itaipu e a montagem foi feita pelo Consórcio Itamon sob a direção de Itaipu.

ESTABILIDADE DO EIXO

Geral

Pelas razões anteriormente expostas, a unidade turbina-gerador de Itaipu tem três mancais de guia e um mancal de escora em baixo, montado numa cruzeta de escora separada.

Os fabricantes da turbina e do gerador foram considerados responsáveis em conjunto pela determinação da flexibilidade dos mancais e estabilidade do eixo. No estágio das propostas, o valor garantido da flexibilidade do mancal da turbina era 1mm/kN, incluindo a flexibilidade da tampa da turbina e do concreto; entretanto, este valor foi reduzido para 0,7 mm/kN depois que o conjunto mancal/tampa foi analisado em detalhe.

Os cálculos da linha do eixo foram, portanto, feitos com os seguintes valores de flexibilidade dos mancais:

- Mancal da turbina: 0,7 mm/kN
- Mancal intermediário: 0,8 mm/kN
- Mancal superior do gerador: 1,2 mm/kN

Requisitos das especificações

As especificações exigiram o seguinte quanto à estabilidade do eixo:

- A velocidade crítica do giro para a frente de primeira ordem deve ser um valor seguro acima da velocidade máxima de disparo.
- A velocidade crítica do giro contrário de primeira ordem deve ser um valor seguro acima da velocidade máxima em rejeição de carga

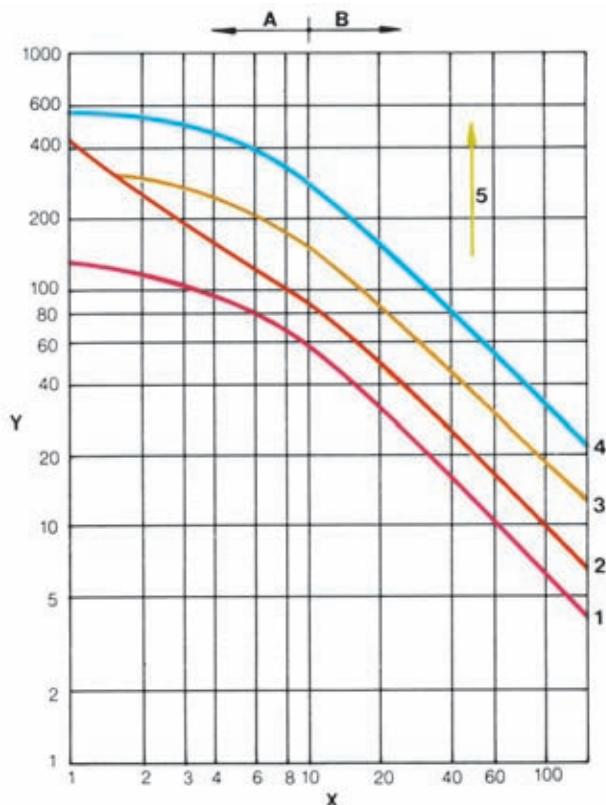


Fig. 12.2 Frequência de vibração

Y Amplitude da vibração pico a pico (μm)

X Frequência da vibração (Hz)

A Baseado nos padrões russos

B Baseado na ISO 3945

1 Bom

2 Muito aceitável

3 Aceitável

4 Satisfatório

5 Insatisfatório

- O ponto de ressonância da torcional fundamental com a velocidade fundamental de giro deve ter uma margem de segurança acima da velocidade máxima de disparo.
- Não deve haver risco de combinação de ressonância entre as frequências naturais de flexão na faixa de velocidades de normal até velocidade máxima resultante de rejeição de carga.
- A amplitude das vibrações não deve exceder as dadas na Fig. 12.2 em conjunto com a Tabela 12.1.
- Não deve existir qualquer possibilidade dos anéis de desgaste estacionário e girante da turbina se tocarem sob qualquer condição possível, inclusive disparo.

Modelo matemático e dados de entrada

Os modelos matemáticos para o cálculo da flexão, frequências torsionais e axiais estão mostrados nas Figs. 12.3, 12.4 e 12.5.

Nesses modelos, os mancais e seus suportes foram considerados como molas únicas, cujas constantes eram a soma das flexibilidades dos componentes individuais do mancal, como mostrado na Fig. 12.6 e na Fig. 12.7. A rigidez do filme de óleo foi estabelecida do modo mostrado na Fig. 12.8. A atração magnética em termos de rigidez magnética foi incluída.

Usando os modelos matemáticos, os cálculos foram feitos com um programa de matriz de transferência computadorizada para a computação de frequências naturais e vibrações forçadas. Para o cálculo de vibração forçada foram considerados os casos da Tabela 12.2 junto com fontes de excitação apropriadas. Os casos do Grupo 1 foram usados para o projeto básico e para mostrar o atendimento dos requisitos normais da especificação, os do Grupo 2 para mostrar o atendimento dos requisitos extremos da especificação, e o Grupo 3 para atendimento do caso limite (sem danos).

Tabela 12.1 Limites para deslocamentos vibracionais

	Mancais de guia		Outras partes das turbinas
	Vibrações entre eixo e bronzina do mancal de guia	Vibrações entre bronzina do mancal de guia e o concreto	
Produção maior que 75% da potência nominal	Curva 2	Curva 4	Curva 4
Produção de 0 a 30% e 60% a 75% da potência nominal	Curva 4	Curva 4	Curva 4

Ver Fig. 12.2 para as curvas 2 e 4

Fig. 12.3 Modelo para cálculo da frequência natural de flexão

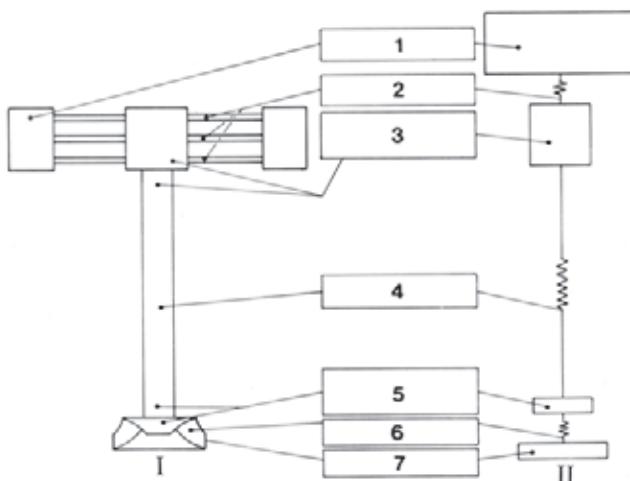
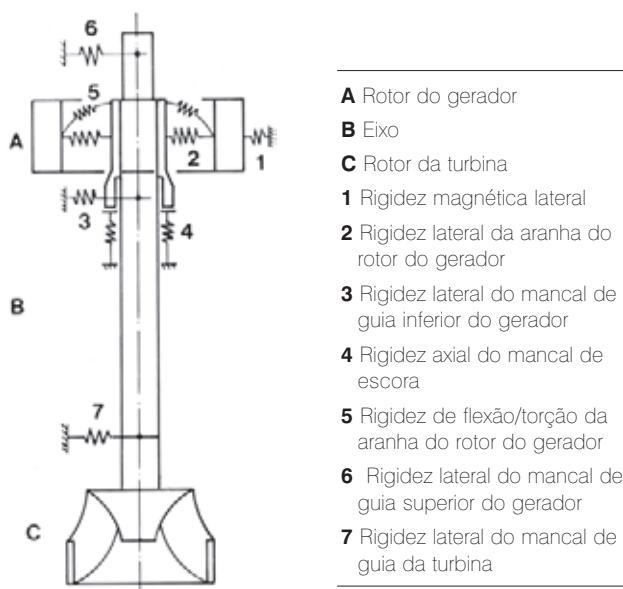


Fig. 12.4 Modelo para cálculo das vibrações torcionais

- I Sistema real
- II Modelo para cálculo
- 1 Massa girante externa do rotor do gerador
- 2 Flexibilidade torcional da aranha do rotor do gerador
- 3 Massa girante interna do rotor do gerador incluindo o eixo
- 4 Flexibilidade torcional do eixo
- 5 Massa girante interna do rotor da turbina, incluindo o eixo
- 6 Flexibilidade torcional do rotor da turbina
- 7 Massa girante externa do rotor da turbina

As forças de excitação foram as seguintes:

- Forças de desequilíbrio de acordo com ISO 1940 (o fator G representa o grau de qualidade de equilíbrio). Gerador G 6,3 na velocidade nominal 90,9 rpm. Turbina G 16 na velocidade de disparo de 170 rpm. As forças hidráulicas obtidas dos testes em modelo e experiência como mostrado na Fig. 12.9.
- Forças magnéticas devidas a curto-círcuito no rotor, girando na velocidade do rotor. 4,5 MN para o caso 7 da Tabela 12.2. 16,81 MN para os casos 8 e 9 e dados da Fig. 12.10 para dependência tempo velocidade no caso de aumento da velocidade.

Resultados da análise das frequências naturais (velocidades críticas)

Frequências naturais de flexão. Devido às grandes inércias girantes da máquina, especialmente do rotor do gerador, as frequências naturais de flexão dependem consideravelmente da velocidade de rotação.

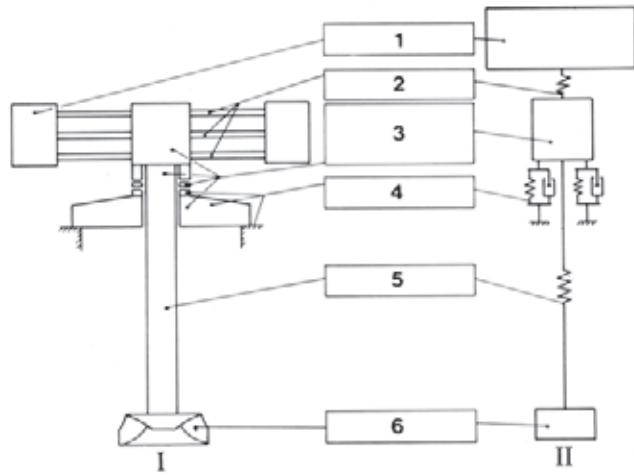


Fig. 12.5 Modelo para cálculo das vibrações axiais

- I Sistema real
- II Modelo para cálculo
- 1 Massa externa do rotor do gerador
- 2 Flexibilidade da aranha do rotor do gerador
- 3 Massa interna do rotor do gerador, incluindo porções do eixo, mancal e cruzeta
- 4 Flexibilidade do mancal, cruzeta e concreto
- 5 Flexibilidade do eixo
- 6 Massa do rotor da turbina, incluindo parte do eixo

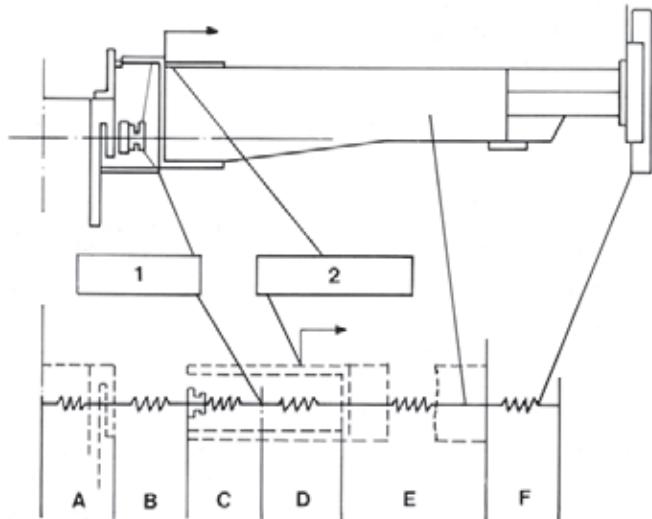


Fig. 12.6 Flexibilidades efetivas do mancal

- A** Eixo
- B** Película de óleo
- C** Bronzinas e suportes do mancal
- D** Partes residuais do mancal
- E** Cruzeta e alojamento do mancal
- F** Fundação
- 1** Sensor da vibração do eixo
- 2** Sensor da vibração do corpo do mancal

Parte da construção	A	B	C	D	E	F	Total
Flexibilidade da parte em $\mu\text{m}/\text{kN}$	0,2	0,15	0,3	0,15	0,34	0,06	1,2
Flexibilidade efetiva para medição da vibração em $\mu\text{m}/\text{kN}$		Vibração do eixo			Vibração do corpo do mancal		
					0,45		0,40

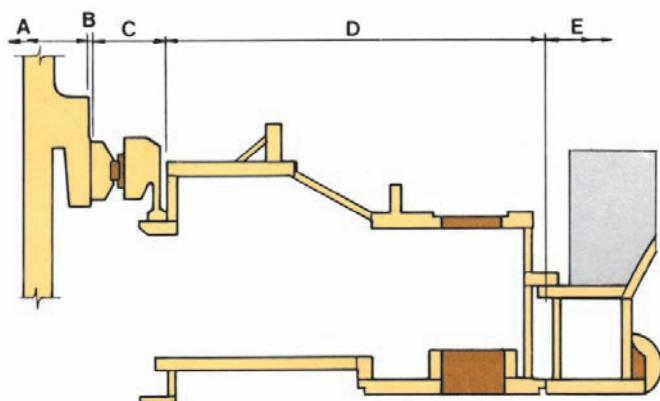


Fig. 12.7 Flexibilidades do mancal da turbina

	$\mu\text{m}/\text{kN}$
A Eixo da turbina	0,08
B Película de óleo	0,15
C Anel do mancal	0,07
D Tampa da turbina mais conexão	0,18
E Caixa espiral embutida em concreto	0,22

A Fig. 12.11 mostra essa influência; ambas as frequências naturais do primeiro giro para a frente e do contragiro são representadas como funções da velocidade, com e sem a atração magnética e com a atração magnética residual em desexcitação rápida sem perturbações.

Torcional e axial. As frequências naturais torcional e axial fundamentais calculadas mostraram considerável margem de segurança, sendo respectivamente 4,06 e 3,07 vezes a velocidade de disparo.

Frequências combinadas. Em sistemas giroscópicos com elementos não lineares, pode ocorrer combinação de ressonâncias, se a velocidade da unidade coincide com a soma ou a diferença de duas frequências naturais de flexão, ou a soma de uma frequência natural de flexão e uma frequência natural torcional e qualquer harmônico delas.

Os resultados do cálculo da combinação de frequências de flexão estão na Fig. 12.12. Como é evidente, a combinação de frequências de flexão é coincidente com velocidades possíveis do eixo somente em ordens elevadas, o que na prática não tem consequências.

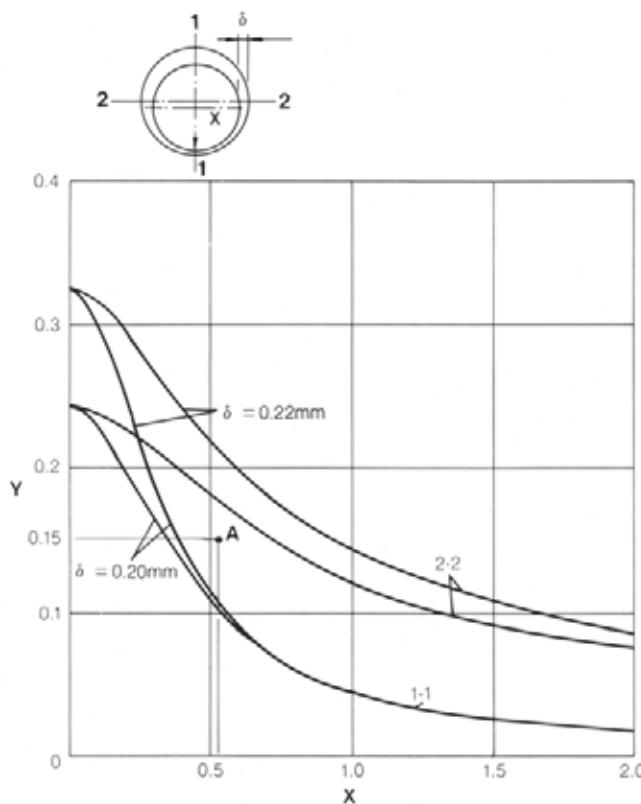


Fig. 12.8 Flexibilidade da película de óleo

Y Flexibilidade da película de óleo ($\mu\text{m}/\text{kN}$)

X Carga (MW)

A Flexibilidade resultante da película de óleo para cálculo

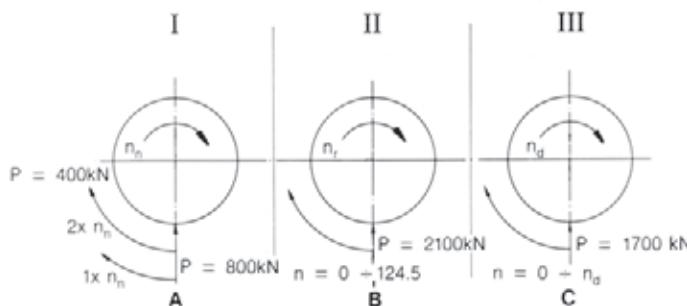


Fig. 12.9 Forças hidráulicas radiais atuando no plano médio do distribuidor

I Operação normal

II Transitório de rejeição de carga

III Condição de disparo

A Girando com $1 \times n_n$ relativamente ao eixo

B Fixo no espaço ou rodando na velocidade do rotor

C Fixo no espaço ou rodando na velocidade do rotor

n_n Velocidade nominal (90,9 rpm)

n_r Velocidade de rejeição de carga (124,5 rpm)

n_d Velocidade de disparo (170 rpm)

Da mesma forma, não há perigo de ressonância resultante de frequências combinadas de flexão e de torção, já que a pior combinação deu um mínimo de 2,3 vezes a velocidade de disparo.

Resultados da análise de vibrações de flexão

forçadas. Aqui são apresentados somente os resultados dos casos 1 e 3, porque orientaram o projeto, tendo sido provado que as forças resultantes de outros casos poderiam ser acomodadas sem danos.

A Fig. 12.13 mostra as deflexões máximas absolutas do eixo calculadas em ambos os casos.

Uma comparação direta entre os valores garantido e calculado da deflexão absoluta do eixo, mostrada na Fig. 12.13, não é possível para os manuais, porque os valores garantidos são relativos, como mostra a Tabela 12.1. Contudo, eles têm significado para o cálculo das folgas dos anéis de desgaste. Os valores relativos correspondentes calculados para as deflexões são comparados com os valores garantidos especificados na Fig. 12.14, junto com os valores calculados da deflexão absoluta do eixo e as contribuições dos componentes individuais de excitação.

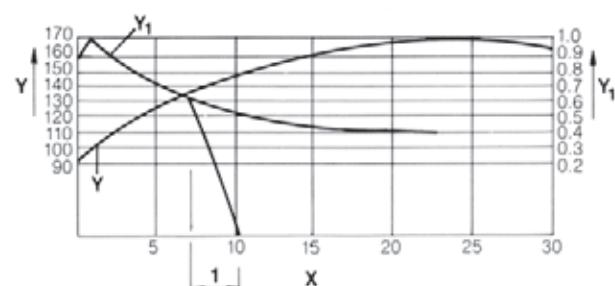


Fig. 12.10 Atração magnética no caso de aumento da velocidade até a velocidade de disparo depois da rejeição da carga

Y Velocidade (rpm)

Y₁ $C_e / C_{e\max}$

X Tempo (s)

1 Excitação rápida

C_e_{max} 600 kN/mm

Fig. 12.11 Frequências naturais de flexão em função da velocidade do rotor e da atração magnética

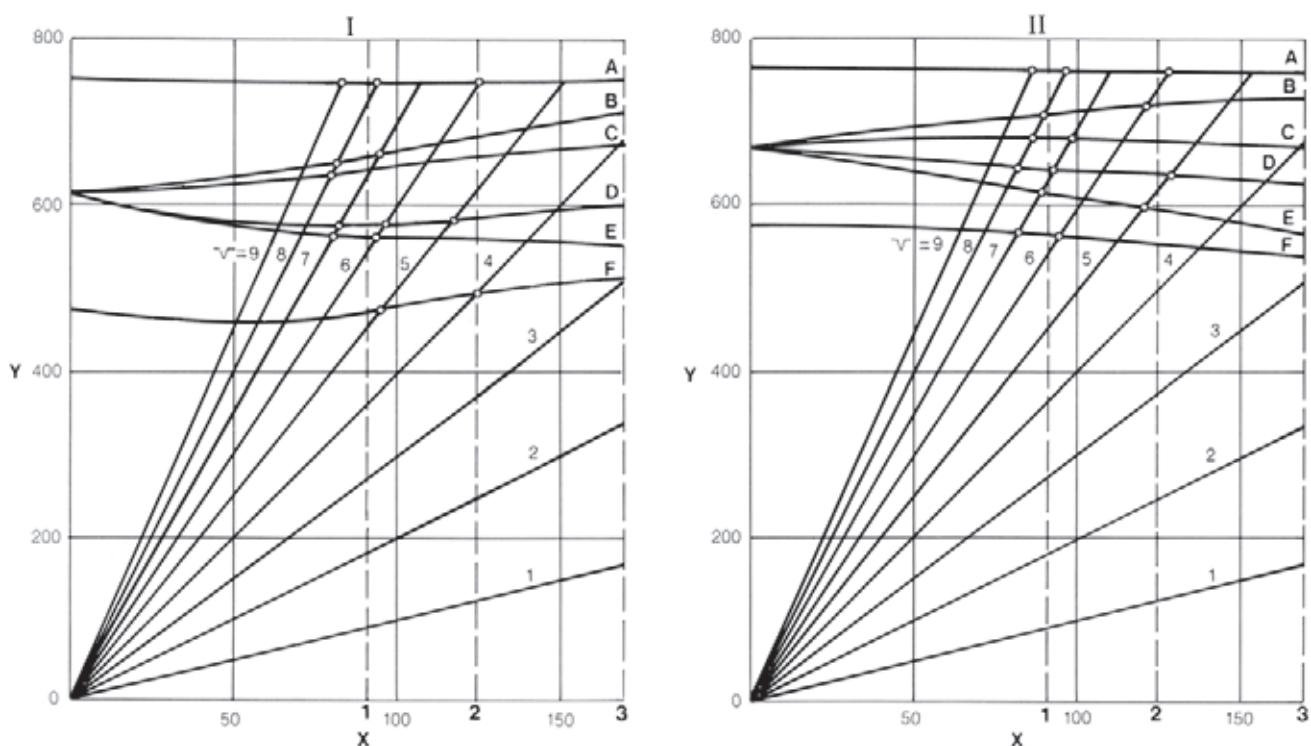
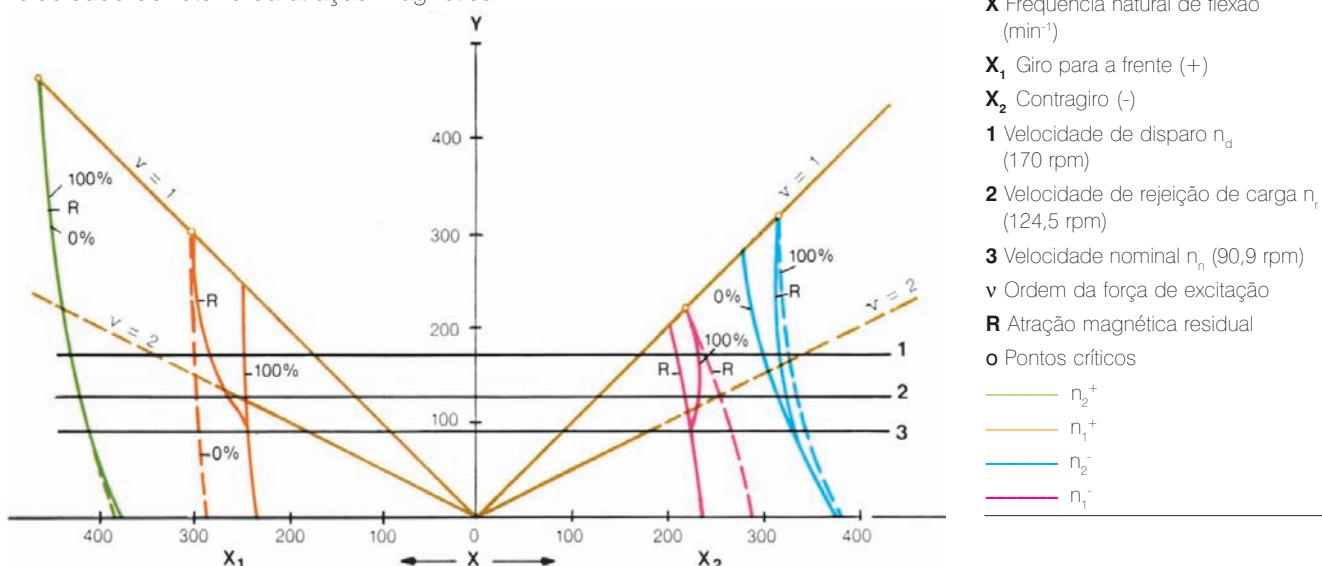


Fig. 12.12 Frequências naturais de flexão combinadas

I Atração magnética = atração magnética residual para controle de sobretenção e desexcitação defeituosa

II Atração magnética = 0

Y Frequência natural de flexão (min^{-1})

X Velocidade do eixo (rpm)

v Ordem da força de excitação

A $\Sigma 2^+, 2^-$

B $\Sigma 2^+, 1^+$

C $\Sigma 2^+, 1^-$

D $\Sigma 2^-, 1^+$

E $\Sigma 2^-, 1^-$

F $\Sigma 1^+, 1^-$

1 Velocidade nominal $n_n = 90,9 \text{ rpm}$

2 Velocidade de rejeição $n_r = 124,5 \text{ rpm}$

3 Velocidade de disparo $n_d = 170 \text{ rpm}$

2⁺ Segundo harmônico giro p/ frente

1⁻ Primeiro harmônico contragiro

2⁻ Segundo harmônico contragiro

1⁺ Primeiro harmônico giro p/ frente

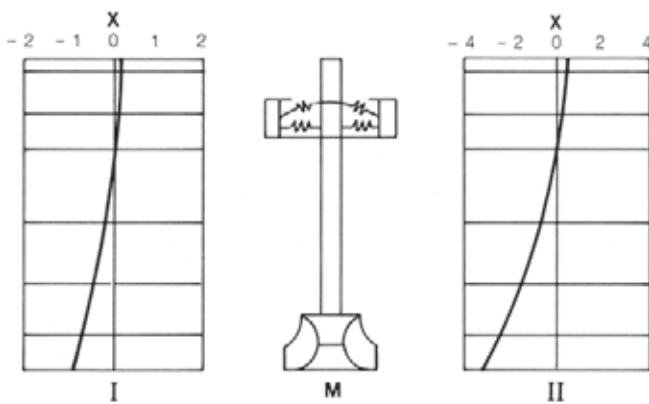


Fig. 12.13 Deflexão lateral máxima do eixo

I Operação normal ($n_n = 90,9$ rpm, CM = 100%)

II Condição de disparo ($n_d = 170$ rpm, CM = 0%)

M Modelo para cálculo

X Deflexão (mm)

A importância das forças hidráulicas sobre o rotor da turbina é evidente, não só para os suportes da turbina, mas também para os suportes do gerador. A fim de absorver as forças resultantes, foi necessário um suporte direto para o mancal superior do gerador para a estrutura, embora originalmente não considerado.

Devido à grande influência das forças hidráulicas que incluem uma grande margem de segurança, bem como a grande margem de segurança usada na computação da rigidez dinâmica radial do sistema, as amplitudes calculadas da vibração no mancal de guia da turbina ficaram além do permitido pelas especificações. Com o fim de demonstrar o cumprimento, o Ciem efetuou uma análise prática mais detalhada, usando resultados reais da operação de turbinas, resultando na curva da Fig. 12.15, que foi confirmada pelas medições feitas na obra por ocasião do comissionamento.

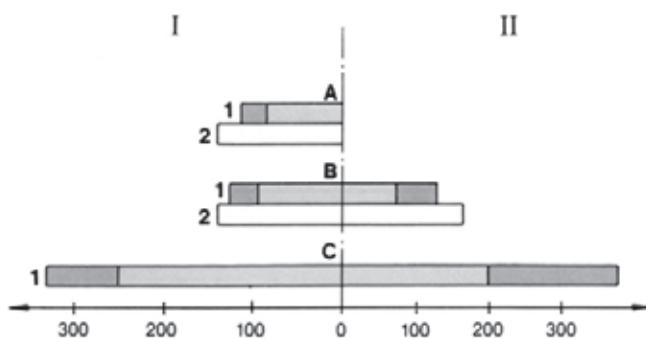


Fig. 12.14 Vibração calculada e aceitável

I Operação normal

II Velocidade de disparo

1 Calculado

2 Aceitável

A Alojamento do mancal – absoluto

B Eixo – relativo

C Eixo – absoluto

Devido a desbalanceamento

Força hidráulica

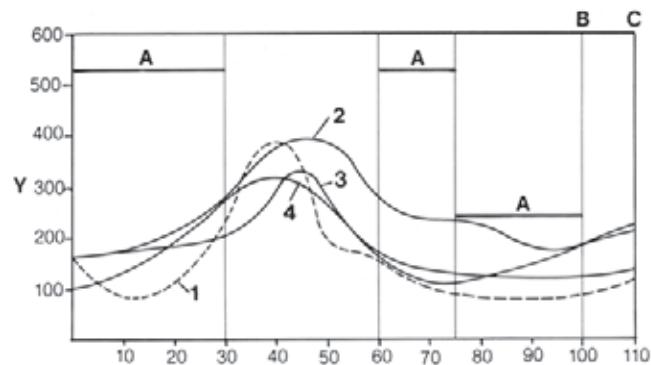


Fig. 12.15 Amplitudes da vibração (pico a pico) do eixo

Itaipu

Queda líquida = 118,4m

Velocidade = 90,9 rpm

Potência nominal = 740 000 kW

Y Deslocamento do eixo
pico a pico (mm)

X Potência (%)

1 Itaipu medido

2 Itaipu previsto

3 Cabo Bassa

4 Paulo Afonso IV

A Limites garantidos

B Carga nominal

C Sobrecarga

Paulo Afonso IV

Queda líquida = 115m

Velocidade = 120 rpm

Potência nominal = 417 000 kW

Cabora Bassa

Queda líquida = 118,5m

Velocidade = 107 rpm

Potência nominal = 415 000 kW

Tabela 12.2 Casos possíveis de operação e forças de excitação coerentes

Grupo	nº	Caso de excitação	Condição do sistema			
			Condição de operação	Defeito no regulador		
				Turbina	Tensão	Desexcitação rápida
1	1	Permanente	Operação normal	x		
	2	Frequente	Rejeição plena carga			
	3	Raro	Defeito + rejeição plena carga			
2	4	Muito raro	Defeito + rejeição plena carga	x		x
	5	Muito raro	Defeito + rejeição plena carga		x	
	6	Muito improvável	Defeito + rejeição plena carga	x	x	x
3	7	Muito improvável	Defeito + duplo curto circuito no rotor	x		
	8	Extremamente improvável	Defeito + duplo curto circuito no rotor + rejeição plena carga		x	x
	9	Extremamente improvável	Duplo curto circuito no rotor + rejeição plena carga		x	x

TURBINAS

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

As características das turbinas resultantes do estudo de viabilidade como apontado no Capítulo 2 foram todas determinadas com o conhecimento de que eram preliminares e seriam sujeitas a modificações com estudos posteriores.

Por ocasião do estudo de viabilidade as turbinas foram tentativamente dimensionadas para 715 MW com 108m de queda nominal, rotação de 85,7 rpm (60 Hz) e 71,4 rpm (50Hz).

Estudos mais abrangentes de potência, incorporando a operação integrada de todos os reservatórios e projetos na bacia do rio Paraná, incluindo os já em operação e os propostos para o futuro, confirmaram que o modo mais

vantajoso de operação seria para Itaipu operar como usina de base de carga com deplecionamento muito pequeno do reservatório.

Foram considerados para Itaipu possíveis modos de operação de ponta diária, junto com as limitações impostas pelas condições a jusante, a Fig. 12.16 mostra uma curva típica. Assim a queda nominal final da turbina foi maior do que a admitida no estudo de viabilidade, e foi escolhida, como mostra a Fig. 12.17, de modo que a potência nominal da turbina pudesse ser atingida 50% do tempo. Isto levou em consideração a eventualidade de um projeto hidrelétrico a jusante. A velocidade de rotação da turbina foi também reexaminada com os principais fabricantes e foi decidido que, sem nenhum aumento nas condições da turbina, a velocidade poderia ser aumentada com segurança, e ainda ficar bem dentro da curva experimental da Fig. 2.15 do Capítulo 2. Esse aumento na velocidade foi coerente com a decisão sendo tomada em paralelo quanto às duas frequências e resultou

Tabela 12.2 – Continuação

Tipo de excitação					
Velocidade n em rpm	Atração magnética CM em kN/mm	Desbalanço do gerador G 6,3 (n_n) e=662µm	Desbalanço da turbina G 16 (n_d) e=889µm	Força Hidráulica no rotor da turbina cf. Fig. 12.9	Duplo curto círcuito do rotor
90,9	-600	x	x	x	
124,5	-440	x	x	x	
170	0	x	x	x	
170	-240	x	x	x	
124,5	-600	x	x	x	
170	-600	x	x	x	
124,5	0	x	x	x	x
90,9	0	x	x	x	x
124,5	0	x	x	x	x

n_n = velocidade nominal n_d = velocidade de disparo e = excentricidade residual (ISO 1940)

na otimização do projeto do gerador e da turbina para servir a ambos os sistemas elétricos.

A especificação das turbinas de Itaipu é a seguinte:

Tipo

Francis

Potência

A potência final especificada foi de 715 MW para uma queda nominal de 112,9 m. A queda para a melhor eficiência total é 118,4 m. Também foi inicialmente especificado que a turbina seria normalmente limitada pelas palhetas diretrizes em 740 MW, com operação acima disto permitida somente por períodos limitados.

Quedas

Como Itaipu é essencialmente uma usina a fio d'água, o nível do reservatório é mantido praticamente constante na El. 220. Entretanto o nível do canal de fuga é função

da descarga na usina, como mostra a curva chave estimada do canal de fuga, Fig. 12.17. Os dados da hidrologia e a curva chave do canal de fuga deram as quedas prováveis operacionais especificadas apresentadas na Tabela 12.3.

Posição

O coeficiente de cavitação mínimo da usina na saída do rotor, estabelecido durante os estudos de viabilidade, foi confirmado como 0,137, mantendo a cota da linha de centro da turbina na El. 87,5. As submergências mínima, normal e máxima da turbina são dadas na Tabela 12.4, com os respectivos valores do coeficiente de cavitação (relativo à elevação da saída do rotor). Novamente deve ser destacado que, como o nível superior do reservatório é praticamente constante, tanto a queda líquida quanto o sigma (σ) são função somente do nível no canal de fuga, e assim há um único valor de sigma para cada queda.

Fig. 12.16 Curva típica da geração diária de energia pela usina de Itaipu

- Y** Ponta de demanda do sistema Sudeste (MW x 10⁶)
- Y₁** Produção de energia da Itaipu (MW x 10³)
- Y₂** Turbinas de Itaipu em operação
- Y₃** Descarga Q da turbina (m³/s x 10³)
- X** Tempo - Horas do dia
- 1** Ponta de demanda do sistema (dia típico em mês de alto consumo)
- 2** Descarga média regulada
- Geração de Itaipu da acumulação
- Para a acumulação

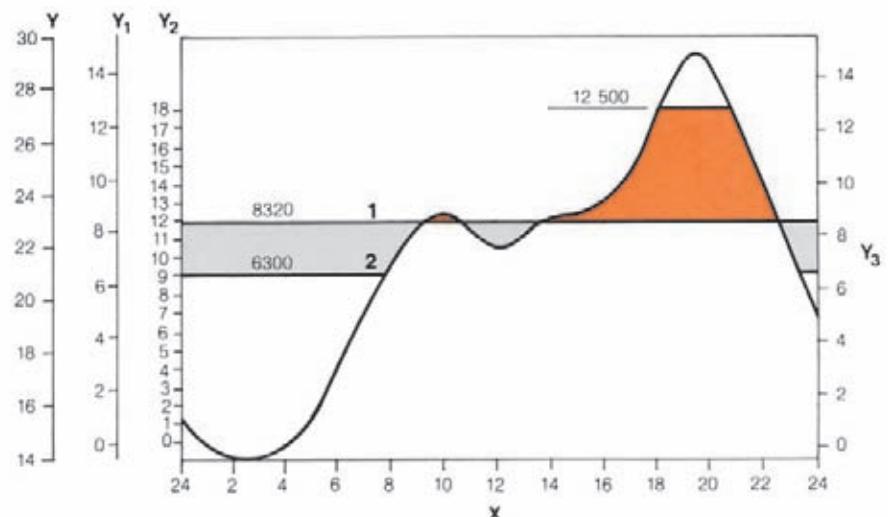


Tabela 12.3 Quedas líquidas de projeto e produção aproximada

Condição da queda líquida	Nível montante (m)	Nível jusante (m)	Perdas do conduto (m)	Queda líquida (m)	Produção (MW)
Máximo excepcional	220	92	1,3	126,7	740
Máximo normal	220	96,6	1,6	121,8	740
Projeto	220	100	1,6	118,4	715
Mínimo normal	219,4	106,1	1,5	111,8	640
Mínimo excepcional	222	138	1,1	82,9	

Tabela 12.4 Submergência e coeficiente de cavitação (σ)

Condição da queda líquida	Queda líquida H (m)	Submergência na saída das pás* hs (m)	σ (Saída das pás)
Máxima excepcional	126,7	7,36	0,137
Máxima normal	121,8	11,96	0,180
Projeto	118,4	15,36	0,214
Mínima normal	111,8	21,46	0,281
Mínima excepcional	82,9	53,36	0,764

Nota: O tempo previsto de operação com σ entre 0,180 e 0,281 é aproximadamente 90% do tempo total de operação

*A saída das pás está 2,86m abaixo da linha de centro da distribuição que está na EI . 87,5

Velocidade

A velocidade de projeto da turbina, correspondendo à velocidade específica escolhida, foi fixada em 91,6 rpm. Como ambos os sistemas de 50 Hz e 60 Hz do Paraguai e do Brasil deveriam ser servidos, essa velocidade de projeto resultou em velocidades reais de 90,9 rpm e 92,3 rpm respectivamente para as unidades de 50 Hz e 60 Hz. Isto representa uma diferença de apenas 1,5%, e portanto o projeto da turbina para as máquinas de 50 Hz e de 60 Hz podia ser idêntico.

Essa escolha de velocidade resultou em um diâmetro máximo estimado do rotor de 8,5m, que era o maior que poderia ser transportado com facilidade de São Paulo até a obra de Itaipu em uma só peça, assim evitando as complicações de rotores divididos e soldados, divididos e aparafusados ou completamente soldados no campo, considerados necessários no estágio da viabilidade.

Faixa de operação

O campo de operação especificado das turbinas de Itaipu é dado na Fig. 12.18 e é baseado nos seguintes requisitos:

- Que a rede paraguaia possa ser energizada pelas unidades de Itaipu, independentemente da rede brasileira.
- Que as unidades possam ser operadas a velocidades próximas da velocidade nominal sem carga (*speed no-load*) por períodos de teste, para sincronização, e esperando para receber carga.
- Que as turbinas poderiam ter que operar, por períodos limitados, com aberturas das palhetas diretrizes maiores do que as correspondentes aos 715 MW nominais e acima do máximo nominal de 740 MW, até o limite da potência do gerador (chamada região de sobrecarga).

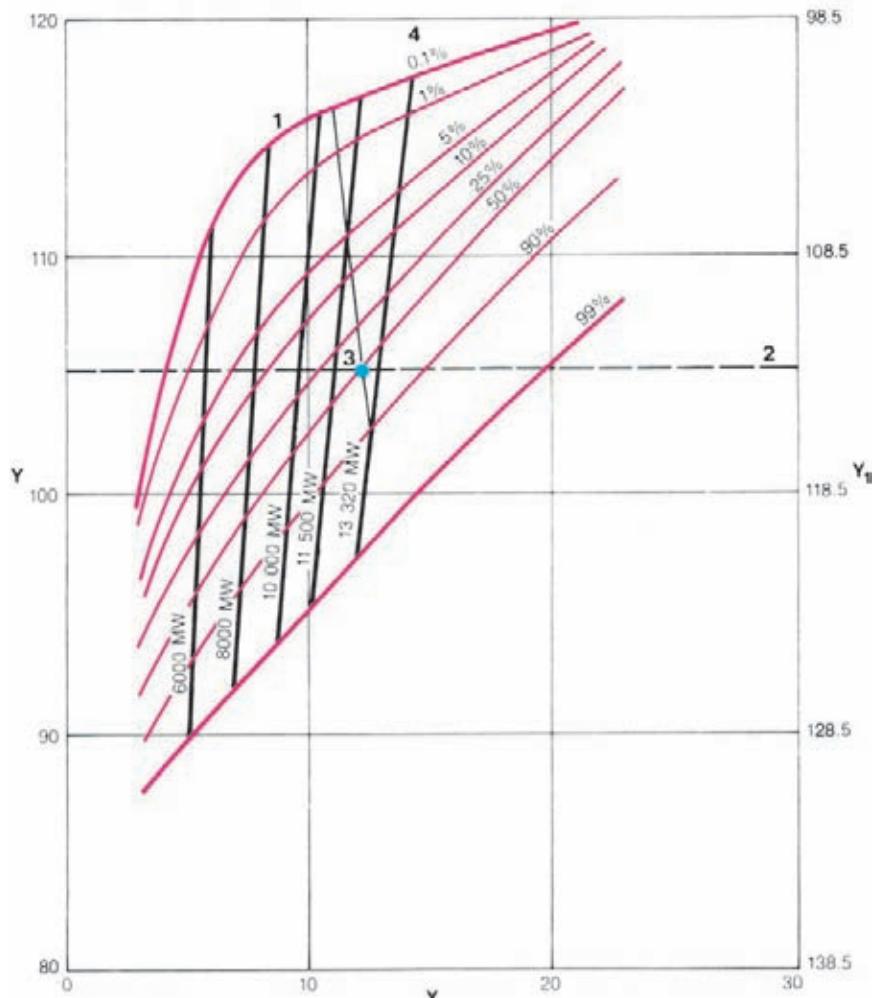


Fig. 12.17 Curva chave do canal de fuga

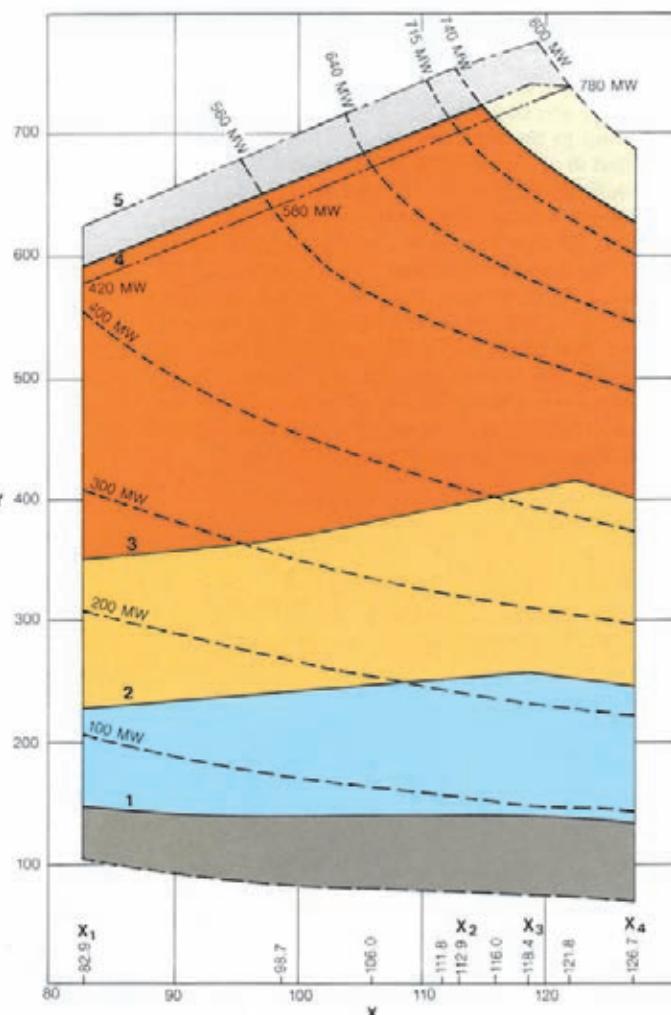
- Y** Nível do canal de fuga (m)
Y₁ Queda (m)
X Descarga (103 m³/s)
1 Potência total de 18 unidades
2 Linha correspondente à queda = 112,9 m
3 Ponto nominal
4 Porcentagem do tempo em que o nível do canal de fuga ou a queda bruta são iguais ao excesso estimado para as variações das descargas de nível de Itaipu

Fig. 12.18 Faixa de operação das turbinas

Y Descarga (m^3/s)	1 10% da potência
X Queda líquida (m)	2 30% da potência
X_1 Queda mínima (82,9 m)	3 60% da potência
X_2 Queda nominal (112,9 m)	4 Abertura nominal
X_3 Queda de projeto (118,4 m)	5 Abertura máxima (592 mm)
X_4 Queda máxima (126,7 m)	

	Unidades 1 a 3	Outras unidades
Sem carga	240	240
Operação em carga muito baixa	Sem limite	800
Operação com baixa carga	400	800
Operação normal	Sem limite	Sem limite
Operação normal	Limitada pelas restrições térmicas do gerador	Limitada pelas restrições térmicas do gerador
Sobrecarga	50	50

* Restrições de tempo de operação (em horas) durante o período de garantia



Com referência à Fig. 12.18, as várias regiões de operação são as seguintes:

Operação normal e em sobrecarga. Inicialmente foi especificado que operação sem limites, dentro do período de garantia (8.000 horas), seria possível somente na região normal, a operação na região de sobrecarga teria uma restrição no tempo de operação. Entretanto, negociações com o Ciem resultaram numa extensão da operação sem limites à região de sobrecarga, estabelecendo as seguintes potências máximas nas quais as garantias de cavitação, vibração e flutuação de potência se aplicavam.

- 800 MW com 126,7m de queda líquida
- 800 MW com 121,8m de queda líquida
- 780 MW com 118,4m de queda líquida

Contudo, a potência nominal da turbina permaneceu aquela correspondente à abertura nominal das palhetas

diretrizes, isto é, 715 MW com queda nominal de 112,9 m, e as garantias de eficiência e potência continuaram ainda restritas à região de operação normal.

Operação limitada com a máxima abertura das palhetas diretrizes de 592 mm foi permitida para testes.

Operação em baixa carga. A região de baixa carga é definida como entre 30 e 60% da carga correspondente à abertura nominal das palhetas diretrizes. Reconheceu-se que as flutuações de pressão na tubulação forçada seriam sentidas nessa região, e poderiam ser encontrados problemas na operação contínua em baixa carga. Daí o tempo especificado de operação nesta região foi deixado em aberto, dependendo dos resultados do teste em modelo.

A operação do modelo nesta faixa foi plenamente investigada durante os testes, e com base nestes estudos foi acordado com o Ciem que o tempo de operação em baixa carga durante o período de garantia seria limitado a

5% do total.

Operação em carga muito baixa. Para atender ao requisito de que a rede paraguaia pudesse ser energizada pelas unidades de Itaipu independentemente do sistema brasileiro, foi especificado que as unidades de 50 Hz deveriam operar continuamente, sem restrições contratuais, na região entre 10 e 30% da carga correspondente à abertura nominal das palhetas diretrizes.

Esta disposição não é usual para turbinas Francis de velocidade específica e do tamanho das de Itaipu, e assim foram tomadas as seguintes medidas, para minimizar os danos por cavitação:

- Extensão da proteção em aço inoxidável no lado de sucção das pás do rotor e cinta.
- Injeção contínua de ar no espaço entre o rotor e as palhetas diretrizes, através da tampa e do anel inferior.
- Inspeção completa depois de 1.000 horas de operação entre 10 e 30% de carga, para investigar a extensão de danos por cavitação e repará-los, e se necessário estender a proteção de aço inoxidável.

Tomando em consideração os custos adicionais dessas medidas, e o modo de operação do sistema paraguaio, foi finalmente decidido adotar as modificações acima somente para três das nove unidades de 50 Hz.

Velocidade em vazio (speed no-load) a 10% de carga.

Para atender aos requisitos de teste e sincronização, foi acordado com o Ciem que a garantia da turbina seria válida para até 3% do tempo total de operação na região de velocidade em vazio a 10% da carga correspondente à abertura nominal das palhetas diretrizes.

Danos por cavitação. A perda admissível de metal resultante de cavitação durante as primeiras 8.000 horas de operação foi especificada como 59 kg, com o requisito de que a perda na espessura do metal neste período seria não mais que 20% da espessura total, e qualquer cobertura de aço inoxidável não seria perfurada até o metal base.

Eficiência da turbina. Para assegurar a eficiência global da unidade, a parte da tubulação forçada abaixo da junta de expansão, chamada de curva de redução inferior, foi feita parte do contrato da turbina e incluída na garantia de eficiência da turbina.

O modo de operação proposto de Itaipu foi investigado usando as curvas características de turbinas com a mesma velocidade específica das máquinas de Itaipu.

Estes estudos resultaram nas eficiências máxima e média ponderada garantidas para a turbina e curva de redução inferior, como se segue:

- Com 118,4 m de queda líquida e 715 MW: maior ou igual a 92,5%
- No ponto de maior eficiência (*best efficiency point = b.e.p.*): maior ou igual a 94,5%, onde o b.e.p. está a não menos de 610 MW e 118,4 de queda líquida.
- E a média ponderada da eficiência calculada nos pontos de operação da Tabela 12.5 pela fórmula:

$$\eta_E = \Sigma(T\eta_p)/100$$

onde:

η_p = eficiência no ponto

η_E = eficiência média ponderada

T = fator de tempo

Tabela 12.5 Eficiência média ponderada calculada

H queda líquida(m)	Posição das palhetas	T fator de tempo(%)
121,8	b.e.p. 740 MW	38 2
118,4	b.e.p. 715 MW	36 9
111,8	b.e.p. 656 MW	2 13

A eficiência média ponderada calculada por este método foi especificada como não menor que 93,8%. Na realidade, o Ciem garantiu valores de eficiência maiores do que os especificados, como mostra a Tabela 12.6.

Regulação

Estudos de transitórios, efetuados antes da especificação, com a configuração proposta para a tubulação forçada e as características da turbina deram os valores da rejeição de carga para várias inércias da unidade, diâmetros da tubulação e tempos de fechamento das palhetas diretrizes.

A otimização dos custos da tubulação e custos da inércia adicional na máquina além do normalmente obtido no projeto, junto com os requisitos de estabilidade elétrica, levaram a especificar uma elevação transitória da velocidade de 35% para as máquinas de 60 Hz e 37% para as de 50 Hz, associada a uma elevação de 30% na queda, para rejeições de carga a partir de uma geração máxima de 740 MW. Rejeições de carga na região de sobrecarga foram excluídas da garantia de elevação da velocidade, a elevação adicional sendo aceita considerando-se a baixa frequência da operação nessa região.

Tabela 12.6 Eficiência garantida, medida e prevista para o protótipo

Eficiência	Garantida (%)	Medida no modelo (%)	Prevista para o protótipo (%)
Ponto de melhor eficiência com 118,4m de queda liq. (projeto)	95,3	93,3	96,2
Eficiência com 118,4m de queda liq. (projeto) e 715 MW pot. (nominal)	94,1	92,3	95,2
Eficiência média ponderada	95		95,9

A inércia combinada final (GD^2) das máquinas de Itaipu para atender a estes requisitos é de $332 \times 10^6 \text{ kgm}^2$, que corresponde a uma constante de inércia H de turbina/generator de $5,3 \text{ kW s/kVA}$ referida a 737 MVA no gerador de 60 Hz e $H = 4,6 \text{ kW s/kVA}$ referida a 823,6 MVA no gerador de 50 Hz. Estes valores de H são ligados a um tempo de fechamento rápido das palhetas diretrizes, de aproximadamente 9 s a partir de uma produção de 740 MW.

Há um amortecimento no fim do curso dos servomotores para acomodar rejeições de carga parcial.

Um arranjo geral da turbina está mostrado na Fig. 12.19, e os parâmetros básicos, dimensões e pesos das partes principais da turbina são dados na Tabela 12.7.

TESTES DO MODELO

Testes hidráulicos em modelo foram especificados para ser efetuados em laboratório de escolha do fabricante, e para ser em geral de acordo com o *Code for Model Acceptance Tests of Hydraulic Turbines IEC 193/1965 e 193A/1972*, onde aplicável. Os testes no modelo foram acompanhados por pessoal da Itaipu.

Na especificação a Itaipu reservou-se a opção de realizar outra série de testes num laboratório de sua escolha, caso surgissem dúvidas quanto ao teste do fabricante. Não foi considerado necessário exercer esta opção.

Os seguintes parâmetros deviam ser confirmados pelos testes no modelo:

- Garantias de eficiência e potência.
- Velocidade de disparo.
- Existência de margens adequadas para a garantia de cavitação.
- Oscilações de pressão no tubo de succão e na caixa espiral.
- Oscilações no torque no eixo.
- Empuxo hidráulico (junto com o dimensionamento dos tubos de equilíbrio).

- Forças hidrodinâmicas atuando nas palhetas diretrizes.
- Influência da admissão de ar pelo eixo e para o espaço entre as palhetas.

Os testes do modelo foram efetuados no *Federal Institute of Technology* de Lausanne, Suíça, no período de março / abril de 1979.

A escala do modelo era de 1:1,97 dando um diâmetro de saída do rotor do modelo de 416 mm, comparado com o mínimo especificado de 300 mm. Foi usado o circuito de ensaios padrão de Lausanne, modificado para incorporar a curva inferior.

Foram feitas as seguintes medições:

- Vazão. Um medidor de vazão eletromagnético “no circuito” calibrado por um tanque volumétrico.
- Queda. Manômetro diferencial, calibrado com um testador de peso morto.
- Pressões na caixa espiral e no tubo de succão. Transdutores de pressão calibrados com um testador de peso morto.
- Torque. Células de carga no estator do dinamômetro
- Flutuações do torque. Torquímetro com deformímetro montado no eixo da turbina.
- Velocidade. Roda dentada no eixo, e detector magnético
- Empuxo axial. Diferença de pressão através do mancal hidrostático.
- Torque das palhetas diretrizes. Deformímetros no eixo da palheta.

Para simplificação, a velocidade de rotação para cálculo dos valores do protótipo a partir dos resultados do modelo foi a velocidade de projeto de 91,6 rpm.

A queda no teste do modelo foi escolhida como se segue:

- Queda constante de ensaio de 12 m para os ensaios sem aeração.
- Similaridade de Thoma para testes de cavitação usando, como referência de pressão, a saída do rotor, para melhor contar com o fluxo de duas fases.
- Similaridade de Froude para os testes de aeração.

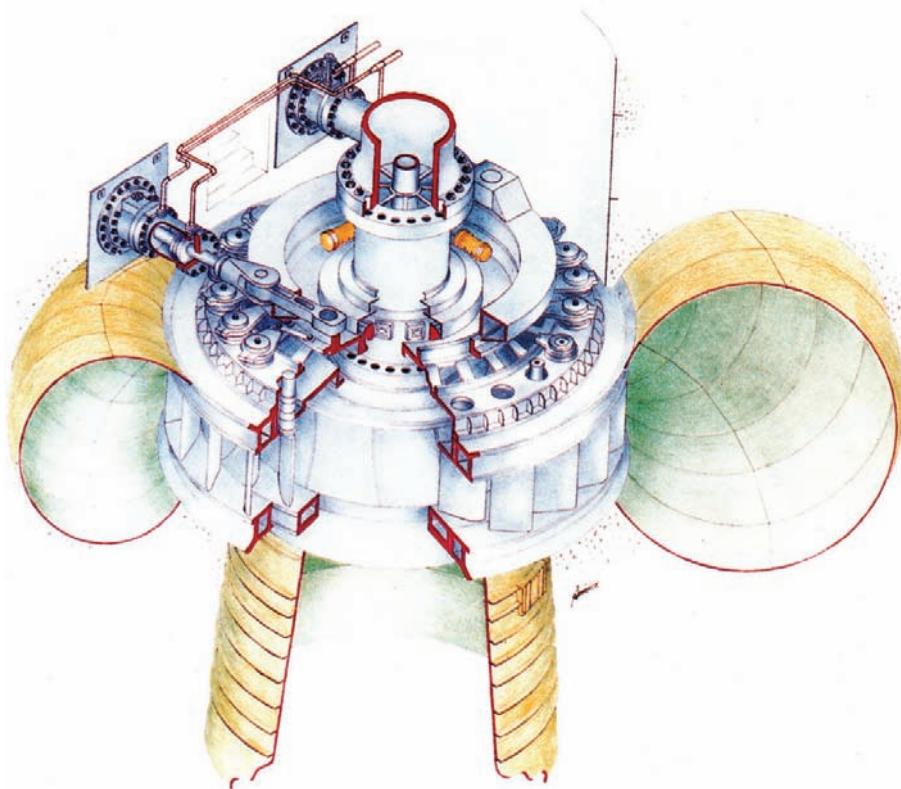


Fig. 12.19 Arranjo geral e seção da turbina

-
- 1 Tubulação de aeração no eixo
 - 2 Eixo da turbina
 - 3 Servomotor
 - 4 Aro de operação
 - 5 Mancal guia da turbina
 - 6 Tampa da turbina
 - 7 Prédistribuidor
 - 8 Caixa espiral
 - 9 Rotor
 - 10 Revestimento do tubo de sucção
-

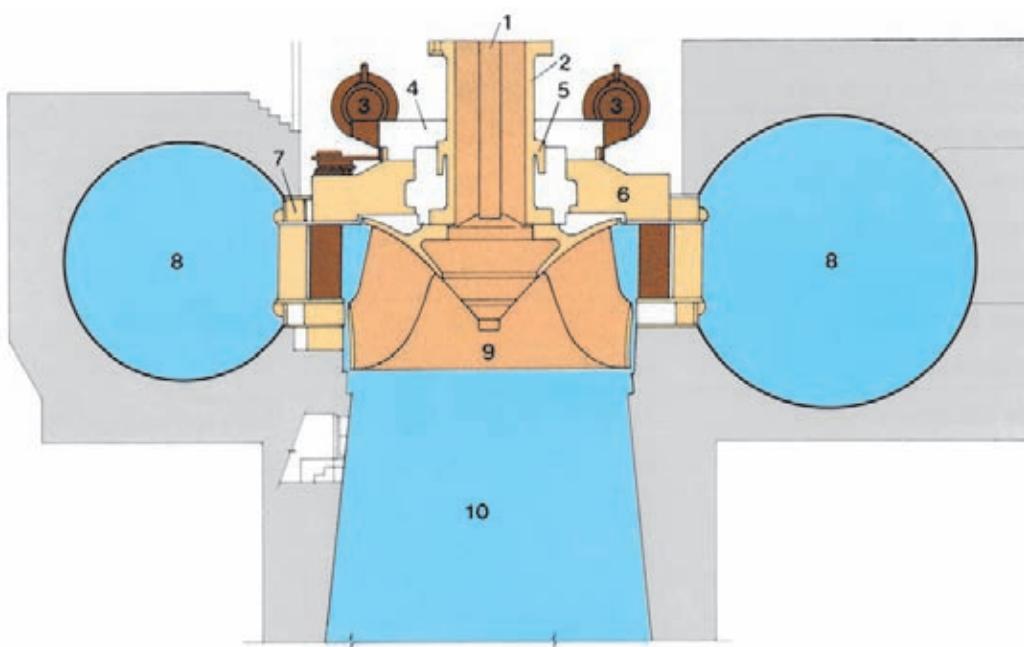
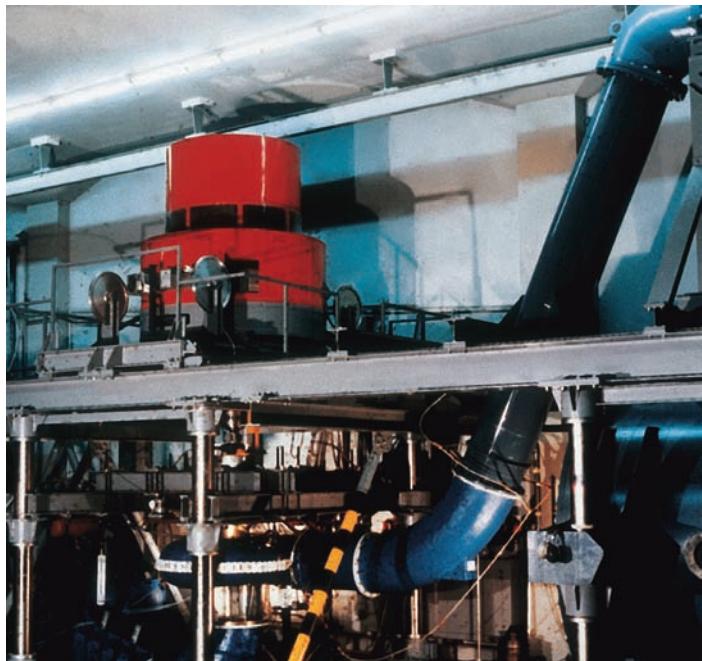


Tabela 12.7 Turbinas - Dados principais

Item	Características básicas	Unidade	Dimensões	Peso (kN)
Rotor	Altura das pás	m	4207	2902
	Diâmetro externo	m	8,6	
	Altura do rotor	m	4,5	
Eixo do rotor	Comprimento	m	5,52	1255
	Diâmetro interno	m	2,1	
	Diâmetro externo	m	2,6	
	Diâmetro dos flanges	m	3,7	
	Diâmetro do colar do mancal	m	3,2	
	Altura do colar do mancal	m	1015	
Tampa da turbina	Diâmetro máximo	m	11,17	
	Máxima espessura da placa	mm	150	2371
Anel de desgaste da tampa	Diâmetro do anel	m	7,89	24,2
	Altura	mm	231	
	Dureza	HB	260 ± 30	
Anel de desgaste do anel inferior	Diâmetro do anel de desgaste (max.)	m	8,83	42,4
	Diâmetro do anel de desgaste (min.)	m	8,61	
	Altura	mm	424	
	Dureza	HB	260	
Anel inferior	Diâmetro máximo	m	10,76	785
	Diâmetro interno	m	8,66	
	Altura	mm	742	
	Espessura máx. da placa	mm	102	
Caixa espiral	Diâmetro da entrada	m	9,64	5817
	Número de virolas		29	
	Virola mais pesada			460
	Maior espessura da chapa	mm	77	
Curva inferior	Máximo diâmetro interno	m	10,50	8423 (média)
	Mínimo diâmetro interno	m	9,64	
Pré-distribuidor	Diâmetro interno das palhetas	m	10975	3825 (palhetas de 160mm)
	Diâmetro externo das palhetas	m	12678	4158 (palhetas de 200mm)
	Altura das palhetas	m	2222	
	Número de palhetas		24	



Modelo da turbina em ensaio em Lausanne

As principais conclusões dos testes do modelo foram as seguintes:

Eficiência e potência

Os valores da eficiência do modelo obtidos das medições da queda, descarga e torque são dados na Tabela 12.6. Foi especificado que a conversão da eficiência do modelo para a do protótipo deveria ser feita com uma fórmula de Hutton modificada, como se segue:

$$\eta_p = X (1 - \eta_m) [1 - (R_{\text{em}}/R_{\text{p}})^{0.2}] + \eta_m$$

onde:

η_p = eficiência do protótipo

η_m = eficiência do modelo

R_{em} = Número de Reynolds do modelo

R_{p} = Número de Reynolds do protótipo

$X = 0$ para $Q = 0,25 Q_{\eta_{\text{max}}}$

aumentando linearmente até $X = 0,75$ para $Q_{\eta_{\text{max}}}$

$Q_{\eta_{\text{max}}}$ = descarga no ponto de eficiência máxima

A fórmula de Hutton foi considerada mais aplicável do que a fórmula de Moody (referência Código IEC) devido ao grande tamanho das unidades de Itaipu. As eficiências do protótipo previstas pelo cálculo com esta fórmula estão na Tabela 12.6 e na Fig. 12.20.

Os resultados do modelo também demonstraram que os valores de potência garantidos poderiam ser cumpridos.

A velocidade de disparo máxima do protótipo, obtida dos resultados do teste em modelo, foi de 170 rpm.

Cavitação

As condições do fluxo foram observadas na entrada e na saída do rotor, através de vigias na caixa espiral e no tubo de sucção. Foram feitas fotografias e diagramas da cavitação visível, ver Fig. 12.21. Essas observações confirmaram a extensão da proteção de aço inoxidável no rotor, ver Fig. 12.22, e a necessidade, ou não, da admissão de ar.

Curvas de eficiência e descarga versus σ plotadas para a operação na região de sobrecarga demonstraram margens aceitáveis de σ usina para σ crítica, como definido no Código IEC.

Em todas as turbinas foi aplicado aço inoxidável ao lado de sucção da saída das pás e à cinta como proteção contra a possibilidade de danos por cavitação nessas áreas em altas potências da turbina. Deve-se observar que não foram evidentes bolhas de cavitação nessas áreas do modelo em nenhum ponto da operação normal, as bolhas ocorriam somente para operação em valores muito mais baixos de sigma do que os valores contratuais.

Atenção particular foi dada à faixa de operação com carga muito baixa, para determinar a proteção adicional de aço inoxidável para as três unidades de 50 Hz que foram garantidas para operar nessa região. Foram

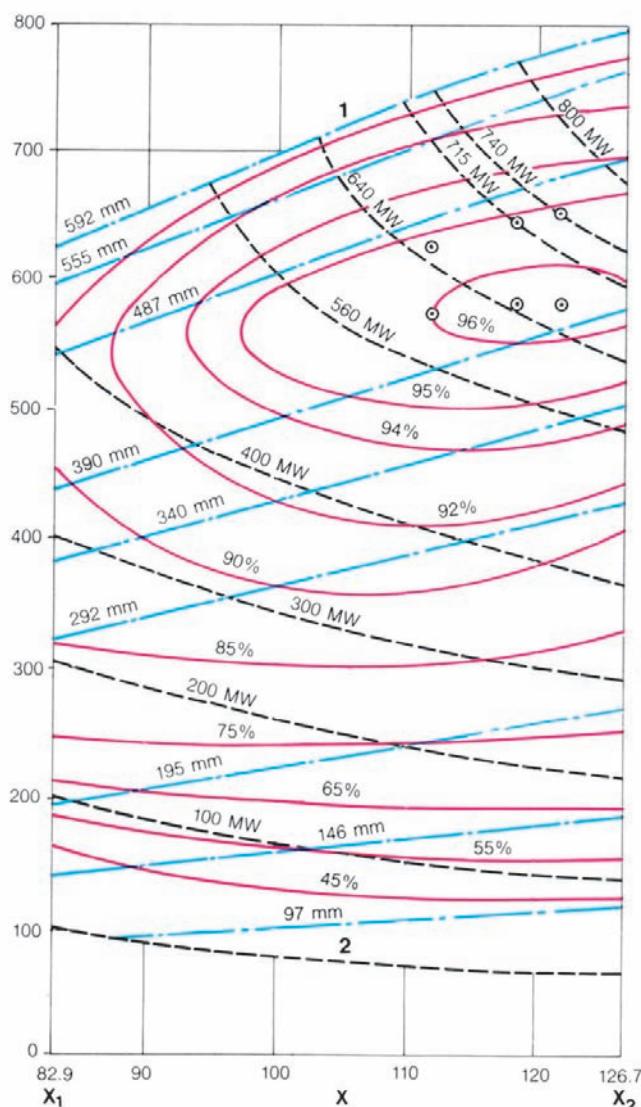


Fig. 12.20 Eficiência da turbina

Y Descarga (m^3/s)	2 Em vazio
X Queda líquida (m)	— Eficiência
X ₁ Queda mínima	— Abertura das palhetas
X ₂ Queda máxima	- - - Potência da turbina
1 Abertura máxima	○ Eficiência ponderada

observados fortes vórtices de cavitação passando através dos canais das pás, começando no cubo e contatando a cinta da roda, mas não as pás. Ar admitido no espaço entre as palhetas atenuou significativamente estes vórtices, e nessas três turbinas foi aplicada proteção de aço inoxidável no cubo, na origem dos vórtices. Aço inoxidável adicional foi aplicado também ao lado de

sucção das pás para proteger contra danos, caso os vórtices tocassem as pás no protótipo.

Também ficaram evidentes os vórtices no cone do rotor com carga parcial e em altas potências, resultantes de condições de fluxo fora do projeto no bordo de ataque do rotor. A aplicação de ar através do rotor foi capaz de atenuar esses vórtices.

Estabilidade em operação

Flutuações de pressão no tubo de sucção são sentidas em todas as turbinas Francis operando fora da sua melhor eficiência. No passado, a principal preocupação foi em cargas parciais (equivalentes ao que Itaipu denomina operação em "baixa carga"), mas ocorreram problemas em turbinas recentes, em potências maiores do que a melhor eficiência. As flutuações no tubo de sucção podem ser particularmente problemáticas quando são fortes e causam variações na queda líquida, especialmente se estas entram em ressonância com o sistema hidráulico ou elétrico, de forma a causar grandes variações na produção do gerador.

Medições típicas do teste do modelo estão mostradas na Fig. 12.23, na qual é evidente o seguinte:

- Todas as flutuações no tubo de sucção são menores do que 7% da queda nominal permitida pela especificação
- Comparando medições de flutuações no tubo de sucção e na caixa espiral, não há indicações de fortes mudanças na queda líquida da turbina, as quais conduziriam a grandes variações na produção da turbina. Esta observação foi confirmada pelas medições do torque.
- Na operação com carga muito baixa as flutuações são desorganizadas e são típicas de "white noise" produzido pelos vórtices da cavitação no cubo, evidenciado nos ensaios de cavitação. A admissão de ar comprimido no espaço entre as palhetas mostrou-se efetiva na redução desse ruído.
- Como visto na Fig. 12.23, na operação em baixa carga há um forte vórtice no tubo de sucção, girando de 1/4 a 1/5 da velocidade da turbina, provocando grandes flutuações de pressão no tubo de sucção e na caixa espiral. Os testes no modelo definiram a abertura das palhetas em que este vórtice ficava muito evidente. Estes resultados foram em seguida usados para marcar os limites da região da operação em baixa carga onde a turbina não seria normalmente operada.

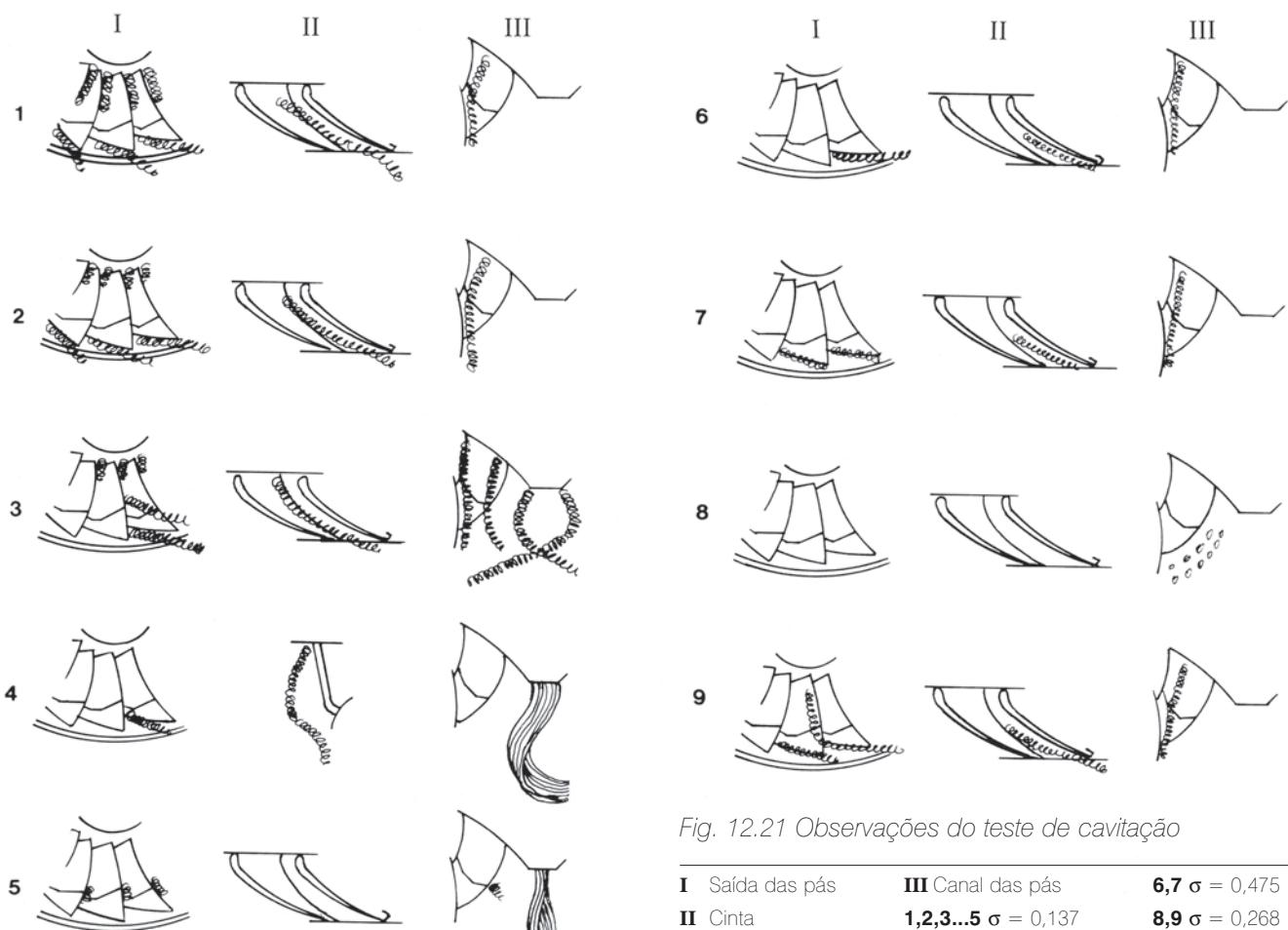


Fig. 12.21 Observações do teste de cavitação

I Saída das pás

II Cinta

III Canal das pás

1,2,3...5 $\sigma = 0,137$

6,7 $\sigma = 0,475$

8,9 $\sigma = 0,268$

Foi notado em geral que a admissão de ar pelo eixo era eficaz para reduzir a amplitude das flutuações no tubo de sucção devidas ao vórtice rotativo, e portanto seria útil no trecho final de baixa abertura da região de operação normal para abafar quaisquer flutuações remanescentes.

- Na região do ponto de melhor eficiência não há flutuações nem sinais de atividade de vórtices.
- Em potências além do ponto de melhor eficiência, geralmente reaparecem pequenas flutuações no tubo de sucção, mas são desorganizadas, tendo frequência principalmente entre 0,8 e 1, velocidade de rotação, e amplitude de cerca de 0,5% da queda. Essas flutuações são devidas a um vórtice central no tubo de sucção, que podia ser visto nas observações de cavitação e causou preocupação particular devido a possível ressonância com o conduto forçado. O ar injetado pelo eixo eliminou completamente essas flutuações.

Empuxo hidráulico

O empuxo hidráulico medido no mancal hidrostático do modelo precisou de correções para dar os valores do protótipo, como descrito a seguir:

- Discrepâncias geométricas entre o modelo e o protótipo resultaram em diferenças na área projetada submetida a várias pressões internas.
- A pressão atmosférica atuando na superfície superior do eixo do modelo não segue a relação de escala da queda.
- O peso do rotor e o peso da água no rotor do modelo não atendem à lei de similaridade do empuxo axial.
- Devido a diferenças entre os anéis de desgaste do modelo e do protótipo, o vazamento pelos anéis para o espaço entre a tampa e o cubo do rotor, e portanto a pressão no local, não é homogêneo.

Depois da correção, o empuxo hidráulico máximo medido no modelo e convertido para o protótipo foi de

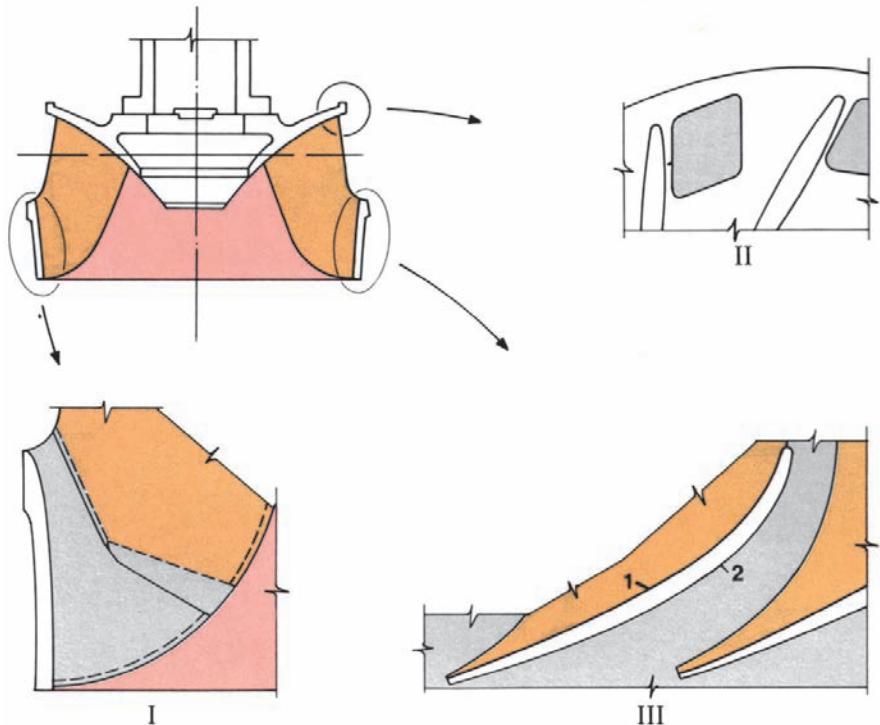


Fig. 12.22 Revestimento com aço inoxidável

- I Pá – lado de sucção
- II Cubo
- III Cinta
- 1 Lado da pressão
- 2 Lado da sucção
- Aço inoxidável

5,98 MN, comparado com o valor garantido conservador de 16,31 MN. Medições feitas no mancal de escora do gerador confirmaram o valor obtido do teste em modelo.

Torque nas palhetas diretrizes

A medição dos torques nas palhetas diretrizes, com as palhetas alinhadas e desalinhadas, que foram usadas no projeto do mecanismo regulador, está mostrada respectivamente nas Figs. 12.24 e 12.25. A especificação exige que na velocidade em vazio (*speed no-load*) o torque líquido nas palhetas individuais seja perto de zero, assim prevenindo o disparo e batimento das palhetas se o sistema de óleo falhar. Da Fig. 12.24 é evidente que este requisito é atendido se o atrito dinâmico é levado em consideração.

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES

Geral

O princípio dominante nas especificações foi usar um enfoque conservador. Onde possível, projetos e arranjos bem experimentados foram definidos com muito pouco desvio da prática aceita. Como Itaipu tem 18 unidades, características que não seriam economicamente factíveis numa usina menor puderam ser consideradas nela.

Os seguintes níveis máximos de esforço foram especificados para todas as partes da turbina quando sujeitas às condições mais severas de carregamento que ocorrem durante operação em regime estável ou em rejeição de carga:

- Ferro fundido: 10% da resistência a ruptura, mas em qualquer caso a tensão de compressão não deve exceder 69 N/mm².
- Aço fundido: 20% da resistência a ruptura ou 33% do limite de escoamento, o que for menor.
- Placas de aço para as partes principais: como disposto pelo *Asme Boiler and Pressure Vessel Code*, Seção VIII.
- Outros materiais: 20% da resistência a ruptura ou um terço do limite de escoamento, o que for menor.

Além desses requisitos gerais, as seguintes considerações particulares deveriam ser atendidas:

- Para as partes girantes da turbina quando sujeitas à velocidade máxima de disparo, ou com o rotor travado, os esforços combinados máximos não devem exceder 67% do limite de escoamento.
- Para as hastes e alavancas das palhetas diretrizes em cargas que causem a falha do pino de cisalhamento, os esforços máximos combinados não devem exceder 67% do limite de escoamento.

- O aço para partes importantes deve ter um valor de impacto mínimo aprovado a 0°C (normalmente na faixa de 25J a 30J)

O fornecedor deve submeter os cálculos, provando o atendimento das especificações de todas as partes principais da turbina. De acordo com a prática moderna, o Ciem usou principalmente a técnica dos elementos finitos para estes cálculos, junto com a correlação com medições feitas em turbinas em operação para apoiar a validade dos programas de computador e dados de entrada usados.

Pré-distribuidor

O pré-distribuidor consiste de dois anéis tipo caixa, de seção retangular, ligados por 24 palhetas fixas, ver Fig. 12.26. As placas das caixas têm 100 mm de espessura, com placas de ligação com 61 a 90 mm de espessura.

De acordo com as especificações de Itaipu, o limite de escoamento do material para o pré-distribuidor, caixa espiral e curva inferior de redução não excede 353 N/mm². Isto foi para evitar o uso de aços especialmente processados, que resultariam em procedimentos complicados de soldagem e tratamento térmico.

O pré-distribuidor foi fabricado em quatro seções, cada uma delas soldada por processo MIG e submerso.

Foi tomado grande cuidado para assegurar que seriam evitados problemas de rachaduras nas palhetas fixas, resultantes da formação de vórtices nas palhetas, e tensões residuais nas soldas. Foram portanto adotadas as seguintes medidas:

- A tensão média nas palhetas deveria ser tão baixa quanto possível, compatível com os requisitos do projeto hidráulico.

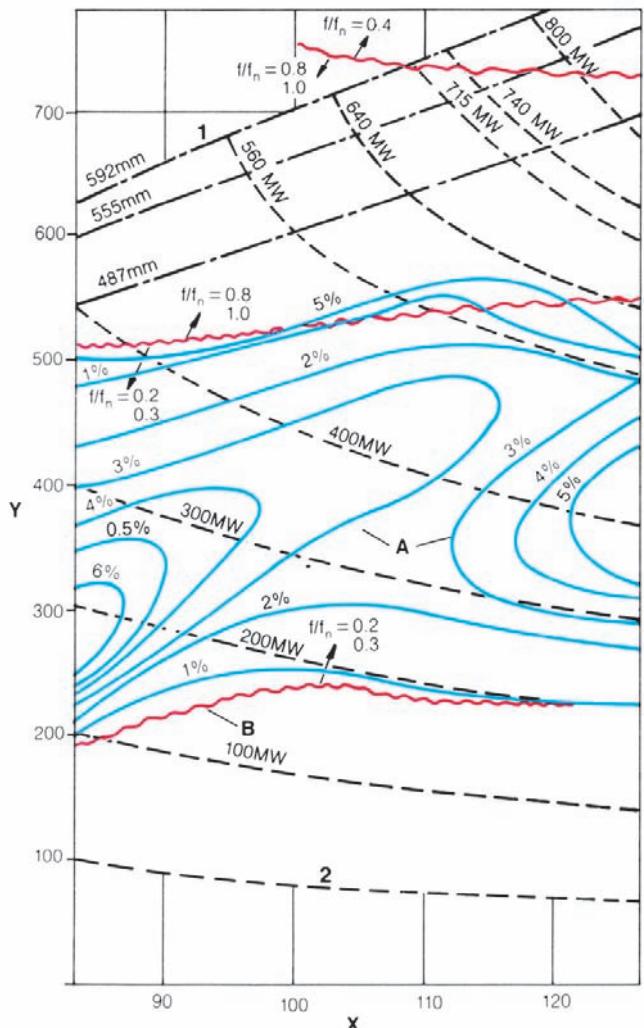


Fig. 12.23 Flutuações de pressão no tubo de sucção

Y Descarga (m^3/s)

X Queda líquida

1 Abertura máxima

2 Em vazio

A Valor ponta a ponta como % da queda

B Flutuação não organizada

— Flutuações de pressão

— Limite de frequência

Fabricação do pré-distribuidor da turbina

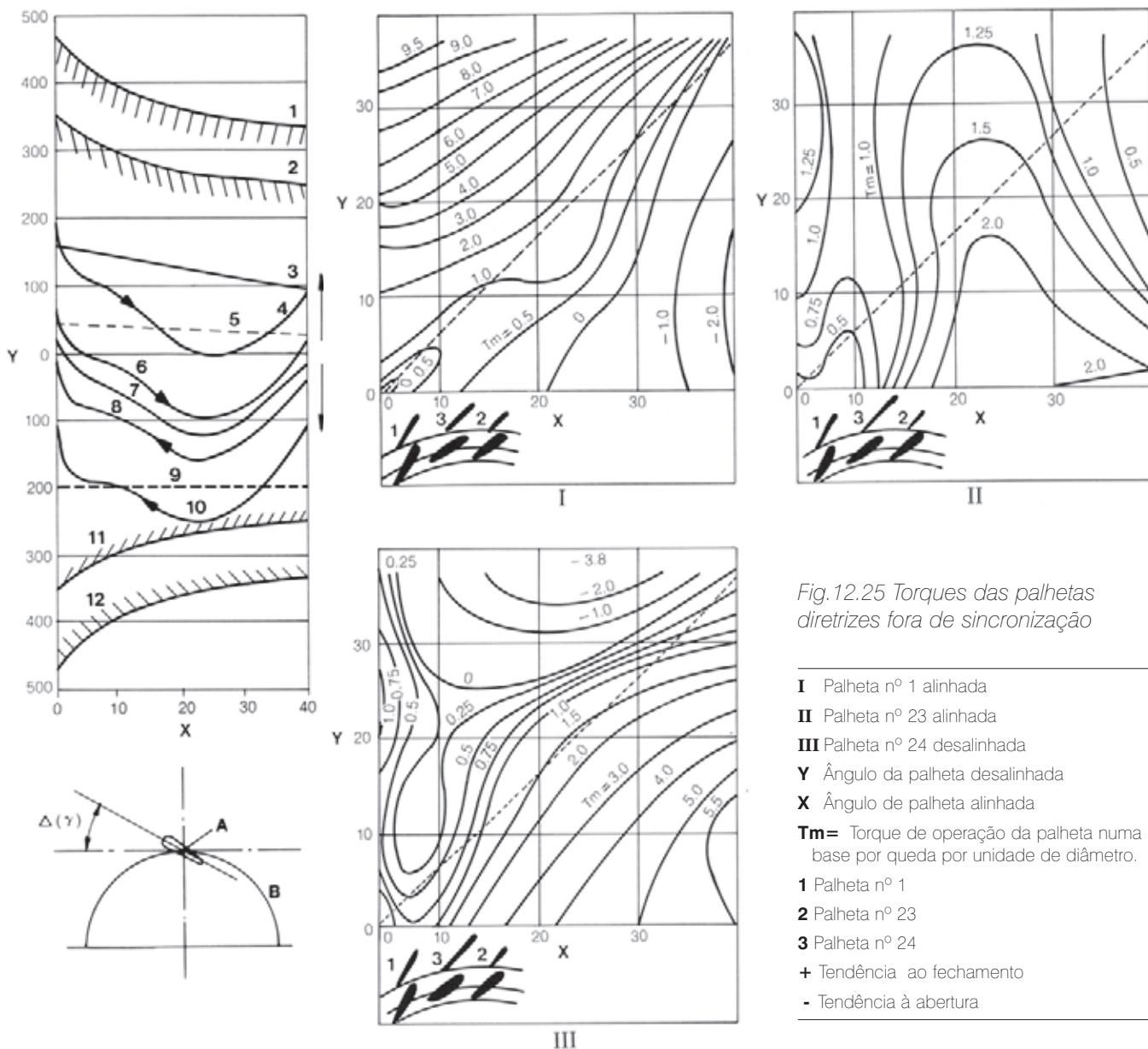


Fig. 12.24 Torques nas palhetas diretrizes, todas as palhetas alinhadas

Y Torque nas palhetas diretrizes (kNm)

X Ângulo de abertura das palhetas

$\Delta\gamma$ (graus)

1 Torque do servomotor disponível para abrir as palhetas com pressão máxima de óleo. (640 kN/cm²)

2 Torque do servomotor disponível para abrir as palhetas com pressão mínima de óleo (480 kN/cm²)

3 Torque do servomotor disponível para fechar as palhetas com pressão mínima de óleo (480 kN/cm²)

4 Torque do servomotor disponível para fechar as palhetas com pressão máxima de óleo (640 kN/cm²)

5 Torque de atrito estático nas palhetas (coeficiente de atrito somente para movimento iminente $M_r = 0,15$)

6 Torque de atrito dinâmico nas palhetas (coeficiente de atrito durante o movimento somente, $M_{rd} = 0,04$)

7 Torque hidráulico resistente desenvolvido pelas palhetas.

8 Torque hidráulico mais atrito dinâmico necessário para abrir as palhetas.

9 Torque hidráulico mais atrito dinâmico necessário para fechar as palhetas.

10 Torque hidráulico mais atrito estático necessário para abrir as palhetas.

11 Torque hidráulico mais atrito estático necessário para fechar as palhetas.

12 Torque de operação para quebrar o atrito

A Palheta diretriz

B Círculo lugar dos eixos das palhetas

+ tendência à abertura

- tendência ao fechamento

Fig. 12.25 Torques das palhetas diretrizes fora de sincronização

I Palheta n° 1 alinhada

II Palheta n° 23 alinhada

III Palheta n° 24 desalinhada

Y Ângulo da palheta desalinhada

X Ângulo de palheta alinhada

Tm = Torque de operação da palheta numa base por queda por unidade de diâmetro.

1 Palheta n° 1

2 Palheta n° 23

3 Palheta n° 24

+ Tendência ao fechamento

- Tendência à abertura

- A primeira frequência natural da palheta deve ser muito mais alta do que a frequência de formação dos vórtices.
- O perfil do bordo de saída da palheta deve ser tal que mantenha mínima a intensidade das tensões dinâmicas resultantes da formação de vórtices.
- As concentrações de tensões nas juntas soldadas das palhetas e dos anéis superior e inferior devem ser minimizadas por transições amplas.
- Tensões residuais depois da soldagem na fábrica devem ser mantidas num mínimo por meio de alívio de tensões térmico. Com este fim, o alívio de tensões foi efetuado em dois estágios, o primeiro depois de 50% da soldagem e o segundo após a soldagem completa.
- Tensões residuais depois do alinhamento e soldagem dos quadrantes na obra devem ser reduzidas pelo ajustamento preciso das peças na oficina, procedimentos de soldagem controlados e balanceados e controle dimensional durante e depois da soldagem na obra.
- Controle de qualidade das soldas usando exame por ultrassons e verificação por testes de líquido penetrante e partículas magnéticas, e polimento e pintura das soldas para melhorar as características de fadiga.

No projeto inicial do Ciem, a espessura das palhetas era de 160 mm, e as três primeiras unidades de 50 Hz e duas primeiras de 60 Hz foram feitas com essa espessura. Entretanto, por acordo entre o Ciem e a Itaipu, para dar maior segurança contra problemas com a formação de vórtices, a espessura das palhetas de todas as 13 unidades subsequentes foi aumentada para 200 mm.

Caixa espiral e curva inferior

Como já explicado anteriormente, o conduto forçado abaixo da junta de expansão (a curva inferior) foi incluído no fornecimento da turbina.

A curva inferior, a caixa espiral e o pré-distribuidor foram todos especificados para ser projetados para a pressão hidráulica máxima transitória de 1,68 N/mm² e para ser testados a pressão a 2,52 N/mm². O projeto atendeu ao *Asme Boiler and Pressure Vessel Code*, com os seguintes requisitos específicos:

- As tensões de membrana devem ser calculadas pelas formulas de Torus apropriadas, e em nenhum caso excedendo 25% da resistência final (*Asme Seção VIII, Divisão I*).

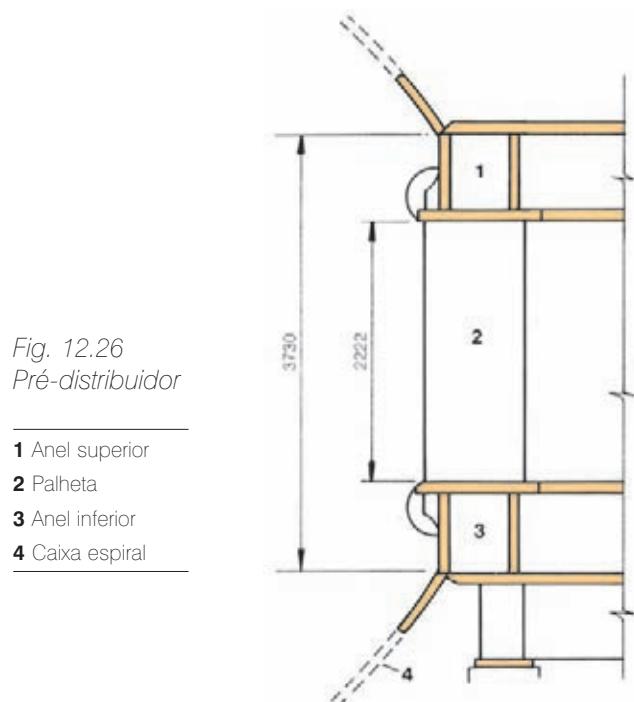


Fig. 12.26
Pré-distribuidor

- 1** Anel superior
2 Palheta
3 Anel inferior
4 Caixa espiral

- A tensão total combinada resultante da soma das tensões principal, de flexão e secundária na pressão de projeto, devem permanecer abaixo da resistência mínima ao escoamento (*Asme Seção VIII, Divisão 2*).

A curva inferior é feita de aço de grão fino com 22 segmentos para as unidades de 1 a 15 e unidade 18 (vinte e três segmentos para unidades 16 e 17), ver Fig. 12.27. As curvas inferiores das unidades 16 a 18 também são curvas no plano horizontal, para compensar a ligeira diferença de projeto das unidades na estrutura de desvio, comparadas com as da barragem principal. Os anéis de escora embutidos da curva inferior oferecem um ponto fixo para testes de pressão e pressurização durante a concretagem da curva e da caixa espiral. A curva inferior tem tomadas para as medições de fluxo de Gibson e termodinâmica para os testes de eficiência no local.

A tubulação forçada e a caixa espiral são esgotadas através de uma tubulação de 590 mm de diâmetro com entrada gradeada e válvula borboleta, ligando a curva inferior e o tubo de sucção.

A caixa espiral é feita de 29 violas, cada viola consistindo de placas de aço de grão fino de diferentes espessuras encurvadas e ajustadas na fábrica do fornecedor. A placa mais grossa tem 77 mm.

Em cada caixa espiral há uma saída de 750 mm de diâmetro para suprimento de água para os sistemas de resfriamento da unidade, serviço da usina e combate a incêndio, veja o Capítulo 13.

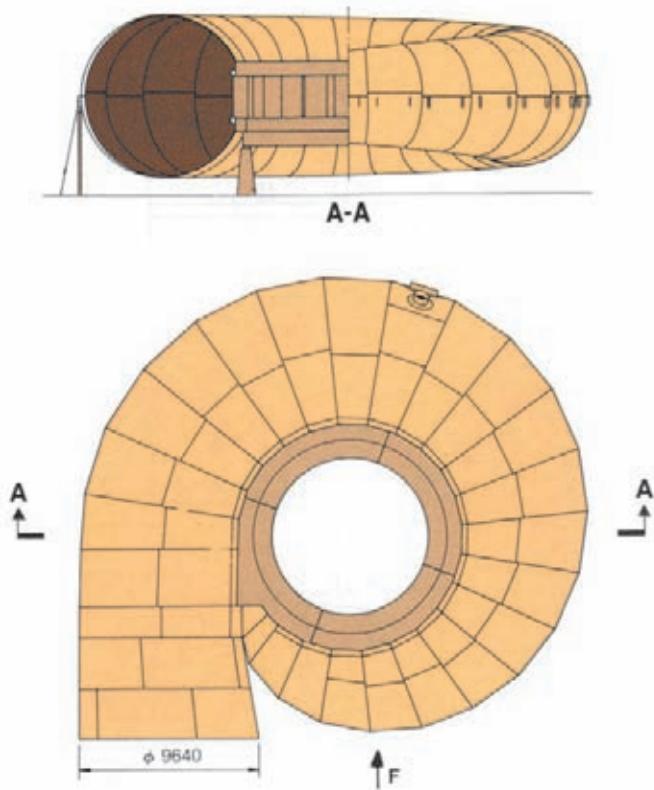


Fig. 12.27 Caixa espiral

F Direção do fluxo

Também há uma porta de 1,2 m de diâmetro para acesso ao interior da caixa espiral desde a galeria de jusante. A porta abre para dentro e quando fechada fica nivelada com a superfície interna da caixa espiral. É instrumentada para impedir a abertura da comporta da tomada d'água quando a porta está aberta.

Tomadas de pressão correspondendo àquelas usadas no teste do modelo são providas na curva inferior e na caixa espiral, incluindo tomadas Winter-Kennedy cuja pressão diferencial é usada para monitorar continuamente o fluxo na turbina.

Tampa da turbina e anel inferior

A tampa da turbina e o anel inferior consistem ambos de duas estruturas semicirculares de chapa soldada na fábrica, com flanges para aparafusar as duas metades juntas. Esta forma de construção tornou-se necessária devido a limitações no transporte. Soldados às chapas inferiores da tampa existem 24 cilindros de aço fundido que fixam os mancais intermediários das 24 palhetas diretrizes. Da mesma forma, o anel inferior é equipado com 24 cilindros

de aço fundido para os mancais inferiores das palhetas diretrizes, ver Fig. 12.28.

O mancal superior das palhetas é fixado a uma placa circular aparafusada à tampa, e o anel de empuxo para cima das palhetas é aparafusado a essa placa.

Para as duas primeiras unidades, nas quais o mecanismo regulador foi montado na fábrica para experiência, o anel inferior e a tampa foram entregues na obra com os respectivos mancais das palhetas instalados. Para todas as outras unidades somente a tampa foi fornecida com os mancais intermediários das palhetas instalados, e na obra os cilindros do anel inferior foram mandrilados com a tampa e o anel inferior ajustados. Os mancais das palhetas diretrizes foram então colocados no anel inferior.

Como as máquinas de Itaipu têm uma cruzeta inferior separada para suportar o mancal de escora, a tampa deve resistir com deflexões aceitáveis às forças hidráulicas atuando na superfície inferior da tampa. Foram feitos cálculos pelo método dos elementos finitos, dando as seguintes deflexões radiais no suporte do mancal de guia da turbina:

- 0,22 mm para operação normal.
- 0,45 mm para condições transitórias

Essas deflexões, compostas com as resultantes da deformação térmica, necessitaram um projeto especial para o mancal da turbina, o qual será descrito mais adiante.

A análise por elementos finitos também confirmou que, com uma folga na montagem entre a palheta e a tampa de 0,4 mm, não haveria problemas de travamento sob as mais extremas condições de operação. Na face inferior da tampa e na superior do anel inferior, na área geral das palhetas diretrizes, há uma camada soldada de aço inoxidável com 6 mm de espessura, para assegurar um desgaste mínimo durante um longo período de operação, e que o vazamento permaneça dentro do valor garantido de 3,5 m³/s.



Transporte de virola da caixa espiral pela casa de força

A água que vaza pelo anel de desgaste superior é drenada para o tubo de sucção através de seis tubos de equalização de 300 mm de diâmetro para reduzir a pressão na câmara entre o rotor e a tampa e o resultante empuxo para baixo no rotor. A seção necessária dos tubos de equalização foi baseada em valores obtidos em testes no modelo.

Há um revestimento de bronze formado por seis segmentos de 500 mm de comprimento, 6 mm de espessura, na face inferior da tampa, para atuar como um anel de empuxo para cima, no caso improvável do rotor subir durante condições transitórias.

Os anéis de desgaste estacionários, feitos de aço cromo com dureza de 260 ± 30 HB, foram entregues na obra em segmentos, e aparafusados à tampa da turbina e ao anel inferior. Os segmentos foram soldados juntos e todas as bordas soldadas para vedação, para impedir a oxidação do aço subjacente e o problema associado da expansão dos produtos da corrosão. Quatro furos de inspeção de 26 mm com bujões removíveis na tampa permitem a medição da folga entre os anéis de desgaste girante e estacionário. A tampa da turbina tem três bombas para o vazamento das gaxetas das palhetas diretrizes. Uma bomba pequena é para o vazamento normal, e as outras duas, de aproximadamente 130 m³/h cada uma, para condições de emergência. Também existe um dreno por gravidade através de um furo vertical feito numa palheta do pré-distribuidor, num nível mais alto que o da operação das bombas.

A tampa e o anel inferior são fixados às placas superior e inferior do pré-distribuidor respectivamente por conexões flangeadas e aparafusadas, com as superfícies de contato no pré-distribuidor usinadas na obra. A posição exata da tampa e do anel inferior é obtida por meio de arruelas espaçadoras em cada parafuso.

Os parafusos de fixação são apertados hidráulicamente.

Mecanismo regulador

Inicialmente três tipos de sistemas de servomotor foram considerados para a turbina:

- Servomotor individual para cada palheta diretriz.
- Múltiplos servomotores montados na tampa e operando através de um aro de operação.
- A concepção tradicional de dois servomotores montados na parede do poço e operando por meio de um aro de operação.

Embora considerados possíveis no estudo de viabilidade (ver Capítulo 2), os servomotores individuais foram finalmente abandonados pelas seguintes razões:

- Cada servomotor tem que reagir ao momento transitório hidráulico de cada palheta, enquanto o sistema com aro de operação toma a média desses momentos.
- O sistema com aro de operação foi adotado e usado em muitas turbinas em operação, enquanto o servomotor individual é um sistema ainda em estágio de desenvolvimento para unidades do tamanho das de Itaipu.

- Requisitos adicionais de manutenção.

Servomotores múltiplos montados na tampa da turbina ou fora no revestimento do poço ficaram difíceis por causa das especificações, as quais exigiam que os dispositivos de travamento deviam resistir à força máxima dos servomotores. Portanto a escolha final foi de dois servomotores e aro de operação.

Os dois servomotores estão colocados no lado de montante do revestimento do poço da turbina na El. 92,1 e cada um é aparafusado a uma estrutura de aço embutida no concreto do poço da turbina.

Os servomotores, que operam com uma pressão de óleo entre 3,9 N/mm² e 5,9 N/mm², consistem de um cilindro de placa de aço soldada e um pistão e biela de

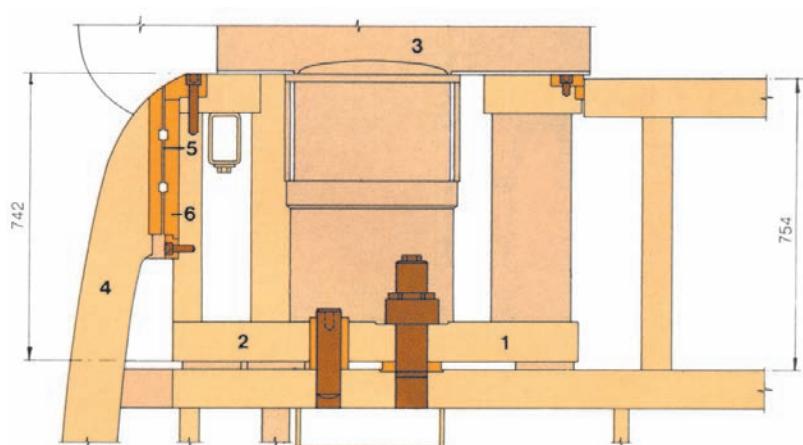


Fig. 12.28 Seção do anel inferior, mancal inferior e palheta

1 Pré-distribuidor

2 Anel inferior

3 Palheta diretriz

4 Rotor

5 Anel de desgaste rotante

6 Anel de desgaste fixo

aço forjado, com quatro anéis no pistão. Para impedir operação indesejada dos servomotores durante manutenção ou inspeção, um servomotor tem um dispositivo manual de travamento para fixar o mecanismo na posição aberta. O outro servomotor tem um dispositivo hidráulico de travamento, acionado pela pressão de óleo do regulador, para travar o mecanismo na posição fechada, ver Fig. 12.29. Isto assegura que as palhetas diretrizes estarão bem fechadas quando a unidade é parada (para reduzir o vazamento) sem necessidade de manter as bombas de óleo do regulador em operação. Ambas as travas são projetadas para resistir às forças máximas de operação do servomotor.

O aro de operação é apoiado sobre a tampa da turbina por placas auto lubrificadas de metal sinterizado. Os pinos que ligam o aro de operação à haste do servomotor e às alavancas, movem-se em mancais auto lubrificados.

Cada uma das 24 palhetas diretrizes é feita de uma única peça de aço fundido.

Tiras de aço inoxidável estão soldadas nos pontos de contato das palhetas, e as extremidades das palhetas são guarnecidas com placas de 6 mm de aço inoxidável, tudo com o objetivo de reduzir o desgaste e assim limitar o vazamento através das palhetas. Cada palheta é suportada por três mancais auto lubrificados, os mancais superior e intermediário localizados na tampa da turbina, e o inferior no anel inferior. Buchas de aço inoxidável protegem os munhões das palhetas contra desgaste na região dos mancais. Os mancais intermediário e inferior

têm gaxetas em U para minimizar o vazamento. A face superior do mancal superior autolubrificado suporta o peso da palheta, e qualquer subida da palheta devida a empuxo hidráulico é restringida por um anel de bronze segmentado auto lubrificado. Da mesma forma, as partes do munhão da palheta em contato com estas superfícies são revestidas com aço inoxidável.

O mecanismo regulador foi projetado para excluir a possibilidade de falhas em cascata sob todas as circunstâncias imagináveis. Este mecanismo para Itaipu tem dois pinos de cisalhamento e um freio de fricção como mostra a Fig. 12.30.



Servomotor da turbina

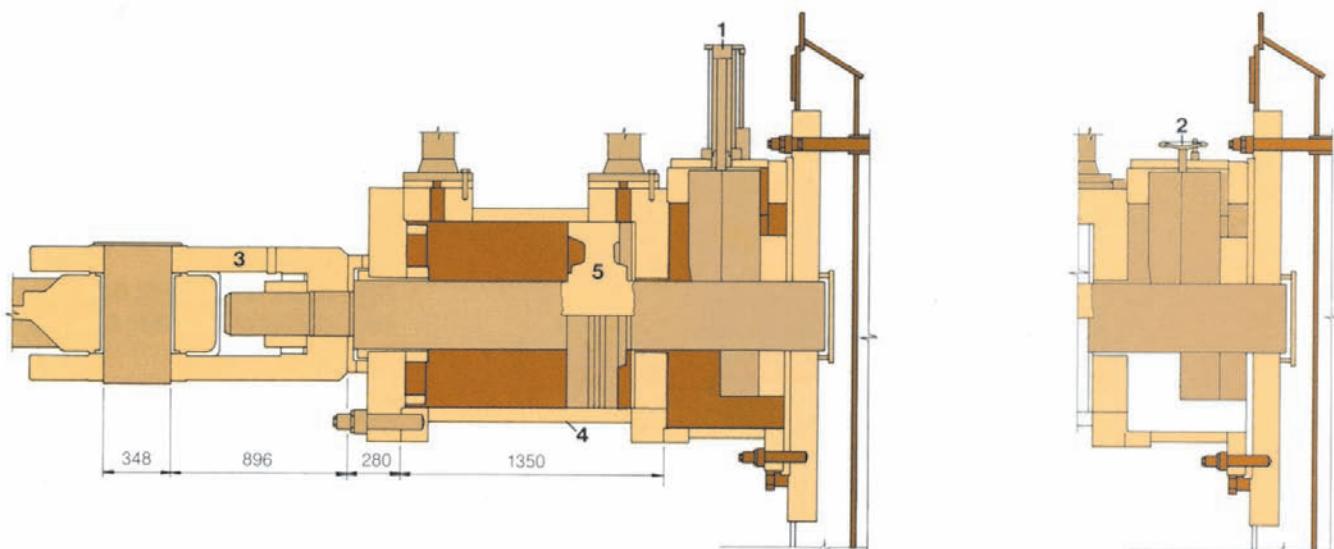


Fig. 12.29 Seção do servomotor das palhetas, com travamento e travamento manual.

1 Dispositivo hidráulico de travamento

2 Travamento manual

3 Manilha

4 Cilindro

5 Pistão

A alavanca base de aço fundido (1), ver Fig. 12.30, é enchavetada no extremo superior da haste da palheta e tem uma projeção que encontra esbarros na tampa da turbina nas posições aberta e fechada da palheta, e assim limita o seu movimento angular. A parte cilíndrica superior da alavanca base tem uma bucha de bronze que é abraçada pela alavanca superior de aço (2), que desliza somente depois da fratura do pino de cisalhamento. A coberta (4) aparafusada sobre a alavanca base tem um parafuso único usado para ajustamento vertical da palheta. O mancal de escora de dupla face (5) por baixo da alavanca base, mantém o conjunto na posição vertical.

A combinação pino de cisalhamento / grampo é projetada para atuar a 800 kNm, que é aproximadamente 1,6 vezes o torque máximo normal na alavanca da palheta. Depois da ruptura do pino de cisalhamento, o grampo desliza com 200 kNm ou um quarto da força combinada, o que ainda é 1,6 vezes o torque hidráulico máximo exercido pelo fluxo na palheta alinhada.

Um teste em tamanho natural na fábrica revelou que quando o grampo é regulado para deslizar com 200 kNm, o pino de cisalhamento tem que ser dimensionado para romper com um torque de 500 kNm, porque a combinação pino / grampo tem um torque reativo aproximadamente 15% mais alto do que a soma de cada um tomado separadamente. Na obra, o ajuste do grampo pode ser verificado (depois de removido o pino de cisalhamento) por meio de um macaco hidráulico, e é ajustável, se necessário, alterando-se a protensão do parafuso de tensão (3) por meio de uma ferramenta hidráulica.

Em operação normal, isto é, com todas as palhetas alinhadas em sincronismo, o torque hidráulico que atua nas palhetas é menor do que a resistência da combinação pino / grampo em qualquer abertura do distribuidor da turbina, como o é a força total do servomotor na palheta.

Se durante o movimento de fechamento do distribuidor, um obstáculo impede o fechamento de uma palheta, o pino de cisalhamento irá romper-se, mas

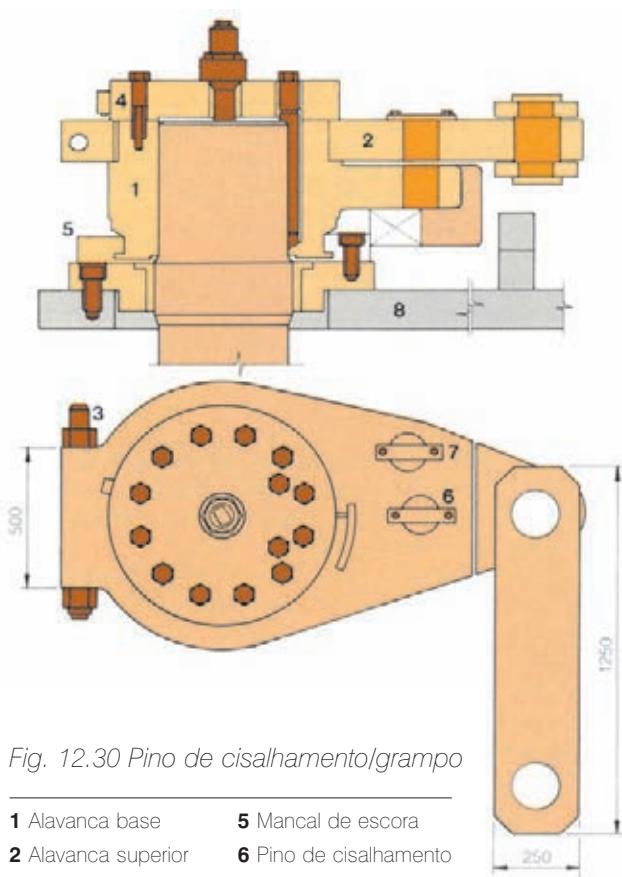


Fig. 12.30 Pino de cisalhamento/grampo

- | | |
|----------------------|------------------------|
| 1 Alavanca base | 5 Mancal de escora |
| 2 Alavanca superior | 6 Pino de cisalhamento |
| 3 Parafuso de tensão | 7 Pino de acionamento |
| 4 Coberta | 8 Tampa da turbina |



Palheta diretriz da turbina durante usinagem na fábrica do fornecedor



Montagem na fábrica do mecanismo regulador

como o torque hidráulico atuando na palheta livre é sempre menor que o torque reativo do grampo, embora a palheta vá sair de sincronismo, não irá bater ou abanar, e se o obstáculo for levado pela água, ela seguirá o movimento da alavanca superior. O torque hidráulico nas palhetas vizinhas da desalinhada nunca excede o da combinação pino / grampo.

No caso improvável de durante o movimento de abertura do distribuidor um obstáculo, cujo tamanho é normalmente limitado pelas grades da tomada de água, alojar-se entre uma palheta e o pré-distribuidor impedindo a abertura da palheta, o pino de cisalhamento também irá romper-se, mas o atraso da palheta livre relativamente à abertura das palhetas sincronizadas tem que chegar a 10 graus antes que o torque hidráulico na palheta livre exceda o torque de deslizamento do freio de fricção. Os pinos de cisalhamento têm um sistema de monitoramento por ar comprimido, que inicia o descarregamento da unidade e sua parada, no caso do pino quebrar-se. Se a quebra é acompanhada de deslizamento do freio de fricção, este também é monitorado por uma chave limite que propõe o fechamento da comporta da tomada de água.

Finalmente, o pino (7) fornece uma segurança adicional, no sentido de que o grande torque hidráulico de fechamento acima do torque reativo de fricção só atua numa palheta desalinhada quando ela está com abertura menor do que as outras. Com o pino (7) intacto, uma palheta livre não pode chegar a essa posição, seja qual for a razão inicial para o seu movimento livre.

Os mecanismos reguladores para as duas primeiras turbinas fornecidas foram montados na fábrica (com as respectivas tampas) a fim de verificar as tolerâncias dimensionais.

Eixo da turbina

O eixo da turbina é fabricado de um cilindro de aço forjado soldado a dois flanges forjados, um para acoplamento ao rotor da turbina e o outro ao eixo inferior do gerador, veja Fig. 12.31.

O acoplamento entre o eixo da turbina e o rotor é feito por 24 parafusos de acoplamento com 210 mm de diâmetro, protendidos durante a montagem por um dispositivo hidráulico.

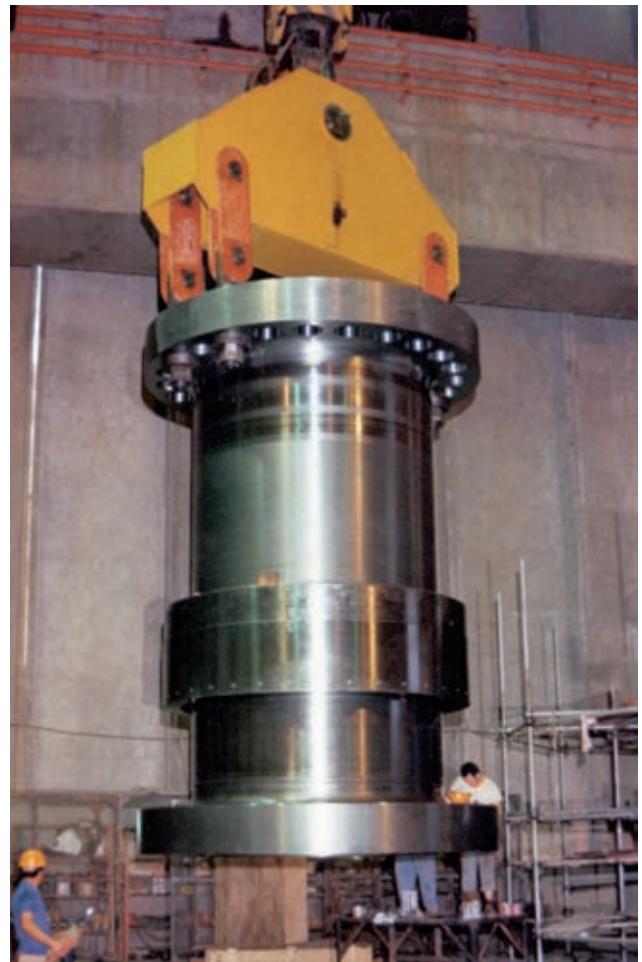
As tensões no eixo foram calculadas pelo método dos elementos finitos, para todas as condições possíveis de carregamento.

O selo mecânico do eixo como detalhado na Fig. 12.32 consiste de um anel de aço inoxidável em seis segmentos aparafulado ao flange do rotor. Fazendo a vedação estão anéis de carbão seguros por um porta-anéis. A pressão entre o anel de carbão e o anel de aço inoxidável é mantida por 24 molas de aço inoxidável, que compensam automaticamente o desgaste do selo. O desgaste é minimizado por água filtrada fornecida no vão do selo através de hidrociclos.

Para manutenção existe um selo de emergência que, com aplicação de ar comprimido de serviço da usina, veda do lado do flange do rotor.



Eixo da turbina na fábrica do fornecedor



Transporte do eixo da turbina dentro da casa de força

Mancal de guia da turbina

A rigidez do mancal de guia da turbina foi definida pelos estudos de estabilidade do eixo.

A deflexão radial da tampa da turbina na região do mancal foi calculada em 0,22 mm para operação normal e 0,45 mm para operação em condições transitórias. Essas deflexões, em conjunto com as resultantes da expansão térmica do mancal em serviço (diferencial de 18°C), exigiram um projeto especial do suporte do mancal, ver Fig. 12.33. Este tem um suporte cilíndrico, que isola a deflexão da tampa da turbina, do mancal (com um fator de 0,23), enquanto proporciona rigidez radial. O suporte é também fixado à tampa num ponto 500 mm abaixo do mancal, onde as deflexões radiais da tampa são 0,1 mm para operação normal e 0,18 mm sob condições transitórias.

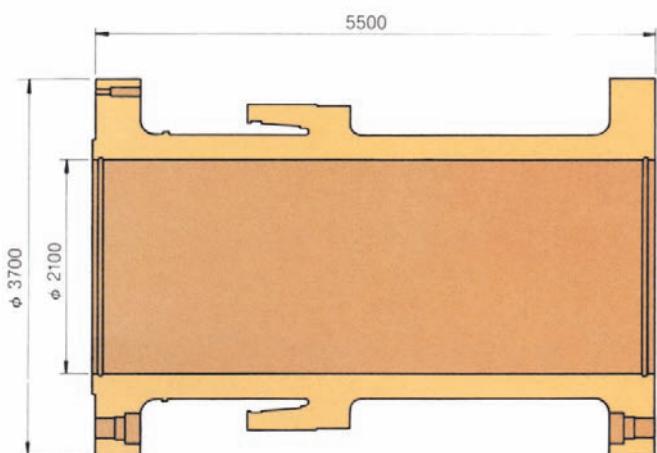
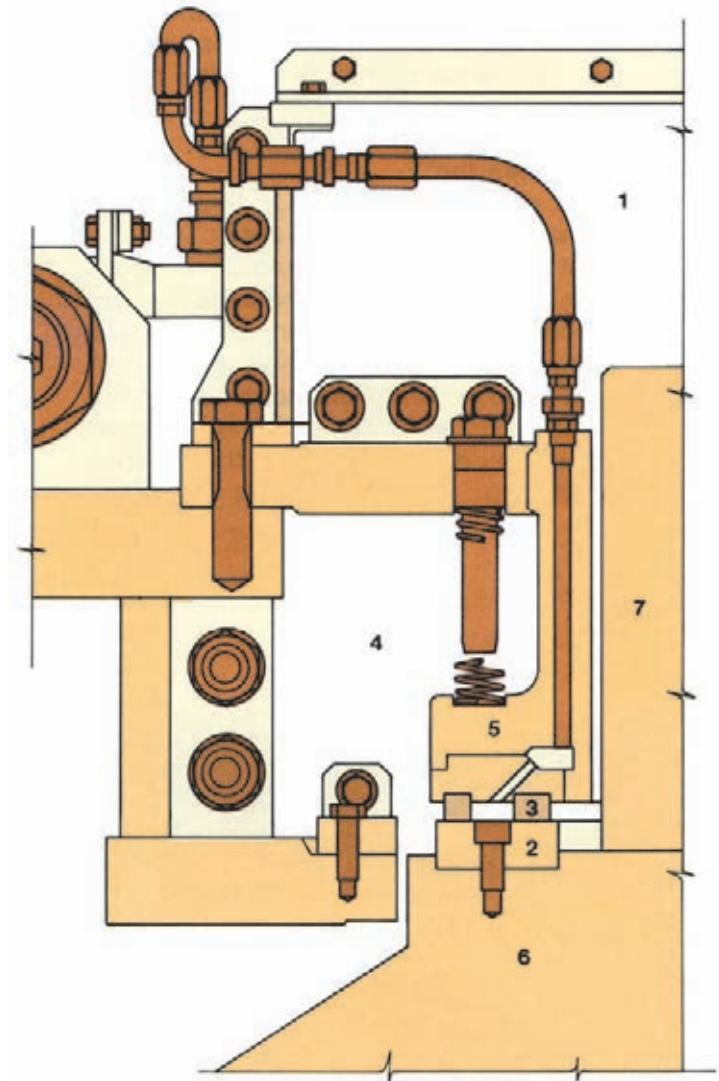


Fig. 12.31 Eixo da turbina

Fig. 12.32
Selo mecânico do eixo

- 1 Cano de água, de aço
- 2 Anel de aço inoxidável
- 3 Segmentos de carvão
- 4 Molas
- 5 Suporte do anel
- 6 Cubo do rotor
- 7 Eixo da turbina



A rigidez do mancal é uma combinação das flexibilidades de todos os componentes até o revestimento do poço da turbina, ver Fig. 12.7.

O mancal é do tipo auto lubrificado, com a circulação de óleo nos segmentos do mancal efetuada pela ação centrífuga de bombeamento de furos radiais no colar de suporte do eixo. Depois de passar pelo mancal, o óleo é resfriado em quatro resfriadores óleo/água montados na tampa da turbina. Somente três desses resfriadores são necessários para operação normal, o quarto é de reserva. No mancal há 12 segmentos, de aço fundido revestido de metal branco, cada um ajustável radialmente pela regulagem de cunhas verticais posicionadas por um parafuso, por trás do segmento. A folga de serviço do mancal na temperatura de operação é de 400mm, e a velocidade no mancal é de 15,46 m/s (60 Hz) e 15,23 m/s (50 Hz). O mancal foi projetado para a temperatura máxima de 70°C no metal branco e 60°C no óleo, sob as seguintes condições especificadas:

- Com resfriamento do óleo:
Operação contínua entre 50% e 105% da velocidade normal.
Operação por 5 minutos em velocidade de disparo.
- Sem resfriamento do óleo:
Rejeição de carga.
Carga nominal por 15 minutos.

O mancal é drenado através de um tubo no fundo do reservatório do mancal, o qual se liga com outros drenos semelhantes dos mancais do gerador e do tanque do regulador. Daí o óleo entra numa bomba a motor de 210 l/min localizada na tampa da turbina, que manda o óleo para fora do poço da turbina.

O óleo pode ser purificado circulando através de um purificador portátil na própria unidade turbina / gerador, ou bombeado para o sistema central de óleo, ver Capítulo 13.

O mancal está equipado com chaves de nível de óleo alto/baixo, transdutores de temperatura dos segmentos e do óleo, transdutores "água-óleo" e chave de fluxo da água de resfriamento.



Mancal de guia da turbina

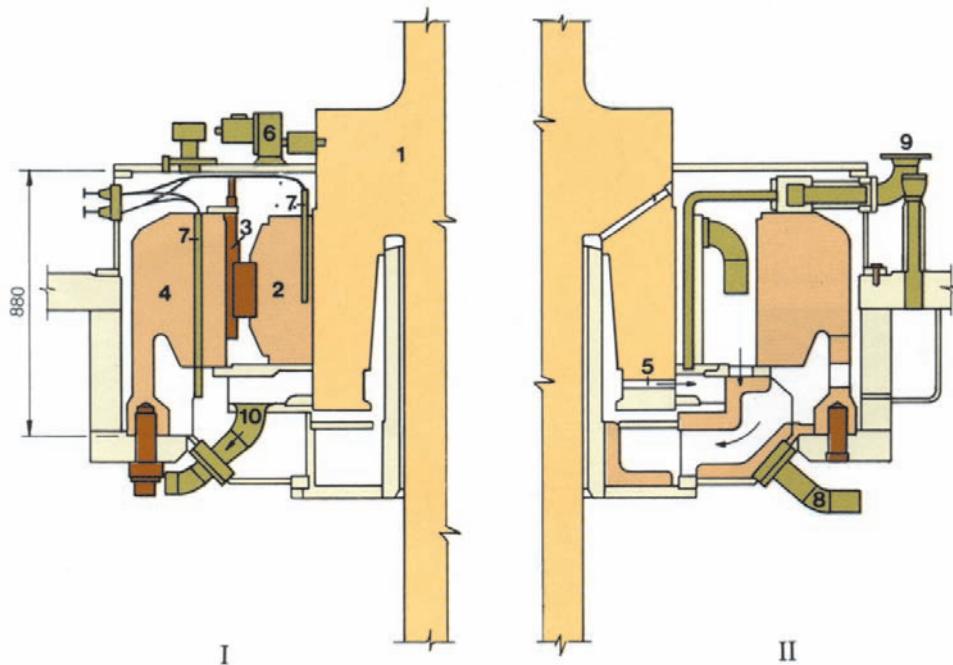


Fig. 12.33 Diferentes seções do mancal de guia da turbina

- | | |
|--------------------------------|---|
| 1 Eixo da turbina | 6 Dispositivo de sobrevelocidade |
| 2 Segmento do mancal | 7 RTD's (medição de temperatura) |
| 3 Calços de ajustamento | 8 Dreno de óleo |
| 4 Suporte do mancal | 9 Óleo vindo dos resfriadores |
| 5 Bomba radial | 10 Óleo para os resfriadores |

Rotor

O perfil hidráulico do rotor da turbina foi determinado usando métodos modernos de computação de dinâmica dos fluidos, e confirmado pelos testes no modelo, a fim de:

- Atingir um ponto de melhor eficiência (b.e.p.) com alta abertura das palhetas, sem sacrificar a eficiência na plena abertura das palhetas.
- Eliminar a cavitacão na entrada das pás sob altas cargas sem causar separações instáveis do fluxo com baixas quedas.
- Minimizar as flutuações com carga parcial sem induzir instabilidade em altas cargas.

Os testes no modelo também serviram para estabelecer as áreas a serem protegidas pelo revestimento de 5 mm de espessura de aço inoxidável, como mostrado na Fig. 12.22, bem como a necessidade de admissão de ar, natural e comprimido.

Durante os estudos efetuados antes da especificação, foi avaliada a viabilidade de rotores fabricados na obra e completamente fabricados em fábrica, e foi decidido que seria preferível construir os rotores na fábrica, para manter o máximo controle de qualidade e obediência aos prazos, embora isto implicasse providências especiais para o transporte.

O rotor é fabricado a partir de cubos e cintas de aço fundido, e 13 pás de aço fundido, ver Fig. 12.34. Os rotores fornecidos pela Mecânica Pesada foram soldados manualmente, enquanto os da Voith foram soldados pelo método de eletro-escória, usando tubos de guia do arame de solda consumíveis. Com o método eletro-escória a junta é envolvida por sapatas de cobre resfriadas a água, as quais são movidas manualmente conforme a solda progride. O arame de solda é alimentado verticalmente na



Rotor da turbina, mostrando a extensão do revestimento de aço inoxidável

solda via tubo guia; o conjunto do rotor é posicionado por um manipulador para assegurar a correta orientação do rotor em relação à cabeça soldadora. A espessura máxima das pás é de 171 mm. O comprimento das ranhuras a soldar era de 3.500 mm no cubo e de 4.300 mm no anel.

Uma das preocupações com o método eletroescória foi o tamanho do grão e daí a resistência da solda ao impacto. Portanto foi tomado grande cuidado na execução das soldas, na supervisão dos parâmetros da solda e nos testes subsequentes, para assegurar que fosse mantido um valor de impacto Charpy V de 24J a 0°C.

Com o método da eletroescória cada solda levou cerca de um dia para executar, cerca de 10 horas na soldagem propriamente e 14 horas na preparação. Contudo, depois disto, novo corte e soldagem manual foram necessários para reparos e enchimento do raio da borda da solda. Isto exigiu cerca de 6.000 horas para o primeiro rotor, reduzindo-se no último com a experiência para 3.000 horas. Com

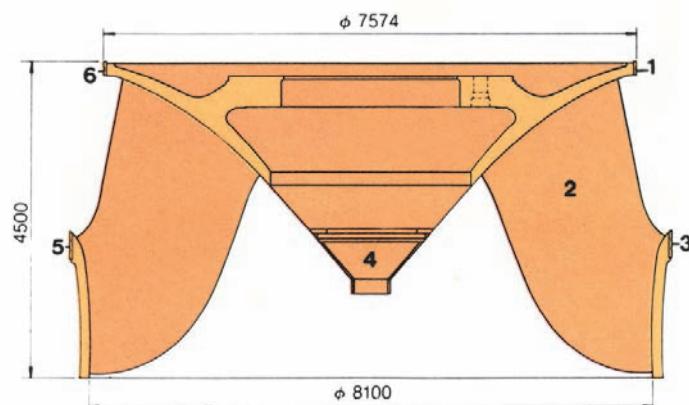


Fig. 12.34 Rotor da turbina

- | | |
|----------|-----------------------------------|
| 1 | Cubo do rotor |
| 2 | Pá do rotor (13 pás) |
| 3 | Cinta do rotor |
| 4 | Cone do nariz do rotor |
| 5 | Anel de desgaste girante inferior |
| 6 | Anel de desgaste girante superior |

isto, o tempo total mínimo para soldagem de um rotor Voith foi de cerca de 3.700 horas. Um rotor soldado completamente manualmente requereu pelo menos seis soldadores ou um máximo de 12, com os seguintes tempos aproximados de soldagem em horas:

Preparação do cubo	970
Preparação da cinta	600
Solda de cada pá ao cubo	4300
Solda de cada pá à cinta	3900

Por causa dos diversos grupos de soldadores, cada rotor soldado manualmente gastou cerca de 8.000 horas de soldagem.

Depois do alívio de tensões e dos testes não destrutivos as superfícies hidráulicas do rotor foram esmerilhadas lisas e pintadas com duas demãos de primer epoxy zinco.

O rotor foi então usinado e os anéis de desgaste de aço inoxidável colocados por contração térmica. Seguindo a prática normal, foi especificada uma diferença de dureza de 50 HB entre o anel estacionário e o girante, para evitar esfoladuras no caso improvável dos anéis se tocarem.

Qualquer possibilidade dos anéis entrarem em contato ficou extremamente remota, porque a folga radial entre os anéis com a unidade parada era de 6 mm e o movimento máximo radial calculado do anel girante de 4,7 mm. Esse movimento de 4,7 mm ocorreria em disparo, compreendendo 3,02 mm de deflexão do eixo (determinada nos cálculos do eixo) e 1,68 mm de expansão radial da cinta do rotor devida a forças centrífugas, calculada pela análise por elementos finitos do rotor.

O rotor foi balanceado estaticamente num anel hidrostático de平衡amento especial, removendo-se metal conforme necessário da cinta do rotor.



Fabricação do rotor da turbina



Admissão de ar

Os testes no modelo indicaram que a admissão de ar seria necessária para melhorar a estabilidade hidráulica nos limites superior e inferior da região de operação normal, e nas três primeiras unidades de 50 Hz para reduzir ruído e cavitação quando operando na região de carga muito baixa. A admissão de ar para melhorar a estabilidade hidráulica é efetuada por via de um tubo que se estende do topo do gerador até o centro do cone do rotor, ver Fig. 12.1. A válvula de aeração no topo do gerador admite ar atmosférico automaticamente quando a pressão no rotor cai abaixo de um valor fixado. Em caso de falha da válvula, por qualquer motivo, e com o nível do canal de fuga, acima de 106,35, a água é impedida de entrar no gerador por um sistema de labirintos e tubos de drenagem. A eficiência dos labirintos foi confirmada em velocidades até o disparo em testes na fábrica em escala natural. O tubo de admissão de ar foi revestido internamente com zinco pulverizado a quente, e pintado para impedir a corrosão. A admissão de ar comprimido para operação em baixa carga vem via tampa e anel inferior até o espaço livre entre as palhetas diretrizes e o rotor. Existe um compressor para cada unidade de baixa carga de 50 Hz, fornecendo 2.300 m³/h de ar a uma pressão de trabalho de 1,25 N/mm².

Revestimentos do tubo de sucção e do poço da turbina

A estrutura de concreto do tubo de sucção é dividida em duas seções por um pilar central, cujo nariz é revestido com aço. Duas comportas ensecadeiras do tubo de sucção são necessárias para isolar a turbina do canal de fuga, ver Capítulo 13.

O tubo de sucção tem um revestimento de aço que se estende desde o pré-distribuidor até o ponto onde a velocidade média da água é de 6 m/s a plena carga, logo antes do joelho do tubo de sucção. O revestimento do tubo de sucção é embutido e ancorado no concreto de segundo estágio, e foi projetado para resistir ao cambamento pela pressão máxima externa de água com a turbina esgotada. É formado por nove virolas soldadas na obra. A virola número um é soldada ao pré-distribuidor e tem uma saliência que pode suportar o rotor durante manutenção, quando desacoplado do eixo do gerador. O primeiro revestimento do tubo de sucção foi montado na fábrica para verificar o alinhamento das chapas.

Duas escotilhas abrindo para dentro, cada uma com 760 mm de largura e 1.000 mm de altura, localizadas em lados opostos do revestimento do tubo de sucção oferecem acesso para inspeção do rotor. Existem três plataformas removíveis para as 18 unidades, as quais são suportadas por duas vigas que passam por furos no revestimento. As vigas estão guardadas permanentemente perto do acesso ao tubo de sucção de cada unidade.

O poço da turbina tem um revestimento de chapas que impede a entrada de água de percolação pelo concreto e também serve como forma para concretagem. Fixados ao revestimento existem cabos elétricos e tubos. Estes asseguraram o alinhamento das tubulações embutidas com os tubos que correm dentro do poço da turbina. O revestimento do poço tem também duas aberturas de acesso para o poço da turbina, e encaixes para os suportes dos servomotores. É formado por oito virolas montadas e soldadas nas áreas de montagem da casa de força.

Fixado à parte superior do revestimento do poço há um flange com um trilho circular, no qual corre uma talha de 100 kN usada para manutenção do equipamento no poço da turbina.

TESTES DE MONTAGEM E COMISSIONAMENTO

Montagem

Devido a limitações de transporte, algumas das maiores partes das turbinas de Itaipu foram montadas na obra, saindo as partes componentes das fábricas dos fornecedores em seções para acoplamento ou soldagem.



Pilar central do tubo de sucção



Revestimento do tubo de sucção

Um grande espaço livre foi deixado no concreto de primeiro estágio para a unidade completa turbina gerador. Desta forma, a casa de força poderia ser construída independentemente das unidades geradoras, e em particular os trilhos das pontes rolantes da casa de força poderiam ser colocados para proporcionar acesso das pontes às unidades em construção.

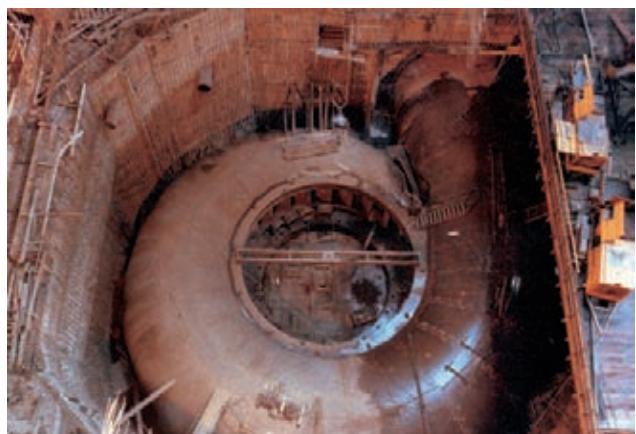
Revestimento do tubo de sucção

As chapas laminadas que formam o revestimento do tubo de sucção foram baixadas no espaço correspondente e soldadas manualmente no local, com soldas de duplo V de plena penetração, formando as virolas individuais de cada revestimento. Cada virola foi suportada pelo anterior abaixo e pelas soldas perimetrais feitas progressivamente. Durante a montagem, o conjunto do revestimento foi fixado ao concreto de primeiro estágio com esticadores, e foram soldadas barras de ancoragem à estrutura para prover a conexão com a concretagem de segundo estágio.

Caixa espiral e curva inferior

Depois que o tubo de sucção foi embutido, foram preparados os apoios de concreto para a caixa espiral e a curva inferior. As placas individuais, cortadas e laminadas na fábrica, que constituíam a caixa espiral e a curva inferior de redução foram unidas e soldadas em virolas numa área

de pré-montagem na margem esquerda, fora da casa de força. As soldas foram testadas por ultrassons e raios X antes de levar as virolas para a casa de força. Os quadrantes do pré-distribuidor foram montados em seus suportes de concreto e soldados. Foi tomado grande cuidado no nivelamento e soldagem do pré-distribuidor, para minimizar as tensões residuais. Com este fim, o ajuste do pré-distribuidor foi feito com a maior precisão possível, e foi usado aquecimento antes e depois da soldagem, com técnicas de soldagem balanceada para controlar a diferença na retração da solda entre os anéis superior e inferior em até 1 mm. A montagem e soldagem do pré-distribuidor tomaram cerca de 25 dias. As virolas da caixa espiral foram soldadas manualmente, umas às outras e ao pré-distribuidor. Antes da soldagem as virolas foram pré-aquecidas até cerca de 150°C. A temperatura entre passes foi limitada a 250°C e depois de completada a soldagem a estrutura foi mantida na temperatura do pré-aquecimento por aproximadamente duas horas. A soldagem das emendas perimetrais foi começada simultaneamente na entrada da caixa espiral e na pequena parte final da caixa. As juntas de cima e de baixo da caixa espiral com o pré-distribuidor foram soldadas simultaneamente. A soldagem da caixa espiral com uma equipe de cerca de 20 soldadores levou aproximadamente 100 dias e consumiu 16,5 toneladas de eletrodos.



Montagem da caixa espiral da turbina

As virolas completas da curva inferior foram reforçadas com uma aranha interna para transporte e soldagem. As virolas foram baixadas por um guindaste de 3 MN operando na El. 144 em um carro sobre trilhos, usado para levar as mesmas desde a El. 144 pelo espaço da unidade até a área da caixa espiral. As virolas foram montadas sobre suportes e as juntas perimetrais soldadas manualmente, começando da caixa espiral. Todas as soldas da caixa espiral e da curva inferior foram primeiramente testadas com ultrassons, verificadas com líquido penetrante e depois testadas totalmente com raios X. A junta entre o pré-distribuidor e a seção superior do revestimento do tubo de sucção foi feita na área de montagem e transportada para o poço da turbina e cuidadosamente ajustada à seção seguinte do tubo de sucção. Depois do teste de pressão uma chapa de vedação foi soldada entre as duas seções e a caixa espiral foi pressurizada e concretada. A junta entre as duas seções do tubo de sucção foi finalmente soldada por dentro do tubo de sucção. Folhas de plástico foram colocadas entre os suportes e o conjunto para assegurar liberdade de movimento durante o teste de pressão, e foi

inserido mastique nos cantos dos suportes para garantir uma distribuição uniforme das cargas. As chapas do fim do pré-distribuidor foram cortadas a maço, prontas para o anel de teste, com um andaime vigamente montado num suporte temporário no tubo de sucção. A calota de teste reutilizável foi soldada ao extremo superior da curva inferior de redução, e foi efetuado o teste hidrostático de pressão de acordo com a sequência da Fig. 12.35 com um grupo de bombas. Todas as soldas foram monitoradas no que se refere à estanqueidade. O revestimento do poço, que foi montado fora da casa de força, foi soldado ao pré-distribuidor, e fixados os suportes embutidos para os servomotores. A caixa espiral e a curva inferior foram envolvidas com armadura de distribuição, foram instaladas as tubulações embutidas e então tudo foi embutido no concreto com uma pressão interna de 120 N/cm^2 mantida por um tanque de água elevado. Assim, em serviço a caixa espiral (e a curva inferior) suportam a maior parte da pressão interna, com somente uma pequena porcentagem transferida para o concreto. O concreto foi lançado em camadas como mostram as Figs. 12.36 e 12.37.

Acima da El. 87,5 a concretagem foi contínua com uma velocidade de alteamento de 25 cm/h. Entretanto, abaixo dessa elevação o lançamento foi realizado em três estágios com duas bombas de concreto. Tubos plásticos e de aço galvanizado foram lançados de possíveis áreas com vazios para fora, para injeção de calda de cimento sob pressão depois da concretagem. Os três estágios foram os seguintes:

Estágio 1. Entre as El. 81,2 e 82. Região entre a linha B da casa de força e os suportes 84 e 85, ver Fig. 12.36. Este concreto foi lançado por funis por fora da caixa espiral.

Estágio 2. Entre as El. 82 e 82,9. A área entre a linha B e o suporte B11. O concreto foi lançado por funis por fora da caixa espiral e furos no pré-distribuidor.

Estágio 3. Entre as El. 82,9 e 87,5. Com uma velocidade de lançamento de 12 cm/h em torno da caixa espiral completa, através de funis e furos no pré-distribuidor. Foram usados vibradores de 90 mm de diâmetro pelos mesmos furos, para consolidar o concreto.

Para evitar qualquer possibilidade de corrosão sob tensão que poderia provocar fissuração, as superfícies internas da curva inferior, caixa espiral e revestimento do tubo de sucção foram limpas com jato de areia e pintadas com primer de epóxi rico em zinco e demões de acabamento de epóxi com alcatrão de hulha.

Instalação do anel inferior

As duas metades do anel inferior foram niveladas com precisão de 0,1 mm na área de montagem e as superfícies de junção limpas e cobertas com graxa de silicone e aparafusadas juntas. A circularidade do anel inferior foi garantida com precisão de + 0,6 mm e - 0,0 mm por meio de uma aranha de suporte montada no centro.

Em todas as unidades, com exceção das duas primeiras de 50 Hz, os furos dos mancais das palhetas diretrizes no anel inferior foram finalmente escareados usando a coberta do topo como gabarito. Para estas unidades, os mancais de Fiberglide das palhetas diretrizes foram encolhidos a -80°C e fixados com Loctite. O anel inferior foi baixado ao poço da turbina e, depois de posicionado no pré-distribuidor, foram feitos e rosqueados furos para os parafusos de fixação, através do furo de cada mancal da palheta diretriz. O anel de desgaste inferior fixo foi montado no anel inferior e feitas as soldas de vedação.

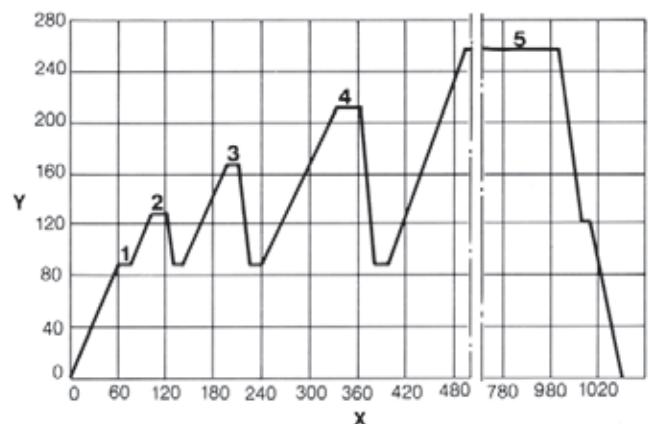


Fig. 12.35 Pressão do teste hidrostático

Y Pressão (N/cm ²)	1 90	3 170	5 252
X Tempo (minutos)	2 130	4 215	

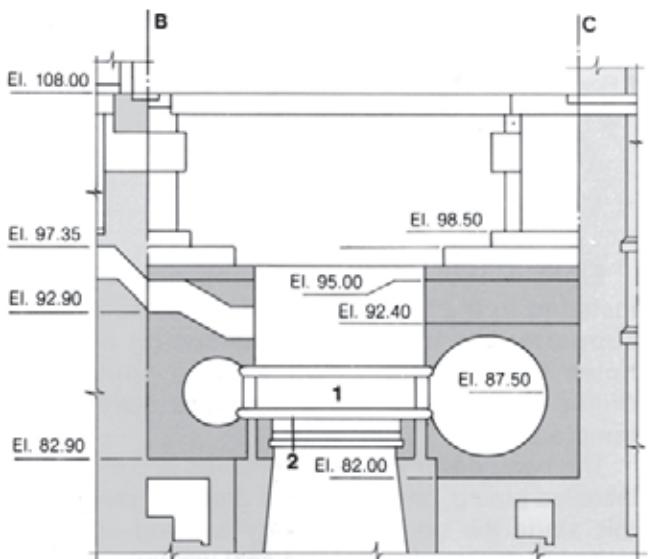


Fig. 12.36 Camadas de concreto lançadas em torno da caixa espiral e no poço do gerador até a El. 96

Concreto de primeiro estágio

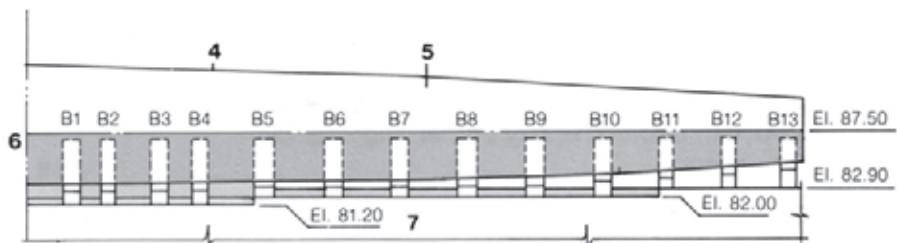
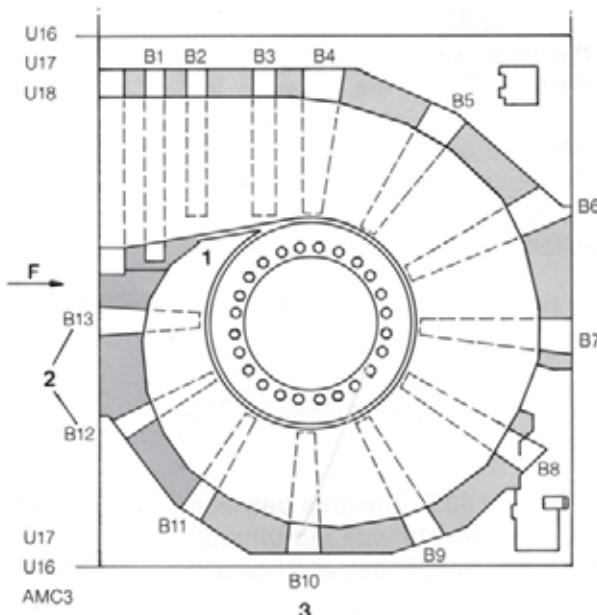
Concreto de segundo estágio

Preparação da tampa da turbina

As duas metades da tampa foram aparafusadas juntas na área de montagem, com as superfícies de junção seladas com graxa de silicone. Foram então colocadas provisoriamente oito palhetas diretrizes no anel inferior, e a tampa apoiada sobre elas. Depois de verificar-se o posicionamento, foram feitos e rosqueados furos para os parafusos de fixação da tampa (bolts) usando a tampa como gabarito.

Fig. 12.37 Fases do concreto da camada “87” lançadas em torno da caixa espiral

- 1 Extremidade da caixa espiral
- 2 Apoios
- 3 Plano na elevação 82,2
- 4 Nível superior da caixa espiral
- 5 Nível de inversão da caixa espiral
- 6 Camada “87” de concreto
- 7 Desenvolvimento da caixa espiral no sentido do comprimento
- F Direção do fluxo



A tampa da turbina foi então removida, e nela foram instaladas tubulações, bombas de óleo e bombas de drenagem. Nesta altura o anel de desgaste superior estacionário foi aparafusado à tampa e feita a solda de vedação. Também foi instalado o selo de emergência, bem como a placa de retenção do selo mecânico principal do eixo.

Instalação do rotor da turbina

O eixo da turbina foi montado no rotor na área de montagem e os furos para os parafusos de acoplamento em ambos foram escaneados e acabados. O rotor foi transportado para o poço da turbina e apoiado na borda do revestimento do tubo de sucção. Depois da instalação

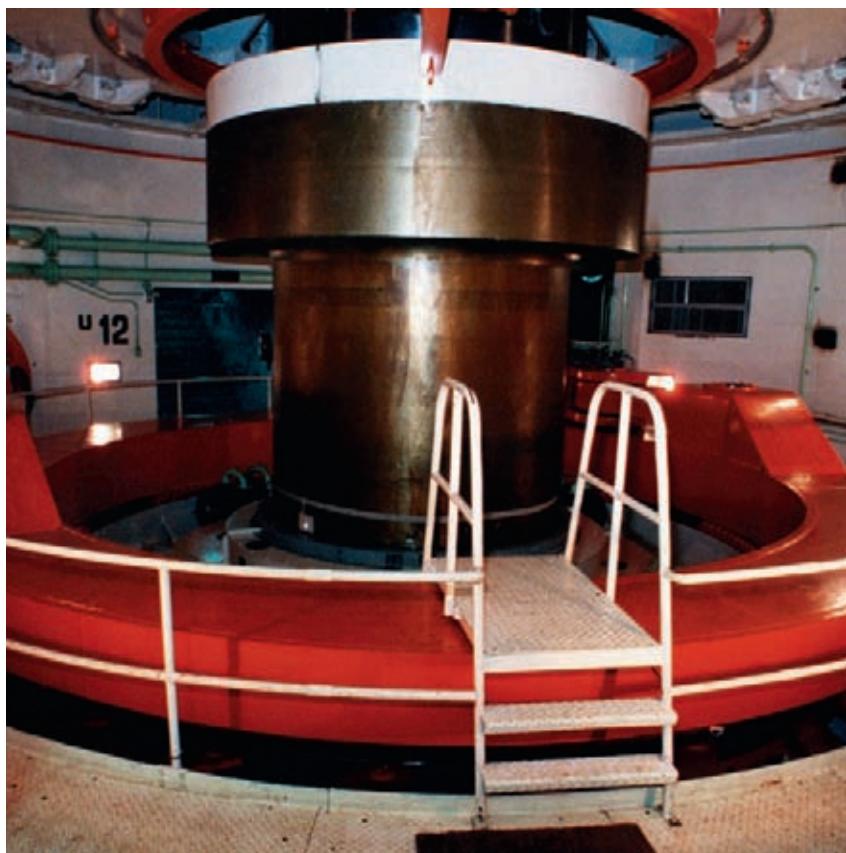
das 24 palhetas diretrizes, o eixo da turbina foi acoplado ao rotor no poço, a tampa foi baixada na posição e nivelada com arruelas espaçadoras nos parafusos de fixação. Até este estágio, a montagem total já tinha levado cerca de três anos desde o início da montagem dos tubos de sucção.

Outras partes da turbina

Os servomotores e o aro de operação foram instalados, e a turbina ficou pronta para acoplamento ao eixo inferior do gerador. A instalação do selo mecânico do eixo da turbina, do mancal de guia e das ligações do servomotor pôde então continuar em paralelo com a montagem do gerador.



A descida do rotor



Equipamento no poço da turbina

Comissionamento e testes

As medições feitas durante o comissionamento confirmaram os resultados dos testes no modelo e os cálculos, de que todos os valores contratuais foram cumpridos. De interesse particular foram os seguintes pontos:

- Os valores de potência garantidos foram atingidos e, dependendo da abertura das palhetas diretrizes, ultrapassados em cerca de 1% a 3%.
- As flutuações de pressão na caixa espiral mostraram uma amplitude extremamente pequena em toda a faixa de carregamento, ver Fig. 12.38.
- As amplitudes das flutuações de pressão medidas no cone do tubo de sucção confirmaram os valores proporcionais do teste do modelo, veja Fig. 12.39.
- Na região de carga parcial, as frequências dos vórtices no tubo de sucção corresponderam às encontradas no teste em modelo. Como mostra a Tabela 12.8, o suprimento de ar de estabilização resultou em redução do nível de ruído durante a operação. Nenhuma interação foi observada entre as flutuações de pressão e as características dinâmicas da usina, em qualquer carga.

Tabela 12.8 Nível de ruído no poço da turbina

Potência %	Nível de ruído em db A	
	com ar	sem ar
100	95,5	97,5
60	90	93
30	92	98,5

- Como é evidente na Fig. 12.40, os aumentos da pressão e da velocidade medidos durante rejeições de carga confirmam os valores calculados.
- As amplitudes de vibração no eixo e no mancal medidos em vários pontos de medição da turbina foram menores do que os valores garantidos contratualmente, ver Fig. 12.15.
- As temperaturas medidas no mancal da turbina em operação a plena carga foram 43°C no óleo e 52°C nos segmentos.

Fig. 12.38 Flutuações de pressão medidas na caixa espiral

Y Flutuação de pressão % H p-p
X Potência da unidade (MW)
 X_1 Abertura das palhetas (mm)

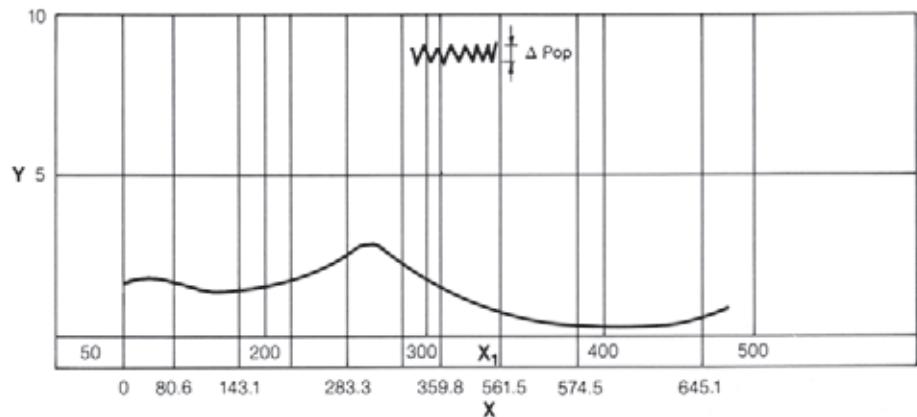
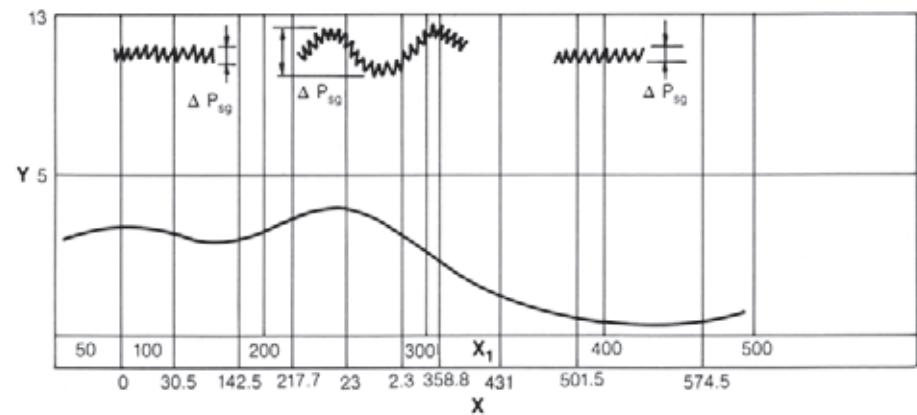


Fig. 12.39 Flutuações de pressão no cone do tubo de sucção

Y Flutuação de pressão % H p-p
X Potência da unidade (MW)
 X_1 Abertura das palhetas (mm)



- Flutuações de torque medidas no eixo da turbina por meio de deformímetros foram menores do que o valor garantido de $\pm 2\%$ do torque nominal..

Adicionalmente, testes especiais foram efetuados como descrito a seguir:

Aplicação de deformímetros na unidade 1 durante o teste de pressão. Foram colocados strain gauges nas soldas das palhetas fixas e na fixação da caixa espiral ao pré-distribuidor. Fora alguns poucos resultados estranhos que poderiam ser atribuídos a erros dos strain gauges, em geral nas palhetas fixas as tensões ficaram na faixa de 10% dos valores calculados.

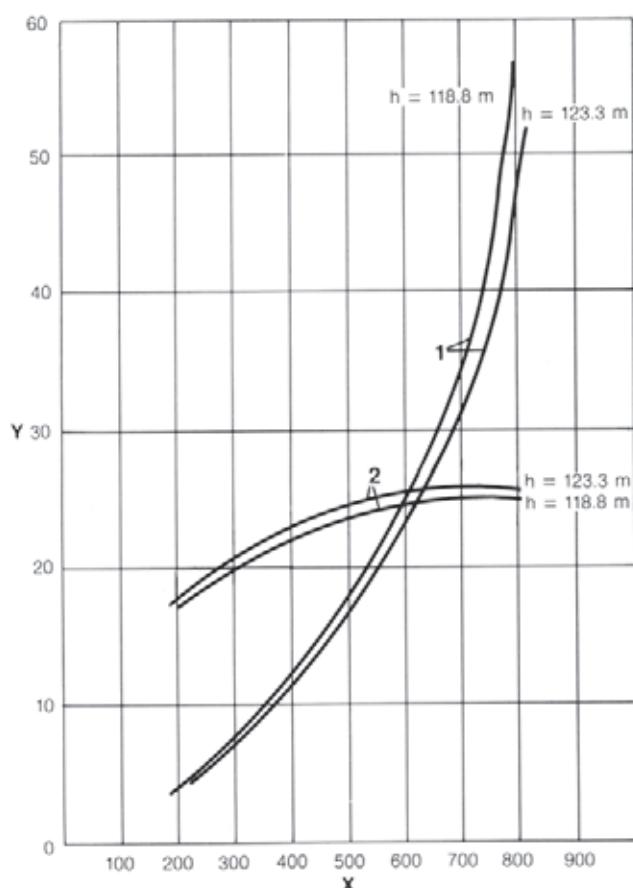


Fig. 12.40 Testes de rejeição de carga

Y Elevação da velocidade e da carga (%)

X Potência do gerador (MW)

1 Elevação da carga

2 Elevação da velocidade

Medição dos esforços dinâmicos nas palhetas fixas com deformímetros.

Os resultados das medições com strain gauges feitas durante a operação da turbina estão mostrados na Fig. 12.41. Como os esforços medidos foram baixos, concluiu-se que havia pouca possibilidade de fissuração das palhetas causada por fadiga. Isto também foi evidenciado pela completa ausência de fissuras em serviço, como confirmado por verificações regulares com líquido penetrante e ultrassons nas soldas entre as palhetas fixas e o pré-distribuidor.

Deflexão da tampa da turbina sob pressão. A deflexão da tampa foi medida com precisão e comparada com

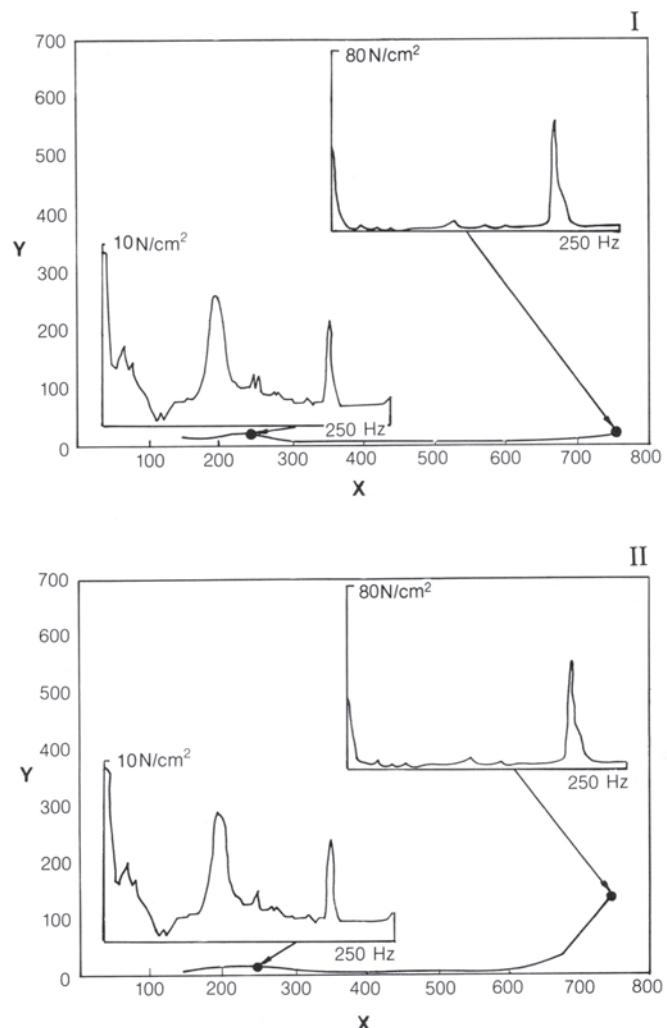


Fig. 12.41 Esforços dinâmicos na palheta fixa nº 4

I Amplitude a 108 Hz (frequência crítica mais baixa de flexão)

Y Tensão dinâmica ($N/cm^2 \sqrt{2}$ rms)

II Amplitude a 196 Hz (frequência crítica mais baixa de torção)

X Vazão da turbina (m^3/s)

resultados da análise por elementos finitos. Este é um fator importante porque as folgas nas extremidades das palhetas diretrizes devem ser mínimas para evitar excesso de vazamento e alto torque residual, porém adequadas para evitar o contato quando a tampa sofre deflexão sob pressão. A deflexão medida foi de 0,73 mm, comparada com 0,74 mm calculada.

O vazamento medido com a folga na extremidade das palhetas de 0,5 mm no topo e 0,9 mm em baixo (medidas depois de um período inicial de acomodação) foi de 1,65 m³/s, comparada com 3,5 m³/s especificados. Uma válvula de valor mais baixo do que o especificado foi necessária para assegurar que a velocidade residual da unidade com as palhetas diretrizes fechadas fosse menor que os especificados 20%, um fator importante para diminuir o desgaste dos freios do gerador.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

O desempenho das turbinas de Itaipu tem sido excelente. Elas foram comissionadas sem problemas e estão em operação contínua livre de problemas por vários anos. O único trabalho de reparo executado foi por pequenos danos de cavitação nos rotores até 1988.

A extensão da proteção de aço inoxidável na superfície dos rotores foi baseada nas observações feitas no modelo da turbina. Essas observações só podiam apontar regiões de grande subpressão, evidenciada no modelo por rastros de bolhas e vórtices. Quanto a grandes efeitos da cavitação, a informação obtida do modelo foi completa e as garantias de cavitação em operação foram cumpridas. Contudo, a cavitação localizada, que não poderia ser detectada no teste em modelo, foi sentida nas primeiras unidades em operação, como mostra a Fig. 12.42. O dano por cavitação, como mostrado, começou a tornar-se visível com aproximadamente 4.000 horas de operação, e foi dividido em áreas específicas como se segue:

- Danos de cavitação no cubo, em áreas A devidos à operação em baixa carga, especialmente sem admissão de ar. Como mostra a Fig. 12.43, formam-se vórtices no canal, levando à formação de áreas de baixa pressão em A.

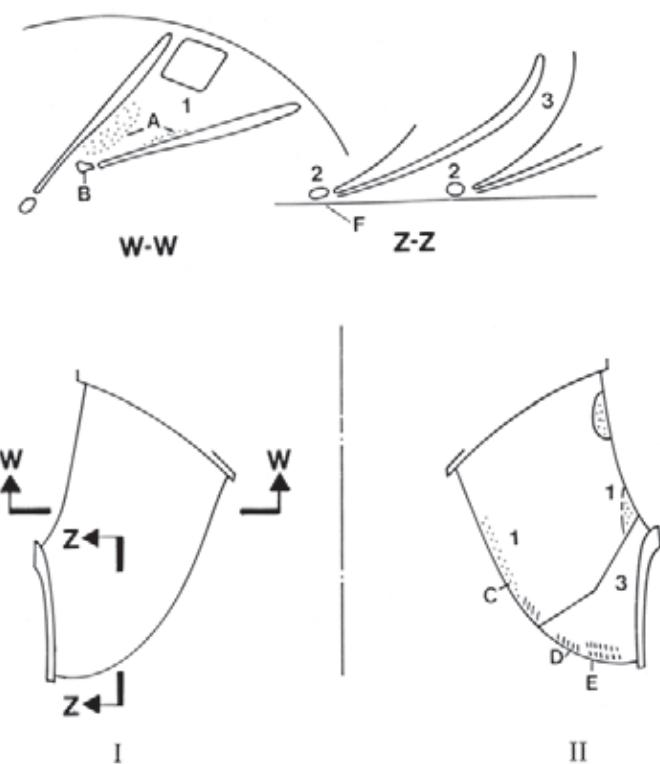


Fig. 12.42 Danos de cavitação nos rotores

- | | |
|--------------------------|------------------------------------|
| A, B, C, D, E | 1 Pequena cavitação em aço carbono |
| Áreas de cavitação | 2 Grande cavitação em aço carbono |
| I Lado da pressão | 3 Aço inoxidável |
| II Lado da sucção | |

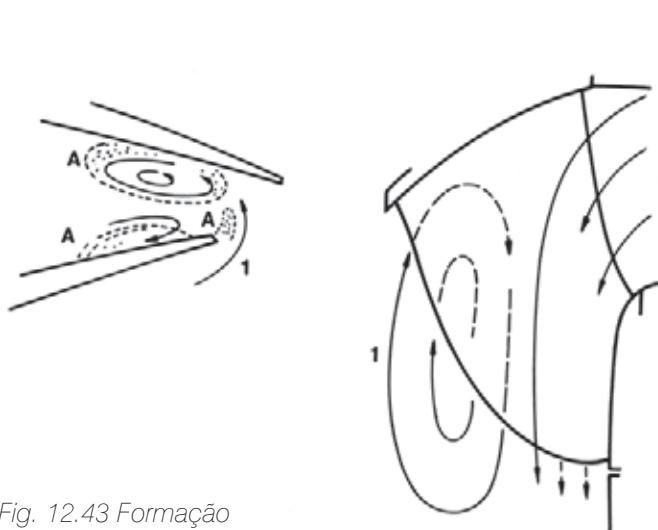


Fig. 12.43 Formação de vórtices

- | |
|-------------------------------------|
| A Áreas de cavitação |
| 1 Contrafluxo em torno da pá |

- Danos de cavitação no cubo, na área B, um resultado direto de vórtices de Karman como mostra a Fig. 12.44, como também a avaria no bordo de saída da pá (áreas C, D e E) e na cinta do rotor (área F), ver Fig. 12.45.

Embora a avaria fosse pequena, com o fim de evitar reparos difíceis em serviço, foi decidido estender o revestimento de aço inoxidável nas unidades então em montagem ou fabricação, como mostra a Fig. 12.46.

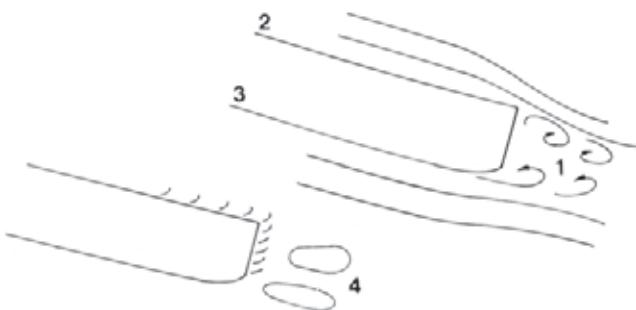


Fig. 12.44 Formação de vórtices

- | | |
|--------------------------|-------------------------------------|
| 1 Vórtice | 3 Lado da sucção |
| 2 Lado da pressão | 4 Áreas de elevada cavitação |

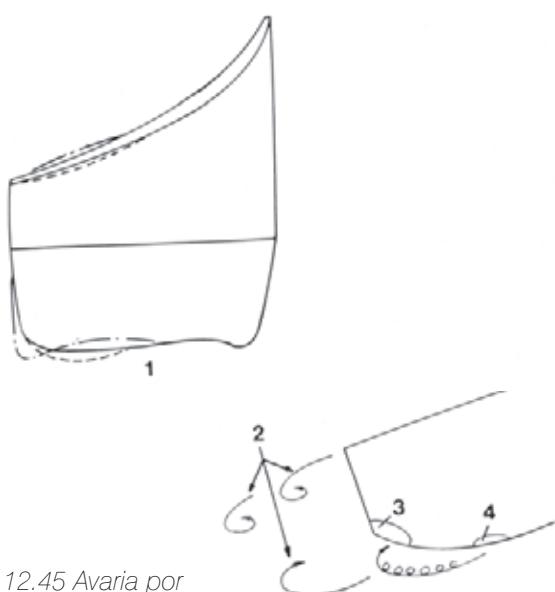


Fig. 12.45 Avaria por cavitação no bordo de saída da pá

- | | |
|--|--|
| 1 Depressão ao longo do perfil na área de saída da pá | 2 Vórtice implodindo na área fluida |
| 3 Área de implosão | 4 Área de fixação do vórtice |



Avarias de cavitação

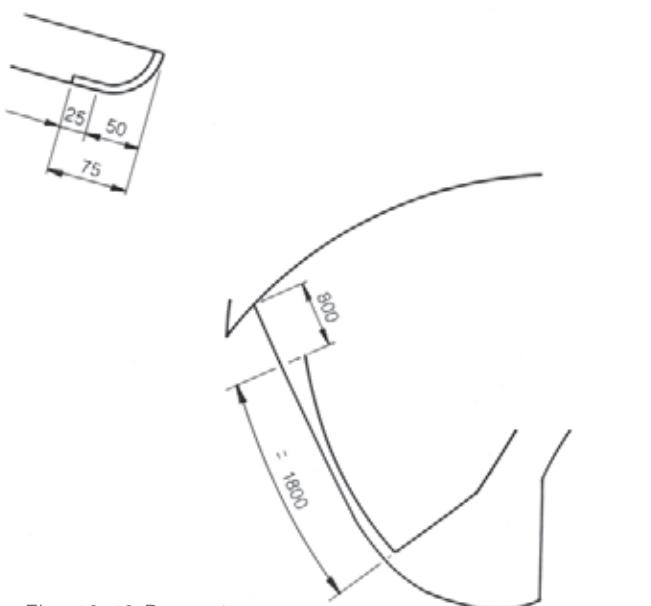
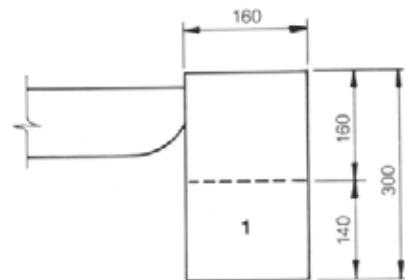


Fig. 12.46 Proteção de aço inoxidável

- | |
|-------------------------|
| 1 Cinta do rotor |
|-------------------------|

REGULADORES DE VELOCIDADE

CONSIDERAÇÕES GERAIS E CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

As funções a serem desempenhadas por um regulador de turbina são basicamente as de controlar a fase de partida da unidade assegurando um controle estável e preciso da velocidade na condição sem carga, permitindo rápida sincronização com o sistema elétrico, e assegurando operação estável da unidade sob as várias condições do sistema e da carga. Estas últimas requerem partilhar a potência do gerador com outras unidades no sistema, de acordo com as características de carga – frequências estabelecidas previamente para a unidade em condições de funcionamento estável, e mantendo os desvios transitórios de frequência resultantes de perturbações da carga dentro de valores aceitáveis.

Na tarefa mais ampla de regulação da frequência e da potência ativa num sistema interligado, o papel do regulador da turbina pode ser ampliado para a participação na regulação secundária num esquema de potência / frequência, transferência de cargas entre áreas sob o controle de uma autoridade central da rede.

Em Itaipu, devido à sua importância no sistema interligado Brasil-Paraguai, todas essas funções devem ser atendidas com valores particularmente exigentes, o que se tornou mais difícil pelos requisitos diferentes dos dois sistemas elétricos nacionais.

O setor de 60 Hz alimenta o sistema brasileiro através de um sistema de transmissão relativamente longo em c.a., cujas características mudaram durante o seu período de desenvolvimento, começando com uma linha não compensada, indo até o esquema final de quatro linhas com compensação série e paralelo.

O setor de 50 Hz está ligado ao sistema paraguaio, bem menor, e a um sistema de transmissão de alta tensão em corrente contínua (HVDC), que em primeira aproximação é equivalente a uma carga isolada passiva, sem inércia e sem autorregulação intrínseca, e no qual as oscilações de frequência devem ser mantidas dentro de limites restritos para não dessintonizar os filtros de HVDC.

As características necessárias para atender a esses requisitos são:

- Valor de velocidade preciso, estável e de pequena deriva.
- Faixa morta reduzida.
- Resposta rápida a variações de velocidade.

- Grande adaptabilidade a condições diferentes do sistema, o que implica largas faixas para o ajuste dos parâmetros principais do regulador.
- Possibilidade de participar em operação com controle conjunto (*joint control*).
- Possibilidade de aceitar sinais externos para efeitos de estabilização dinâmica, ou participar num esquema geral de regulação carga/frequência ou troca de cargas, dependendo dos requisitos do sistema externo.

O regulador de turbina escolhido para atender a esses requisitos tanto no sistema de 60 Hz quanto no de 50 Hz é o tipo eletrônico Proporcional, Integral, Derivativo (PID) com amplificação hidráulica. Os ajustes das várias seções deste regulador são individuais, dando assim um alto grau de flexibilidade necessário para a aplicação de Itaipu.

Estrutura

O regulador Rapid 77 tem uma estrutura em dois níveis na qual a seção de regulagem de velocidade e carga e a seção posicionadora são separadas fisicamente e funcionalmente. A retroalimentação (*feedback*) para o PID é tomada do sinal elétrico fornecido à válvula principal de distribuição de óleo, e o circuito do posicionador hidráulico / servomotor das palhetas tem sua própria retroalimentação por via de um sinal tomado dos transdutores no mecanismo de operação das palhetas diretrizes e no carretel da válvula principal de distribuição, ver Fig. 12.47. Essa estrutura em dois níveis facilita o *layout* do regulador, ajuda na manutenção e melhora a confiabilidade operacional. Para pequenos deslocamentos as variáveis podem ser consideradas lineares, e assim o sistema pode ser expresso em termos de equações diferenciais lineares e suas respectivas funções de transferência, que estão mostradas para os circuitos do regulador de velocidade e do posicionador hidráulico/ servomotor das palhetas nas Figs. 12.48 e 12.49.

Com referência à Fig. 12.48, o regulador de velocidade tem os três termos PID como descrito a seguir:

Proporcional (P). Dá um sinal proporcional à diferença entre a velocidade da turbina no momento e aquela desejada (erro de velocidade). Devido à grande inércia da coluna de água e retardos no óleo do circuito hidráulico, este sinal de erro de velocidade tem que ser moderado por uma constante proporcional ($1/b_t$); b_t é equivalente ao *droop* de velocidade temporário, seu inverso sendo necessário neste caso porque está agindo

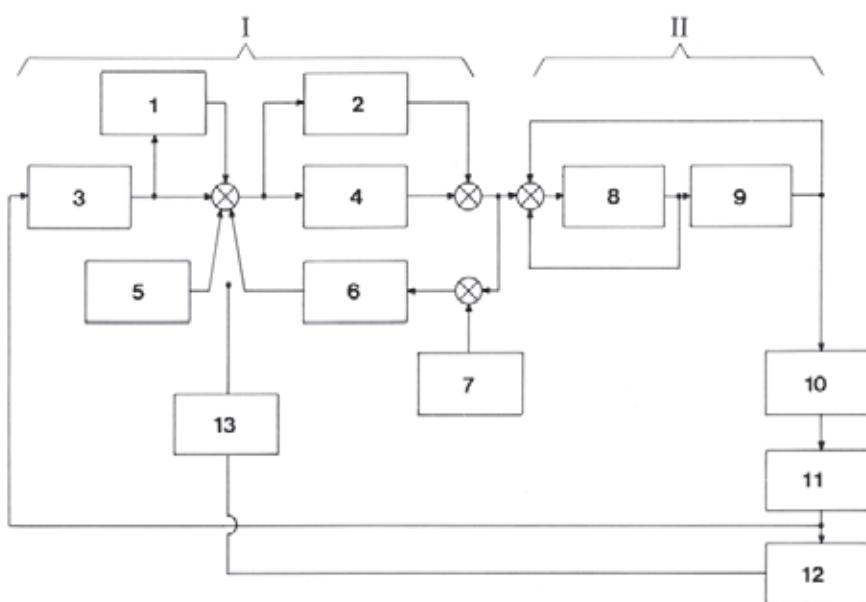


Fig. 12.47 Estrutura funcional do Rapid 77

- I Regulador de velocidade e carga
- II Posicionador hidráulico
- 1 Ação diferencial
- 2 Ação integral
- 3 Tacômetro
- 4 Ação proporcional
- 5 Valor fixado de frequência
- 6 Droop permanente de velocidade
- 7 Valor fixado de abertura
- 8 Válvula distribuidora
- 9 Servomotor
- 10 Turbina
- 11 Gerador
- 12 Rede
- 13 Frequências da rede

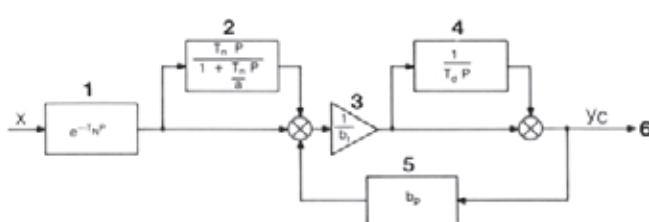


Fig. 12.48 Função de transferência do regulador de velocidade

- 1 Transdutor frequência / tensão
- 2 Ação diferencial
- 3 Ganho
- 4 Ação integral
- 5 Droop permanente de velocidade
- 6 Para o posicionador
- X Diferença relativa de velocidade
- y_c** Valor fixado de deslocamento relativo do servomotor

- T_N** Retardo puro equivalente do conversor frequência / tensão
- T_n** Constante de tempo derivada
- a** Relação entre **T_n** e a constante de tempo da ação diferencial
- 1/b_t** Ganho do regulador
- T_d** Constante do coeficiente da ação integral
- b_p** Droop permanente de velocidade
- P** Variável de Laplace

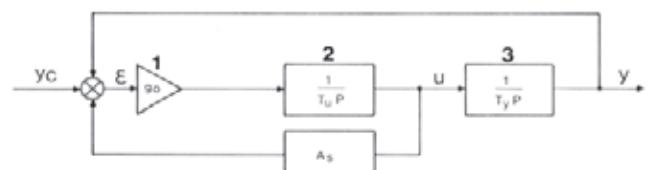


Fig. 12.49 Função de transferência do posicionador eletro-hidráulico

- 1 Amplificador mais atuador
- 2 Servomotor de controle da válvula distribuidora
- 3 Servomotor principal
- y_c** Valor fixado de deslocamento relativo do servomotor principal
- y** Deslocamento relativo do servomotor principal
- u** Deslocamento relativo da válvula distribuidora principal
- g_o** Ganho proporcional entre a elevação do carretel do atuador e o erro
- $\epsilon = y_c - A_s u$
- P** Variável de Laplace
- T_u** Tempo requerido pelo carretel do atuador, na ausência de qualquer restrição, para executar seu movimento nominal com respeito ao seu local de equilíbrio
- T_y** Tempo requerido pelo servomotor para executar seu movimento completo para o movimento nominal do carretel da válvula distribuidora principal com respeito ao seu local de equilíbrio, na ausência de qualquer restrição permitindo o ajuste do tempo de operação.
- A_s** Fator de retroalimentação de posição do carretel da válvula distribuidora

diretamente no sinal de entrada, e não num sinal de retroalimentação como era normal em reguladores anteriores (tanto mecânicos quanto eletrônicos). Como com qualquer *droop* temporário de velocidade, se agindo sozinho o sinal proporcional (P) iria produzir um erro inaceitável na velocidade em regime estável em função da posição das palhetas diretrizes.

Integral (I). É um sinal dependente da integral do erro de velocidade e elimina o erro permanente de velocidade inerente à ação proporcional. É equivalente à ação do amortecedor (*dashpot*) de um regulador mecânico, sendo novamente usado o inverso da notação T_d devido à sua posição no circuito de entrada e não em retroalimentação. O somatório das ações proporcional e integral no sinal de saída dá a função transferência normal PI em termos de *droop* temporário de velocidade (b_i) e constante de amortecimento (T_d).

Diferencial (D). É um sinal dependente do diferencial do erro de velocidade, e torna o movimento inicial das palhetas diretrizes rápido em resposta a uma perturbação no sistema, assim melhorando a resposta do regulador sem afetar sua estabilidade de modo adverso.

A ação diferencial do regulador é colocada na frente da proporcional ($1/b_i$) e da integral ($1/T_d P$), o que é vantajoso porque o avanço da fase devida à ação diferencial contribui para dessaturar o efeito da ação integral.

Uma ideia do efeito das variáveis b_i , T_n e T_d sobre a resposta na velocidade da unidade a pequenas perturbações na condição em vazio (*no load*) é dada na Fig. 12.50.

A chave de transferência de valor fixado da frequência para frequência da rede é fornecida, para permitir uma sincronização rápida da unidade. A divisão de carga da Itaipu com o resto do sistema elétrico é obtida por via de seu *droop* de velocidade relativo permanente (b_p), a não ser sob controle conjunto de carga, veja Capítulo 14.

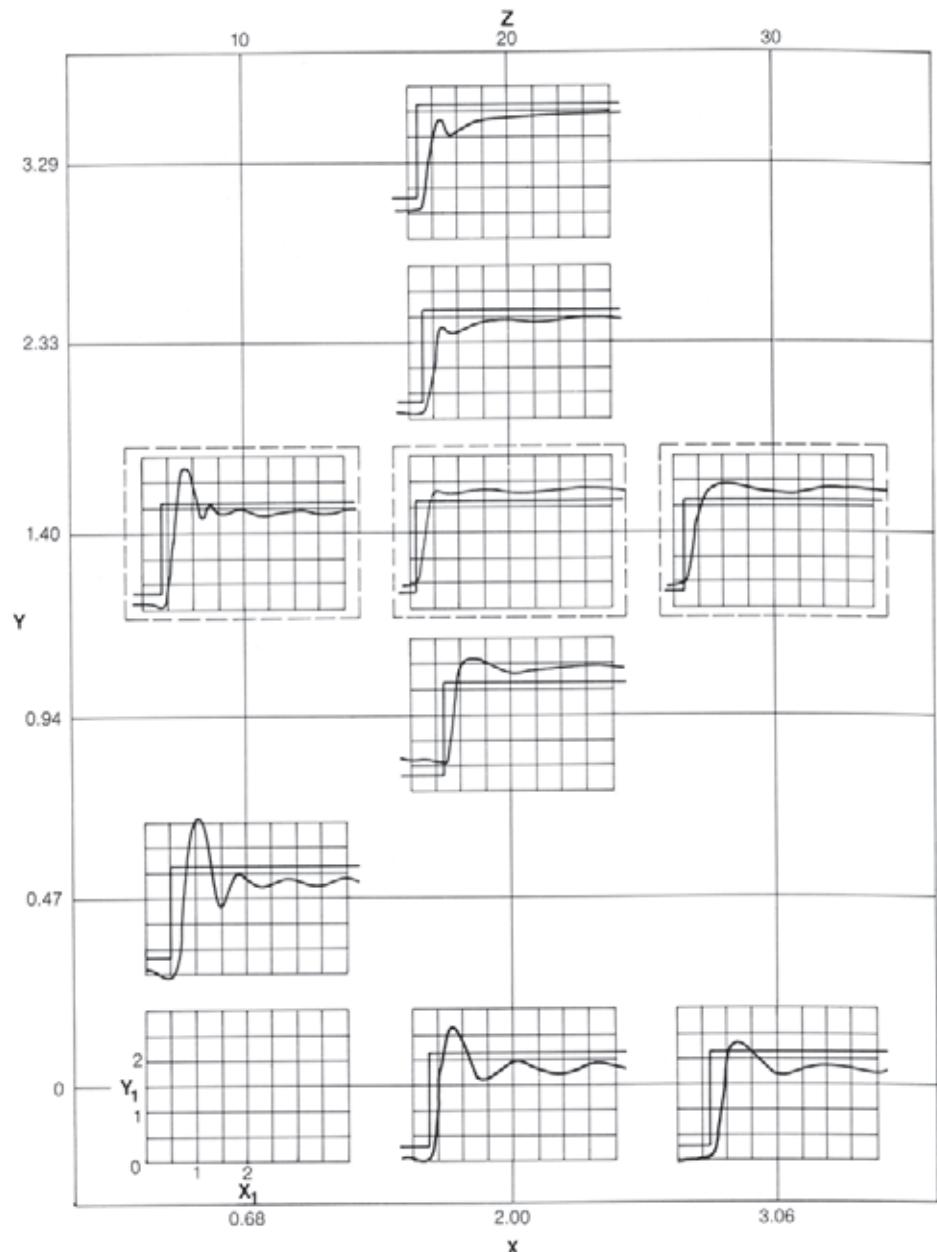


Fig. 12.50 Testes do regulador na casa de força

Y T_n (s)
Y₁ f_n (%)
X T_d (s)
Z b_i (%)

Para os cálculos detalhados do regulador de Itaipu no caso de grandes perturbações, foram modeladas as principais não linearidades presentes nos elementos elétricos e mecânicos do sistema regulador, incluindo uma representação não linear da turbina.

Características básicas

O regulador tem os seguintes ajustes e características básicos:

- Amplitude padrão para ajuste de parâmetros:
- *Droop* permanente de velocidade b_p : 0 a 10%
- *Droop* temporário de velocidade b_t : 20 a 200%
- Constante de tempo do dispositivo amortecedor T_d : 1 a 11 segundos
- Constante de tempo derivada, T_n : 0,2 a 2,2 segundos
- Características do regulador:
- Constante de tempo de prontidão T_x : $0,05s < T_x < 0,5s$
- Faixa morta da velocidade, $i_x < 10^{-4}$
- Faixa morta do sinal de comando, $i_c < 2 \times 10^{-3}$
- Imprecisão do regulador relativa à posição do servomotor, $i_y < 2 \times 10^{-3}$ para $b_p = 5\%$
- Valores de ajustes típicos para Itaipu (unidades de 50 Hz)
- $b_p = 3\%$ a 5%
- $b_t = 40\%$
- $T_d = 8$ segundos
- $T_n = 1$ segundo

PROJETO DOS COMPONENTES

Um diagrama simplificado do elemento de controle da velocidade do Rapid 77 é mostrado na Fig. 12.51, e para o posicionador hidráulico / servomotor das palhetas diretrizes na Fig. 12.52.

Cubículo do regulador

O cubículo de controle do regulador para cada unidade, incorporando os componentes do regulador de velocidade (mostrados dentro da linha tracejada na Fig. 12.51), está localizado na sala de controle local na El. 108. O cubículo tem 600 mm x 600 mm por 2,1m de altura, e contém:

- Circuitos impressos montados verticalmente
- Chave seletora para o *droop* permanente de velocidade
- Potenciômetros graduados e chaves seletoras para mudar os parâmetros PID do regulador
- Indicador analógico da frequência da unidade
- Voltímetro e pontos de teste.

Os outros controles e indicações do regulador estão montados em painéis das salas de controle local e central, ver Capítulo 14.

Há dois tipos de circuitos no regulador:

- Circuitos principais reguladores da velocidade
- Circuitos auxiliares tais como sinais remotos de indicação, chaves de velocidade e outras chaves sensoras.

Cada um desses dois tipos de circuitos tem seu próprio suprimento de força.

Círculo principal regulador da velocidade

O suprimento de energia para os circuitos principais reguladores da velocidade vem do suprimento auxiliar de 120V c.a. da casa de força através de um transformador interno e um retificador, dando $\pm 24V$ c.c. que alimenta os relés controlados pelas chaves do ajuste de carga e frequência, e ajuste do limite de abertura das palhetas diretrizes. Em caso de falha do suprimento de 120V c.a. da casa de força, a alimentação se transfere para duas baterias de 20V de níquel-cádmio, mantidas sob carga permanente. Essas baterias têm capacidade suficiente para até uma hora de operação.

A alimentação em c.c. de $\pm 15V$ é obtida do suprimento de c.c. $\pm 24V$ para as chaves estáticas de transferência do amplificador operacional, transistores, etc. e por meio de um oscilador, os 50V 400 Hz que alimentam o variômetro e os 12,7V 400 Hz que supre os separadores galvânicos e os circuitos eletrônicos do transdutor de potência. Também é obtida do suprimento de 24V c.c. via um oscilador a alimentação em $2 \times 20V$ 400 Hz que depois de retificação dá o sinal de falha do 24V.

Alimentação de energia do circuito auxiliar

A força para os circuitos auxiliares é tomada do suprimento de 125V c.c. da usina através de um conversor c.c. para c.c. para dar o seguinte:

- 15V c.c. para o circuito auxiliar de medição de frequência e os circuitos de indicação remota do ajuste de carga frequência, ajuste do limite de abertura das palhetas diretrizes e potência.
- 48V c.c. para o relé de velocidade
- 10V c.c. para indicação remota da posição das palhetas diretrizes, e via osciladores para dar 127V 400 Hz para indicação remota, separadores galvânicos e voltímetro digital.

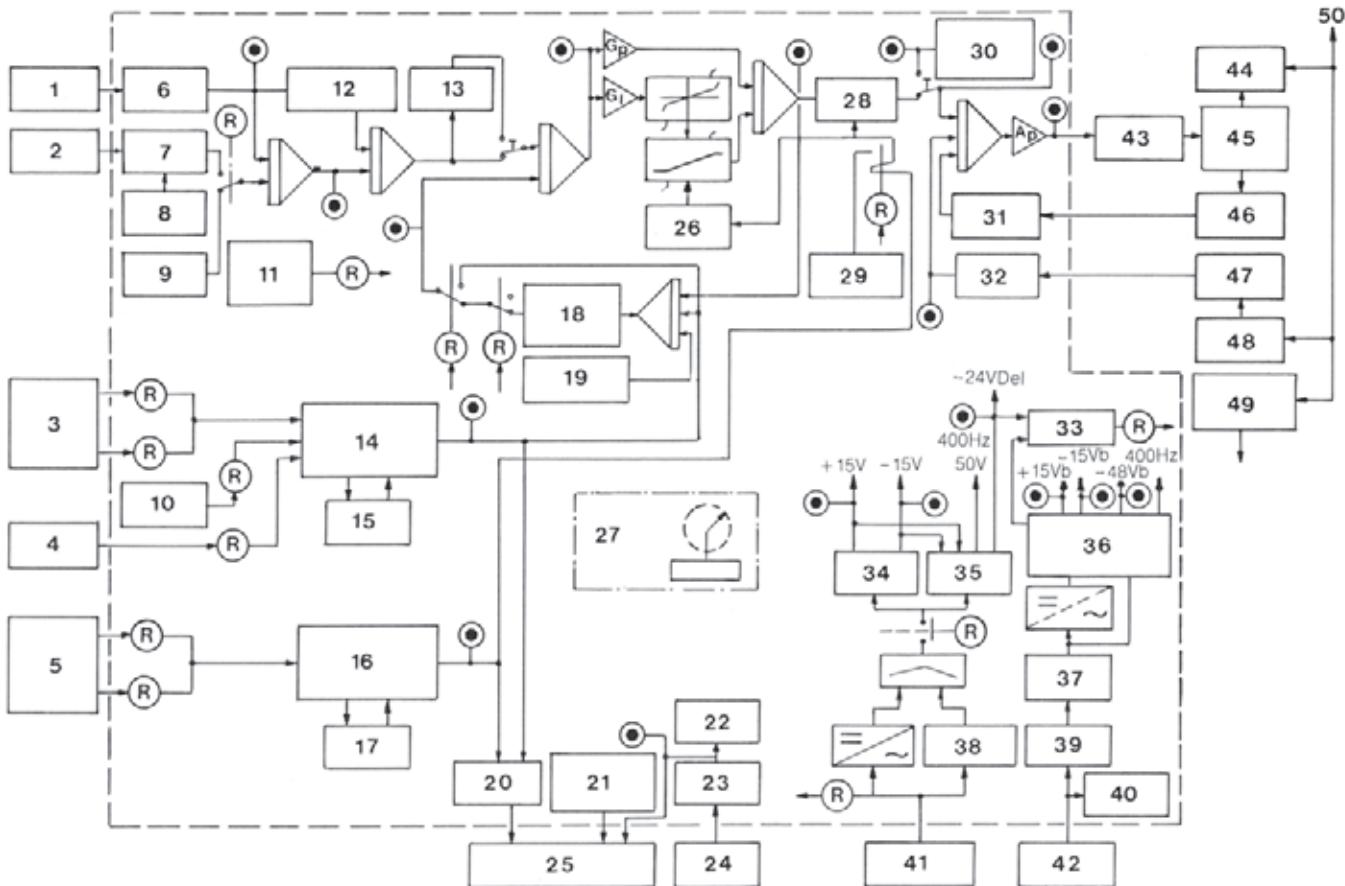


Fig. 12.51 Diagrama simplificado do Rapid 77

- | | | | |
|--|---|--|---|
| 1 Frequência da unidade | 16 Limitador digital de abertura | 27 Voltímetro e chave de teste | 39 Célula protetora |
| 2 Frequência da rede | 17 Detecção de posição | 28 Seleção de mínimo | 40 Suprimento de relé |
| 3 Controle de carga frequênciac | 18 Droop permanente de velocidade b_p | 29 Tensão de influência para partida | 41 Suprimentos auxiliares de c.a. |
| 4 Rearme do zero | 19 Tensão de influência de velocidade em vazio | 30 Controle manual das palhetas | 42 Bateria da usina |
| 5 Controle do limite de abertura | 20 Separadores galvânicos | 31 Detecção | 43 Atuador |
| 6 Conversor F / U | 21 Potenciômetro regulador da unidade | 32 Detecção | 44 Servomotor |
| 7 Conversor F / U | 22 Chaves de velocidade | 33 Falha de alimentação | 45 Válvula distribuidora de óleo |
| 8 Mudança | 23 Conversor F / U | 34 Suprimento eletrônico | 46 Variômetro |
| 9 Frequência de referência | 24 Frequência da unidade | 35 Oscilador 400 Hz | 47 Variômetro |
| 10 Seletor de velocidade | 25 Indicações remotas CF, limite de abertura das palhetas, frequênciac | 36 Chave de velocidade e suprimento de indicação remota | 48 Came linear |
| 11 Falha do transdutor de frequênciac | 26 Corte | 37 Oscilador 400 Hz | 49 Potenciômetro para indicação remota |
| 12 Acelerômetro | | 38 Bateria e manutenção | 50 Palheta diretriz |
| 13 Faixa morta para teste | | | • Pontos de teste |
| 14 Carga frequênciac digital | | | |
| 15 Detecção de posição | | | |

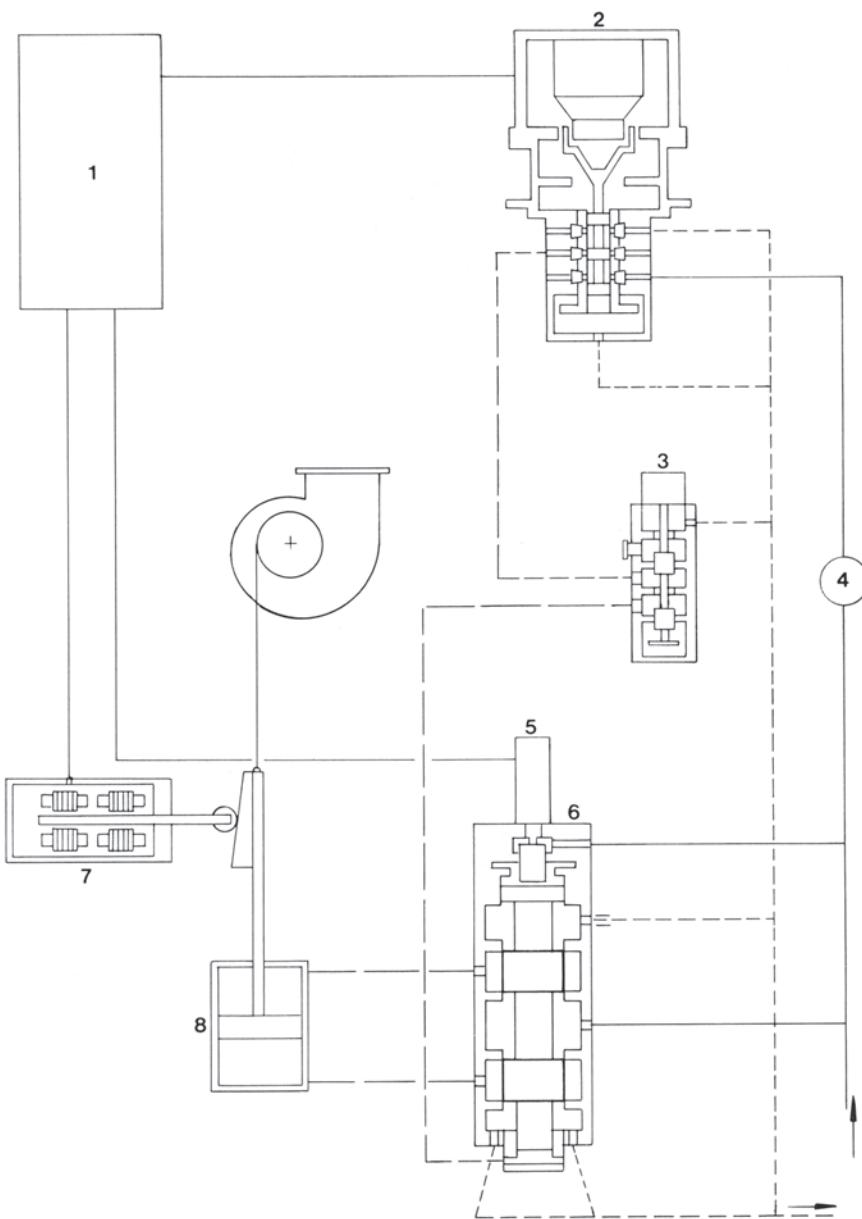


Fig. 12.52 Diagrama simplificado do sistema hidráulico do regulador

- 1** Regulador de velocidade
- 2** Atuador
- 3** Válvula solenoide de parada
- 4** Filtro
- 5** Retorno da válvula distribuidora
- 6** Válvula distribuidora
- 7** Variômetro
- 8** Servomotor

Sensor de frequência

Os sinais de frequência da unidade e da rede são tirados de transformadores de potencial na barra de 18 kV do gerador e na barra principal de 500 kV. As frequências são convertidas de um sinal de c.c. e comparadas, sendo a diferença introduzida na seção PID do regulador. Um sinal de referência pode ser usado no lugar da frequência da rede no caso de uma partida isolada. Sempre existe magnetismo residual suficiente no gerador para produzir um sinal, mesmo antes da excitação inicial do gerador.

Durante a partida, antes de ser fechado o disjuntor, o regulador ajusta a velocidade da unidade até que as duas frequências sejam iguais, mas não necessariamente em fase. A sincronização pode então ser feita automaticamente

ou manualmente, conforme selecionado pelo seletor manual / automático. Para ajudar o sincronizador, o regulador automaticamente coloca a frequência da unidade 0,1 Hz abaixo da frequência da rede, correspondendo a um período de batimento de 10 segundos.

Equipamento hidráulico

O equipamento hidráulico, incluindo o posicionador hidráulico, o conjunto de bombeamento do regulador e os tanques de pressão óleo-ar, está localizado na El. 98,5. Os compressores do regulador estão localizados na sala de compressores a jusante do gerador, na mesma elevação. Um diagrama esquemático simplificado do sistema é mostrado na Fig. 12.52.



Tanques de pressão do regulador



Conjunto de bombas do regulador

Posicionador hidráulico

Montados no tanque do conjunto de bombas estão o atuador, a válvula de parada e a válvula distribuidora. O óleo sob pressão é suprido dos tanques de pressão, que são mantidos carregados pelo jogo de bombas.

Um sinal do regulador eletrônico ativa uma bobina no atuador a qual se move num campo magnético permanente. Isto move o carretel da válvula piloto do atuador, permitindo que a pressão de óleo move o carretel da válvula distribuidora. A válvula distribuidora controla o fluxo para os servomotores principais, os quais, por sua vez, movem as palhetas diretrizes por via do aro de operação e alavancas. Os variômetros no aro regulador e o carretel da válvula distribuidora proporcionam a necessária retroalimentação elétrica para a parte do posicionador do regulador eletrônico..

Para segurança existem dois solenoides de parada independentes que são ativados pelo comando de parada da unidade. Eles sobrepujam o controle de velocidade do regulador permitindo a saída do óleo do lado de baixo do atuador, que por sua vez move a válvula distribuidora para fechar as palhetas na sua máxima velocidade. A velocidade de fechamento disponível é determinada pela velocidade e elevação de pressão especificadas durante uma rejeição de carga, o que para Itaipu precisou de uma curva de dois estágios como mostra a Fig. 12.53. No final do movimento, o amortecimento é obtido por orifícios no servomotor principal.

Conjunto de bombas de óleo

As três bombas tipo parafuso movidas a motor trifásico de indução montadas no reservatório do conjunto de bombas suprem óleo para o tanque de pressão óleo / ar,

do qual ele é canalizado para o posicionador hidráulico. Durante a operação da turbina, uma bomba está constantemente em serviço, a válvula de alívio controlada por pressão determinando se o óleo é bombeado para o tanque de pressão ou retornado para o reservatório do conjunto de bombas. As outras duas bombas partem em sequência em resposta a chaves de pressão montadas no tanque de pressão. As bombas de óleo de 1.000 l/min são dimensionadas para dar uma descarga conjunta por minuto de pelo menos 2,5 vezes o volume total dos servomotores das palhetas diretrizes. O reservatório do conjunto de bombas é dimensionado para 110% do volume de óleo de todo o sistema do regulador, o que resulta num volume de acumulação de 4800 litros. Dois trocadores de calor óleo / água tipo tubo reto ao lado do

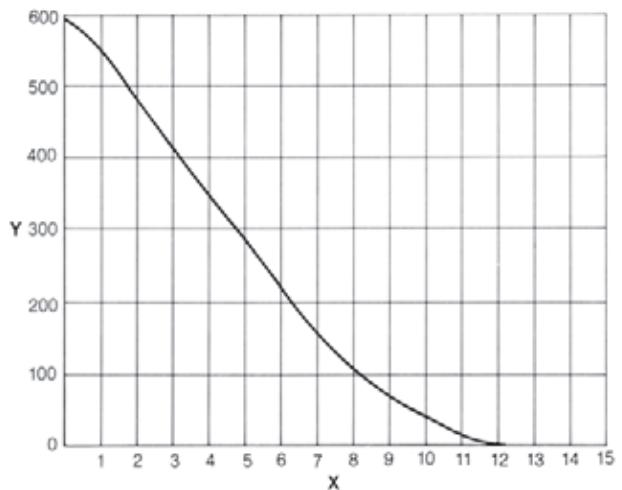


Fig. 12.53 Lei de fechamento das palhetas diretrizes

Y Abertura das palhetas (mm)

X Tempo (s)

reservatório do conjunto de bombas resfriam o óleo do regulador; um só deles é normalmente usado, o outro sendo reserva. O reservatório do conjunto de bombas tem um visor de nível, chaves de nível, termômetros de temperatura do óleo, tubos de drenagem e respiradouros. Na sucção das bombas há filtros substituíveis.

Os três tanques de pressão de 8900 l, um deles contendo óleo e ar comprimido, e os outros dois somente ar comprimido, são dimensionados de forma que o volume de óleo entre a pressão máxima de 640 N/cm² e a mínima de 480 N/cm² permitem cinco movimentos consecutivos de abertura – fechamento dos servomotores das palhetas, sem as bombas em operação.

Ar de reposição para os tanques de pressão vem de dois compressores resfriados a ar, cada um com capacidade de 52 m³/h, que suprem um receptor auxiliar de 1400 l. Os compressores operam em resposta a chaves de pressão no receptor e são dimensionados de forma que os três tanques de pressão podem ser carregados desde a pressão atmosférica até a pressão máxima de operação em 15 horas. O ar é suprido do receptor auxiliar para os tanques de pressão via uma válvula solenoide que é operada por uma chave de alto nível de óleo no tanque de pressão de óleo / ar.

O receptor auxiliar dos tanques de pressão e as bombas são equipados com válvulas de segurança. O tubo de suprimento desde o tanque de pressão óleo / ar tem uma válvula de ação rápida que fecha em resposta a uma chave de baixo nível de óleo no tanque, para impedir a entrada de ar no sistema. Vazamento de óleo dos servomotores principais é recolhido num pequeno reservatório e bombeado de volta ao reservatório do conjunto de bombas.

GERADORES

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

Os estudos econômicos e operacionais sobre a capacidade instalada ótima, o estudo da dupla frequência e as investigações sobre os parâmetros aceitáveis da turbina resultaram em nove unidades de 50 Hz e nove de 60 Hz com turbinas idênticas de 715 MW girando em velocidades próximas, coerentes com o número inteiro

de polos necessários para as duas frequências e o mesmo momento de inércia.

As linhas de transmissão compensadas de 60 Hz e a compensação reativa da carga no terminal receptor permitiram um fator de potência relativamente alto de 0,95, resultando numa potência nominal do gerador de 737 MVA (eficiência do gerador de 0,98). Os geradores de 50 Hz alimentando o sistema de transmissão de alta tensão em corrente contínua (*HVDC*) também teriam que suprir a potência reativa correspondente ao equilíbrio entre a absorção de reativo dos conversores mais os filtros a plena carga, com um filtro fora de serviço, resultando num fator de potência de 0,85 e a potência do gerador de 823,6 MVA.

As linhas de transmissão relativamente longas de 60 Hz exigem bom desempenho dos geradores para assegurar a estabilidade do sistema, com relativamente baixa reatância, alto momento de inércia e alta relação de tensão limite da excitação.

As características gerais ótimas dos geradores foram obtidas adotando-se o máximo diâmetro interno com o máximo esforço admissível no rotor na velocidade de disparo, e resfriamento direto a água nos enrolamentos do estator, o que permitiu às unidades de 60 Hz terem uma reatância síncrona de 0,9 p.u. e uma capacidade de sobrecarga de 766 MVA dentro de limites relativamente baixos de temperatura.

A reatância síncrona p.u. e o momento de inércia dos geradores de 50 Hz foram feitos iguais aos das unidades de 60 Hz, considerando os planos de expansão de longo prazo do sistema Ande, e as vantagens da uniformidade do projeto.

O momento de inércia especificado para as máquinas tanto de 50 Hz quanto de 60 Hz foi o mesmo, coerente com os limites de sobrepressão dos condutos forçados praticamente iguais e limites de sobrevelocidade das unidades com rotores de diâmetro igual.

Os geradores de ambas as frequências são capazes de operar com tensões nos terminais de 5% acima a 10% abaixo dos 18 kV nominais dentro dos limites mostrados nas curvas de capacidade dos geradores nas Figs. 12.54 e 12. 55. Essas curvas de capacidade são somente dos geradores, e não incluem os limites impostos pela excitatriz na área em avanço, isto é subexcitada, que são descritos na seção da excitatriz, neste Capítulo. A tabela 12.9 fornece os dados das unidades, limites de temperatura e parâmetros básicos. As dimensões principais e os pesos dos componentes principais dos geradores de 50 Hz e de 60 Hz são dados na Tabela 12.10.

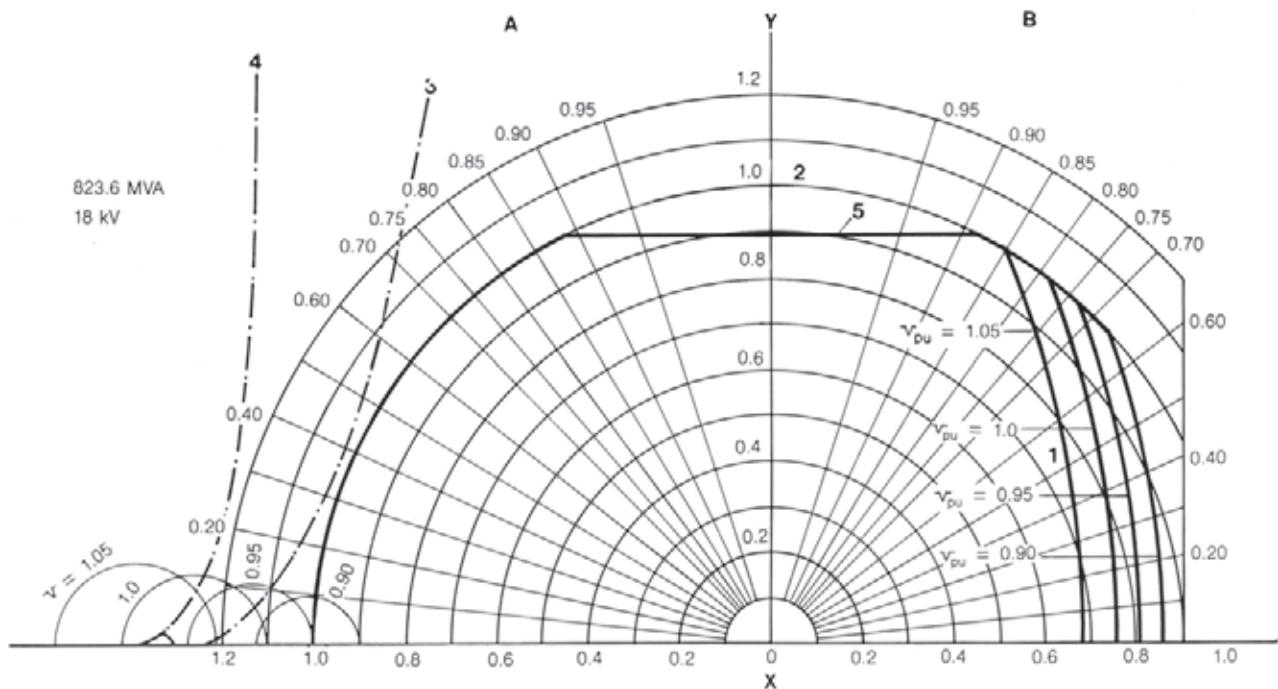


Fig. 12.54 Características de capacidade do gerador - 50 Hz

Y Potência ativa (p.u.)	A Subexcitado	Limites:	3 Estabilidade prática (com tensão 1 p.u.)
X Potência reativa (p.u.)	B Superexcitado	1 Correntes no rotor	4 Estabilidade teórica (com tensão 1 p.u.)
		2 Correntes no estator (limites contratuais)	5 Produção da turbina

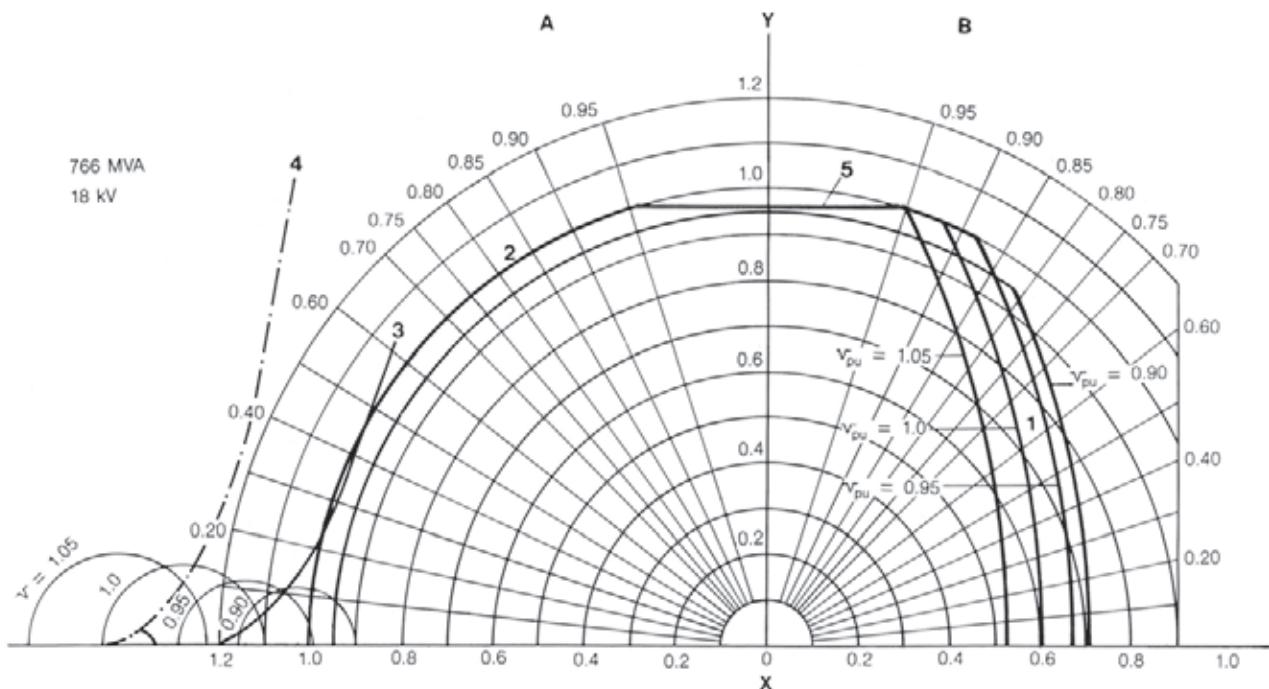


Fig. 12.55 Características de capacidade do gerador – 60 Hz

Y Potência ativa (p.u.)	A Subexcitado	Limites:	3 Estabilidade prática (com tensão 1 p.u.)
X Potência reativa (p.u.)	B Superexcitado	1 Correntes no rotor	4 Estabilidade teórica (com tensão 1 p.u.)
		2 Correntes no estator (limites contratuais)	5 Produção da turbina

Tabela 12.9 Gerador – dados básicos

Item	Unidade	50 Hz	60 Hz
Potência nominal	MVA	823,6	737
Potência máxima	MVA	823,6	766
Temperatura no cobre do estator	°C	85	85
Temperatura no cobre do rotor	°C	100	100
Fator de potência		0,85	0,95
Tensão nominal ($\pm 5\%$)	kV	18	18
Corrente nominal	A	26.417	23.639
Velocidade nominal	rpm	90,9	92,3
Velocidade em rejeição de carga	rpm	124,5	124,5
Velocidade de disparo	rpm	170	170
Momento de inércia (GD^2)	kgm^2	320×10^6	320×10^6
Fator "H"	kWs/kVA	4,4	5,07
Reatâncias síncronas			
Eixo direto, saturada (X_d)	p.u.	0,85	0,85
Eixo direto, não saturada (X_{du})	p.u.	$\leq 0,9$	$\leq 0,9$
Eixo em quadratura, não saturada (X_{qu})	p.u.	$\leq 0,705$	$\leq 0,68$
Reatâncias transitórias			
Eixo direto, saturada ($X'd$)	p.u.	0,3	0,26
Eixo direto, não saturada (X'_{du}) contratual	p.u.	0,32	0,3
Eixo em quadratura, não sat. (X'_{qu})	p.u.	0,705	0,68
Reatâncias subtransitórias			
Eixo direto, saturada ($X''d$) – contratual	p.u.	0,2	0,18
Eixo direto, não saturada (X''_{du})	p.u.	0,243	0,24
Eixo em quadratura, não sat. (X''_{qu})	p.u.	0,267	0,27
Razão dos eixos quadr./direto		1,1	1,17
Reatância de sequência negativa (X^2)	p.u.	0,255	0,255
Reatância de sequência zero (X^0)	p.u.	0,087	0,1
Relação de curto-círcuito		1,18	1,18
Constantes de tempo			
Eixo direto, transitória, circuito aberto ($T'do$)	s	9,5	7,6
Eixo direto, transitória, curto circuito ($T'd$)	s	3,1	2,5
Eixo direto, transitória, curto circuito ($T''d$)	s	0,1	0,055

Tabela 12.10 Dimensões e pesos dos principais componentes dos geradores

Item	Características	Unidade	Dimensões e pesos
Estator	Peso das unidades de 50 Hz	MN	6,85
	Peso das unidades de 60 Hz	MN	6,08
	Diâmetro externo	m	19,38
	Diâmetro interno	m	16
	Altura da carcaça	m	6,4
	Altura do núcleo	m	3,5
Eixo superior	Peso nas unidades de 50 Hz	kN	383
	Peso nas unidades de 60 Hz	kN	379
	Comprimento	m	2,33
	Diâmetro externo	m	1,65
	Diâmetro interno	m	1,35
Eixo inferior	Peso nas un. de 50 e 60 Hz	MN	1,17
	Comprimento	m	6,02
	Diâmetro externo	m	2,6
	Diâmetro interno	m	2,1
Cruzeta superior	Peso nas un. de 50 e 60 Hz	MN	1,44
	Diâmetro externo	m	22
	Comprimento dos braços	m	8,77
	Altura dos braços (máxima)	m	1,52
	Número de braços		16
Cruzeta inferior	Peso nas un. de 50 e 60 Hz	MN	3,73
	Diâmetro externo	m	12,71
	Altura (máxima)	m	4,41
	Número de braços		8
Rotor	Peso nas unidades de 50 Hz	MN	20,2
	Peso nas unidades de 60 Hz	MN	20
	Diâmetro nas un. de 50 Hz	m	15926
	Diâmetro nas un. de 60 Hz	m	15946
Polos	Peso nas unidades de 50 Hz	MN	4,64
	Peso nas un. de 60 Hz	MN	3,71
	Número nas unidades de 50 Hz		66
	Número nas unidades de 60 Hz		78

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES

Geral

O arranjo geral do gerador (50 e 60 Hz) está mostrado na Fig. 12.56. Embora ambos os fabricantes, Brown Boveri (BBC) e Siemens, tivessem seus próprios procedimentos e práticas, foi adotado um projeto comum considerável e foi maximizada a intercambiabilidade dos componentes.

Os níveis admitidos de tensões mecânicas foram os mesmos adotados para a turbina, com os seguintes requisitos adicionais:

- Na velocidade de disparo, as tensões médias nas partes girantes não deverão exceder a 70% do limite de escoamento do material.
- As tensões máximas em partes do gerador que não se movem, devidas às condições operacionais normais mais severas, não deverão exceder 33% do limite de escoamento mínimo do material ou 25% do limite último de resistência à tração.
- Para condições transitórias, isto é, curto circuito, metade do enrolamento de campo em curto, sincronização 120° fora de fase, anormalidades nos mancais e sobrecargas temporárias até e incluindo a produção máxima da turbina, a tensão nos materiais da unidade não deverá exceder 50% do limite de escoamento do material.
- O alongamento percentual do material no aro do rotor deverá ser não menos que 12%, baseado numa distância de calibragem de 50 mm, e o projeto deve considerar fricção nula entre camadas de laminationes. A tensão máxima ao longo da circunferência da unidade deverá ser igual à tensão média na parte radial mais fraca.

No projeto estrutural dos componentes estacionários do gerador foi posta ênfase nas medidas para manter o estator cilíndrico durante condições de operação tanto normais quanto transitórias. De suma importância no projeto de todas as partes foi a necessidade de manter os centros do rotor e do estator concêntricos, e tão cedo quanto possível restaurar a centragem correta, se a natureza da perturbação for tal que provoque um deslocamento relativo temporário.

As temperaturas selecionadas para o núcleo e o enrolamento do estator sob condições normais de carga oferecem condições equilibradas, de forma que o fluxo de calor através do isolamento, do núcleo para os condutores e vice-versa, é minimizado. Os geradores têm o enrolamento do estator resfriados diretamente por água, e o núcleo do estator e o rotor resfriados a ar em circuito fechado. No caso de falha do fluxo de água de resfriamento do enrolamento

do estator, a unidade pode ser recolocada em serviço, sem a água de resfriamento, depois de um procedimento laborioso de secar o interior das barras ocas do enrolamento com nitrogênio. A potência para resfriamento a ar (isto é, sem a água de resfriamento do estator) é da ordem de 200 MVA, que é compatível com a capacidade de baixa carga de três turbinas de 50 Hz.

No projeto foi posta ênfase na confiabilidade operacional e, portanto, limites de temperatura máxima conservadores foram adotados. Esses limites são dados abaixo:

Componente do gerador	Temperatura máxima °C
Enrolamento do estator (<i>hot spot</i>)	90
Saída da água pura de resfriamento	75
Núcleo do estator em qualquer ponto incluindo dentes	100
Enrolamento do rotor	100
Temperatura da água de resfriamento da casa de força	30

Carcaça, núcleo e enrolamento do estator

A carcaça do estator é fabricada de placas de aço doce soldadas e consiste de oito anéis horizontais interligados por 16 colunas verticais igualmente espaçadas. Ligadas a cada coluna, acima e abaixo dos anéis extremos, existem placas verticais montadas obliquamente que funcionam como molas em torção. Este tipo de projeto já havia sido usado com sucesso em várias máquinas grandes; a flexão por torção dos suportes permite uma expansão térmica do núcleo quase desimpedida. As placas oblíquas do topo são ligadas aos braços da cruzeta do mancal superior, os quais são parafusados a placas embutidas na parede de concreto do alojamento do gerador. As placas oblíquas inferiores são parafusadas ao anel de fundação embutido da cruzeta do mancal inferior. Como resultado da torção das placas a carcaça do estator é estirada no sentido radial. Isso reduz as forças de empeno nas laminationes do núcleo, e também minimiza a tendência do estator para tomar uma forma não circular deformada durante o curto-circuito de metade dos polos do rotor. As placas oblíquas também reduzem consideravelmente as forças transmitidas às fundações durante condições transitórias. Sob as piores condições possíveis de falha, as tensões nas placas atingem até 90% do limite de escoamento, mas isto foi considerado aceitável tendo em vista a probabilidade extremamente baixa de tais ocorrências. O projeto foi feito para evitar a

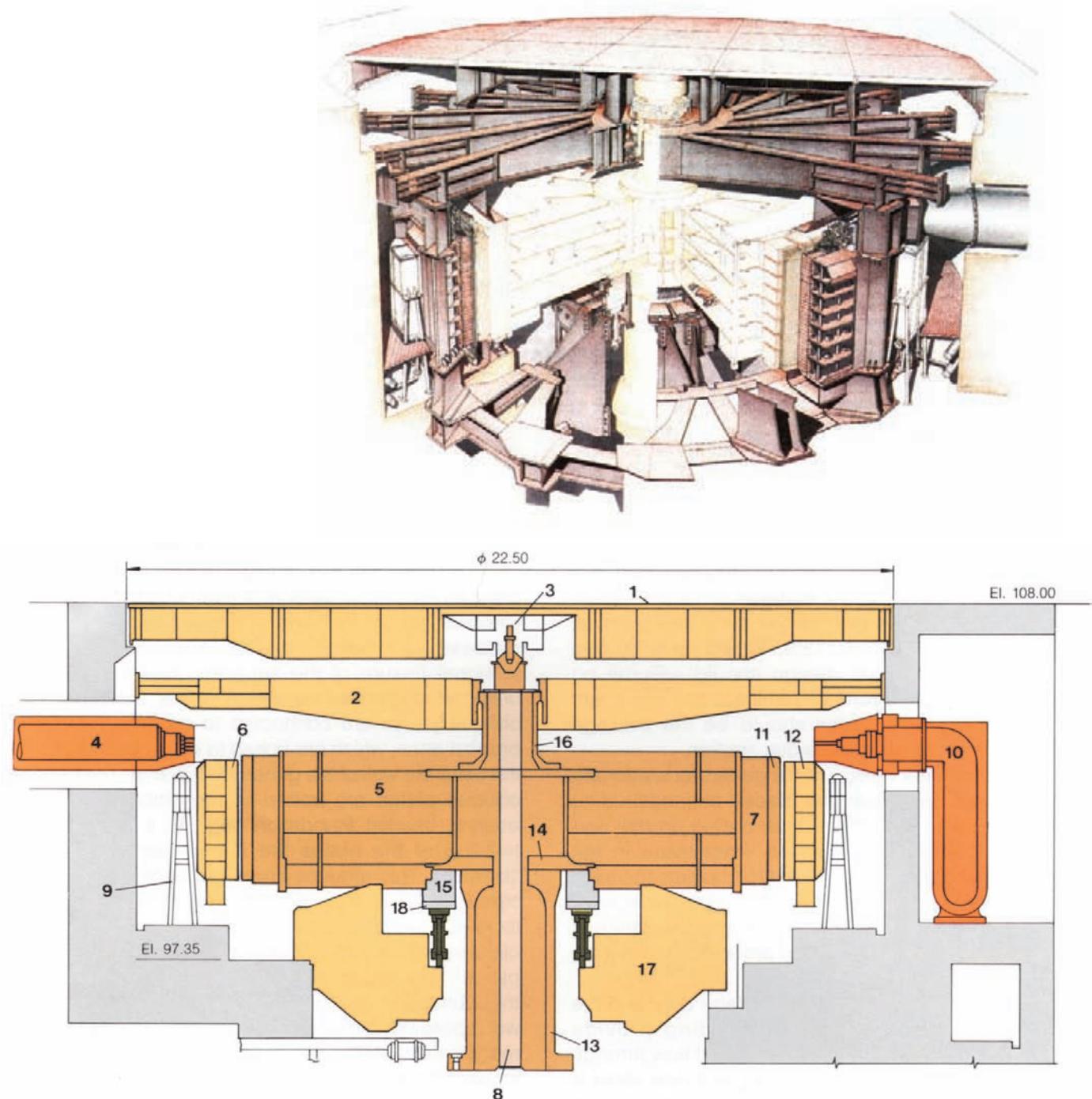
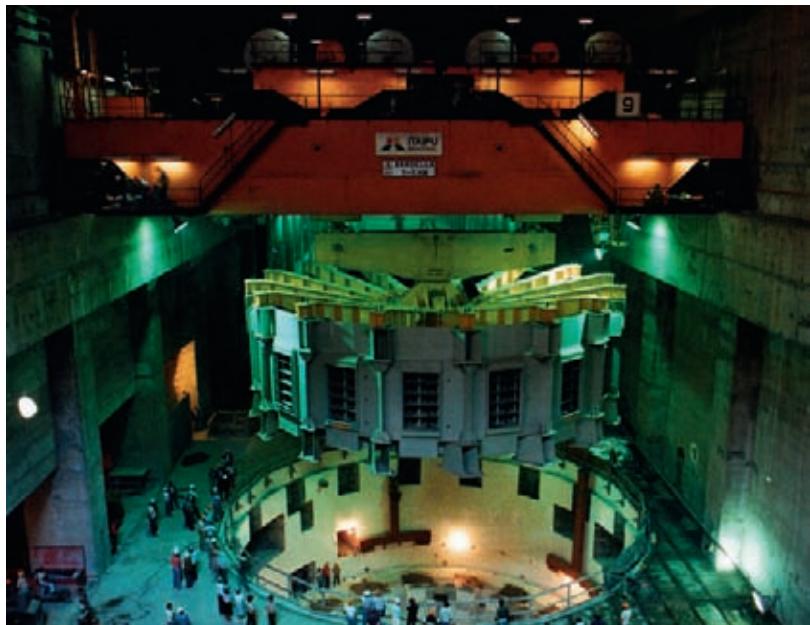


Fig. 12.56 Arranjo geral e vista em seção do gerador

- | | | |
|------------------------------------|---|---|
| 1 Coberta do alojamento do gerador | 8 Tubulação de aeração | 14 Cubo do rotor |
| 2 Braço da cruzeta superior | 9 Resfriador ar-água | 15 Bloco de escora |
| 3 Válvula de aeração do eixo | 10 Barra de fases isoladas (lado do neutro) | 16 Eixo superior do gerador |
| 4 Barra de fases isoladas | 11 Polo do rotor | 17 Parte central da cruzeta inferior com o mancal combinado |
| 5 Aranha do rotor | 12 Carcaça do estator | 18 Sapata do mancal de escora |
| 6 Núcleo do estator | 13 Eixo inferior do gerador | |
| 7 Aro do rotor | | |



Estator completo ao ser baixado no alojamento do gerador

ressonância do sistema de suporte elástico com qualquer frequência presente em operação normal ou transitória das unidades. O projeto das placas oblíquas considerou a pior combinação de manobra do sistema, que é particularmente crítica para as unidades de 50 Hz ligadas ao sistema de HVDC com sua baixa impedância.

No projeto da carcaça do estator foram empregadas as técnicas de análise por elementos finitos, junto com métodos analíticos convencionais. Cálculos estruturais foram feitos para carregamentos normais e transitórios e para várias temperaturas.

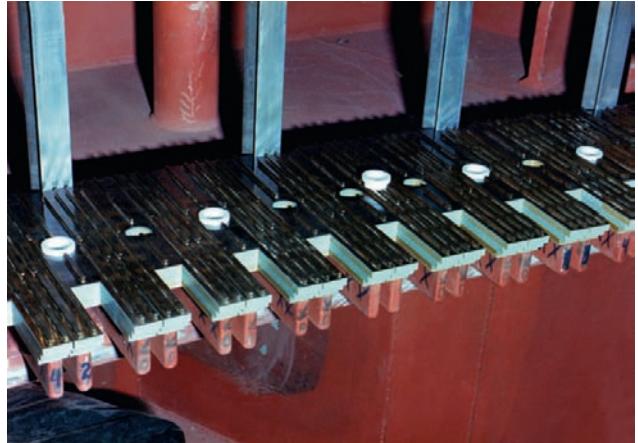
A carcaça do estator foi entregue na obra em oito segmentos soldados e tratados termicamente, prontos para a montagem e soldagem final. Uma montagem de verificação na fábrica foi feita antes da entrega. O empilhamento do núcleo do estator foi feito na obra, antes de baixar o estator ao poço. Este método foi preferido, em vez de juntar seções montadas na fábrica com dimensões apropriadas para o transporte. Assim foi obtida uma estrutura sem juntas, que é mais resistente às forças causadoras das deformações.

O núcleo do estator foi formado pelo empilhamento na obra de chapas de aço silício de 0,5 mm de espessura com alta permeabilidade magnética e baixas perdas. As chapas foram estampadas em segmentos com entalhes para as barras do enrolamento, encaixes em rabo de andorinha para as barras chaves e furos para os parafusos passantes. Depois de estampadas foram tiradas as rebarbas, limpas e envernizadas com um verniz isolante

especial. Os métodos de empilhamento foram diferentes para os dois fornecedores. A Brown Boveri usa uma só chapa por camada, enquanto a Siemens usa um pacote de 18 chapas. Teoricamente, o método Brown Boveri oferece melhor resistência ao escorregamento interlaminar, enquanto o método Siemens é superior quanto a flambagem das lâminas. Em ambos as camadas foram superpostas em um terço do comprimento da chapa, assim se repetindo a cada terceira camada. Depois de formar um pacote com 54 mm de altura, uma lâmina separadora de 6 mm com costelas radiais de aço inoxidável foi introduzida para criar dutos de ar de resfriamento. O núcleo foi fixado à carcaça do estator por barras chaves com duplo rabo de andorinha, localizadas entre o núcleo e a carcaça. O núcleo foi comprimido por parafusos passantes apertados entre uma chapa pesada final na base, a qual é parte da carcaça, e chapas segmentais independentes para aperto, no topo. Os parafusos passantes foram isolados para evitar curto circuitar o núcleo, e foram apertados até uma pressão média de 189 N/cm².

As conexões do enrolamento do estator são em estrela, barras tipo Roebel, colocadas em onda com seis circuitos paralelos por fase, ver Fig. 12.57. Cada barra do enrolamento tem 24 condutores sólidos e seis ocos, retangulares, com a mesma largura dos sólidos mas aproximadamente o dobro da espessura, pelos quais passa a água de resfriamento. As barras, com 360° de transposição, são adequadamente isoladas umas das outras, e firmemente fixadas juntas. Foi empregado isolamento classe F com base de mica, com

espessura uniforme ao longo de toda a barra e das curvas nas pontas. O isolamento das barras foi impregnado e cheio com uma resina termofixa, por um processo a vácuo, e em seguida curado em temperatura e sob pressão. Isto resultou numa estrutura de isolamento muito sólida e densa, praticamente livre de bolhas. As dimensões das barras são de 33,4 mm x 57 mm para as unidades de 50 Hz e 32,5 mm x 54,15 mm para as de 60 Hz. A parte da ranhura da superfície das barras foi tratada com um acabamento condutor para assegurar uma boa condutividade de contato. O controle do gradiente de tensão nas curvas das pontas foi diferente para os dois fabricantes. No projeto BBC os finais das barras foram cobertos com pintura semicondutora, enquanto os finais da Siemens usaram um colarinho semicondutor de vários centímetros de comprimento junto à ranhura. As conexões de condutores foram feitas com solda prata e as juntas foram isoladas e cobertas com tampas moldadas, cheias com um composto resistente ao fogo no projeto BBC. O composto da Siemens não é resistente ao fogo mas impede a propagação do fogo. Como o enrolamento é diretamente resfriado a água, as conexões elétricas foram feitas primeiro junto às ranhuras, com os seis condutores ocos levados adiante no topo e em baixo para interligações. As ligações para entrada e saída da água pura foram feitas nas curvas da extremidade superior. O método para fixar as barras do estator nas ranhuras foi diferente para cada



Detalhe da conexão inferior das barras do estator

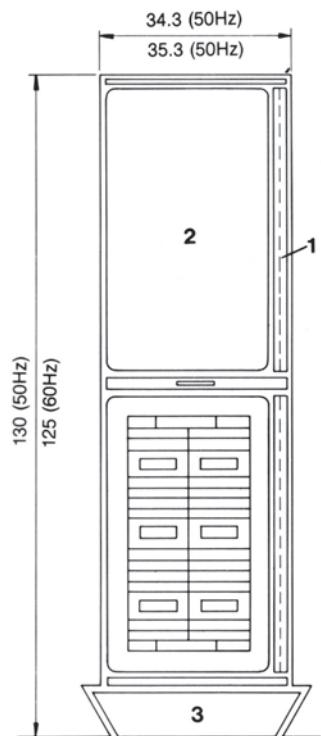


Fig. 12.57 Seção da ranhura do enrolamento do estator



O cubo do rotor em fabricação

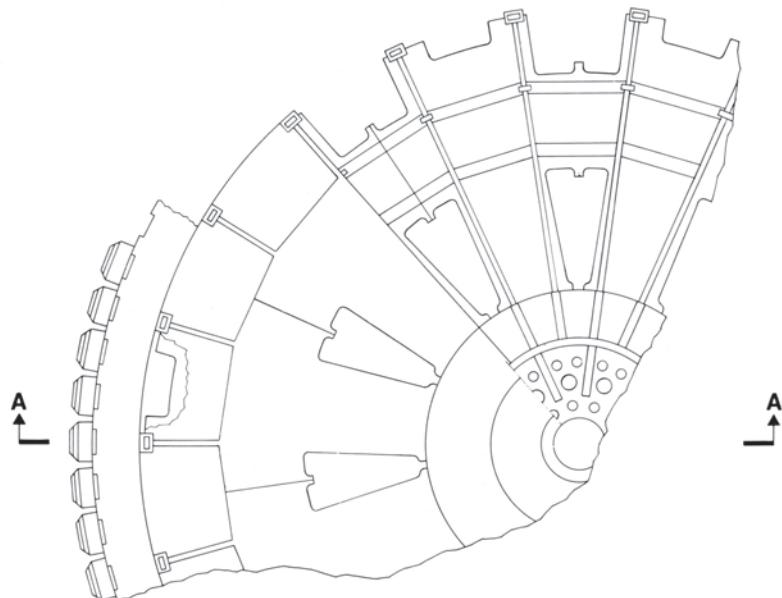
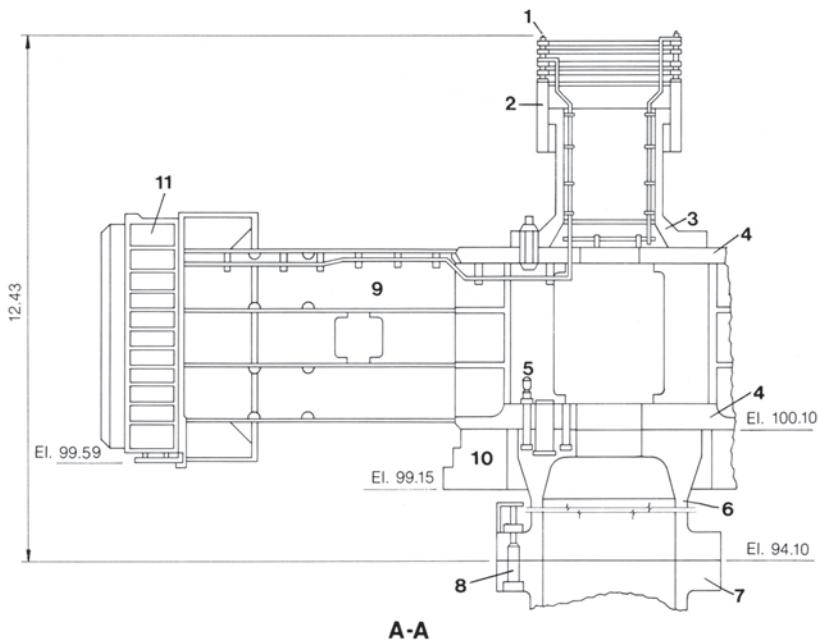


Fig. 12.58 Rotor

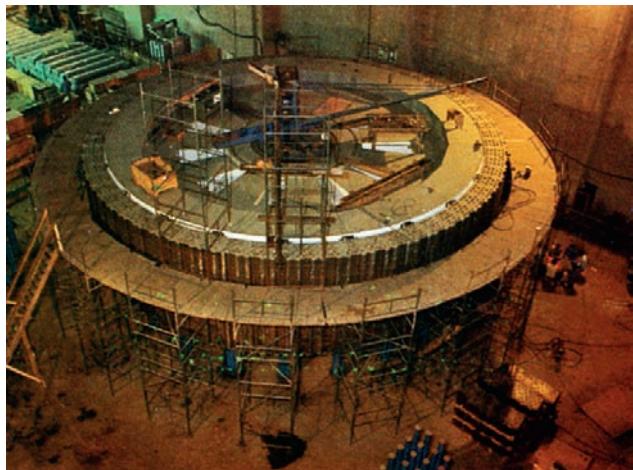
- 1 Anéis de contato
- 2 Colar do mancal de guia superior
- 3 Eixo superior do gerador
- 4 Cubo do rotor
- 5 Parafusos de acoplamento do eixo do gerador com o rotor
- 6 Eixo inferior do gerador
- 7 Eixo da turbina
- 8 Parafusos de acoplamento do eixo do gerador com a turbina
- 9 Aranha do rotor
- 10 Bloco de escora
- 11 Carcaça do estator

fabricante. A BBC usou um enchimento lateral só de um lado da barra, veja Fig. 12:57. Isto foi em adição às tiras semicondutoras normais no fundo e separadoras. Inicialmente o enchimento lateral era um tecido impregnado com um verniz semicondutor sintético. Mais tarde isto foi substituído por chapa de material semicondutor em várias espessuras, colada em três pontos da barra. O método Siemens usou um material textil de revestimento em forma de U com uma pasta semicondutora entre a barra e o revestimento. Depois de curada, a pasta unia o revestimento à barra e também causava um ligeiro estufamento do

revestimento nos canais de ar, fixando assim a barra axialmente.

Rotor

O rotor é uma estrutura de aço doce soldado, veja Fig. 12.58, consistindo de um núcleo central rígido, ao qual os eixos superior e inferior do gerador são aparafusados, e uma seção externa mais flexível que sustenta o aro e os polos. O cubo do rotor foi soldado na fábrica e depois feito o alívio de tensões. Os braços do rotor foram enviados para a obra em 11 partes para as unidades de



Experiência com o rotor

50 Hz e em 13 partes para as de 60 Hz. Antes do embarque foi feita uma montagem completa para verificar a fabricação. As conexões entre os braços e entre o cubo e os braços foram soldadas na obra usando técnicas de pré-aquecimento e equilíbrio de soldas para minimizar a distorção. Foram feitos cálculos pelo método de análise por elementos finitos. Nos cálculos do projeto foi admitida como hipótese conservadora que o suporte adicional dado pelo encolhimento do aro sobre a aranha não seria incluído, e o peso total do aro sobre a aranha seria considerado como atuando na placa inferior de suporte.

O aro do rotor foi feito de mais de 30 mil chapas de aço empilhadas e aparafusadas, a maior parte delas com espessura de 2,75 mm. Elas foram arranjadas em 11

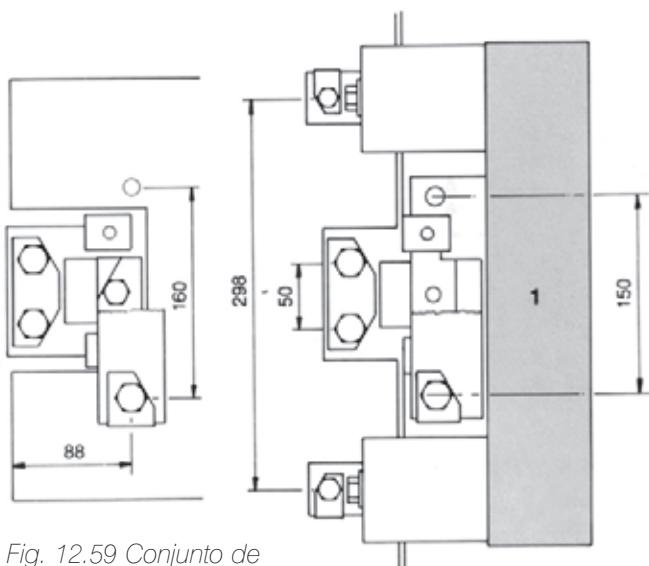


Fig. 12.59 Conjunto de seção U em cunha

1 Aro do rotor

grupos básicos do aro, para atingir uma altura total de 3.536,5 mm para as unidades de 60 Hz e 3.820,5 mm para as de 50 Hz. Durante o empilhamento as chapas foram comprimidas em etapas e foram usados parafusos passantes na montagem final para dar compressão e prover ligação entre as chapas. O empilhamento e o padrão de intercalação são projetados para criar vãos de ventilação no aro e permitir a passagem de ar de resfriamento através do aro e em torno dos polos do campo. O aro do rotor é enchavetado nos braços do rotor para transmissão do torque de acionamento e para controlar a circularidade do aro. Ele é contraído contra as chaves e, para limitar os esforços nos braços resultando da contração, é projetado para flutuar radialmente nos suportes acima de 115% da velocidade normal. A interferência da contração entre os braços e o aro é de 3,8 mm. O torque é transmitido por via de conjuntos de seção U em cunha mostrados na Fig. 12.59.

Para obter os mesmos valores de reatância síncrona não saturada de eixo direto e relação de curto circuito, a largura do entre-ferro (*air gap*) entre os polos e o estator é de 36 mm nas máquinas de 50 Hz e 27 mm nas de 60 Hz.

A deflexão axial máxima do rotor em relação ao mancal de escora é de 1,15 mm. No projeto com contração, a máxima tensão combinada de 162 N/mm² ocorre com a máquina parada. Os esforços em todos os outros casos operacionais, inclusive velocidade de disparo, são menores porque a contração é compensada pelas forças centrífugas. Uma pista de frenagem seccionalizada de placas de aço com dureza de 175 ± 25 HB é montada por baixo do aro do rotor.

Uma viga especial de levantamento foi usada para o transporte do rotor pronto para o poço do gerador.

Eixos

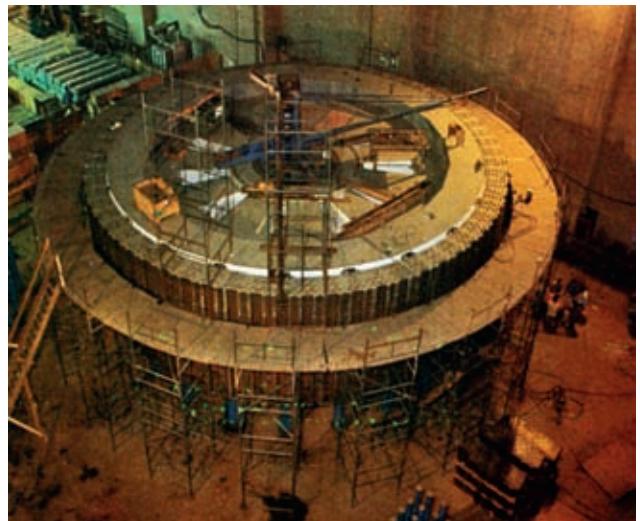
O eixo superior é dividido em duas partes, sendo o colar superior isolado eletricamente da parte de baixo, ver Fig. 12.60. A parte de baixo do eixo superior foi feita de um só forjado, ao passo que foi mais conveniente fazer o eixo inferior de dois flanges forjados soldados ao cilindro central forjado, veja Fig. 12.61.

Os furos dos parafusos de acoplamento do eixo inferior e do eixo da turbina foram usinados com uma ferramenta especial, e os dois eixos foram acoplados na obra. Os parafusos de acoplamento foram tensionados hidráulicamente até 67% da resistência final, e transmitem um torque máximo de 79,295 kNm, ver Fig. 12.62.

O eixo inferior é ligado ao cubo do rotor por meio de trinta e três parafusos apertados até 67% do limite de escoamento e arranjados em círculos com dois diâmetros. O torque é transmitido através de 11 pinos de cisalhamento.

Polos do campo e enrolamento

O núcleo dos polos foi formado empilhando chapas de aço de baixas perdas com 1,06 mm de espessura, que foram estampadas, rebarbadas e limpas. As chapas foram comprimidas entre as placas extremas, as quais foram soldadas a cinco rebites passantes. Na sua face interna os polos têm um rabo de andorinha saliente, para montagem na ranhura correspondente no aro do rotor. Foram feitos quatro encaixes em forma de buraco de fechadura na face externa para instalação dos enrolamentos amortecedores. As quatro barras foram soldadas com solda forte a barras



Detalhe da pista de freio embaixo do rotor. Notar as porcas de assentamento e os estojos de fixação

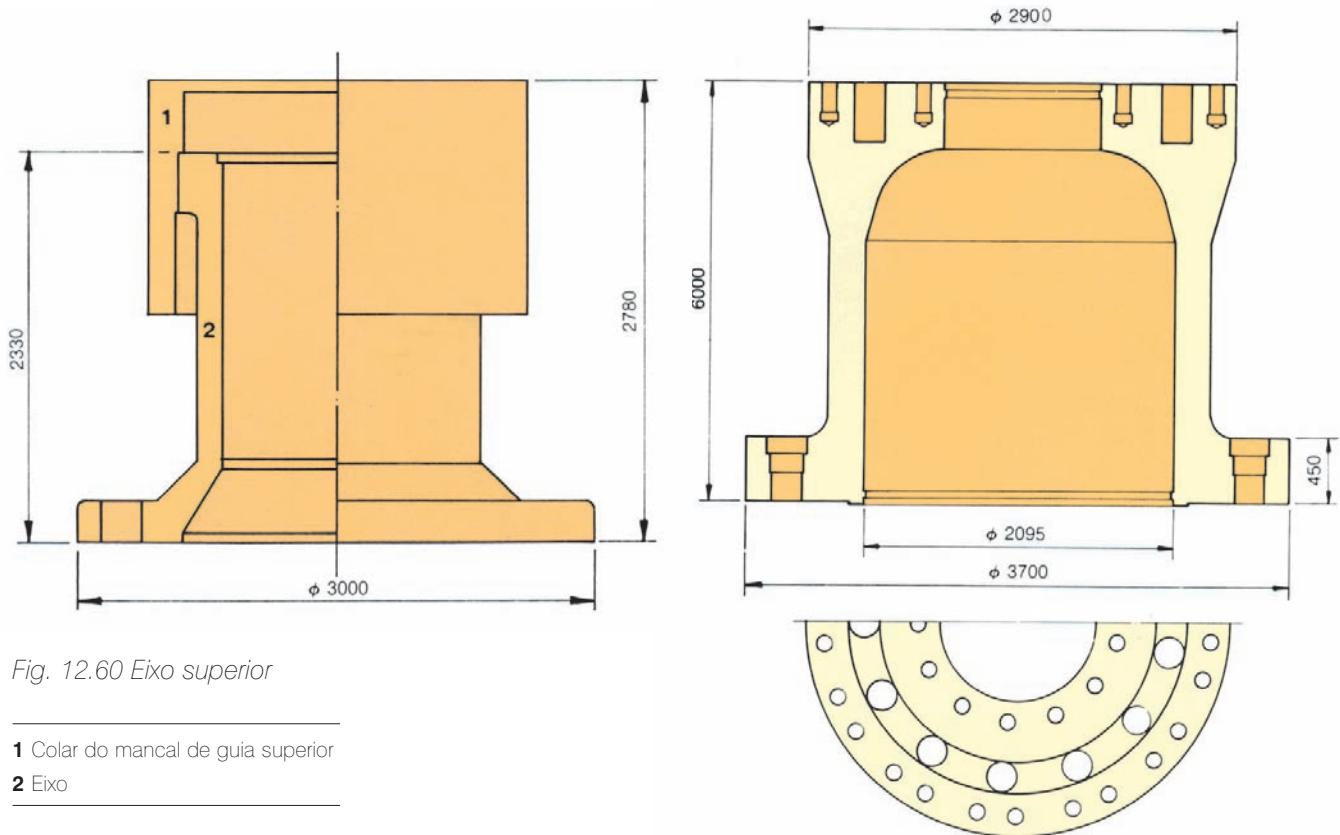


Fig. 12.60 Eixo superior

- 1** Colar do mancal de guia superior
- 2** Eixo

Fig. 12.61 Eixo inferior
do gerador



Eixo inferior do gerador em limpeza e inspeção visual antes do acoplamento ao eixo da turbina

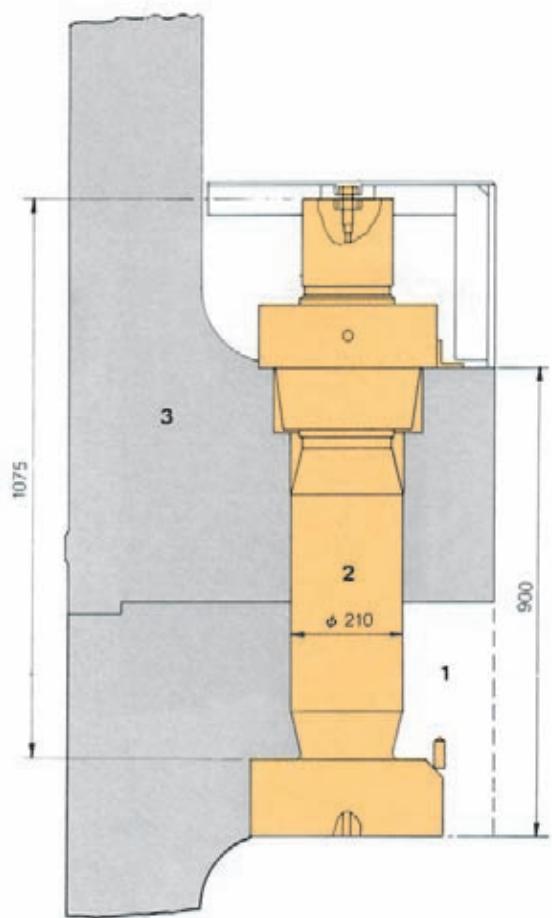


Fig. 12.62 Seção através de um parafuso de acoplamento

1 Eixo da turbina

2 Parafuso de acoplamento do eixo

3 Eixo inferior do gerador

retangulares no topo e em baixo do polo. Foram então estendidas até os polos adjacentes para interligação do enrolamento amortecedor de barras. A fixação dos polos ao aro está mostrada na Fig. 12.63.

Os enrolamentos de campo foram feitos de barras retangulares de cobre, enroladas sobre a menor dimensão, e tendo uma lâmina de seção reduzida na face externa para resfriamento. O enrolamento foi ajustado ao núcleo a partir do lado interno, do encaixe, sobre uma manga isolante. Golas isolantes foram usadas entre as costas da face do polo e o enrolamento e também entre o enrolamento e a retenção de metal no lado do encaixe.

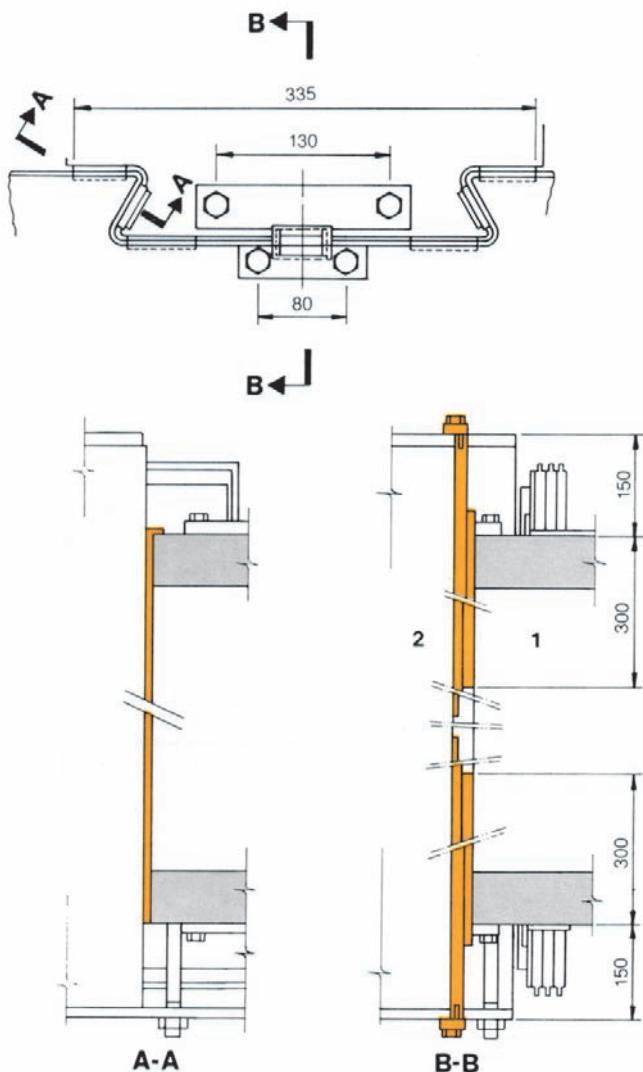


Fig. 12.63 Fixação dos polos

1 Polo do rotor

2 Aro do rotor

As interconexões entre polos dos enrolamentos principal e amortecedor foram feitas diretamente, com o uso de ligações flexíveis. As ligações aos anéis de contato são por barras de cobre montadas entre os braços do rotor e correndo sob a chapa superior do rotor até o centro do rotor. No centro, são montadas por dentro do eixo superior oco, onde se ligam aos anéis de contato.

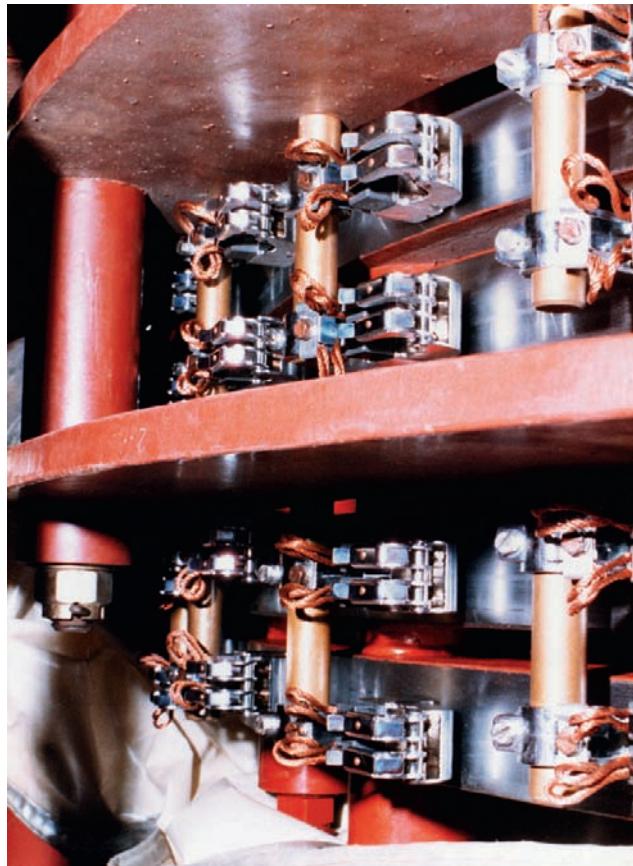
Anéis de contato

Existem quatro anéis de contato, dois para cada conexão do campo, positiva e negativa, ver Fig. 12.64. São montados sobre isoladores num flange no topo do eixo superior, e são separados um do outro por mais isolamento. Os anéis de contato foram torneados em espiral na face de contato com as escovas para reduzir o desgaste das escovas e para melhorar o contato com as escovas de carvão. A armação das escovas é suportada pela cruzeta superior, e toda a área é fechada, para controle do pó. Ar de resfriamento é suprido de fora do

alojamento do gerador por um sistema de ventiladores e dutos. Um alçapão na coberta superior do gerador provê acesso à área dos anéis de contato.

Cruzeta do mancal inferior

O projeto da cruzeta do mancal inferior considerou três carregamentos básicos: a carga vertical, a força máxima radial e os esforços térmicos. Em operação normal a carga vertical foi calculada em 42,5 MN, como a soma dos pesos das partes girantes, o empuxo hidráulico e uma folga para contingências. Entretanto, foi considerado um valor bastante baixo para o empuxo hidráulico, o que será explicado mais adiante. A força máxima radial de 1,014 MN considerou a ocorrência simultânea de uma rejeição de plena carga e um curto circuito na metade dos polos do rotor. Os esforços térmicos foram avaliados tomando um gradiente de temperatura linear ao longo dos braços entre o cubo da cruzeta e a fundação de concreto. Para evitar forças térmicas elevadas atuando no concreto, a elasticidade radial da



Detalhes dos anéis de contato

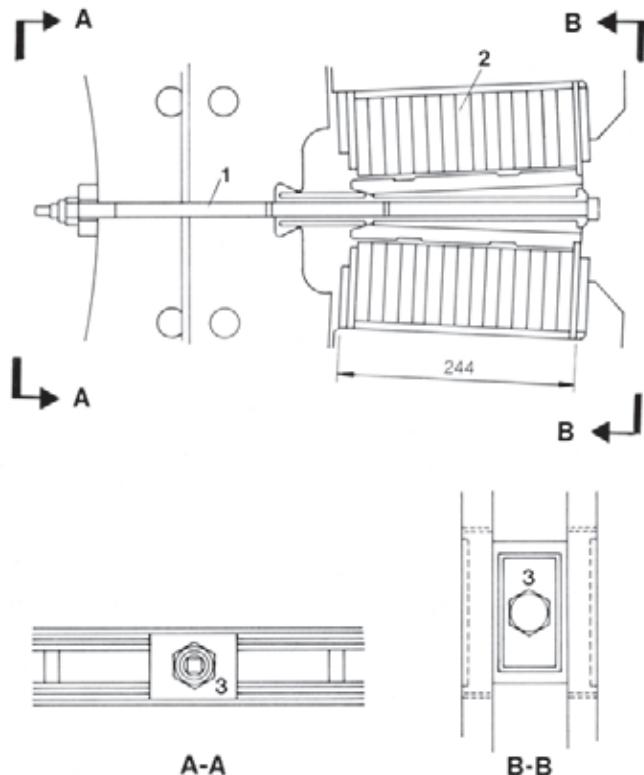
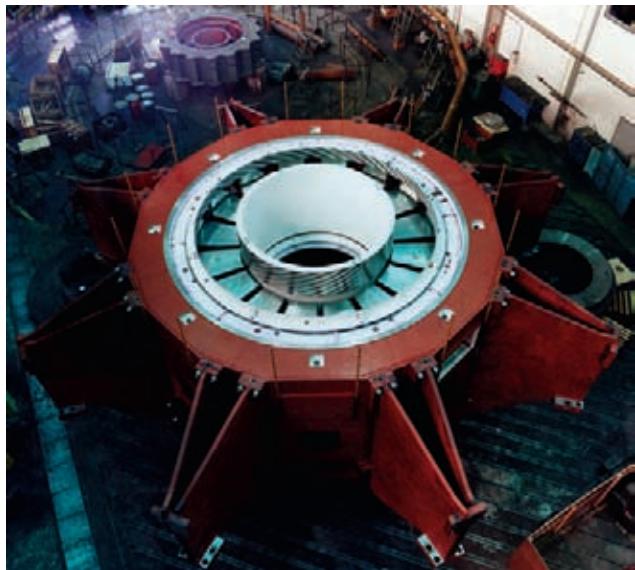


Fig. 12.64 Separação dos polos

1 Estojo

2 Bobina do polo

3 Bloco de espaçoamento



A cruzeta do mancal inferior pronta para transporte e instalação no poço do gerador

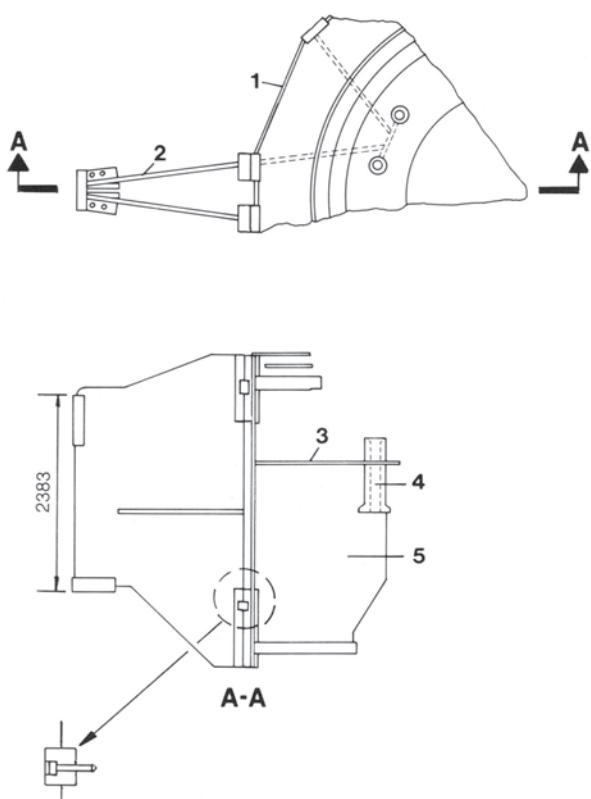


Fig. 12.65 Cruzeta do mancal inferior

- 1 Abertura para o trocador de calor óleo / água do mancal
- 2 Braço da cruzeta
- 3 Fundo do reservatório de óleo do mancal
- 4 Suporte de sapata do mancal
- 5 Parte central da cruzeta

cruzeta teria que ser alta. Por outro lado, alta rigidez radial era necessária para satisfazer os requisitos de estabilidade do eixo e manter as folgas nos mancais. Esses requisitos contraditórios foram satisfeitos pelo projeto em chapa de aço soldada consistindo essencialmente de um anel central que contém o reservatório de óleo do mancal e oito pares de braços arranjados em estrela, como mostra a Fig. 12.65. A parte central é feita de três anéis interligados por placas verticais. Todos os braços são igualmente carregados na direção vertical. Um braço de cada par é rigidamente fixado na fundação, enquanto o outro é livre para mover-se radialmente. Como a expansão térmica é acomodada por uma leve rotação do cubo da cruzeta, este arranjo reduz consideravelmente os esforços térmicos e ao mesmo tempo mantém a rigidez radial da cruzeta. Para maximizar a rigidez radial do mancal inferior de guia, a elevação da linha de centro horizontal do mancal e a dos pontos onde os braços transmitem a carga do mancal ao concreto é aproximadamente a mesma. Os esforços e as deflexões da cruzeta do mancal inferior foram calculados pela análise convencional dos esforços, e pelo método dos elementos finitos. Os resultados foram verificados num modelo tridimensional de aço no qual todos os componentes, inclusive as soldas, estavam numa escala de 1:10. Este modelo foi submetido a todas as combinações possíveis de carregamento, assimétrico, radial, e axial. Não se evidenciou instabilidade com cargas 70% acima do máximo das cargas do projeto. O método de análise por elementos finitos determinou as regiões de concentração de esforços e deformações locais, e provou que sob as piores condições possíveis nenhum dos componentes ou soldas seria carregado acima de 60% do limite de escoamento.

Cruzeta do mancal superior

A cruzeta é fabricada de placas de aço doce soldadas. Ela transmite as cargas do mancal superior ao concreto e também suporta o alojamento dos anéis de contato e a válvula de aeração da turbina. Os 16 braços da cruzeta do mancal superior estão no plano horizontal, a um ângulo com a direção radial, ver Fig. 12.66. Com o projeto distorcido, a expansão térmica dos braços causa uma leve rotação do cubo da cruzeta, e assim minimiza a influência que a expansão tem no centro do mancal e na folga. A conexão dos braços com a carcaça do estator é pelas placas oblíquas superiores, que isolam a expansão da carcaça do estator da cruzeta superior e assim evitam que esses movimentos afetem as folgas do mancal superior.

Na região entre o cubo da cruzeta e a carcaça do estator, os braços da cruzeta têm uma seção em I. Na região entre a carcaça do estator e a parede de concreto, as conexões são feitas por placas de aço horizontais, que podem acomodar a expansão térmica vertical da carcaça enquanto mantêm a rigidez necessária para o mancal guia. Os cálculos estruturais foram feitos somente pelos métodos convencionais, mas sua precisão já estava confirmada em projetos anteriores. As placas de suporte dos extremos dos braços foram colocadas e embutidas no concreto depois da montagem da cruzeta.

Mancais do gerador

O gerador tem dois mancais de guia: o mancal de guia superior montado na cruzeta superior na El. 104,7 e o mancal de guia inferior, montado junto com o mancal de escora na cruzeta inferior na El. 99,15. Como o mancal de guia inferior e o mancal de escora compartilham o

mesmo sistema de óleo, são chamados coletivamente de mancal combinado; ver Figs. 12.67 e 12.68. Todos os mancais foram projetados pelas mesmas especificações do mancal de guia da turbina, isto é:

- Com resfriamento do óleo. Operação por cinco minutos na velocidade de disparo e operação contínua entre 50% e 105% da velocidade normal.
- Sem resfriamento do óleo. Sobrevelocidade devida a rejeição de plena carga, e carga nominal por 15 minutos.

Além disso, os mancais de escora foram especificados para ser capazes de operar sem avarias sob as seguintes condições excepcionais:

- Parada de emergência com o sistema de óleo de alta pressão para levantamento inoperante.
- Partida com o sistema de óleo de alta pressão para levantamento inoperante, mas com medidas suplementares tais como levantamento do rotor com maca-

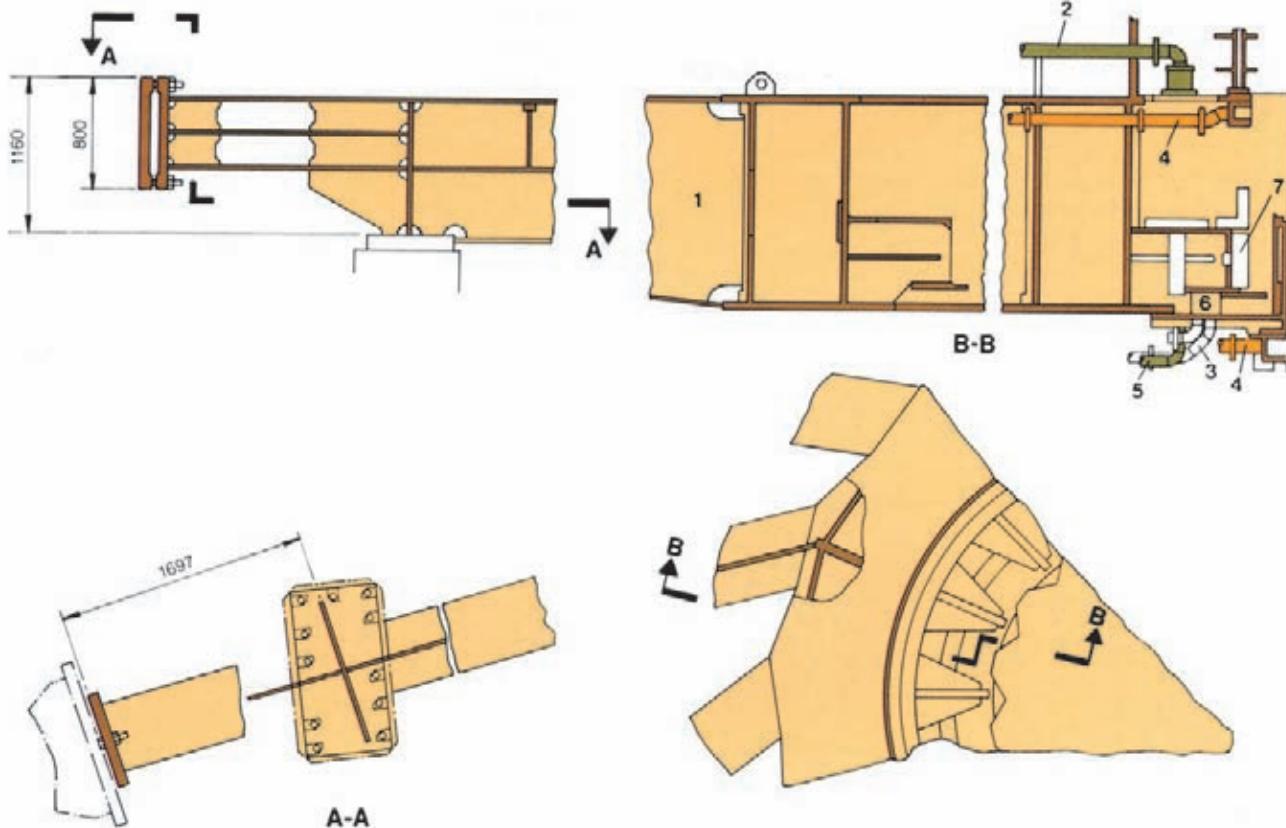


Fig. 12.66 Mancal de guia superior do gerador

1 Braço da cruzeta superior

2 Tubo de enchimento de óleo do mancal

3 Tubulação de água de resfriamento do mancal

4 Tubo de drenagem de vapor de óleo do mancal

5 Tubulação de drenagem do óleo do mancal

6 Trocador de calor óleo / água do mancal superior

7 Sapata do mancal de guia superior (16 sapatias)

cos para estabelecer um fino filme de óleo antes da partida.

As temperaturas especificadas para o projeto são dadas a seguir:

Item	Temperatura (°C)
Temperatura máxima do óleo	55
Temperatura máxima de ponto quente no metal (bulbo)	
Mancal de escora	85
Mancal de guia	70
Temperatura máxima no metal, medida com RTD	
Mancal de escora	83
Mancal de guia	68

Todos os mancais têm alarmes e disparos de nível de óleo e sensores de temperatura das sapatas.

Mancal combinado

A carga total de projeto do mancal de escora foi de 42,5 MN, compreendendo o seguinte:

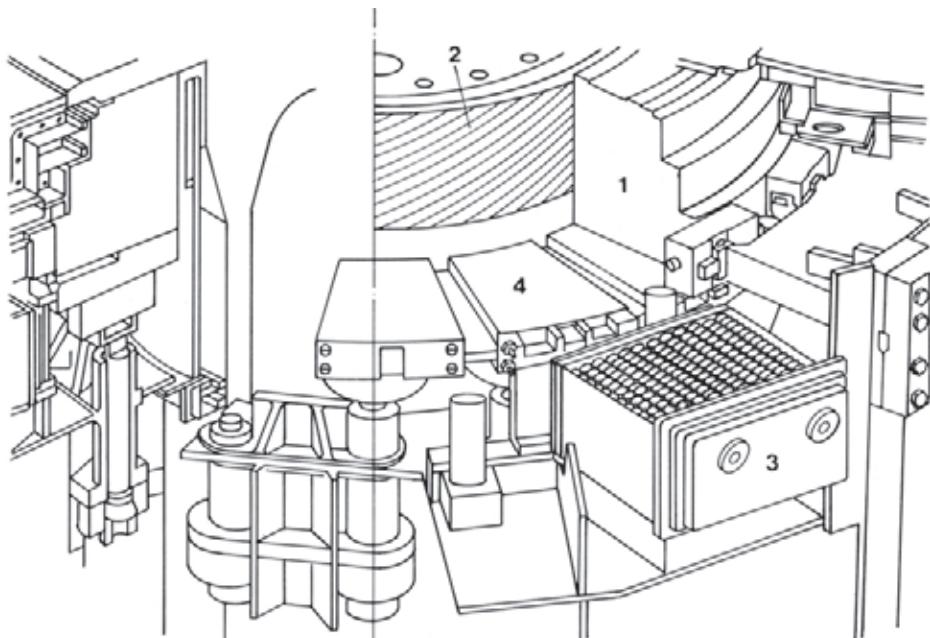
Componente	Carga (MN)
Peso do rotor do gerador completo incluindo eixos superior e inferior e o bloco de escora	19,61
Peso do rotor da turbina e eixo da turbina	4,3
Empuxo hidráulico na turbina	16
Imprevistos	2,59

Fig. 12.67 Arranjo geral do mancal combinado do gerador

- 1 Bloco de escora
- 2 Eixo inferior do gerador
- 3 Trocador de calor óleo / água do mancal de escora
- 4 Sapata do mancal de escora

Esta carga, com uma área de sapatas de 6.640 cm², dá uma pressão específica de 400 N/cm² (16 sapatas), que foi usada em todos os cálculos do projeto. Entretanto, os testes do modelo da turbina indicaram um empuxo máximo de apenas 5,86 MN, o que reduziria a carga do mancal de escora a 29,77 MN (sem os imprevistos). No interesse da segurança, esta redução potencial não foi considerada no projeto dos mancais.

Os mancais são do tipo Kingsbury com o bloco de escora de aço com diâmetro de 5,2 m e 770 kN montado em 16 sapatas, cada sapata suportada por um anel de suporte e um parafuso-macaco. As sapatas e anéis de suporte são projetados de modo que as deflexões côncavas resultantes das forças de pressão são quase compensadas pelas deformações convexas devidas a efeitos térmicos. Foi considerado um projeto alternativo de uma sapata em sanduíche com uma placa superior fina, suportada por molas elásticas. Este projeto tinha a vantagem de que as deformações térmicas seriam desprezíveis, devido à placa fina e à facilidade de resfriamento, e as deformações da placa devidas à distribuição de pressão poderiam ser reguladas ajustando-se a elasticidade das molas individuais. Contudo, esta alternativa foi finalmente descartada, pois foi provado por cálculo e experiências precedentes que as deformações da sapata no projeto adotado tradicional do fabricante eram perfeitamente aceitáveis; veja Fig. 12.69.



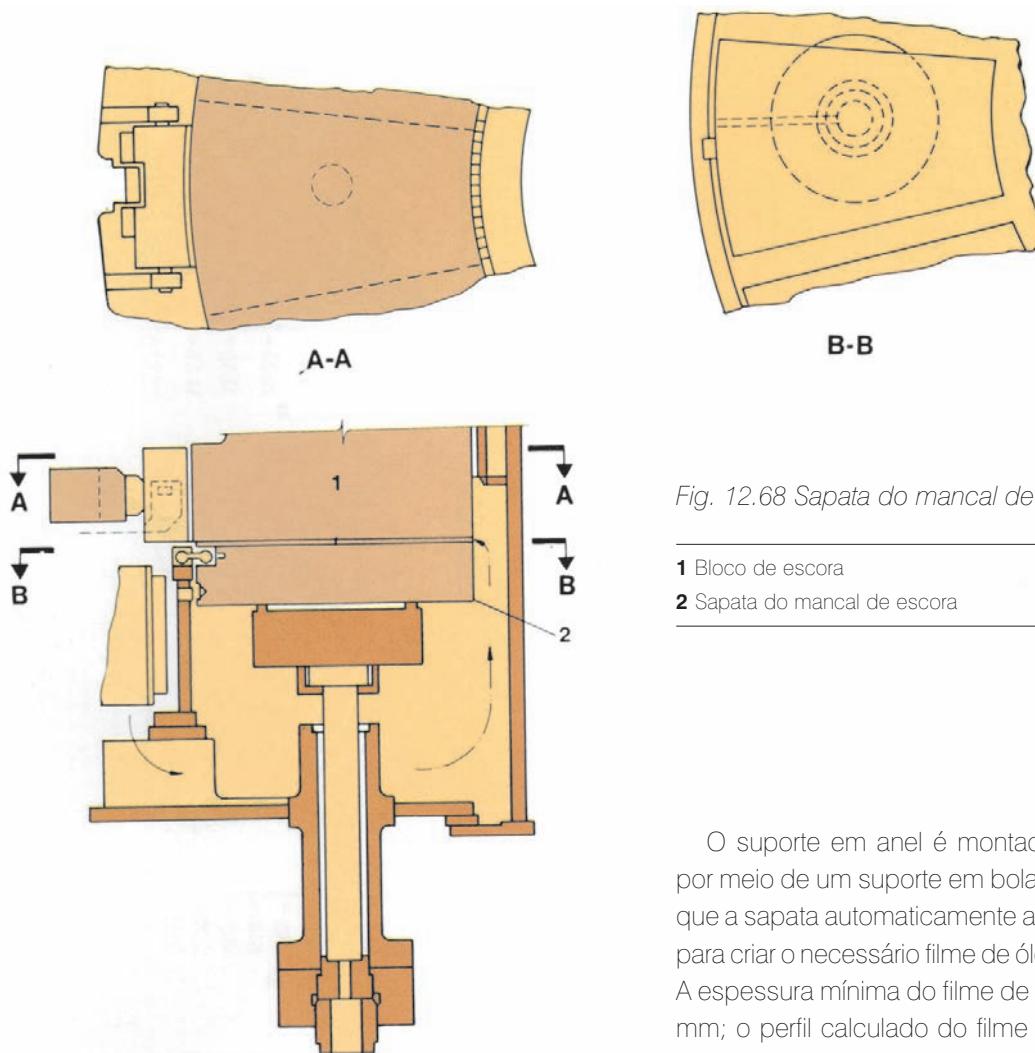


Fig. 12.68 Sapata do mancal de escora

- 1** Bloco de escora
2 Sapata do mancal de escora

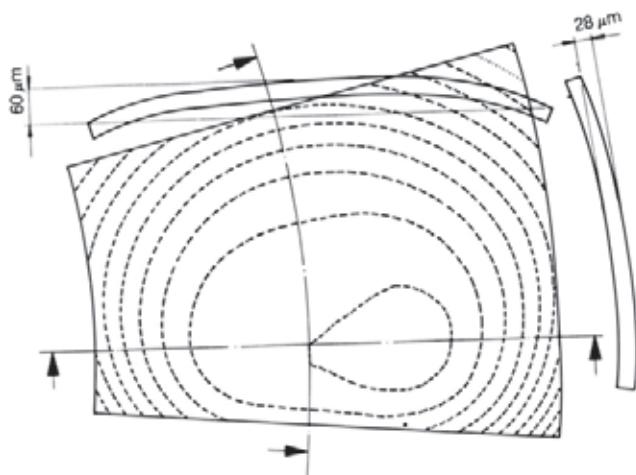


Fig. 12.69 Sapata do mancal de escora de Itaipu – deflexões em serviço – calculadas

O suporte em anel é montado no parafuso-macaco por meio de um suporte em bola excêntrico, que permite que a sapata automaticamente adote a inclinação correta para criar o necessário filme de óleo para suportar a carga. A espessura mínima do filme de óleo foi calculada em 65 mm; o perfil calculado do filme de óleo e a distribuição da pressão em operação estão mostrados nas Figs. 12.70 e 12.71 respectivamente. A perda por fricção calculada por sapata foi de 31,22 kW. O bloco de escora também sofre deflexão em serviço devido ao carregamento de pressão e efeitos de temperatura. O desvio do plano do bloco em cima das sapatas do mancal é de cerca de 15 mm que são facilmente acomodados na espessura do filme de óleo em operação. Alterações dimensionais radiais resultantes de temperatura são, entretanto, significativas, e resultam numa grande folga radial inicial para o mancal de guia inferior do gerador, que se reduz conforme o mancal se aquece. A folga na montagem é de 730 mm que cai para 350 mm depois de cerca de 15 minutos de operação do gerador. Durante este período, o mancal de guia inferior do gerador ainda contribui para a estabilidade do eixo, sendo as velocidades críticas importantes na partida 220 rpm com atração magnética e 260 rpm sem, ambas bem acima da velocidade normal de operação.

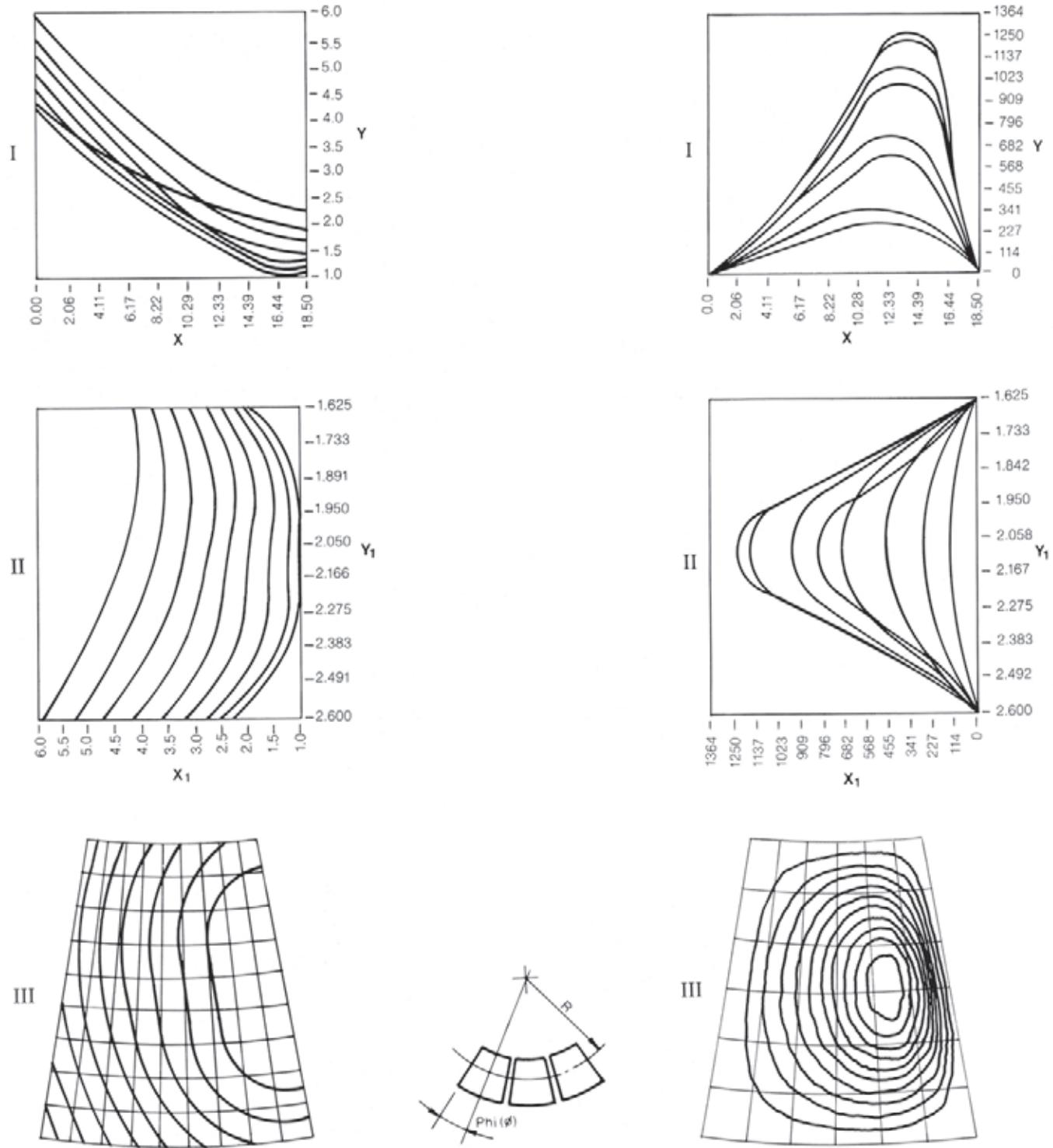
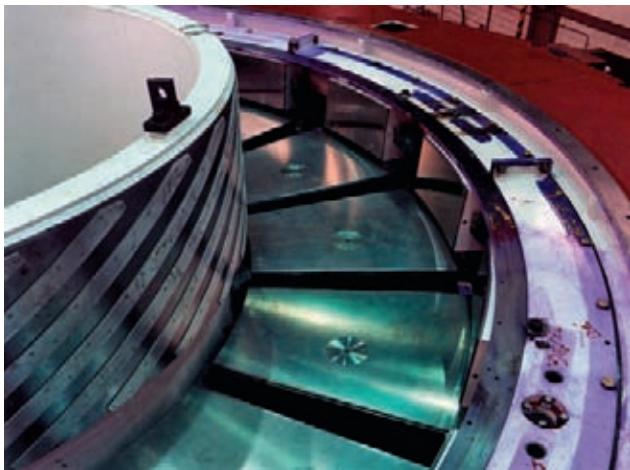


Fig. 12.70 Espessura do filme de óleo – calculada

- I** Variação tangencial **Y** Razão de intervalo H/H_{\min}
- II** Variação radial **X** Ângulo phi (ϕ)
- III** Plano do segmento mostrando as curvas da espessura do filme de óleo **Y₁** Raio (m)
- X₁** Razão de intervalo H/H_{\min}

Fig. 12.71 Distribuição da pressão calculada no mancal de escora

- I** Distribuição tangencial **Y** Pressão (N/cm^2)
- II** Distribuição radial **X** Ângulo phi (ϕ)
- III** Plano do segmento mostrando as isóbaras **Y₁** Raio (m)
- X₁** Pressão (N/cm^2)



Sapatas do mancal combinado em seu suporte



O bloco de escora foi fabricado de aço forjado com resistência mínima a tração de 485 N/mm² e limite mínimo no escoamento de 250 N/mm² e foi submetido a exame por ultrassons e teste por líquido penetrante. Não foi permitida qualquer solda de reparo na superfície de trabalho do bloco de escora. A superfície de trabalho do bloco foi acabada até uma média na linha de centro de 8 mm. A fixação do bloco de escora ao cubo do rotor é feita por meio de parafusos com folga, de modo que o bloco pode acomodar os movimentos devidos a pressão e expansão térmica. O torque é transmitido entre o bloco e o cubo por pinos radiais que também permitem a expansão do bloco.

O metal branco *babbitt* das sapatas do mancal foi testado quanto à aderência usando o método de cisalhamento e a aderência foi examinada com ultrassons. O material de base da sapata foi tratado termicamente a 700°C por aproximadamente 100 horas, para reduzir o hidrogênio a um limite de menos de 1,2 cm³/100g e assim eliminar qualquer possibilidade de bolhas de hidrogênio sob o metal branco.

O mancal de guia inferior do gerador compreende 16 sapatas oscilantes trabalhando no diâmetro externo do bloco de escora, que tem uma velocidade tangencial de 24,74 m/s. Foi projetado na hipótese de que somente 25% dos segmentos do mancal de guia estariam em operação, sob os seguintes limites específicos de pressão:

- Operação contínua: 2,4 N/mm²
- Transitória: 4,5 N/mm²
- Casos extremos de falha: 14,4 N/mm²

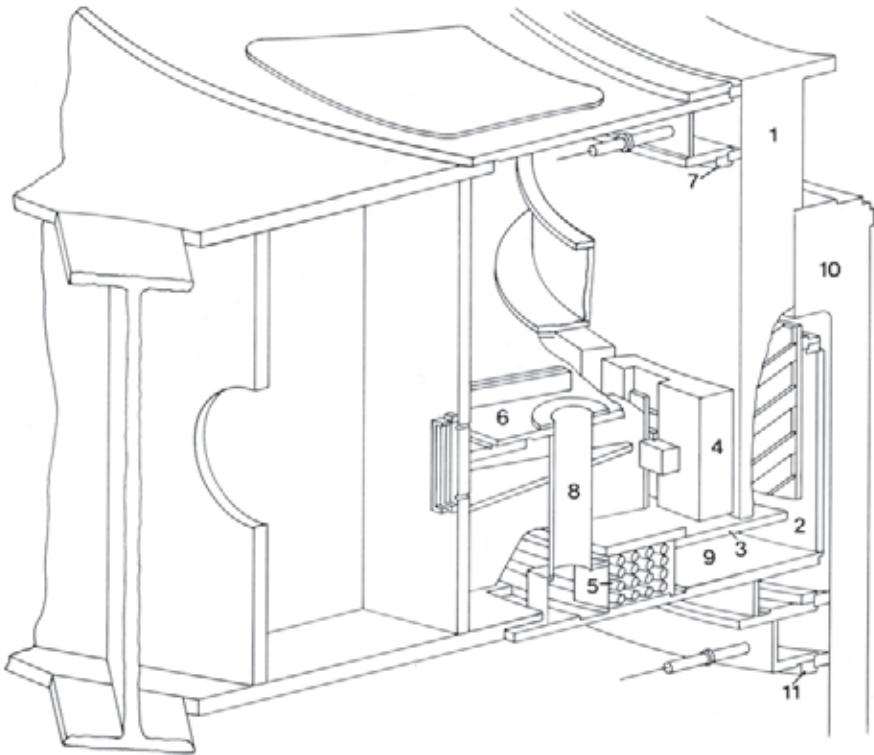
O mancal combinado está equipado com um sistema respirador conduzindo a um separador de óleo fora do

alojamento do gerador. Uma ligeira pressão positiva é mantida no reservatório do mancal por um selo espiral, que consiste de um invólucro com uma ranhura helicoidal, muito próximo do eixo, e assim atuando como uma bomba viscosa. O mancal é drenado por um tubo no fundo do seu reservatório. Com o uso de dispositivos de içamento especiais e depois de suspender o rotor nos macacos, as sapatas do mancal de guia inferior e do mancal de escora podem ser removidas lateralmente e baixadas no poço da turbina, sem necessidade de remover o rotor do gerador. A capacidade total dos trocadores de calor de 985 kW é tal que resfriamento adequado pode ser mantido com um trocador fora de serviço. Oito trocadores óleo / água bruta estão localizados no reservatório de óleo, cada um com dez tubos aletados de passagem única de água com 25 mm de diâmetro. O óleo é circulado através do trocador pela ação de bombeamento viscoso entre as sapatas do mancal e o bloco de escora. Foi considerado o resfriamento direto das sapatas do mancal de escora com água, mas não foi adotado porque sua maior vantagem, a redução do tamanho do mancal e aumento das pressões específicas, não compensava as complicações adicionais envolvidas e porque, na época da concorrência, a experiência da indústria ainda era pequena.

Durante a partida e a parada da unidade turbogerador, o filme de óleo do mancal de escora é estabelecido por meio do sistema de bombeamento de alta pressão. Contudo, se necessário, a unidade pode ser parada sem o sistema. A pressão do sistema é de 2,8 kN/cm² fornecida por duas bombas helicoidais a motor elétrico, uma em reserva caso a outra falhe. Para confiabilidade operacional adicional, uma bomba é

Fig. 12.72 Arranjo geral do mancal superior

- 1 Colar do mancal de guia superior
- 2 Vão radial
- 3 Chapas de calço
- 4 Segmentos do mancal
- 5 Resfriador
- 6 Tampa
- 7 Selo espiral
- 8 Tubo
- 9 Câmara
- 10 Eixo superior do gerador
- 11 Selo espiral



alimentada pelo sistema de 50 Hz da casa de força e a outra pelo de 60 Hz. O óleo é bombeado para uma câmara coletora de onde é conduzido individualmente via orifícios de equalização para cada sapata. Válvulas de retenção estão montadas em cada sapata para garantir que o filme de óleo da sapata seja mantido no caso improvável do rompimento do tubo de suprimento. Leva cerca de um segundo para suspender o rotor, depois do que as pressões na sapata se estabilizam em aproximadamente 1,55 kN/cm², cada sapata recebendo 4,7 l/min de suprimento de óleo. Os orifícios do suprimento em cada linha são dimensionados de modo que mesmo que três linhas de suprimento sejam rompidas, a pressão geral do óleo cairá somente para 1,4 kN/cm², que é ainda suficiente para suportar o gerador.

Mancal superior

O mancal de guia superior mostrado na Fig. 12.72 comprehende 16 sapatas oscilantes que trabalham contra o topo do eixo superior e são suportadas pela cruzeta do mancal superior. Os carregamentos específicos calculados para o mancal superior são os mesmos que para o mancal de guia inferior. A velocidade da pista do mancal é de 10,47

m/s e as folgas de montagem e de serviço são respectivamente 350 mm (mínimo) e 200 mm. A Fig. 12.73 mostra a circulação do óleo do mancal de guia superior. Desenvolve-se uma ação de bombeamento no vão radial acima do anel (2), devido à rotação do anel (1). O vão tem altura ajustável por meio de calços (3). O óleo frio flui em torno dos segmentos do mancal (4), absorve calor, e flui através do resfriador (5) e de volta ao colar e ao vão dos segmentos do mancal. A pressão no espaço acima do colar e dos segmentos é mantida pela tampa (6) e pelo selo espiral (7). Qualquer vazamento de óleo se acumula na tampa fraca (6) e corre pelos tubos (8) e a câmara (9) entre as duas metades do resfriador, de volta à entrada da bomba. Isto assegura que a entrada da bomba está sempre sob pressão estática positiva devido ao nível livre de óleo acima da tampa (6). O selo espiral (11) impede vazamento para o espaço do rotor ou do gerador. O vão da bomba é de aproximadamente 7,2 mm resultando numa vazão de 3700 l/min com 300 mm de coluna de óleo. O trocador de calor óleo / água mostrado na Fig. 12.74 é em duas metades, cada metade suficiente para manter o necessário resfriamento (30 kW). Os tubos de resfriamento não são aletados e são curvos.

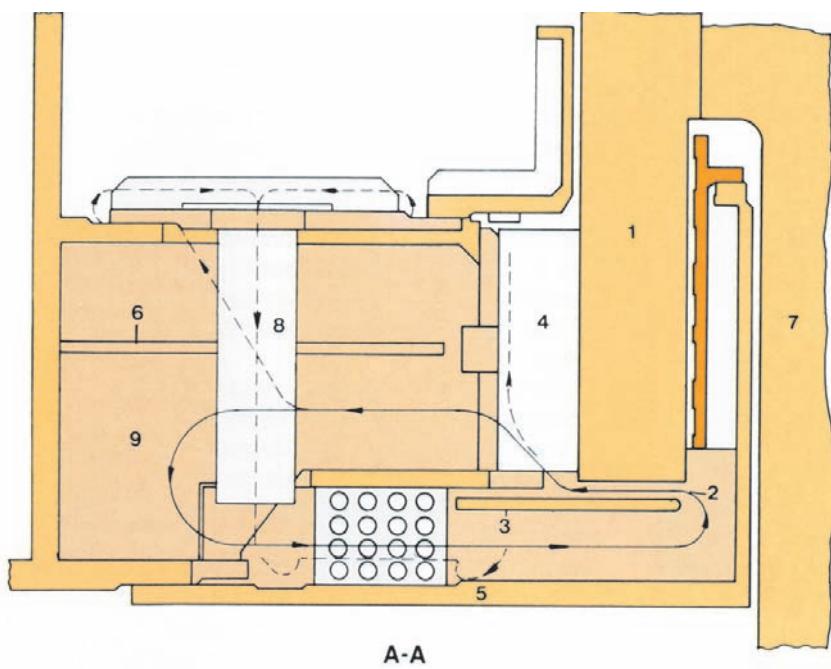
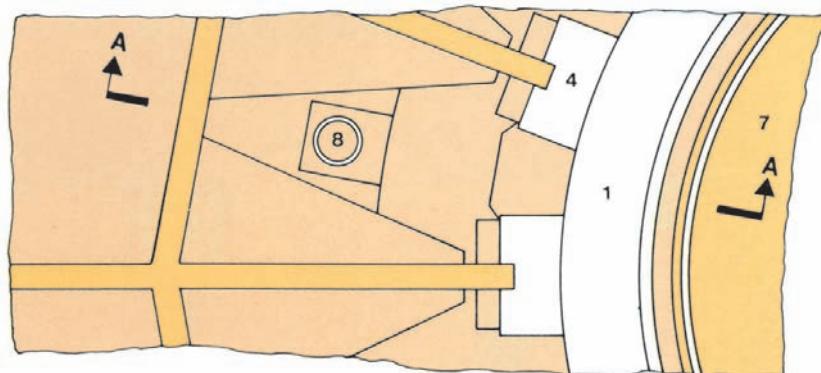


Fig. 12.73 Circulação de óleo no mancal de guia superior



- 1 Colar do mancal de guia superior
- 2 Vão radial
- 3 Placas de calço (*shim plates*)
- 4 Sapata do mancal de guia superior
- 5 Trocador de calor óleo / água do mancal
- 6 Tampa
- 7 Eixo superior do gerador
- 8 Tubo
- 9 Câmara

Sistemas de resfriamento

Com a exceção do enrolamento do estator, que é resfriado diretamente a água, o gerador utiliza métodos padronizados de resfriamento a ar. O aro do rotor, os polos do campo, o núcleo do estator e a carcaça são resfriados radialmente por ar circulado pela ação de ventilador do rotor, ar que por sua vez é resfriado por trocadores ar / água bruta.

Um estudo comparativo de geradores com enrolamento do estator resfriado diretamente a água com outros resfriados completamente a ar mostrou que a adoção do resfriamento direto a água no enrolamento do estator permitiu cerca de 30% de redução no peso geral e no custo do gerador e deu uma melhor eficiência.

Adicionalmente, o método escolhido também trouxe as seguintes vantagens:

- Circulação de ar levemente reduzida resultando em menor nível de ruído e menores perdas de ventilação.
- Temperatura mais baixa nos enrolamentos do estator, resultando numa vida em serviço mais extensa.
- Distribuição mais uniforme da temperatura entre as barras do enrolamento do estator e o núcleo, reduzindo em aproximadamente 60% o movimento relativo entre a barra e o núcleo e portanto reduzindo o risco de afrouxamento das barras e posterior erosão das camadas de semicondutores.
- Melhor monitoramento das temperaturas do enrolamento do estator pela medição da temperatura



Resfriador ar / água bruta do gerador

de saída da água de resfriamento em cada grupo de condutores.

- Com a utilização do resfriamento direto a água, o enrolamento do estator consiste de seis circuitos em paralelo, enquanto com o método de resfriamento a ar deveria requerer oito a dez, portanto o número de conexões foi reduzido.

As principais desvantagens do método escolhido são:

- Adição de um sistema complexo de água pura, completo com desionizadores, filtros e bombas.
- Perda da produção da unidade em caso de falha do sistema de resfriamento por água pura, embora uma produção parcial seja possível depois da drenagem de toda a água pura.
- Restrição em teste de alta tensão em c.c. no enrolamento do estator.

Os enrolamentos resfriados diretamente a água foram finalmente escolhidos para os geradores de Itaipu porque as vantagens superam amplamente as desvantagens.

O diagrama esquemático do sistema de água pura do estator é mostrado na Fig. 12.75. O sistema é projetado para dissipar a carga térmica de 4714 kW. O fluxo total de água através das barras e conectores é de $0,042 \text{ m}^3/\text{s}$. Bombas e trocadores de calor estão colocados na galeria de jusante na El. 98,5 e a instalação de tratamento da água fica no teto da

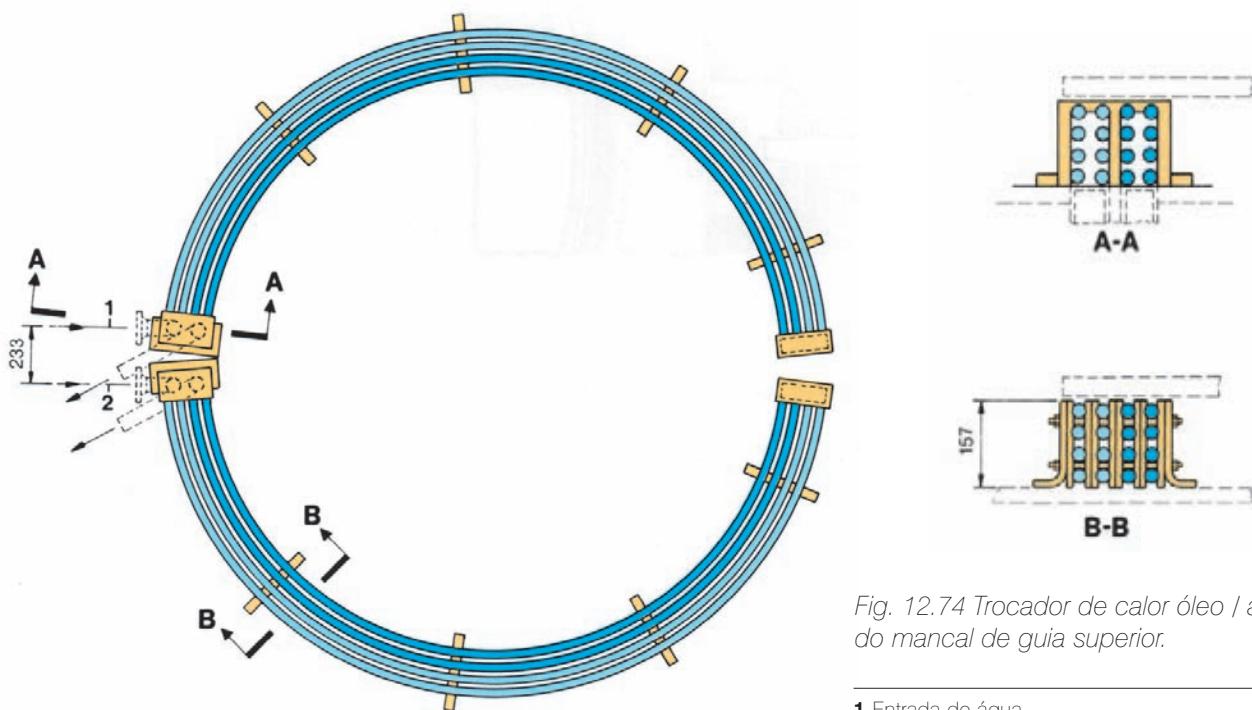
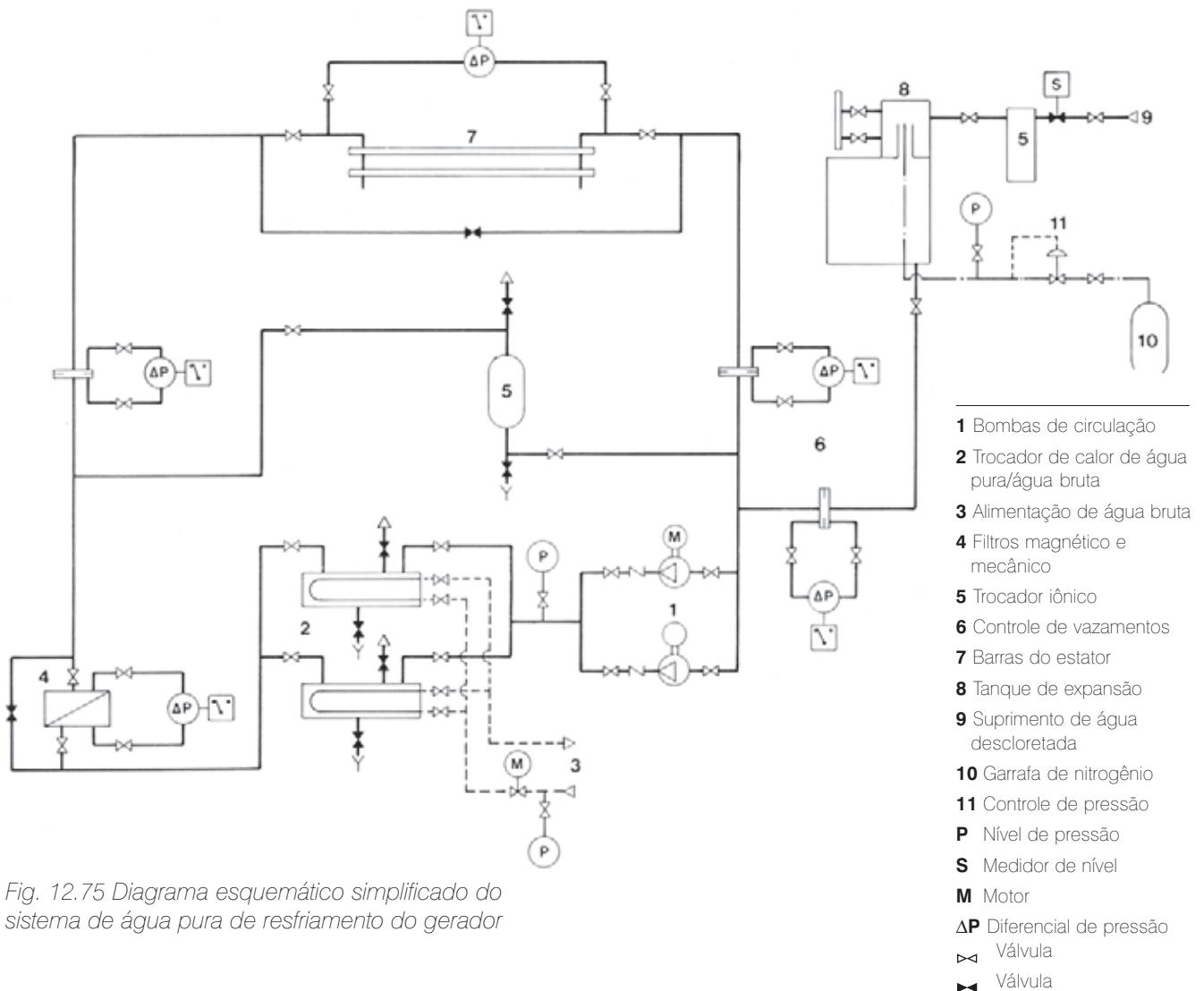


Fig. 12.74 Trocador de calor óleo / água do mancal de guia superior.

1 Entrada de água

2 Saída de água



sala de compressores na mesma galeria. Em todo o sistema de resfriamento por água pura as tubulações empregadas foram de cobre, aço inoxidável e plástico, isto é, materiais não corrosíveis. Existem duas bombas a motor elétrico trifásico, uma delas atuando como reserva que parte automaticamente em caso de falha da outra. Se as duas bombas falharem, o gerador será gradualmente descarregado. Normalmente dois trocadores pura / água bruta são operados em paralelo para impedir que a água pura num deles seja carregada com íons de cobre se ele for desativado por um período longo, mas cada trocador é projetado para a carga térmica total, permitindo assim a manutenção em operação do outro trocador. Uma válvula de controle operada a motor na entrada da tubulação de água bruta para os trocadores regula a temperatura da água pura na saída do enrolamento entre 40°C e 60°C com a temperatura proporcional à corrente no estator. Assim,

qualquer que seja o modo de operação do gerador, é mantida uma temperatura quase constante do enrolamento, aproximadamente igual à do ar ambiente. Isto assegura que não há condensação em qualquer parte do circuito de água pura. Pela mesma razão, quando a máquina é parada por um intervalo curto de tempo, o fluxo de água pura é mantido, sendo os aquecedores do espaço ligados somente em paradas longas.

Microfiltros mecânicos com malha de 5 mm são usados para recolher impurezas na água pura. Eles têm elementos filtrantes substituíveis de fibra de celulose, que têm poros maiores por fora e menores dentro. Desta forma as impurezas mais grosseiras são apanhadas na superfície, enquanto as partículas menores penetram até diferentes profundidades no elemento, de acordo com sua finura, assegurando a máxima eficiência ao filtro. O grau de

contaminação do filtro é monitorado por um manômetro diferencial com contatos de alarme. Um separador magnético segura partículas magnéticas muito finas, as quais, se deixadas passar, iriam oscilar no campo magnético do estator e poderiam causar danos sérios ao enrolamento do estator. O separador magnético consiste de barras de ímãs permanentes. Todas as partículas contendo ferro são atraídas e retidas pelas barras, que têm mangas de proteção feitas de material não corrosível. Um sistema combinado de *by-pass* permite a limpeza em operação e a substituição do filtro mecânico e do separador magnético.

Como a água pura está em contato direto com o cobre do enrolamento de alta tensão do estator e corre por um sistema de tubulações aterrado, ela deve ser mantida com uma condutividade muito baixa. A condutividade máxima é de $5 \mu\text{S}/\text{cm}$. Com valores maiores há o perigo de descarga entre os circuitos de alta tensão e as partes aterradas. Durante o comissionamento, o equipamento de água pura foi cheio com água desmineralizada de condutividade e conteúdo de oxigênio muito baixos. Durante a operação, entretanto, íons de cobre são liberados pelos enrolamentos, e gradualmente aumentam a condutividade da água e portanto requerem uma desionização da água pelo uso de um trocador de íons. O trocador de íons é ligado em paralelo com os circuitos de resfriamento dos enrolamentos, e recebe somente 0,5% do fluxo total de água pura, e reduz a condutividade da água a $0,1 \mu\text{S}/\text{cm}$, que é suficiente para manter a condutividade da água no circuito geral em aproximadamente $2,3 \mu\text{S}/\text{cm}$. Resinas especiais granuladas são usadas no trocador de íons, as quais são basicamente polímeros aos quais foram incorporados grupos de trocadores ativos. O trocador de cátions contém grupos fortemente ácidos e retira cátions da água substituindo-os com quantidades equivalentes de íons de hidrogênio; o trocador de aníons contém grupos fortemente básicos e tira os aníons da água substituindo-os por íons de hidroxila. Uma terceira resina é usada para manter o pH da água entre 8 e 8,5. As resinas têm uma vida útil de mais de 8 mil horas de operação e podem ser substituídas durante a operação. A condutividade da água cresce muito devagar quando o trocador de íons não está em operação.

Diferenças no volume de água pura no sistema, resultantes de variações na temperatura, são compensadas por um tanque de expansão instalado no ponto mais alto do sistema. Para evitar a contaminação da água por oxigênio, o tanque é cheio de nitrogênio em baixa pressão. O nitrogênio para o tanque de expansão

vem de um cilindro via uma válvula redutora de pressão. O cilindro pode ser substituído durante a operação da unidade. Água pura perdida por vazamentos é recuperada com água descolorada obtida das instalações de tratamento de água descritas no Capítulo 10. Antes de entrar no tanque de expansão essa água passa por um pequeno desionizador que é ligado ao tanque.

O aro do rotor, os polos do campo, o ferro do estator e a carcaça são resfriados por um sistema de circulação fechada de ar. A ação de ventilador do rotor é usada para mover o ar radialmente através dos vãos nas laminationes do aro do rotor e entre os polos do campo. Isto resulta em um resfriamento muito uniforme do rotor e do estator, comparado com a alternativa de empregar ventiladores axiais para movimentar o ar em cima e em baixo do entre-ferro. Do entre-ferro, o ar de resfriamento passa pelos vãos no núcleo do estator, através dos trocadores de calor ar / água bruta que estão montados por fora do estator e então por dutos de ar volta ao centro do rotor.

Foi desenvolvido um modelo teórico do fluxo de ar no gerador; a informação do modelo foi suplementada com resultados de outros geradores em operação, e de uma instalação de teste. O fluxo volumétrico de ar necessário foi de $160 \text{ m}^3/\text{s}$ e, com uma folga de 10 mm entre os deflectores de ar e o aro do rotor, o fluxo pelos trocadores de calor foi estimado em $200 \text{ m}^3/\text{s}$, 10% dos quais voltando pela folga. Há 16 trocadores de calor ar / água (6300 kW total) por gerador, projetados para ar a $77,4^\circ\text{C}$ entrando, saindo a 40°C , com suprimento de água bruta a 30°C e aumento de temperatura de 10°C na água. Cada trocador tem seis fileiras de tubos arranjados em formato triangular, 28 tubos numa fileira e 27 na adjacente. Nas fileiras de 27 as chapas laterais têm uma protuberância para assegurar uma distribuição igual de velocidade. Os tubos de água de 90/10 cobre níquel têm aletas de cobre soldadas em hélice, para melhorar o coeficiente de transferência de calor. Os trocadores são ligados ao estator por sanfonas flexíveis.

Freios e macacos

Embora inicialmente tenham sido considerados freios e macacos separados, com os macacos colocados próximos do mancal de escora para minimizar as alterações nos esforços estruturais durante o uso dos macacos, o projeto final adotou o sistema mais usual de freios e macacos combinados, o sistema de freios usando ar comprimido e os macacos empregando óleo em alta pressão.

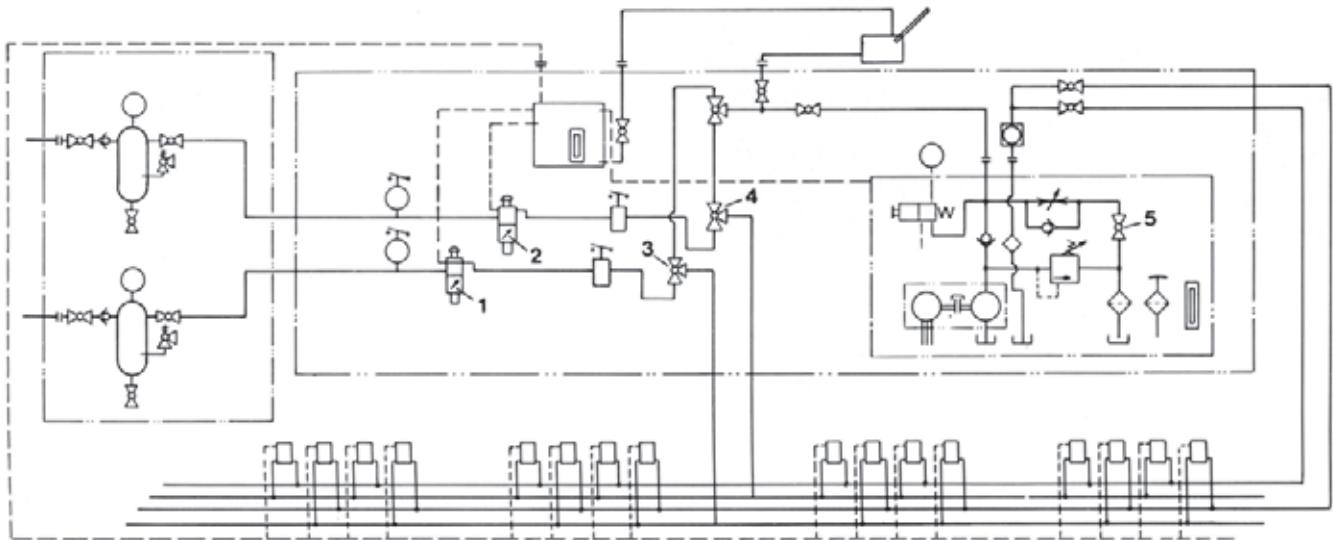


Fig. 12.76 Diagrama esquemático de freios e macacos

1,2 Válvulas solenoides

3,4 Válvulas de três direções

5 Válvula de desvio

Um diagrama esquemático simplificado do sistema combinado é mostrado na Fig. 12.76. São 32 os freios/macacos que, quando estendidos, atuam no anel de freio aparafusado por baixo do aro do gerador. Um arranjo detalhado do freio/macaco é mostrado na Fig. 12.77. O pistão superior (ao qual as sapatas estão presas) é suportado no pistão inferior por uma arruela de mola Belleville. Pressão de ar ou óleo admitida entre a face inferior do pistão inferior e o casco do cilindro aplica as sapatas do macaco ao anel de freio. Durante a frenagem, qualquer irregularidade do anel de freio é acomodada pelo movimento do pistão superior no cilindro, tal movimento

sendo regulado por duas molas pré-tensionadas ligadas às sapatas em ambos os lados do cilindro, comprimindo a arruela Belleville. As mesmas duas molas retornam o pistão combinado quando a pressão de óleo ou ar é aliviada. O curso total de movimento do pistão é de 30 mm, e o máximo desgaste permitido na lona de freio é de 8 mm. Os 32 freios/macacos são operados por dois circuitos separados independentes de ar/óleo, de forma que só um grupo de 16 podem ser aplicados, o outro grupo atuando normalmente como reserva. Se necessário, todos os 32 freios/macacos podem ser aplicados simultaneamente.

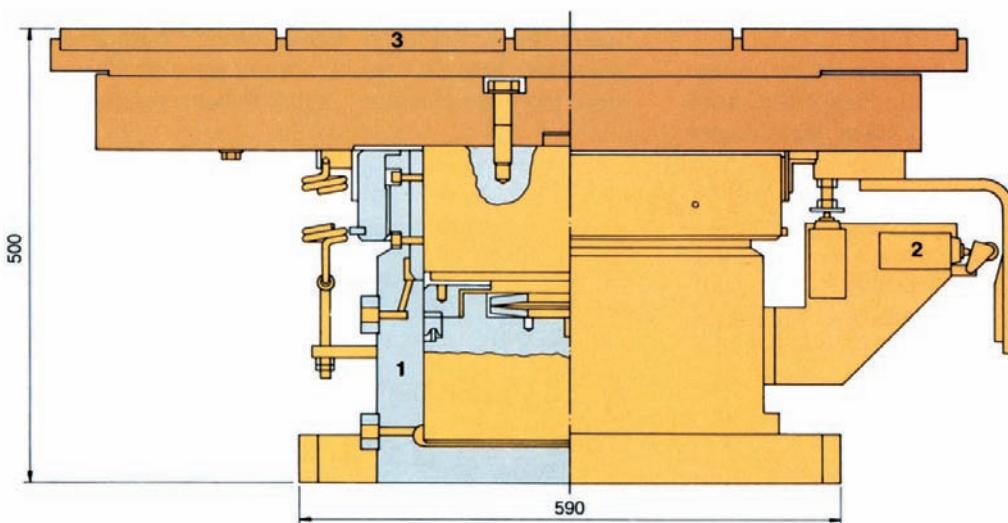


Fig. 12.77
Detalhes dos freios e macacos

1 Cilindro do macaco

2 Chave limite

3 Sapata



Freio/macaco combinado do gerador

O ar comprimido é suprido pelo sistema de ar comprimido da casa de força descrito no Capítulo 13, e em caso do sistema da casa de força falhar, cada sistema de freio/macaco é equipado com um acumulador de ar de 600 l que é suficiente para duas aplicações do freio. Válvulas de retenção nas linhas de suprimento impedem que os acumuladores realimentem o sistema da casa de força. Se os 32 freios/macacos são acionados, então o sistema combinado é adequado para três aplicações. A pressão máxima no sistema é de 88 N/cm² e a mínima é de 66 N/cm².

As folgas de palhetas diretrizes novas são tais que a velocidade residual da unidade geradora é de cerca de 20 rpm, que resulta num tempo total de parada de 520 segundos com uso de dezesseis cilindros, e temperatura do anel de freio de 50°C. A aplicação do freio na velocidade mais baixa praticamente possível é necessária porque reduz o desgaste dos freios e a produção do indesejável pó de freio. Contudo, no caso de palhetas diretrizes gastas, é possível aplicar os freios numa velocidade máxima de 45 rpm, abrindo as válvulas solenóides , ver (1) e (2) na Fig. 12.76, caso em que a parada da unidade com 16 cilindros de freio leva cerca de 325 segundos (tempo total a partir da plena velocidade) e resulta numa temperatura do anel de freio de aproximadamente 90°C.

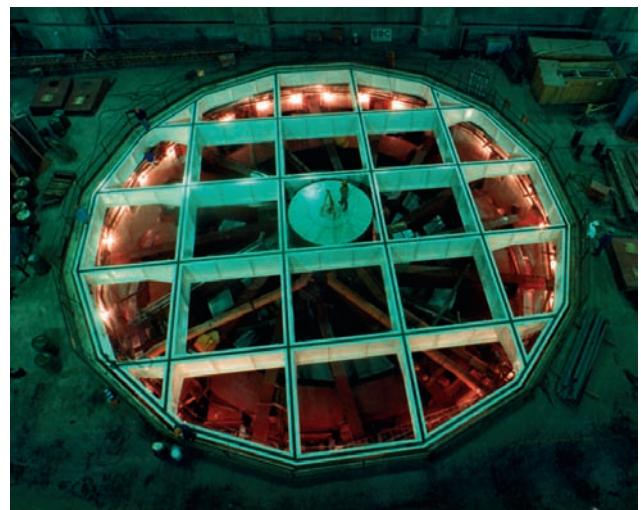
Os macacos a óleo são ativados pela operação das válvulas de três direções (3) e (4). Dezesseis macacos são suficientes para levantar o rotor. O óleo é bombeado para os macacos à pressão de 1,95 kN/cm² pela bomba a motor elétrico. Os macacos são ativados e a bomba é parada automaticamente por uma chave limite no rotor. O rotor é baixado pela abertura da válvula de desvio (5).

Uma bomba manual pode ser usada no caso de ser necessário estabelecer o filme de óleo no mancal.

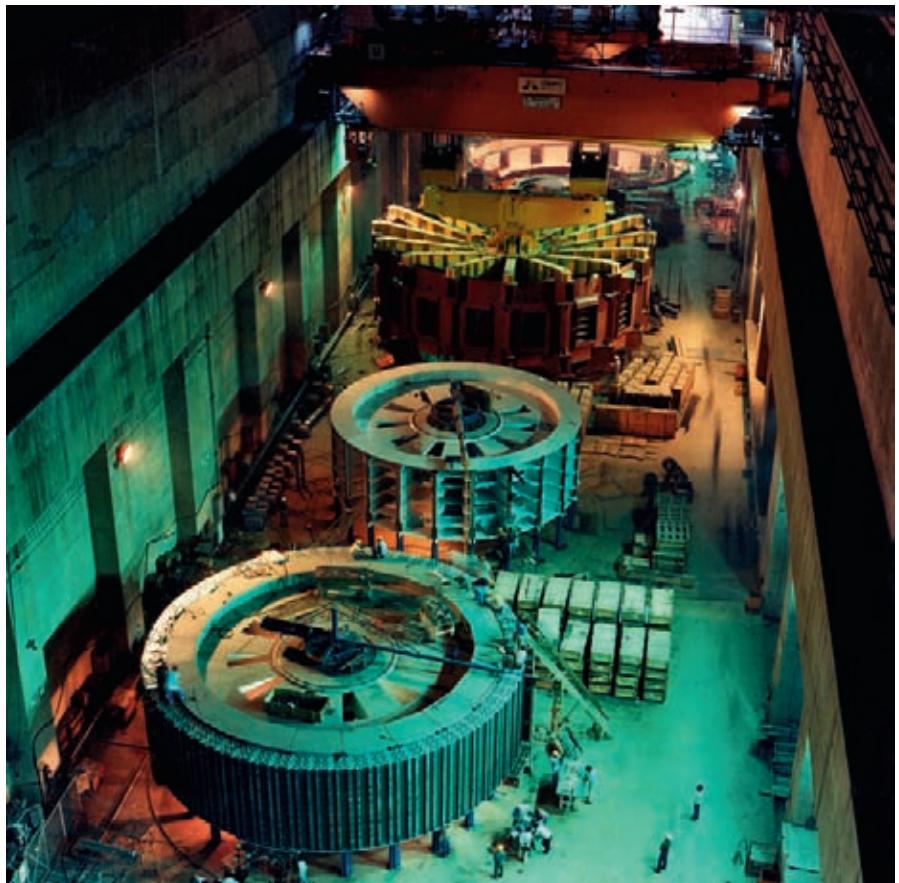
Sistema de proteção contra incêndio a CO₂

Embora reconhecido que geradores com isolamento classe F já foram instalados sem proteção contra incêndio, ou com sistemas aspersores de água, o CO₂ foi escolhido para prover a proteção contra incêndio com mínimas consequências secundárias. O risco de choque térmico à unidade foi considerado como aceitável, e os intertravamentos nas portas de segurança impedem o funcionamento do sistema quando houver pessoal de operação dentro do alojamento do gerador.

O sistema de CO₂ de 500 N/cm² comprehende dois grupos de cilindros, um grupo sendo o sistema principal e o outro atuando como reserva. Os grupos de cilindros estão localizados na galeria de jusante na El. 115, cada grupo servindo a dois geradores. Ambos os grupos são dimensionados para uma descarga inicial (que precisa de 104 cilindros) seguida de uma descarga de finalização requerendo sessenta cilindros. A descarga inicial alcança uma concentração de 50% no alojamento do gerador dentro de 3 minutos, e a finalização mantém no mínimo 30% por 20 minutos, aproximadamente o tempo necessário para parar a unidade. Um barril circular de 101,6 mm é usado para a descarga inicial, mudando para outro de 38,1 mm para a fase de finalização. A ativação do sistema de CO₂ é feita por dez detectores de fumaça e 16 de temperatura localizados no alojamento do gerador. A operação de qualquer detector desencadeia um alarme; a operação de pelo menos um detector de cada tipo dispara o início da parada da unidade



Estrutura de suporte da coberta superior do gerador



Montagem de geradores na área de montagem direita. Um estator com viga de levantamento pronto para colocação no poço do gerador, dois rotores em vários estágios de montagem

e o sistema primário de CO₂ descarrega depois de 60 segundos. Um sistema próprio de ventilação é usado para retirar o CO₂ depois que o perigo de fogo termina.

Cobertas e acesso

O gerador tem cobertas estanques em cima e embaixo, as quais contêm a circulação de ar de resfriamento e servem como fechamento a prova de fogo para o sistema de proteção contra fogo por CO₂. Chapas xadrez formando o fechamento de baixo são aparafusadas à cruzeta do mancal inferior, e as da coberta superior são suportadas por uma estrutura soldada que cobre o alojamento de concreto do gerador na El. 108.

O acesso ao alojamento do gerador é feito por duas portas estanques, diametralmente opostas, na El. 98,5. Dentro do alojamento há um caminho em torno da carcaça do estator e um espaço para remoção dos trocadores de calor ar / água bruta.

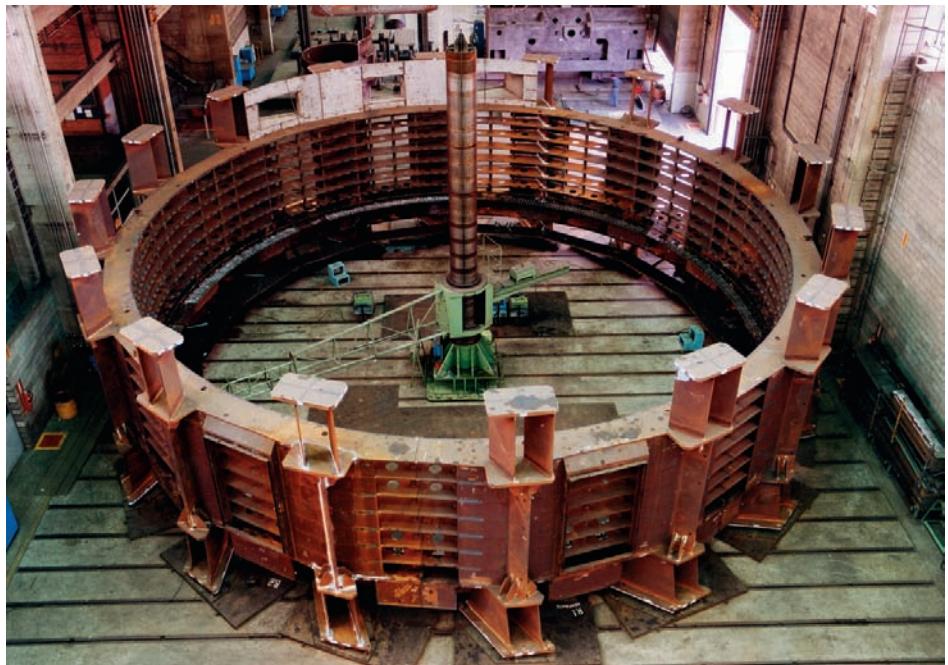
O acesso à cruzeta inferior do gerador é feito por uma escada desde a turbina, através de uma escotilha trancável no fechamento inferior. A coberta superior tem uma escotilha

para acesso ao compartimento dos anéis de contato e à válvula de aeração da turbina. As especificações determinaram que a coberta superior fosse projetada para suportar uma carga distribuída de 0,49 N/cm² e uma carga concentrada de 200 kN.

MONTAGEM

Geral

As limitações de transporte fizeram com que a maioria do trabalho de montagem dos grandes componentes dos geradores e toda a montagem final da unidade tivessem lugar na obra. Os componentes principais eram o estator, o rotor, as cruzetas superior e inferior completas com compartimentos dos mancais, os quais foram montados nas áreas de montagem da casa de força e depois movidos para o poço do gerador onde foi feita a montagem final, incluindo alinhamento e ligação dos auxiliares. Pequenas diferenças existem entre os geradores de 50 Hz e de 60 Hz e os procedimentos dos dois fornecedores envolvidos; elas são citadas quando consideradas de interesse.



Alinhamento e soldagem dos segmentos do estator

Estator

As oito seções da carcaça do estator foram montadas e niveladas na área de montagem e verificada a circularidade com tolerância de 0 a +2 mm usando um micrômetro de braço pivotante num poste central. A sequência da soldagem para juntar as seções da carcaça foi controlada cuidadosamente e ajustada para limitar a distorção total da carcaça completa.

Preparando o empilhamento do núcleo do estator, foram instalados os dedos de fixação inferiores e as barras verticais de rabo de andorinha. Os dedos de fixação foram nivelados e soldados e foi feita uma prova da colocação de laminações do núcleo nas barras de encaixe. As barras foram alinhadas e suas placas retentoras soldadas.

O empilhamento do núcleo do estator foi feito em oito estágios, cada um consistindo de aproximadamente sete pacotes de núcleo. Ao fim de cada estágio o núcleo foi comprimido hidráulicamente , a altura e o diâmetro interno verificados e se necessário as barras de encaixe ajustadas para manter o diâmetro de projeto a $\pm 0,7$ mm. Após completo, o núcleo do estator recebeu um teste de magnetização. O propósito primário desse teste foi localizar, por sensor infravermelho, pontos quentes causados por curto-círcuito magnético entre laminações. O benefício secundário foi a compactação do núcleo como se segue:



Instalação das barras de encaixe do estator

	Antes	Depois
50 Hz	$3506 \pm 2\text{mm}$	3500 + 4mm - 0mm
60 Hz	$3266 \pm 2\text{mm}$	3260 + 4mm - 0mm

Durante o teste de magnetização do primeiro gerador Siemens (50 Hz), ocorreu um deslocamento permanente de algumas laminationes no pacote inferior. Isso foi devido às diferenças de temperatura devidas a falta de pré-aquecimento da placa de base. A distorção foi de apenas 1,5 mm, que foi considerada aceitável.

A montagem da carcaça e do núcleo do estator completos requereu aproximadamente 7 meses.

A instalação dos anéis de suporte superior e inferior que são usados para amarração das barras foi ligeiramente diferente para cada fabricante. A BBC colocou os anéis antes de instalar as barras enquanto a Siemens instalou-os depois. Em ambos os casos, o método de calçar e amarrar as áreas das curvas finais do enrolamento foi semelhante e foi completado antes de colocar as cunhas e fazer as conexões dos finais do enrolamento.

A solda forte nas conexões finais foi feita usando solda prata a uma temperatura de 650°C a 800°C e correntes de 1.500 a 5.000 A. O isolamento das barras foi protegido por pasta térmica, e gás nitrogênio foi usado para reduzir a oxidação durante o processo.

O estator foi então levado para o poço do gerador, com a ponte rolante de 10 MN usando uma aranha especial de muitos braços para impedir distorção, e centrado com uma tolerância de $\pm 0,2$ mm. Os anéis principais dos circuitos



Instalação do enrolamento do estator. Inserção de enchimento lateral (Gerador BBC)



Tensionamento dos parafusos de fixação do núcleo do estator com um macaco hidráulico



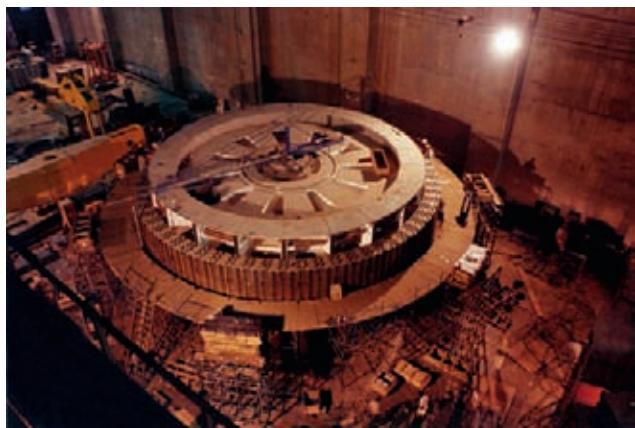
Aperto de pacote de núcleo com chave de torque



Amarração das barras superiores



Cubo central do rotor apoiado na área de montagem.



Empilhamento do aro do rotor

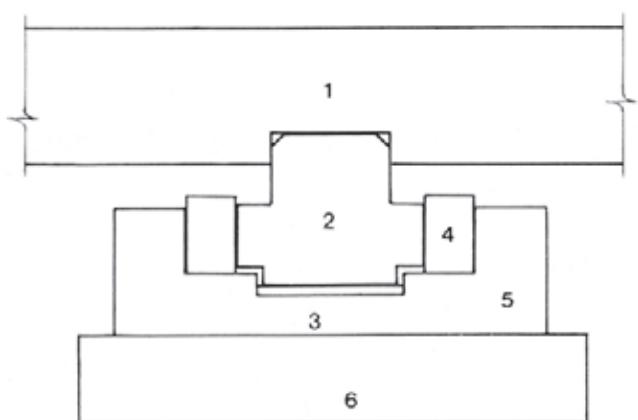


Fig. 12.78 Detalhe da montagem do aro do rotor

1 Aro do rotor	4 Cunhas
2 Chave	5 Viga "U"
3 Calço	6 Viga dos braços da aranha

foram instalados e conectados com solda forte, e então os capuzes do enrolamento foram instalados. Por último, foram feitas as conexões para a água pura entre as barras do estator, e foram instaladas as tubulações associadas e conexões isoladas entre o enrolamento e as tubulações. O local especificado para o empilhamento do núcleo e colocação das barras do enrolamento era o poço do gerador. Mais tarde, devido à programação, isso foi mudado e foi feito na área de montagem.

Rotor

Na área de montagem, o cubo central do rotor era apoiado sobre oito pedestais de aço e nivelado com uma tolerância de 0,02 mm/m. Foi montado um micrômetro de braço pivotante num poste central no topo do cubo para controlar a circularidade.

Os braços do rotor foram aparafusados ao cubo com suas extremidades externas suportadas por um pedestal sob cada uma das duas vigas do aro. Depois de todos os braços serem montados, foi feita uma verificação dimensional e as juntas no cubo e entre os braços foram soldadas. A sequência de soldagem foi cuidadosamente controlada para minimizar a distorção geral e manter um nível de tolerância de $\pm 0,3$ mm, uma tolerância radial até a face das colunas do aro de $\pm 1,0$ mm, e uma tolerância vertical das colunas do aro de $\pm 0,3$ mm na direção perimetral.

Em preparação para o empilhamento do aro do rotor, as vigas U verticais foram montadas nas vigas dos braços, ver Fig. 12.78. As placas de compressão inferiores, para as laminações do aro, foram apoiadas nos blocos de calço das vigas dos braços e em pedestais separados temporários. Foi feita uma prova do ajuste das laminações do aro, vinte chapas de 3 mm cada, e as vigas U ajustadas e soldadas às vigas dos braços.

O aro foi comprimido verticalmente com parafusos passantes em seis estágios do empilhamento e, se necessário, a altura da pilha foi ajustada nos pontos baixos de 2 mm ou mais, usando laminações especiais de calço. A face externa do aro foi mantida dentro de uma faixa entre máximo e mínimo de 0,6 mm nas medições radiais. A compressão final do aro foi feita verificando o alongamento do estojo de aperto.

A montagem de um rotor até este estágio de acabamento requereu aproximadamente 12 meses.

Para o encolhimento do aro, foram instalados aquecedores tubulares em quatro furos de estojos por

posição de polo, e colocado um aquecedor em tira em baixo do aro. O aro foi aquecido a aproximadamente 60°C acima dos braços do rotor, e então foram instalados os calços radiais. As cunhas tangenciais, de ambos os lados da chave principal, foram ajustadas e apertadas com macacos hidráulicos. Quando todas as chaves e cunhas estavam no lugar, placas de fixação foram instaladas em cima e em baixo.

Os polos do campo foram enviados para a obra completamente montados e prontos para instalação no aro do rotor. A montagem utilizou uma única conexão em rabo de andorinha, com um conjunto de sete locais para calços e cunhas, para colocar com precisão radial de $\pm 0,3$ mm, e fixar firmemente o polo. A posição vertical foi ajustada a $\pm 1,0$ mm por dois estojos ajustáveis contra a placa inferior de pressão do aro. As cunhas radiais finais, no centro do rabo de andorinha, foram colocadas com macacos hidráulicos, e instaladas placas de retenção. Três suportes longitudinais em cunha foram instalados entre polos e ancorados ao aro com parafusos através dos vãos de ventilação.

O enrolamento principal de campo e o enrolamento amortecedor de barras foram conectados diretamente entre polos por conexões aparafusadas acima e em baixo dos polos. Os condutores principais do campo foram instalados, do cubo central ao topo do aro, por dentro de um dos braços do rotor.

O anel do freio, consistindo de segmentos de placas, foi instalado por baixo do aro usando parafusos passantes estendidos e calços para obter um nível de tolerância de $\pm 0,2$ mm.

Depois da pintura final, o rotor foi transportado para o poço do gerador usando uma viga equalizadora de quatro ganchos, com as duas pontes rolantes de 10 MN acopladas.

Cruzeta do mancal inferior e anel de fundação

A cruzeta do mancal inferior e a base do estator são acopladas e suportadas por um anel de fundação fabricado e embutido no concreto no poço do gerador. As oito seções do anel foram colocadas, niveladas e soldadas juntas antes da colocação dos chumbadores e embutimento. Também são montados no anel as unidades de freio e macacos do gerador.



Braços do rotor prontos para serem levantados nos suportes e soldados ao cubo central.



Instalação de polo do gerador



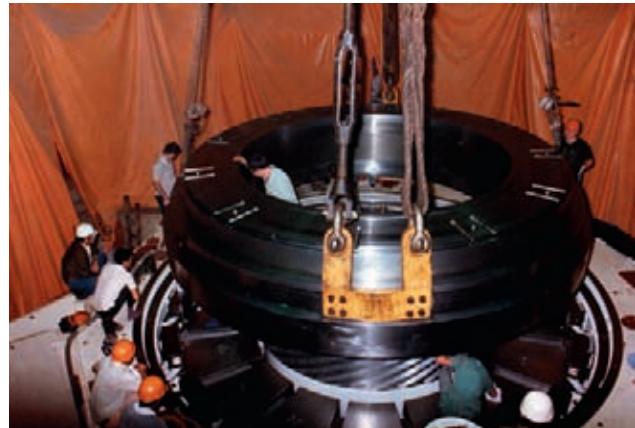
Acoplamento do eixo inferior do gerador ao eixo da turbina

O cubo central da cruzeta do mancal inferior foi colocado sobre pedestais na área de montagem e cuidadosamente nivelado. Os braços foram fixados usando um sistema de pinos e chaves, para alinhamento e transmissão de carga, antes de aparafulhar.

Componentes do mancal de escora e do mancal de guia inferior do gerador, até e incluindo as sapatas dos mancais, foram instalados no cubo. Isto incluiu os conjuntos de macacos parafusos que se estendem através do fundo do alojamento para permitir o ajuste da carga de cada sapata de escora. Também foram instalados os trocadores de calor óleo / água e a tubulação para o sistema de óleo de alta pressão de levantamento do mancal de escora. As sapatas dos mancais foram temporariamente removidas, antes de mover o conjunto para o alojamento.

Eixo inferior do gerador

O eixo inferior do gerador foi instalado e acoplado ao eixo da turbina antes da colocação da cruzeta do mancal



Bloco de escora sendo baixado sobre as sapatas de escora

inferior no alojamento do gerador. Isto foi feito ajustando os pontos alto e baixo do acoplamento e juntando o acoplamento com seis macacos hidráulicos. A unidade combinada foi verificada quanto ao prumo e centragem no anel de desgaste inferior da turbina. Os furos do acoplamento foram escareados e os parafusos de acoplamento instalados e tensionados hidraulicamente. O estator, que havia sido colocado previamente no alojamento, foi centrado no eixo e aparafulhado ao anel de fundação.

O conjunto da cruzeta do mancal inferior foi levado ao alojamento do gerador, nivelado e centrado no eixo antes do aparafulhamento final ao anel de fundação. O mancal de escora foi reinstalado e o bloco de escora colocado sobre as sapatas, usando o sistema de óleo de alta pressão para auxiliar na centragem ao eixo. Foi feita uma verificação final do centro do eixo, prumo, nivelamento da face de acoplamento, nivelamento do bloco de escora e centro.



Bloco de escora

Unidade de freios e macacos

As unidades de freios e macacos foram montadas no anel de fundação. As tubulações associadas de ar comprimido e óleo de alta pressão e a fiação elétrica foram instaladas. Estas unidades foram usadas para suportar o rotor depois que ele foi trazido da área de montagem para o poço e acoplado ao bloco de escora.

Acoplamento do rotor

O acoplamento do cubo do rotor ao bloco de escora foi feito inicialmente, com o rotor suportado pelas pontes rolantes principais da casa de força. As marcas de montagem da fábrica foram alinhadas e o alinhamento

inicial estabelecido, usando quatro pinos guias verticais. Usando macacos hidráulicos temporários, o bloco de escora foi elevado para alinhamento final dos pinos de torque horizontais. O rotor foi então baixado pelas pontes, passando assim a carga total para o mancal de escora e os macacos temporários.

As porcas ajustáveis de suporte do mancal foram apertadas e a carga foi transferida dos macacos temporários.

Depois de reverificar o alinhamento, foram instalados parafusos verticais com cabeça, cada um com um tubo espaçador e uma arruela para permitir a expansão térmica radial do bloco de escora. Depois disto, os furos para os pinos de torque horizontais foram escareados, ajustados os pinos e colocadas as placas retentoras para completar o acoplamento.

Acoplamento do cubo do rotor

Um acoplamento inicial foi feito usando quatro macacos parafusados acionados hidráulicamente, quatro pinos de guia temporários com ajustamento excêntrico e outros quatro sem. Depois de completar a verificação do prumo, todos os parafusos de acoplamento foram instalados e hidráulicamente apertados até aproximadamente 80% de sua tensão de trabalho, e uma segunda verificação de prumo foi feita. A carga estática nas sapatas do mancal de escora foi equalizada e uma terceira verificação do prumo foi feita.

Foi feita uma verificação completa de giro do conjunto rotor, eixos, e rotor da turbina, usando o sistema de óleo de alta pressão do mancal de escora para permitir a rotação em estágios

de 45°. Os parafusos de acoplamento do eixo foram apertados até seu valor final e o giro reverificado. Os furos dos pinos de cisalhamento foram acabados e os pinos instalados e as placas retentoras colocadas para completar o processo de acoplamento.

Eixo superior do gerador

O eixo superior foi colocado sobre o rotor usando-se uma ponte rolante da casa de força, e centrado com macacos hidráulicos horizontais. Cinco parafusos temporários foram instalados e montados os anéis de contato do campo. Um alinhamento preliminar e verificação de giro foram feitos e seis parafusos adicionais foram instalados e uma reverificação do alinhamento feita. Então foi efetuada uma verificação completa de prumo de todas as partes girantes.

Seis dos parafusos temporários foram retirados e os furos dos parafusos alargados. Os seis parafusos permanentes foram colocados e apertados hidráulicamente até aproximadamente 50% da carga. Os parafusos restantes foram instalados e todos os parafusos foram tensionados até os valores finais e suas porcas travadas.



Descida do rotor sobre o eixo inferior do gerador



Cruzeta superior durante a montagem

Cruzeta do mancal superior

O cubo da cruzeta do mancal superior foi colocado sobre pedestais na área de montagem e nivelado. Os braços da cruzeta foram espaçados e nivelados antes da soldagem ao cubo numa sequência controlada para minimizar a distorção.

Os componentes do mancal de guia superior, incluindo as 16 sapatas, trocador de calor óleo / água, selo espiral, selos do eixo e do colar e placas associadas, am instalados por tentativas, e centrados e nivelados. Foram instalados a tubulação para a água de resfriamento do mancal, controle do vapor de óleo, conexões de enchimento e drenagem de óleo e os eletrodutos.

Preparando para a instalação da cruzeta dentro do alojamento do gerador, as placas base da cruzeta foram colocadas nos suportes do estator e niveladas por meio de chapas de calço. As placas de suporte vertical da cruzeta foram ajustadas em comprimento para servir às elevações das placas base, e foi feita uma prova de colocação da cruzeta no alojamento do gerador. Como a cruzeta deve centrar-se no eixo superior e ser nivelada numa elevação específica, relativa ao mancal, foram necessários vários ajustamentos. As placas base foram soldadas às placas verticais de suporte, fixando a cruzeta ao estator.

As placas de fundação radiais, a serem embutidas na parede do alojamento do gerador, foram alinhadas com as extremidades dos braços e aprontadas para chumbar. Depois de chumbadas, as chaves verticais foram colocadas entre as extremidades dos braços e as placas e fundação, e uma verificação final de centro e nivelamento foi feita. Pinos cônicos foram ajustados entre as placas base e os suportes do estator.

A montagem final das partes internas do mancal de guia superior foi completada, as folgas das sapatas do mancal ajustadas e feitas as várias conexões de instrumentação. Foram completadas as ligações das tubulações e o sistema ficou pronto para o enchimento. Nesta ocasião foi completada a instalação dos seguintes sistemas:

- Trocadores de calor ar / água, completos com tubulações, válvulas, e instrumentação.
- Sistema de proteção contra incêndio por CO₂.
- Anéis de contato, e suportes das escovas, incluindo a fiação de campo desde o cubículo da excitatriz e para os pólos.
- Válvula de admissão de ar da turbina e a câmara superior que forma parte do alojamento dos anéis de contato.

Coberta sobre o gerador e suporte

A coberta sobre o gerador foi montada, soldada e pintada na área de montagem e depois levada para o alojamento. Painéis individuais das faixas da coberta foram montados sobre material de vedação e foram inseridas gaxetas entre eles.

Tempo da montagem

O tempo total de montagem desde o começo da montagem do tubo de sucção até o começo do comissionamento foi de cerca de 3 ½ anos. O tempo desde o início da fabricação do item mais crítico (pré-distribuidor / caixa espiral) foi de cerca de 4 ½ anos.

COMISSIONAMENTO E TESTES

Comissionamento

O balanceamento da unidade foi feito à velocidade síncrona em vazio (*speed-no-load*). O método usado foi a filtragem e processamento dos sinais gerados pelos medidores de proximidade e acelerômetros instalados nos três mancais de guia das unidades.

O procedimento em dois planos previsto no contrato não foi exequível devido à razão relativamente alta do diâmetro para a altura do rotor. Contudo, um balanceamento satisfatório de todas as unidades foi obtido, com o procedimento de compensação simples em um plano.

As unidades foram testadas a uma sobrevelocidade de 140%. O aro do rotor foi verificado e não flutuou abaixo de 110% da velocidade nominal.

Os isolamentos do estator e do rotor foram secos pela circulação de corrente em condições de curto – circuito. Foram medidos a resistência de isolamento e o índice de polarização, e foram feitos os testes dielétricos nos enrolamentos da armadura e do campo.

Foram levantadas as curvas de saturação em vazio e em curto-círcuito do gerador. As unidades foram sincronizadas e foram executados testes de rejeição de carga. A temperatura dos mancais em carga foi medida e as folgas dos mancais de guia ajustadas como necessário para atender às temperaturas contratuais.

Foram efetuados testes de aquecimento dos geradores a plena carga contratual e então as unidades foram liberadas para operação comercial.

Durante a sequência de testes de comissionamento, todos os dispositivos de monitoramento e de proteção foram verificados e adequadamente ajustados.

Os testes

Os testes de aceitação foram efetuados em quatro máquinas; duas unidades de cada fabricante, e uma em cada frequência. Os testes de aceitação incluíram:

- Medição das resistências ôhmicas dos enrolamentos do estator e do rotor.
- Determinação das características em curto-círcito e em vazio.
- Determinação da forma de onda da tensão em vazio e do TIF (fator de influência telefônica)
- Determinação da reatância e da resistência de sequência negativa X_2 e R_2 .
- Determinação da reatância subtransitória do eixo de quadratura X''_d , e da constante de tempo transitória de circuito aberto T''_{do} .
- Execução do teste de curto-círcuito brusco em tensão reduzida para determinar as reatâncias subtransitória e transitória de eixo direto X''_d e X'_d e as constantes de tempo T''_d e T'_d e a constante de tempo da armadura T_d .
- Determinação das perdas segregadas pelo método calorimétrico.
- Execução dos testes de aquecimento (*heat run*)

Características típicas em vazio e em curto-círcuito estão mostradas nas Figs. 12.79 e 12.80. Foi verificado que a reatância síncrona não saturada de eixo direto X_d era maior do que o valor garantido; todos os outros parâmetros estavam dentro dos limites especificados.

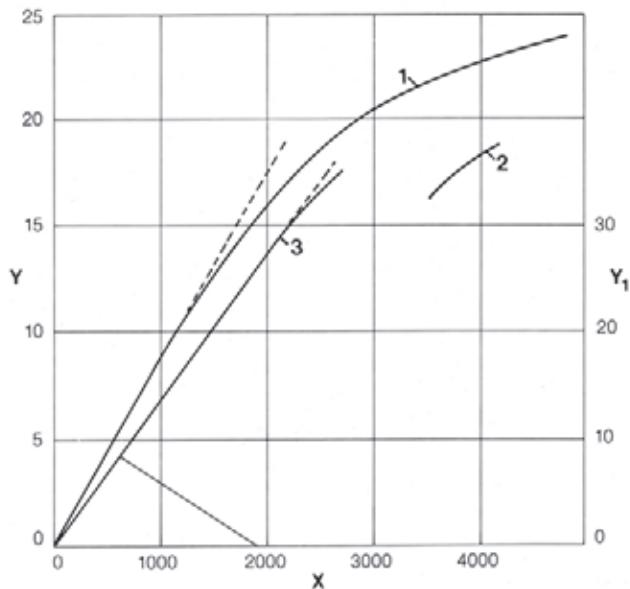


Fig. 12.79 Curvas de saturação em circuito aberto e curto circuito típicas dos geradores de 50 Hz

Y V_0 (kV)
Y₁ I_k (kA)
X I_f (A)

1 V_0 Curva em vazio
2 I_k Curva em curto circuito
3 Fator de potência zero, 63% I_n

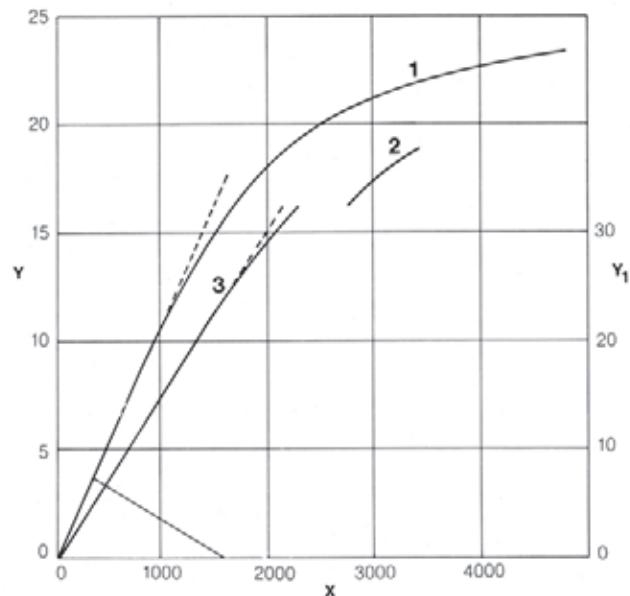


Fig. 12.80 Curvas de saturação em circuito aberto e curto-círcito típicas dos geradores de 60 Hz

Y V_0 (kV)
Y₁ I_k (kA)
X I_f (A)

1 V_0 Curva em vazio
2 I_k Curva em curto circuito
3 Fator de potência zero, 54% I_n

Tabela 12.11 Resultados das medições das perdas segregadas (kW)

		50 Hz (1)		60 Hz (2)	
		Fabricante		Fabricante	
		A	B	A	B
Ventilação do rotor	Passagens abertas	1481	1366	1469	1401
	Passagens fechadas	1128	1013(*)	1191	1106
Dependente da tensão		1869	2119	2068	2253
Dependente da corrente	Ôhmica	2694	2689	2469	2368
	Adicional	1660	1731	1936	1826
Excitação (campo)		1760	1766	1311	1345
Outras		1071	1073	1014	1049
Total medido	Passagens abertas	10535	10744	10267	10242
	Passagens fechadas	10182	10391(*)	9989	9947
Total especificado		10477	10477	10013	10013
Diferença	Passagens abertas	+ 58	+ 267	+ 254	+ 229
	Passagens fechadas	- 295	- 86(*)	- 24	- 66

(1) Perdas em kW para 823,6 MVA, 0,85 f.p.

(2) Perdas em kW para 766 MVA, 0,95 f.p.

(*) Estimado

Tabela 12.12 Resultados dos testes de aquecimento (heat runs) (°C)

			50 Hz			60 Hz		
			Fabricante			Fabricante		
			A	B	RO	A	B	RO
Testes a plena potência; tensão 1,05 p.u.condições de resfriamento reduzidas	Água bruta	entra	30	30	30	30	30	30
		sai	40	39	40,5	40	39,5	39,7
	Ar	entra	63,6	66,6	69,6	64,2	67,1	63,8
		sai	42,5	41	41,8	42,8	41,5	39,1
Núcleo do estator (RTD)		max.	74,6	78,5	83	78,2	81,1	78,7
		média	73,1	76,9	80,1	75,2	78	76,3
Enrolamento do rotor		média	97	105,9	104,5	89,5	98,1	85,6
Enrolamento do estator (RTD)		max.	54,3	55	57	60,6	66,2	62,2
		média	51,8	52,3	54,1	52	57,4	56,7
Trocador de calor água pura / água bruta	Água pura	entra	57	56,8	59,5	58,2	64,2	60
		sai	36	35,8	37,5	33,9	41	38
	Água bruta	entra	21,8	21,5	18,3	25	26,2	27,5
		sai	38,2	37,5	37,2	35,2	36	39,6

RO = Ventilação do rotor com passagens abertas

RC = Ventilação do rotor com passagens fechadas

As medições das perdas mecânicas e os testes de aquecimento foram executados em duas condições diferentes do circuito de ventilação: com as aberturas de entrada de ar no lado de cima do rotor respectivamente completamente abertas (RO) e parcialmente fechadas (RC).

Os resultados mais importantes das medições de perdas e dos testes de aquecimento estão mostrados nas Tabelas 12.11 e 12.12.

As diferenças em perdas encontradas entre unidades dos dois fabricantes para máquinas da mesma frequência são justificadas principalmente por diferenças nas características de saturação, métodos de empilhamento do núcleo, geometria dos circuitos de ar e dimensão do ferro.

A análise dos resultados mostrou que para todos os casos, com uma exceção, os limites de perdas e temperaturas especificados podem ser alcançados com ajuste adequado das passagens de ar no rotor.

- Mancal de escora. Um ensaio especial do mancal de escora de uma unidade foi extensivamente instrumentado, com sensores embutidos para medição em serviço da temperatura em pontos do metal e pressões e espessuras do filme de óleo. Durante este teste, também foi verificada a exigência contratual de que as unidades sejam capazes de parar sem que as bombas de alta pressão estejam em operação. O programa do teste incluiu as seguintes condições:

1. Medições em regime estável com a unidade em diferentes modos de operação (cargas).
2. Registro de condições transitórias encontradas.
3. Uma série de paradas da unidade, começando na velocidade nominal e ligando as bombas de alta pressão de óleo progressivamente a velocidades mais baixas.
4. Uma parada sem as bombas de alta pressão de óleo e a aplicação dos freios.

Os resultados de todos estes testes foram satisfatórios e em boa concordância com os valores de projeto. Os resultados confirmaram o valor do empuxo hidráulico obtido nos testes do modelo da turbina, e a capacidade de parar a unidade sem as bombas de alta pressão; entretanto, isto não influenciou o procedimento normal de parada, que continua a ser feito com as bombas em operação.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

Vários problemas foram encontrados durante o comissionamento e a operação subsequente das unidades, como descrito a seguir:

Vibrações no gerador

Durante a operação, os geradores de 60 Hz da BBC apresentaram níveis de vibração mais altos do que especificado no núcleo do estator e nas alças do enrolamento. Isso ocorreu para um modo de vibração de 24 nodos do núcleo a 120 Hz e pela coincidência com a frequência natural dos finais de algumas barras do enrolamento, de 120 Hz.

A solução para reduzir as vibrações do estator foi mudar a distribuição espacial do fluxo de reação da armadura, alterando as conexões do estator. Outros parâmetros elétricos ficaram essencialmente inalterados por esta modificação.

Os geradores Siemens de 60 Hz não tiveram este problema de vibração do núcleo do estator porque a frequência natural era diferente, como resultado de todos ou alguns dos seguintes fatores:

- O envernizado dos pacotes de laminações do núcleo do estator de um só lado em vez de em ambos que foi o caso da BBC.
- Método de empilhamento do núcleo diferente.
- Procedimento diferente de instalação das barras.

Quanto às vibrações das alças dos finais de algumas barras do estator, uma solução conveniente foi encontrada no melhoramento da fixação das alças críticas. Como os níveis de vibração não são suficientemente elevados para causar perigo aos enrolamentos, as modificações requeridas serão feitas mais tarde, quando operacionalmente convenientes.

Flutuação do rotor

O aro do rotor é projetado para flutuar numa velocidade de rotação 15% acima da velocidade nominal do gerador. Folga excessiva nos parafusos do aro resultou em um encolhimento insuficiente do aro da unidade 1, que flutuou a 75% da velocidade nominal. Isto foi corrigido nas máquinas subsequentes. Contudo, a unidade 1 foi deixada flutuar na velocidade normal de operação, com inspeções periódicas do sistema de cunhas de suporte. Assim foi feito com vistas a que a correção será feita em tempo oportuno, no futuro ou imediatamente, se a inspeção indicar problemas. Até 1990, nenhuma correção foi considerada necessária.

Pó dos freios

A frenagem produzia pó excessivo, embora a rotação fosse relativamente baixa quando os freios eram acionados. O problema foi exacerbado pelo grande

número de partidas e paradas durante os primeiros anos de operação. A solução corretiva foi mudar o material das lonas de freios e fechar um lado das passagens de ventilação do rotor do gerador para restringir a circulação do pó. Esta última medida foi possível devido ao excesso de capacidade do sistema de ventilação do rotor.

Travamento dos macacos dos freios

Durante a montagem e o comissionamento muitos macacos emperraram quando, com aplicação de óleo sob pressão, eles foram usados para suspender o rotor do gerador. Isto levou à substituição dos macacos danificados, mas causou preocupação com relação a futuras falhas similares quando fosse necessário suspender o rotor para manutenção e inspeção. A inserção de uma camada elástica entre o macaco e o anel do freio solucionou com sucesso o problema. Nenhum problema foi experimentado quando os macacos foram usados com ar comprimido para frenagem.

Superaquecimento das escovas do gerador

No projeto original, o recinto das escovas do gerador era ventilado apenas de forma natural, resultando em altas temperaturas das escovas, agravadas por projeto e materiais inadequados das mesmas. Foram testados materiais diferentes e instalado um sistema de ventilação forçada, o qual mitigou o problema.

Depósitos nos enrolamentos do estator

Depois de vários anos de operação, depósitos de óxidos cuproso e cíprico foram encontrados nos condutos de água de resfriamento dos enrolamentos dos geradores BBC. A primeira indicação disto foram as leituras de temperaturas mais altas nas saídas dos condutos afetados; a investigação descobriu que esses condutos estavam substancialmente entupidos. A propensão para acumular depósitos é extremamente sensível ao teor de oxigênio da água pura, traços de elementos e pH da água. Uma mudança crítica em qualquer destes parâmetros resultou em depósitos acelerados dos óxidos. Isto foi particularmente evidente no caso das unidades de Itaipu nas quais, com essencialmente o mesmo projeto e condições de operação, os geradores BBC sofreram com o problema, enquanto os geradores Siemens não. A limpeza dos depósitos foi feita usando um método químico, e o problema foi resolvido passando uma solução levemente ácida nos condutos de água de resfriamento dos enrolamentos do estator.

SISTEMA DE EXCITAÇÃO DO GERADOR

REQUISITOS GERAIS

Os requisitos para o sistema de excitação dos geradores de Itaipu foram os seguintes:

- Capacidade de alto teto de tensão positiva, para obter rápida resposta da regulação de tensão durante condições transitórias.
- Estudos do sistema de 60 Hz indicaram a necessidade de capacidade de corrente negativa de excitação para aumentar a capacidade de carregamento de linha do gerador, para carregar as longas linhas de transmissão descarregadas e para limitar a elevação da tensão no caso de rejeição em plena carga na extremidade remota das linhas de 60 Hz ou na estação conversora de HVDC com desbalanço reativo devido aos filtros harmônicos.
- Um estabilizador do sistema de força era necessário como precaução para amortecer possíveis oscilações. Estudos teóricos estabeleceram o controle de excitação necessário para limitar essas excursões de potência a valores aceitáveis.

Todos os requisitos acima poderiam ser convenientemente atendidos com um sistema de excitação estático, que também era a solução mais econômica e confiável.

O sistema de excitação estática para todas as unidades de Itaipu é o "Unitrol DCN" fornecido pela Brown Boveri, cujas características estão dadas na Tabela 12.13.

Filosofia de controle

O gerador e outros componentes estão equipados com relés de proteção que respondem a condições anormais e desligam a máquina. A curva de capacidade do gerador, por sua vez, é confinada por limitadores no sistema de excitação.

Os controladores de limites sobrepujam o regulador de tensão e impedem que o gerador atinja uma condição de operação que levaria um relé de proteção a disparar. Um grupo de limitadores reduz a corrente de excitação na região superexcitada controlando temperaturas excessivas e sobrefluxo. O outro grupo de limitadores aumenta as correntes na região subexcitada e mantém a corrente mínima de excitação necessária à estabilidade da máquina. A ação dos limitadores é mostrada nas curvas de capacidade da Fig. 12.81 e é a seguinte:

Tabela 12.13 Principais características dos sistemas de excitação

Características principais	Unidade	50 Hz	60 Hz
Conversores de corrente positiva			
Teto de tensão positiva	V	1380	2250
Teto de tensão negativa	V	1240	2250
Corrente permanente nominal	A	10000	7100
Conversores de corrente negativa			
Teto de tensão positiva	V	1380	2250
Teto de tensão negativa	V	1380	2250
Corrente permanente nominal	A	2400	1350
Tensões de campo			
Em vazio (@ 25°C)	V	205	220
Carga nominal (@ 100°C)	V	442	405
Resposta da tensão	s	<0,05	<0,05
Transformadores			
Potência para conversores positivos	kVA	2500	3500
Potência para conversores negativos	kVA	800	1000
Tensão primária	kV	18	18
Tensão secundária			
Conversores positivos	V	1150	1850
Conversores negativos	V	1850	1950

- Limitador Volt/Herz. Limita as tensões do gerador a um valor preestabelecido para impedir a saturação magnética nos transformadores principais, transformadores auxiliares e de instrumentos. Este limitador é essencial durante a partida da unidade quando o gerador excitado não atingiu velocidade adequada, e também no caso de sobretensões severas no sistema. A ação deste limitador é mostrada na Fig. 12.82.
- Limitador de corrente no rotor. Protege o rotor contra sobrecarga e temperaturas excessivas na faixa de operação superexcitada. Também protege os conversores estáticos positivo e negativo e transformadores alimentadores contra sobrecarga, quando operando nos respectivos modos, e atua em dois estágios. O primeiro estágio, que é instantâneo, limita a corrente a um valor máximo permitível. O segundo estágio reduz esta sobrecorrente depois de um certo tempo à corrente máxima contínua do rotor. A entrada no segundo estágio é bloqueada se a tensão do gerador é

baixa, significando a persistência de uma falha externa. O limitador de corrente do rotor tem prioridade sobre todos os outros limitadores.

- Limitador de ângulo do rotor. Atua na região subexcitada e impede que o gerador caia fora de sincronismo com o sistema de transmissão. Isto é feito monitorando as diferenças de fase do rotor e do sistema e aplicando correção à corrente de campo do gerador para manter o sincronismo.
- Limitador de corrente reativa. Este limitador atua na faixa subexcitada e assume a ação do limitador de ângulo do rotor quando a potência ativa em uso diminui para cerca de 25% da potência nominal.
- Limitador de corrente mínima de excitação. Mantém o valor da corrente mínima de campo necessária para segurar a excitação do gerador dentro do limite prático de estabilidade.
- Limitador de corrente de excitação negativa. Protege o conversor de corrente negativa e os transformadores associados de sobrecarga.

CONFIGURAÇÃO

Arranjo

Os componentes essenciais do sistema de excitação estático são os conversores de corrente de excitação positiva e negativa, o regulador de tensão eletrônico com limitadores, equipamento de estabilização, unidades de controle das portas (*gates*) dos conversores, equipamento para escorva do campo (*field flashing*), relés estáticos de proteção e os circuitos de alta velocidade de desexcitação e de escorva do campo.

O equipamento de excitação está acomodado em cubículos metálicos, instalados a montante do gerador na El. 98,5

A energia para a excitação é tirada de conectores no barramento isolado do gerador através de bancos de transformadores tipo seco, um banco para os conversores positivos e outro para os negativos.

As correntes de excitação positiva e negativa são geradas por pontes retificadoras plenamente controladas (tiristores), ligadas em antiparalelo por um reator limitador de corrente (*bobina choke*), mostrado na Fig. 12.83. O reator limita as correntes de falha interna resultantes de curto-circuitos, e a configuração em antiparalelo assegura disponibilidade certa de corrente de campo o tempo todo.

A saída da excitatriz é ligada ao enrolamento de campo do gerador através de um disjuntor de campo e dos anéis coletores no eixo. Estão incorporados a proteção contra sobretensões e o resistor de descarga de campo.

Para escova do campo, uma alimentação separada é tirada do sistema de 460 V da casa de força através de um banco retificador. A manobra para a excitação normal é feita quando a tensão do gerador alcança 70%. Para situações de emergência, quando por qualquer razão o sistema de 460 V não está disponível, a escova de campo pode ser feita também do sistema de 125 V c.c. da casa de força.

Arranjo dos conversores

Um total de 144 tiristores são usados em cada sistema de excitação, 108 no conversor positivo e 36 no negativo. Devido aos requisitos diferentes dos geradores de 50 Hz e de 60 Hz, os tiristores são ligados de formas um tanto diferentes. O sistema de 60 Hz usa três tiristores em série para dar 2.250 V c.c. de tensão teto de saída, com seis paralelos para o conversor positivo e dois paralelos para o negativo. O sistema

de 50 Hz usa dois tiristores em série para dar 1380 V c.c. tensão teto de saída com nove paralelos (em cinco grupos) para o conversor positivo e três para o negativo.

Os conversores estão projetados de forma que mesmo com a falha de até dois paralelos (grupos para 50 Hz) nas pontes positivas ou um paralelo nas pontes negativas, a máquina ainda pode operar com a carga nominal. A perda de dois paralelos na ponte negativa vai desligá-la, mas a operação pode prosseguir na ponte positiva sem interrupção. A perda de três ou mais grupos paralelos positivos inicia a parada da unidade.

Devido à alta confiabilidade exigida do equipamento de excitação, a quantidade de ramos paralelos de tiristores em reserva totaliza 100%, o que significa que a operação pode ser mantida plena com a metade do número de tiristores paralelos.

Quando um ramo de tiristores fica defeituoso, é isolado por um fusível rápido, sem perturbar a operação do sistema de excitação, e o ramo defeituoso é indicado. Pelo monitoramento da corrente em cada ramo de tiristores é

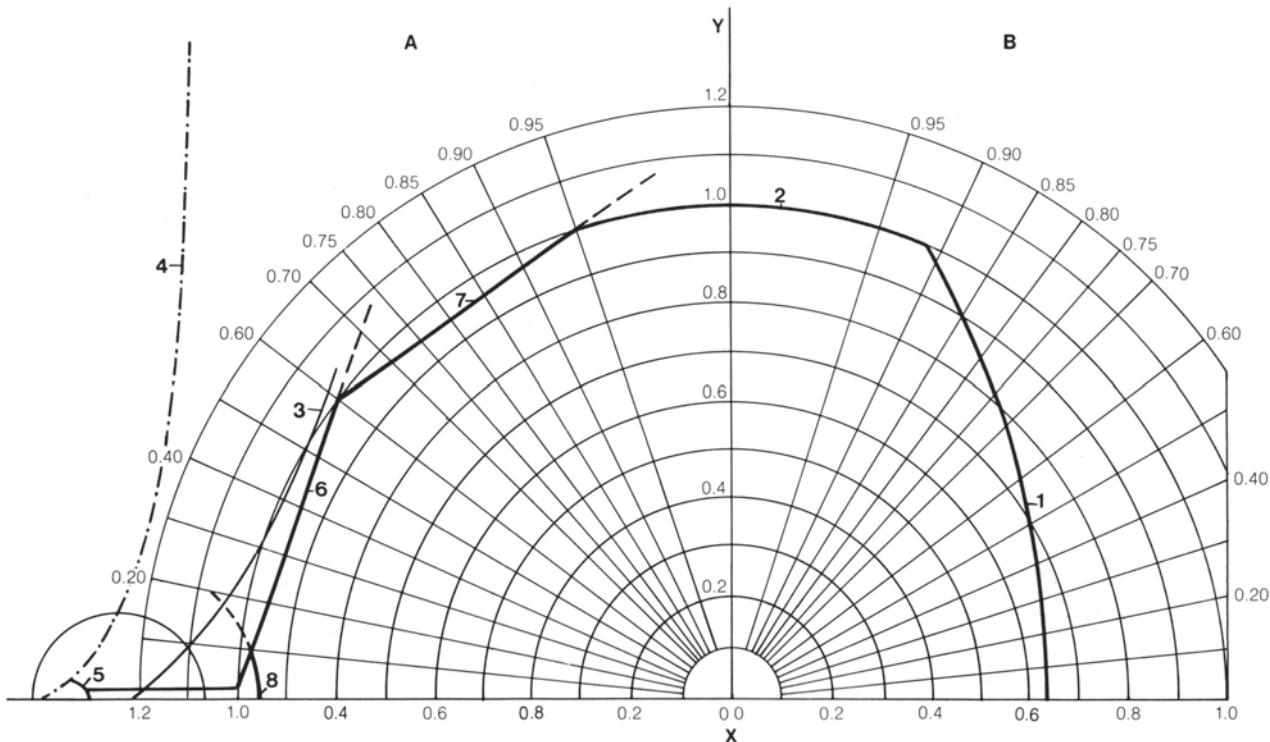


Fig. 12.81 Curva de capacidade do gerador (genérica) com os controladores de limites.

Y Potência ativa (p.u.)

X Potência reativa (p.u.)

A Em avanço

B Em retardo

1 Corrente de campo (max.)

2 Corrente do estator
(limitada pela capacidade do estator. Não há nenhum limitador especial)

3 Estabilidade prática

4 Estabilidade teórica

5 Limitador de corrente de excitação negativa

6 Limitador de subexcitação

7 Limitador de ângulo de carga

8 Limitador de corrente mínima de excitação (excitação negativa fora de serviço)

Nota: Gráfico na tensão nominal

possível detectar falhas no circuito de ignição. Redes individuais RC para os tiristores garantem distribuição uniforme de tensão entre os tiristores ligados em série, enquanto uma rede RC coletiva protege contra o efeito “hole storage”.

Os bancos de tiristores são resfriados por um sistema de ar em circuito fechado. Este sistema foi escolhido para evitar contaminação durante o longo período de construção da usina. O ar, que é circulado por ventiladores, é resfriado por trocadores de calor ar / água bruta, três por conjunto, sendo dois necessários para o funcionamento da excitatriz, o terceiro como reserva.

Transformadores de excitação

Os transformadores são de isolamento Classe F a seco, em epóxi. Cada banco consiste de três unidades monofásicas. Os enrolamentos dos transformadores estão ligados em Y não aterrado no lado primário e delta no secundário. A conexão em Y combinada com as unidades monofásicas, atende ao princípio de segregação de fases e praticamente elimina a possibilidade de falha entre fases, que causaria um curto circuito entre fases nos terminais do gerador. Os transformadores são resfriados naturalmente com elevação de temperatura de projeto de 90°C para os enrolamentos e 35°C para os cubículos.

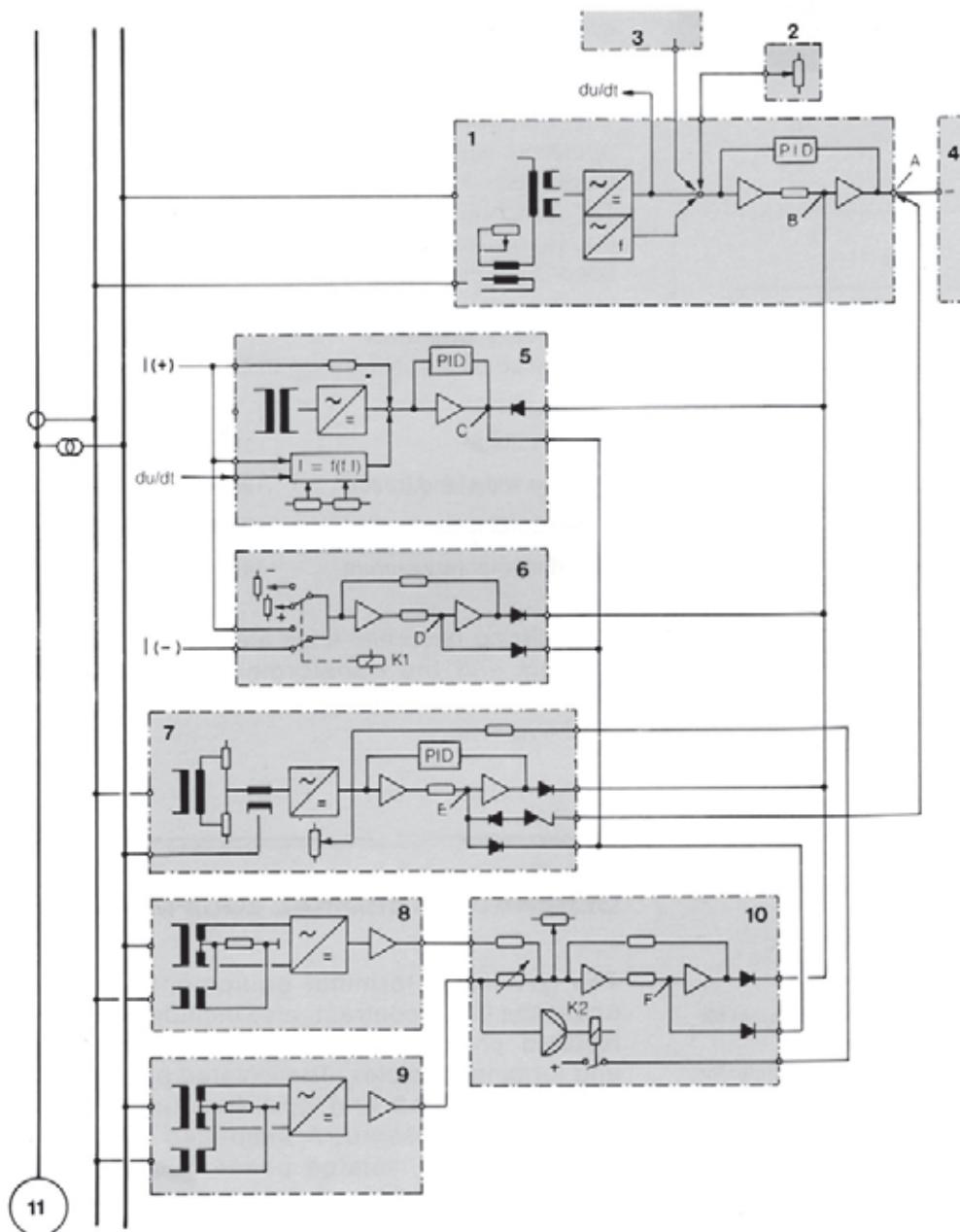


Fig. 12.82 Interação dos controladores de limites e do regulador de tensão.

- 1** Regulador de tensão
 - 2** Ajuste de valor para a tensão do gerador
 - 3** Equipamento de estabilização do escorregamento
 - 4** Reator de circulação de corrente
 - 5** Limitador de corrente do rotor (modo superexcitado)
 - 6** Limitador de corrente de excitação (modo subexcitado)
 - 7** Limitador de ângulo do rotor
 - 8** Limitador de corrente reativa
 - 9** Medição de corrente ativa
 - 10** Limitação da corrente reativa em função da ativa
 - 11** Gerador
 - A-F** Pontos de saída
 - K1, K2** Relés
 - I(+)** Transformador de excitação da ponte positiva
 - I(-)** Transformador de excitação da ponte negativa
 - I = f(t, I)** Valor ajustado, função da corrente e tempo
 - PID** Filtro de ação Proporcional, Integral e Derivativa
 - du/dt** diferencial da f.e.m do gerador em função do tempo



Cubículos da excitação

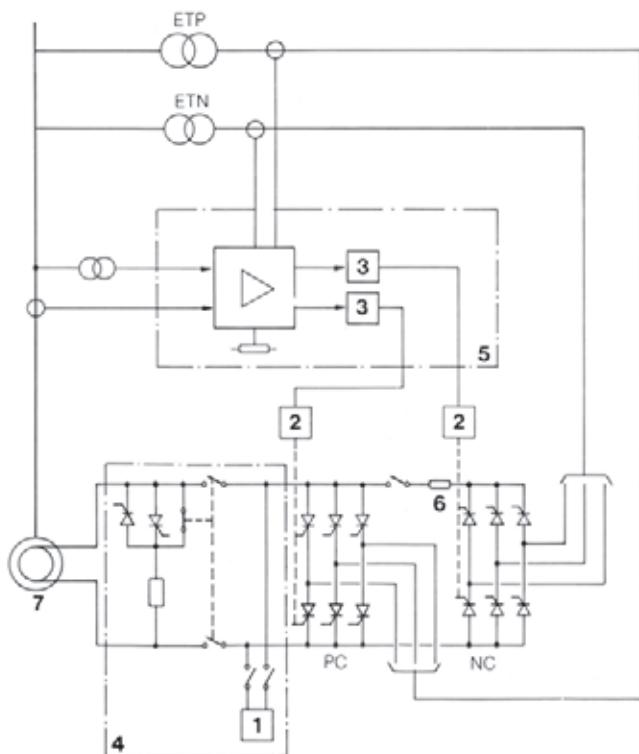


Fig. 12.83 Diagrama básico do circuito do equipamento da excitação estática

- 1 Unidade de escova do campo
- 2 Amplificador de pulsos
- 3 Geradores de pulsos
- 4 Proteção de sobretenção no campo
- 5 Circuitos de controle e limite
- 6 Reator da corrente circulante

- 7 Gerador
- ETP** Transformador de excitação – conversor positivo
- ETN** Transformador de excitação – conversor negativo
- PC** Conversor positivo
- NC** Conversor negativo

Os enrolamentos de alta tensão são para $10\ 392\text{ V} \pm 5\%$, nível de impulso de 125 kV, ensaio em frequência comercial de 50 kV. A potência em kVA e a tensão secundária variam, e são mostradas na Tabela 12.13.

Disjuntor de campo

Este disjuntor de c.c. está instalado no circuito principal de excitação, no lado de c.c.. O disjuntor é tipo seco, com tensão nominal de 2500 V c.c. e corrente nominal de 4500 A. O disjuntor só é disparado para falhas no equipamento de excitação ou para falhas elétricas internas no gerador, e não é disparado em paradas normais da unidade ou outras paradas de emergência. O disjuntor tem contatos auxiliares que são usados para ligar o resistor de descarga do campo.

Chave desligadora

A chave desligadora é de três polos operada em grupo, com um motor para cada polo e uma caixa de controle comum para operação conjunta dos três polos. A chave é comum para os transformadores de excitação positiva e negativa e está instalada no barramento blindado secundário.

Barramento blindado secundário

As características de tensão são as mesmas do barramento principal.

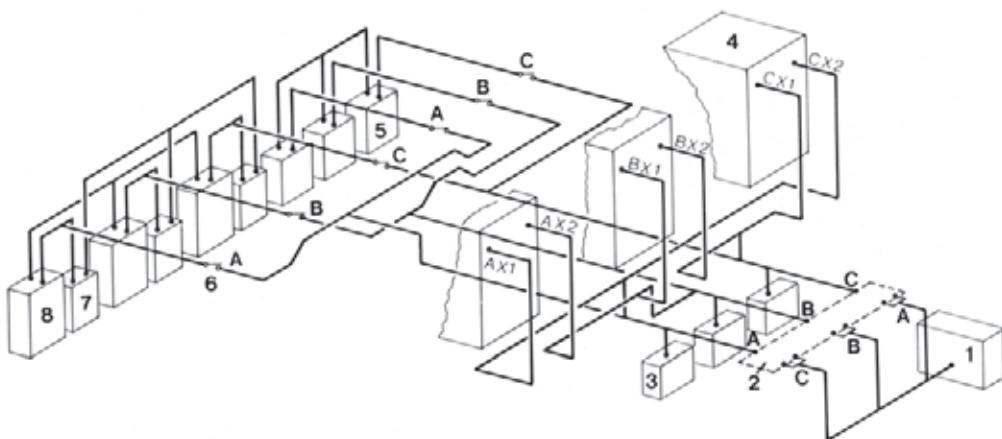
Tensão nominal	18 kV
Nível de impulso (crista)	125 kV
Corrente nominal permanente	1200 A
Corrente momentânea	448 kA (assimétrica)

Anéis isoladores de neoprene são colocados entre o barramento e o cubículo dos transformadores, e coxins isolantes entre os cubículos e os suportes de aço.

EQUIPAMENTOS DOS TERMINAIS DO GERADOR

O equipamento terminal do gerador, fornecido no contrato CIEM, também incluiu o barramento de fases isoladas de 18 kV e os cubículos de neutro e dos terminais do gerador. O barramento de fases isoladas é do tipo de resfriamento natural e opera sob ligeira pressão positiva de ar. Um diagrama unifilar simplificado do sistema de barramento de fases isoladas é mostrado na Fig. 12.84.

Fig. 12.84 Equipamento terminal do gerador



BARRAMENTOS ISOLADOS

O arranjo básico e as características para os barramentos de fases isoladas de 50 Hz e de 60 Hz são os mesmos, exceto onde foi necessário acomodar uma potência ligeiramente maior dos geradores de 50 Hz. As principais características estão dadas na Tabela 12.14.

O condutor de alumínio do barramento e o revestimento são coaxiais, com as seções do revestimento de alumínio soldadas para dar um sistema estanque, ver Fig. 12.85. Para impedir correntes parasitas circulantes, o revestimento do barramento é isolado dos seus suportes e isolado do equipamento terminal por anéis de neoprene. Um único ponto de aterramento é feito no ponto comum de interconexão das três fases próximo ao gerador. Isto reduz as perdas devidas a correntes circulantes entre o revestimento e terra. Não há perigo de altas tensões no revestimento porque os comprimentos dos barramentos são curtos. Aterramentos múltiplos são evitados isolando os suportes do revestimento com placas isolantes de neoprene para 2 kV nos suportes.

O revestimento dos barramentos é mantido sob uma ligeira pressão positiva ($0,05 \text{ kN/cm}^2$) para impedir a entrada de pó e umidade. Ar comprimido é fornecido automaticamente do sistema de ar comprimido da casa de força, via separadores de condensado, um secador (que também atua como acumulador), e uma válvula redutora de pressão, ver Fig. 12.86.

O condutor do barramento é feito de tubo de alumínio de alta condutividade com juntas do tipo trançado a intervalos selecionados para absorver a expansão térmica. Todas as juntas internas, tanto fixas quanto do tipo de expansão, são

soldadas para um desempenho com baixas perdas e de alta confiabilidade. As terminações, nas várias peças de equipamento, são do tipo trançado para permitir a expansão térmica e eliminar a transferência de vibrações.

O isolamento elétrico básico é feito pelo ar dentro do revestimento. O condutor é suportado por isoladores moldados, corrugados, com uma distância de descarga superficial de 440 mm. A distância máxima entre suportes adjacentes é de 6 m.

Ambos os barramentos secundários, que alimentam a excitação e os transformadores de serviços auxiliares, são equipados com chaves desligadoras. Essas unidades unipolares são do tipo telescópico, com um mecanismo a motor tripolar em grupo. As chaves desligadoras são capazes de interromper a corrente de magnetização dos transformadores associados, mas não as correntes de carga.

As saídas principais do gerador passam através de uma placa de fechamento de alumínio no alojamento de concreto e se projetam parcialmente para o estator do

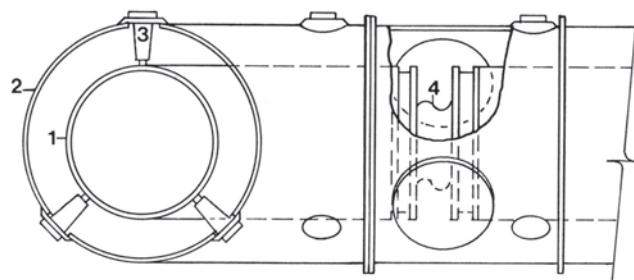


Fig. 12.85 Seção do barramento de fases isoladas

1 Condutor de alumínio

2 Revestimento

3 Isolador

4 Junta flexível desligadora

Tabela 12.14 Características do barramento de fases isoladas

Item	Unidade	50 Hz	60 Hz
Tensão normal de operação	kV rms	18	18
Tensão máxima de operação	kV rms	24	24
Tensão de impulso suportada	kV crista	125	125
Tensão suportada de frequência industrial (1 min)	kV rms	60	60
Corrente no barramento principal			
Principal no gerador	kA rms	28	26
Corrente no delta do trafo	kA rms	16,1	15,1
Corrente momentânea	kA rms	225	246
Corrente de 4 segundos	kA rms	166	155
Corrente no barramento secundário			
Transformador – excitação/auxiliar	kA rms	4	1,2
Corrente momentânea	kA rms	465	448
Corrente de 4 segundos	kA rms	290	280
Elevação da temperatura acima de 40°C			
Condutor do barramento / conector	°C	65	65
Revestimento / suportes – acessíveis	°C	30	30
Revestimento / suportes – inacessíveis	°C	70	70
Terminações	°C	65	65
Perdas / medidor trifásico			
Revestimento	kW	77	73,6
Barramento	kW	94	92,5
Diâmetro			
Revestimento – barramento principal	mm	1430	1560
Condutor – barramento principal	mm	1000	1000
Revestimento – barramento delta	mm	1430	1430
Condutor – barramento delta	mm	1000	1000
Revestimento – barramento secundário	mm	730	730
Condutor – barramento secundário	mm	300	300

gerador. Para manter a pressão positiva no sistema, é usada uma bucha de vedação entre o barramento e o alojamento em cada fase. Os revestimentos são interligados para permitir a circulação das correntes no revestimento. As saídas do neutro do gerador são similares às saídas principais, exceto que são dois jogos

de conexões por fase. Isto permite que o arranjo de fases divididas usado no enrolamento do gerador seja separado no neutro, pela remoção de conectores flexíveis.

As ligações em delta nos transformadores elevadores do gerador têm seus revestimentos ligados ao flange da bucha.

Em cada transformador as duas fases do barramento de fases isoladas têm seus revestimentos interligados para facilitar a circulação das correntes do revestimento.

A conexão das terminações secundárias nos transformadores de excitação e auxiliares é feita de modo semelhante à dos transformadores principais.

CUBÍCULOS DE NEUTRO E DE TERMINAIS DO GERADOR

Cubículo de neutro

O cubículo de neutro do gerador está instalado na El. 98,5, imediatamente a jusante do alojamento do gerador. Está diretamente conectado ao barramento de neutro e contém o transformador de aterramento e uma chave desligadora. A ligação ao barramento é feita através da chave desligadora unipolar manualmente operada.

O transformador de aterramento tem uma potência contínua de 50 kVA e uma potência de 10 segundos de 560 kVA. O resistor secundário é do tipo de ferro fundido e tem uma capacidade contínua de 24 kW e uma capacidade de 10 segundos de 168 kW. Sua tensão nominal é de 240 V e tem uma resistência nominal de 1 ohm e uma elevação admissível de temperatura de 140°C.

Cubículo terminal

O cubículo terminal do gerador consiste de três unidades monofásicas autoportantes localizadas a montante do alojamento do gerador e diretamente sob o barramento



Barramento de fases isoladas

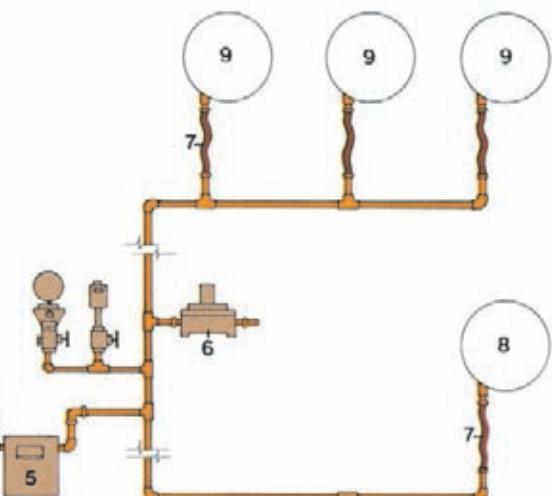
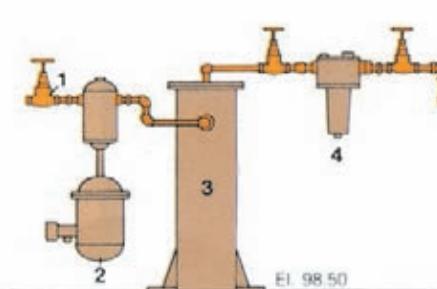
de fases isoladas do gerador, na El. 98,5. As unidades contêm o equipamento de proteção contra surtos do gerador e transformadores de potencial, com cada elemento colocado em um de quatro compartimentos separados.

O cubículo é separado do barramento de fases isoladas por uma bucha vedante.

Os dois compartimentos inferiores têm os transformadores de potencial e seus fusíveis de proteção primária. Os transformadores de potencial são ligados fase a terra no lado primário.

Fig. 12.86 Suprimento de ar para o barramento de fases isoladas

- 1 Válvula de retenção
- 2 Separador e condensador
- 3 Secador de ar
- 4 Válvula de pressão e de segurança
- 5 Medidor de ar
- 6 Válvula de segurança
- 7 Conexão flexível de borracha
- 8 Barramento do neutro do gerador
- 9 Barramento



TRANSFORMADORES ELEVADORES DO GERADOR

Os transformadores elevadores dos geradores foram fornecidos pelo consórcio Citran (compreendendo a Indústria Elétrica Brown Boveri e a TUSA – Transformadores União) e pela Coemsa – Construções Eletromecânicas. Eles são usados para elevar a tensão de geração de 18 kV para os 500 kV de tensão nominal do sistema de transmissão para as subestações da margem direita e de Foz do Iguaçu. Cada transformador monofásico está instalado numa baia de concreto à prova de fogo e de explosão, na galeria de montante na El. 108. Dentro da baia, o transformador é montado sobre um reservatório que tem uma camada de 1,1 m de pedra britada de 50 mm e é drenado para tanques de concreto na El. 90 próximos às unidades U3, U7, U10, U14 e U18. Cada baia de transformador monofásico tem

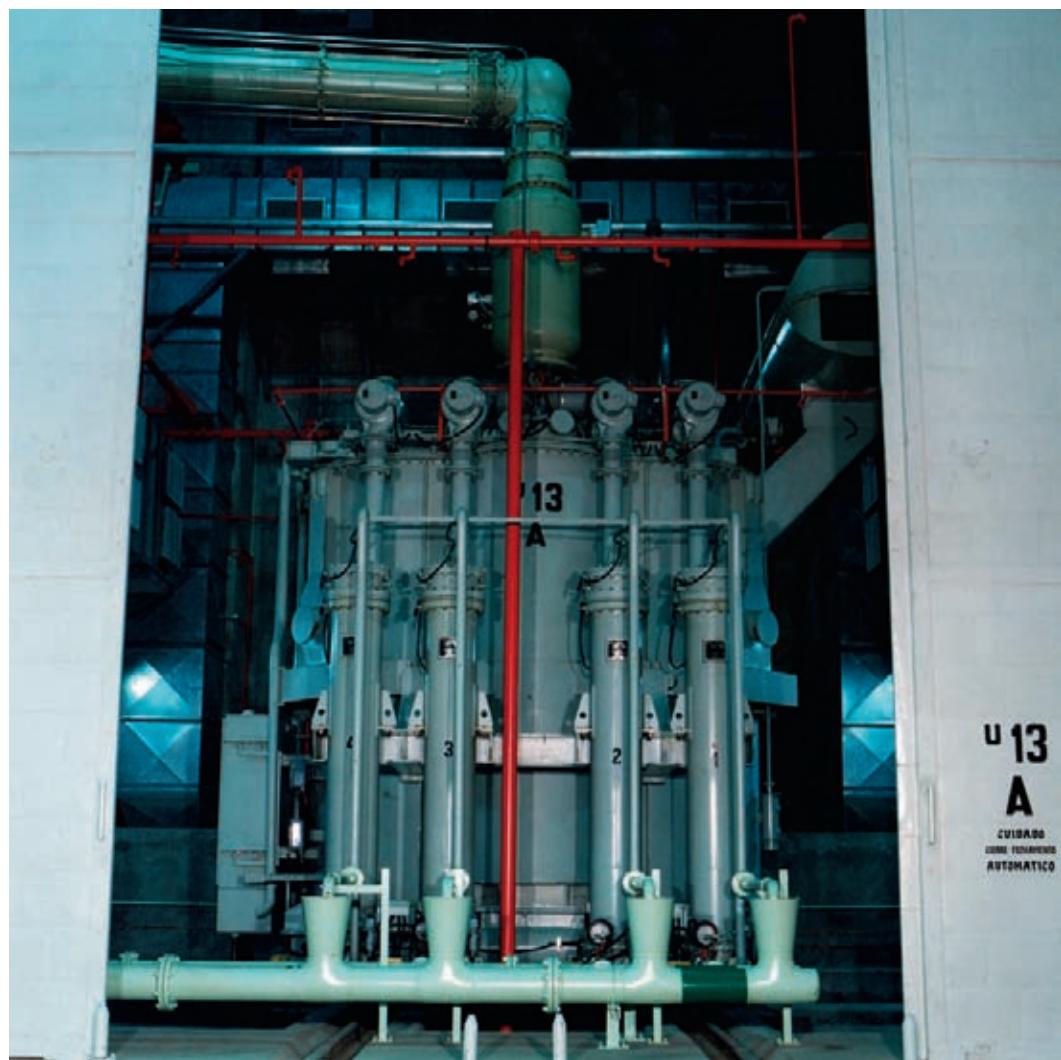
ventilação forçada e uma porta a prova de fogo de fechamento automático. Envolvendo o transformador há um sistema de proteção contra fogo do tipo de aspersor de água, descrito no Capítulo 13.

Nas áreas de montagem direita e central da casa de força há instalações para desmontar os transformadores.

Os cubículos de controle e supervisão dos transformadores estão localizados na El. 108 próximos da parede de montante da galeria dos transformadores.

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

Os diferentes requisitos para os sistemas de 50 Hz e 60 Hz resultaram em bancos de transformadores de capacidades diferentes; os de 50 Hz são de 825 MVA e os de 60 Hz de 768 MVA. Os bancos de ambas as



Transformadores principais

frequências compreendem três unidades monofásicas de polaridade subtrativa, com uma relação de transformação de 525 para 18 kV, e $\pm 2 \times 2,5\%$ de derivações sem carga do lado do neutro do enrolamento de alta tensão.

Os transformadores são isolados a óleo, resfriados a água tipo óleo forçado–água forçada (OFWF), cada um tendo quatro trocadores de calor óleo–água, um dos quais é de reserva. A água para o resfriamento é tomada do sistema de água de resfriamento da casa de força descrito no Capítulo 13.

Os requisitos de ensaios de alta tensão são dados abaixo:

Tensão de teste	AT – linha (kV)	AT – neutro (kV)	BT (kV)
Impulso			
Onda plena	1550	110	125
Onda cortada	1780		145
Surto de manobra	1300		
Tensão induzida a frequência industrial	680		40,6
Tensão aplicada a frequência industrial	34	34	50

A elevação de temperatura de projeto é de 65°C sobre a temperatura do ar de 40°C com a temperatura da água de resfriamento de 30°C.

A bucha de alta tensão é equipada com quatro transformadores de corrente tipo bucha para proteção. Dois deles são tipo linear com relação de 2000-5 A, e dois são do tipo padrão com relações múltiplas de 2000 a 300 – 5A. A bucha do neutro da alta tensão tem dois transformadores de corrente tipo bucha para a imagem térmica com relação de 3500-5 A para unidades de 50 Hz e 1200-2,5 A para as de 60 Hz. As buchas de baixa tensão não têm transformadores de corrente.

Os transformadores elevadores dos geradores são equipados com um conservador de óleo que tem uma membrana de borracha interna para impedir o contato direto do óleo com o ar exterior. O tanque conservador acomoda a expansão térmica do óleo e permite o uso de relé de gás tipo Buchholz.

Os transformadores são equipados com os usuais nível de óleo, termômetro de óleo, temperatura do enrolamento, indicadores de fluxo da água de resfriamento com contatos de alarme e de disparo e duas válvulas de alívio da pressão. O nível admissível de ruído de projeto do transformador é de 85 dB.

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES

Embora as unidades de 50 Hz e de 60 Hz sejam muito semelhantes, a diferença nas frequências e nas potências resultam em pesos e dimensões diferentes, como descrito a seguir:

	50 Hz	60 Hz
Pesos (kN)		
Partes removíveis	1300	1060
Tanque e acessórios	410	315
Óleo	430	415
Completo com óleo	2140	1790
Peça mais pesada p/ transporte (sem óleo)	1600	1322
Dimensões (mm)		
Altura	7260	6835
Largura	7000	6565
Profundidade	6440	6300

A construção dos transformadores é do tipo núcleo com ambas as colunas com enrolamentos. As colunas são enroladas com fita de fibra de vidro e os elementos de aperto do núcleo são de aço, feitos para minimizar as perdas por correntes parasitas devidas ao fluxo desviado da frequência básica e dos harmônicos.

Um cilindro eletrostático está colocado entre a coluna do núcleo e o enrolamento de baixa tensão (BT) para limitar a tensão transferida ao enrolamento de BT a um nível razoável quando o enrolamento de AT é submetido a tensão de impulso. Por causa das correntes intensas, o enrolamento de BT é do tipo espiral com multi-condutores em paralelo.

O condutor da bucha de AT liga-se ao ponto central do enrolamento de AT, e os condutores do neutro aos extremos do mesmo enrolamento. A otimização do transformador resultou na escolha de um enrolamento com bobina de duplo disco interfoliada, dando a necessária distribuição de capacitações em série e tensões. As derivações de tensão são tiradas ao longo de cada metade do enrolamento.

O transformador tem dois mecanismos de mudança de derivações montados verticalmente, um para cada meio enrolamento.

O condutor do enrolamento é coberto com camadas múltiplas de papel isolante de celulose termicamente estabilizada. Entre camadas do enrolamento estão

cilindros de papelão. As saídas de AT de ambas as colunas de enrolamentos para a bucha são formadas de eletrodos de cobre com papelão moldado.

O tanque do transformador foi projetado para resistir a uma diferencial de pressão resultante de quase vácuo interno durante o processo de secagem do transformador. Um dos lados longos do tanque tem uma placa de alumínio através da qual as ligações das buchas de BT são feitas. Dentro do tanque, as paredes são blindadas com chapas de aço silício para conter o fluxo magnético de fuga.

A bucha tipo condensador de AT SF₆/óleo é feita de papel impregnado em óleo, para um nível de impulso (BIL) de 1550 kV, e 1600 A. A bucha de neutro de AT e as buchas de BT são para BIL de 150 kV e 2000 A e 25000 A respectivamente. Ambas são do tipo à prova de respingos, montadas de forma que a porcelana pode ser trocada sem reduzir o nível de óleo no tanque principal.

Os quatro trocadores de calor óleo/água são feitos de aço inoxidável. Com dois trocadores em operação o transformador pode atender a 85% de sua potência, e com três a sua plena potência. Como a sala de controle é distante do local dos transformadores, as válvulas do sistema de resfriamento são operadas a motor, e têm indicadores visuais remotos.

O óleo resfriado é bombeado para a parte inferior dos enrolamentos, de onde ele flui para o topo. Dentro do tanque, deflectores colocados estrategicamente dirigem a corrente de óleo para pontos quentes potenciais para assegurar uma temperatura uniforme de operação dos enrolamentos.

Testes de alta tensão foram executados na fábrica usando um arranjo em que a bucha de óleo/SF₆ do transformador foi montada como em serviço, junto com sua câmara de conexão de gás SF₆. No topo desta câmara uma segunda bucha, tipo SF₆/ar foi montada, de forma que tanto as partes de SF₆ quanto as de óleo da bucha do transformador foram testadas juntas.

Para o teste de aquecimento (*heat run*) o transformador foi alimentado com uma corrente que corresponde à carga garantida, e para as unidades de 50 Hz, com correntes harmônicas adicionais para simular o efeito da influência da estação conversora de c.c.

INSTALAÇÃO, TESTES E COMISSIONAMENTO

O transformador foi transportado por rodovia para a obra, sem o conservador, a bucha de AT e os trocadores de calor, numa

carreta especial de fundo rebaixado. Para reduzir o peso e impedir a entrada de umidade no tanque, o óleo foi substituído por nitrogênio seco sob pressão positiva. Para evitar danos por choques ao núcleo e aos enrolamentos durante o transporte, o transformador foi firmemente aparafusado ao fundo do tanque com parafusos acessíveis de fora. Durante a viagem, registradores de impacto foram fixados às unidades.

Depois do transporte até a galeria, os transformadores foram movidos ao longo da galeria pelas pontes rolantes de 2,5 MN, e rolados em trilhos para suas respectivas baias com paredes de concreto. O conjunto de rodas foi então removido, deixando os transformadores apoiados em suas placas suportes.

O alinhamento preciso dos transformadores com a câmara de conexão da barra de SF₆ foi feito com uma manga de Teflon. A manga permitiu o ajuste tridimensional da posição do transformador.

Depois de cuidadosa inspeção da unidade quanto a avarias de viagem, o equipamento auxiliar que foi removido para o transporte foi remontado. Isso incluiu o tanque conservador de óleo, todas as buchas e todos os trocadores de calor. A unidade foi então testada a vácuo e cheia com óleo usando o método de vácuo para degassificação como descrito no Capítulo 13.

Os ensaios de rotina foram efetuados em cada unidade; incluiram o teste Doble da bucha de alta tensão, verificação de todos os transformadores de corrente quanto a resistência e polaridade, testes de níveis dielétricos e de umidade no óleo, e um cromógrafo do óleo.

Uma série de ensaios de aquecimento confirmou o funcionamento adequado do sistema de resfriamento e permitiu os ajustes finais dos dispositivos de monitoramento do fluxo.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

O projeto inicial determinava o aterramento do tanque do transformador em dois locais. Isto resultava em correntes circulantes indesejáveis, e mais tarde foi modificado para aterramento em um único ponto.

Falhas de componentes nos circuitos de controle do sistema de resfriamento do transformador foram causadas por altas tensões transitórias geradas pela operação de contatores e relés. Esse problema foi corrigido pela adição de supressores de surtos adequados.

Até 1990 houve apenas uma falha em serviço, o defeito

de um enrolamento de AT numa unidade de 50 Hz depois de seis anos de operação. Isto resultou em uma descarga de óleo através da válvula de alívio de pressão e alguma distorção do tanque, além das avarias na bobina. O transformador foi retornado à fábrica para investigação e reparos, mas a causa do defeito não ficou claramente definida.

Alguns problemas ocorreram em relação à confiabilidade dos monitores de fluxo da água de resfriamento. Os monitores foram substituídos por um novo tipo de unidade.

SUBESTAÇÃO ISOLADA A GÁS SF₆ – 500 kV

A estação de manobra de 500 kV tem 52 disjuntores para proteção e manobra de 18 transformadores dos geradores, dois transformadores auxiliares, oito linhas aéreas e quatro seções de barramento, como mostra a Fig. 12.87.

O equipamento de manobra isolado a gás de 500 kV (GIS = Gas Insulated Switchgear) contava com uma experiência ainda relativamente limitada ao tempo da preparação da especificação para a concorrência para o equipamento GIS de Itaipu (1978 – 1979). Com isso, a seleção deste tipo de equipamento foi precedida por um estudo minucioso envolvendo visitas a fabricantes e instalações existentes em diversos lugares do mundo, antes de escrever as especificações. Propostas aceitáveis foram recebidas da Brown Boveri, Siemens, Delle Alstom e Mitsubishi Electric Company. O contrato foi adjudicado à Brown Boveri em 1980.

CARACTERÍSTICAS BÁSICAS

As características básicas do equipamento de manobra isolado a gás SF₆ são as seguintes:

Equipamento de manobra em geral

Tensão máxima de serviço	550 kV rms
Nível básico de isolamento	1.550 kV crista
Suportabilidade de surtos de manobra	1.240 kV crista
Suportabilidade em frequência industrial	740 kV rms 1 min.
Corrente permanente	4.000 A rms
Pressão nominal do gás a 20°C	420 kPa (absoluta)

Disjuntores

Construção	Horizontal
------------	------------

nº de interrupções por fase	4
Tipo	Sopro (<i>Puffer</i>)
Corrente de interrupção	63 kA (simétricos)
Tempo de interrupção	50 ms
Pressão do gás a 20°C	620 kPa (absoluta)
Mecanismo de operação	Hidráulico

Para-raios

Tipo óxido metálico	444 kV
---------------------	--------

Chaves desligadoras

Tensão suportada entre contatos abertos	
Baixa frequência	960 kV rms
Impulso de raio	1864 kV crista
Surto de manobra	1700 kV crista

Transformadores de potencial

Tipo	Enrolamento
Tensão primária a terra	287,5 kV
Tensão secundária	2 x 115 / 66,4 V

Buchas externas de porcelana para saídas de linha

Nível básico de isolamento	1800 kV
Suportabilidade de frequência industrial	860 kV, 1 min.
Pressão nominal do gás	250 kPa (absoluta)

Chaves de terra

Tipo geral	Operada a mola
Tipo em saída de linha	Operada a mola (carregada a motor)

Tensões de teste de rotina na fábrica

Suportabilidade de frequência industrial (50 Hz e 60 Hz)	740 kV rms, 72 s (20% mais de duração que o padrão)
--	---

Tensões de teste na obra

Aplicadas contra terra e através de contatos abertos de chaves desligadoras e disjuntores	
Aplicada para 50 Hz ou 60 Hz, fase a terra.	570 kV rms 1 min.* 380 kV rms 5 min. 350 kV rms 24 h
Surto de manobra oscilante	± 940 kV ponta, três surtos cada*
	± 940 kV ponta, cinco surtos cada**

* Aplicado através de contatos abertos de desligadoras e disjuntores (e consequentemente para terra do equipamento GIS conectado)

** Adicionalmente aplicado fase a terra com disjuntores e desligadoras fechados.

ARRANJO

Como já exposto nos Capítulos 2 e 11, uma das razões da escolha do GIS SF₆ foram suas dimensões compactas, possibilitando sua instalação na casa de força e ligado diretamente aos transformadores dos geradores, ver Fig. 11.2 do Capítulo 11. Além de fazer uso ideal do espaço disponível na casa de força, este arranjo eliminou a necessidade de um grande número de linhas aéreas, que teriam sido difíceis de instalar, ligando os transformadores dos geradores com duas subestações separadas, uma em cada margem do rio. Ainda mais, com a largura das unidades na casa de força seria realmente impossível obter espaçamento adequado entre as dezoito linhas aéreas necessárias para ligar em 500 kV os transformadores dos geradores e as subestações. O uso do equipamento de manobra isolado a gás resolveu todos esses problemas. Em vez de 18 linhas aéreas de 500 kV, somente oito linhas foram necessárias, com uma linha em cada grupo de frequência (50 Hz e 60 Hz) fornecendo capacidade de reserva.

Esta solução também assegurou um arranjo ótimo para o grupamento da unidade compreendendo o gerador, o transformador, o equipamento de manobra e a ligação às linhas de transmissão. Todos os barramentos e

equipamentos transportando energia dos geradores até os terminais das linhas ficaram protegidos por invólucros metálicos aterrados, dando um arranjo quase ideal em que o equipamento de controle e proteção podia ser interligado por cabos muito curtos, contribuindo não só para a confiabilidade da usina, mas também para considerável economia nos custos.

O diagrama unifilar da Fig. 12.87 mostra dois sistemas de barramentos principais para o equipamento de manobra isolado a gás de 500 kV. O arranjo é o mesmo para os dois setores, de 50 Hz e de 60 Hz. O arranjo para os geradores é no esquema de disjuntor e meio, enquanto o esquema de dois disjuntores foi o escolhido para as saídas de linhas. Este arranjo dá uma grande confiabilidade. Ligado a cada um dos dois setores da estação de manobra há um transformador auxiliar para suprir os serviços de 13,8 kV da usina.

Barramentos curtos tornaram-se possíveis com a estação de manobra colocada junto dos transformadores dos geradores, e portanto seus transformadores também, ficam afastados 34 m, longos trechos de barramento são necessários para conectar o grupo compacto de manobra, ver Fig. 12.88.

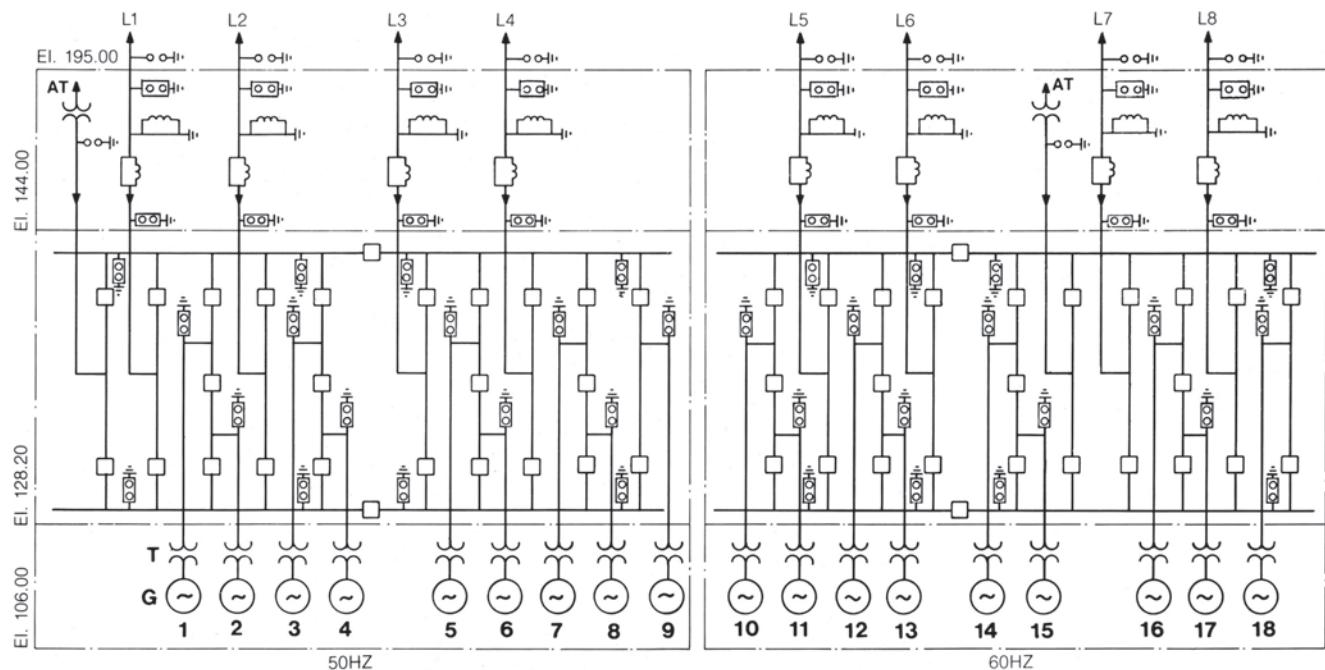


Fig. 12.87 Diagrama unifilar simplificado da S/E de 500 kV SF₆ GIS

L1 – L8 Linhas aéreas

AT Transformadores auxiliares

T1 – T 18 Transformadores dos geradores

G1 – G18 Geradores

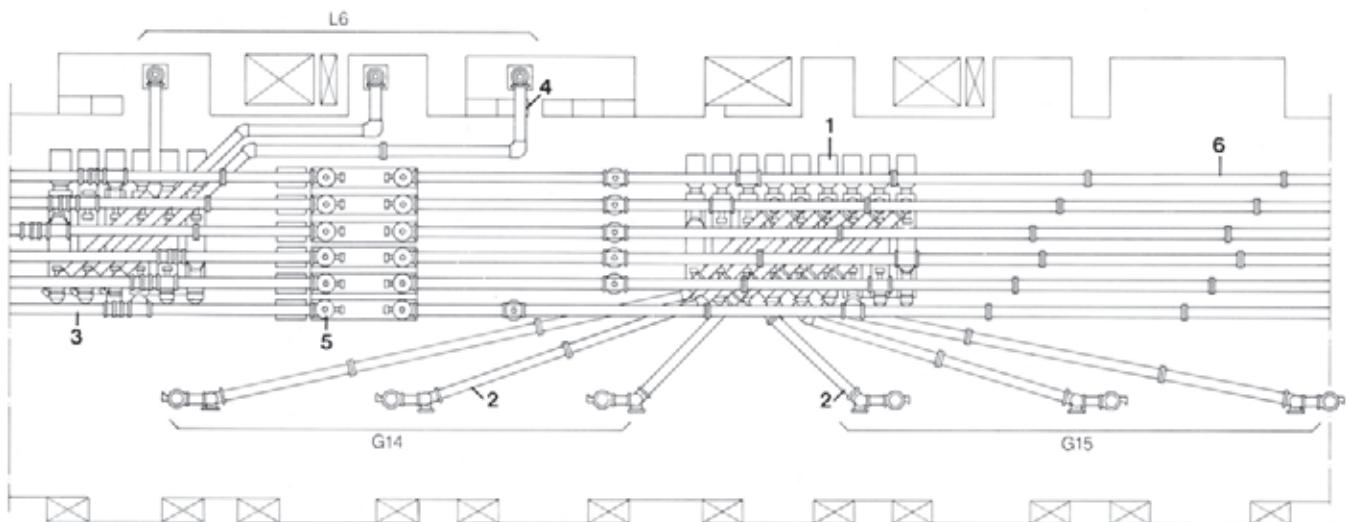


Fig. 12.88 Planta de trecho da instalação de 550 kV SF₆ GIS.

- | | | |
|---|---------------------------------|---|
| 1 Disjuntores do gerador | 3 Disjuntores de linha | 5 Disjuntores seccionadores de barra |
| 2 Conexões dos geradores G14 / G15 | 4 Conexões de linha (L6) | 6 Barramento principal |

O comprimento total da instalação GIS ao longo do eixo da casa de força é de 340 m para o setor de 50 Hz e 438 m para o setor de 60 Hz. A diferença de comprimentos é devida à área de montagem central que existe no centro do setor de 60 Hz.

Todas as baias de manobra têm o mesmo arranjo, com os disjuntores no nível do piso e os outros equipamentos e barramentos instalados acima, ver Fig. 12.89. Esse arranjo permite que o pessoal se mova livremente no nível do piso, e assegurou, apesar do grande tamanho da instalação, uma disposição limpa e com boa acessibilidade para todas as partes durante a manutenção e os testes de comissionamento. A configuração geral foi projetada para permitir que qualquer parte de uma baia (inclusive componentes de disjuntores) ou seção de barramento seja substituída rapidamente e facilmente, sem perturbar a operação das unidades vizinhas. Todos os componentes dos setores de 50 Hz e 60 Hz do GIS são intercambiáveis.

As buchas óleo/SF₆ conectam os transformadores dos geradores diretamente à subestação. Nesses pontos de transição, para-raios, tipo óxido metálico encapsulados em metal, proporcionam proteção aos transformadores contra sobretensões de surtos.

Próximo a cada baia de manobra estão os cubículos de controle para operar o equipamento. Estes cubículos contêm todos os dispositivos necessários para operação

local e também incluem diagramas mímicos. O sistema integrado de sinalização é previsto para o sistema Scada, descrito no Capítulo 14. A proteção do equipamento GIS inclui sistemas de proteção eletrônica dos barramentos, que estão instalados em cubículos próximos dos cubículos de controle local.

Descargas atmosféricas na área podem causar severas tensões de surto, e com isso também tensões de impulso de frente muito íngreme. Esse problema exigiu estudos detalhados de coordenação do isolamento. Projeto cuidadoso do sistema de aterramento da usina, para assegurar a mínima impedância de surto possível, proteção aumentada contra raios para as linhas nas seções próximas da instalação, e para-raios nos terminais e em certos pontos ao longo dos barramentos foram pontos essenciais de um sistema de proteção que assegurou a margem de segurança especificada de 20%. Os cálculos foram baseados numa taxa de elevação de 100 kA / ms para descargas atmosféricas na vizinhança imediata da usina.

PROJETO E FABRICAÇÃO DOS COMPONENTES

A subestação em SF₆ inteira é feita com componentes modulares padronizados. Todas as partes do invólucro aterradas são feitas de alumínio e têm conexões flangeadas aparafusadas. Ver Fig. 12.90 para uma seção do barramento.

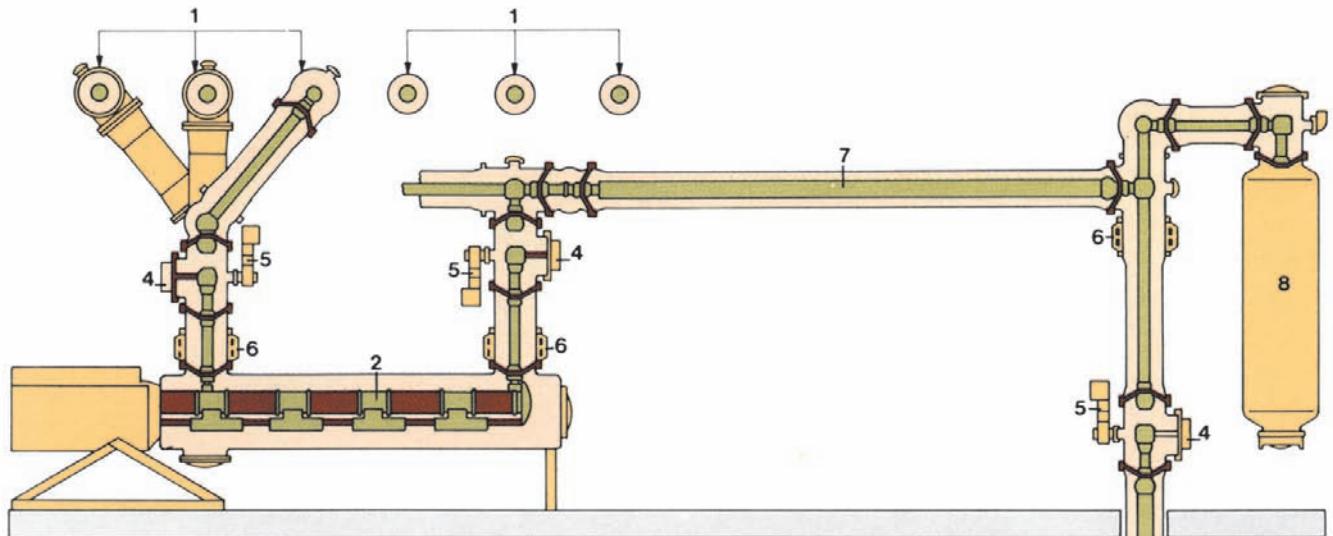


Fig. 12.89 Seção de uma baia de disjuntor de gerador de 500 kV GIS

1 Barramento principal	8 Para-raios
2 Disjuntor	9 Transformador do gerador
3 Terminal do transformador	Gás SF ₆
4 Chave isoladora	Isoladores
5 Chave de terra	Partes aterradas
6 Transformador de corrente	Partes vivas
7 Barramento	

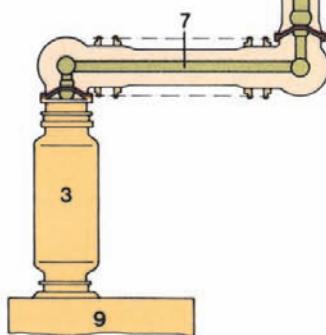
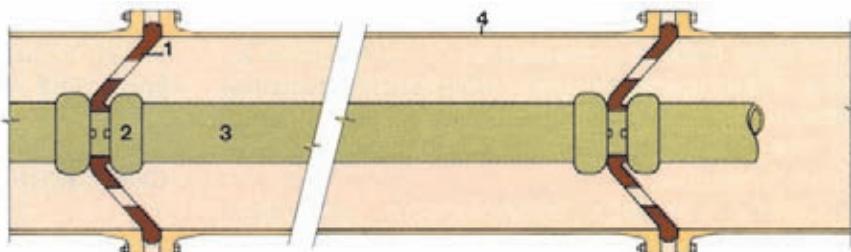


Fig 12.90 Barra de GIS SF₆ – vista longitudinal

1 Isolador espaçador
2 Conector de barramento
3 Condutor
4 Invólucro do barramento



Projeto do barramento

Na otimização do projeto, a distância entre isoladores de suporte dos condutores (espacadores) foi aumentada de 6 m para 10 m. Para manter a necessária rigidez, o diâmetro do condutor também foi aumentado de 160 mm para 246 mm. O diâmetro menor foi mantido apenas para trechos curtos.

O aumento no diâmetro do condutor foi possível sem mudar de forma proporcional o diâmetro do invólucro. Entretanto, teve os seguintes efeitos:

- Redução da impedância de surto e aumento da capacidade das seções de teste, que resultou em avarias

mais severas por descargas na superfície dos espaçadores durante "flashovers".

- Aumento das tensões de campo elétrico no invólucro e, pelo menos teoricamente, o equipamento tornou-se mais sensível à presença de partículas condutoras e a imperfeições na superfície do invólucro.

Os condutores e todos os eletrodos de blindagem nos barramentos foram cobertos com uma camada de pintura dielétrica, que deu um aumento marginal na tensão de descarga, não só em condições "limpas", mas também na presença de partículas condutoras.



Galeria do SF₆

Provisão para teste Doble dos transformadores

Apesar da aceitação difundida da cromatografia dos transformadores como uma ferramenta confiável de manutenção, muitos usuários ainda insistem na aplicação periódica do teste de Doble aos transformadores. Ao contrário dos sistemas convencionais isolados a ar, nos quais o acesso aos terminais dos transformadores requer algum trabalho preparatório, o equipamento isolado a SF₆

oferece um modo conveniente de efetuar esses testes por meio de equipamento já integrado.

Uma chave isoladora está instalada entre o condutor GIS e o terminal do transformador, o que permite desconectar o transformador do condutor GIS. Uma chave de aterramento no lado do transformador em relação à chave isoladora termina no invólucro GIS com uma bucha de 10 kV, que permite a ligação do

equipamento de teste Doble ao terminal do transformador sem abrir o invólucro do GIS.

Teoricamente, a melhor posição para essas chaves seria na própria bucha de alta tensão do transformador, já que neste caso as medições seriam diretas, sem necessidade de qualquer correção. Em Itaipu essa posição foi considerada inconveniente porque o acesso às chaves montadas sobre os transformadores das unidades ficaria muito difícil. Em consequência, foi decidido utilizar as chaves isoladora e de aterramento já existentes na El. 129,2. A única mudança necessária foi a substituição da bucha padrão de 2 kV associada à chave de aterramento correspondente por uma bucha de 10 kV, compatível com o teste de Doble considerado. Contudo, os resultados dos testes têm que ser corrigidos dos efeitos de aproximadamente 12 m de barramento GIS pela capacidade do invólucro.

Flanges de conexão do transformador para o GIS

Os flanges de conexão entre o invólucro do GIS e os transformadores elevadores monofásicos das unidades são feitos com anéis isolantes de 2 kV. Isto foi requerido por Itaipu a fim de impedir que correntes induzidas no invólucro do GIS, da ordem de aproximadamente 600 A, circulassem pelos tanques dos transformadores em paralelo com as correntes em conexões de terra. O fabricante dos transformadores limitou a corrente circulante a 50 A no máximo. Para evitar a possibilidade de arcos sobre o isolamento durante condições transitórias de tensão, quatro para-raios de 660 kV de óxido metálico foram providenciados em cada conexão de fase.

Chaves desligadoras

A oposição de fases pode ocorrer na subestação isolada a gás quando dois terminais de disjuntores estão fora de fase e a transferência de potencial se faz através dos capacitores de gradiente dos disjuntores.

As chaves desligadoras de Itaipu não são projetadas para operar sob oposição de fases, e portanto os procedimentos de operação em Itaipu foram modificados de acordo com isto. Durante o contrato de fornecimento, foram adicionados contatos seguidores carregados por molas a todas as chaves desligadoras. Esta modificação, que foi verificada por testes, trouxe as seguintes vantagens:

- Foi reduzida a faixa de propagação na distância de arco.
- O arco foi centrado no meio dos contatos.
- O tempo de arco foi reduzido.

- Não houve descargas para o invólucro aterrado, mesmo com uma sobretenção de 1,6 p.u.

Veja a Fig. 12.91 para um corte de chave desligadora e a Fig. 12.92 para um corte de disjuntor típico.

Isolamento entre as estruturas

suportes e o invólucro do GIS

No projeto original das subestações GIS era previsto isolamento (2 kV) entre o invólucro e as estruturas de aço de suporte. Mais tarde esse isolamento foi abolido para eliminar a possibilidade de arco entre o invólucro e as estruturas, que podia ocorrer durante tensões transitórias. A desvantagem devida à eliminação do isolamento foi que se tornou impossível estimar o fluxo de correntes para a terra durante faltas, e calcular o potencial de toque.

Ensaios na fábrica

Na fábrica, os componentes da subestação GIS foram montados em seções para transporte e testados antes do despacho. Os testes executados foram vazamento de gás, queda de tensão, manobra mecânica e testes de alta tensão. Os testes de alta tensão foram particularmente importantes para verificar o necessário poder dielétrico dos conjuntos.

A taxa média de falhas do equipamento, depois de valores iniciais um tanto elevados, baixou com o número crescente de seções para embarque testadas para um valor aproximado de 0,5%. O cálculo foi baseado no número de espaçadores cônicos dentro das seções testadas.

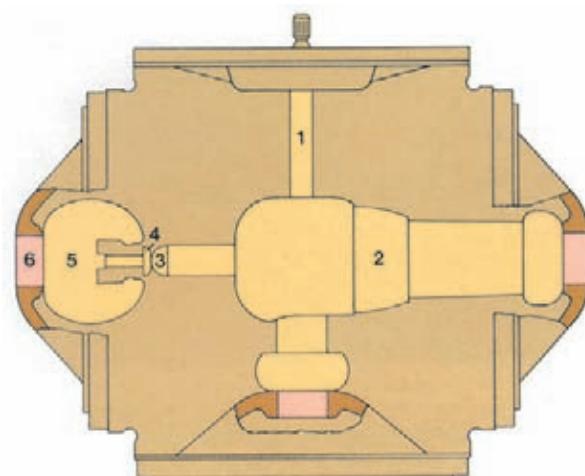


Fig. 12.91 Seção de chave desligadora GIS

1 Haste de operação

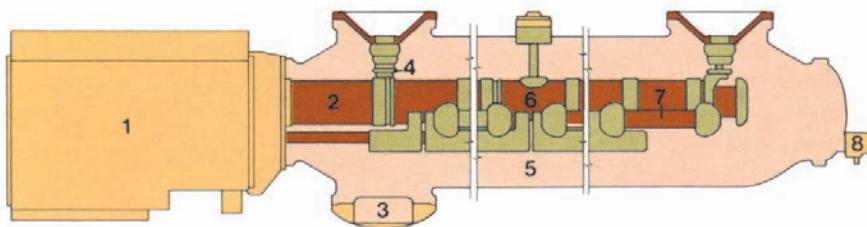
4 Contato seguidor

2 Blindagem

5 Contato fixo

3 Contato móvel

6 Isolador

Fig. 12.92 Seção típica de disjuntor a SF_6 de GIS

- 1 Mecanismo acionador
- 2 Isolador
- 3 Absorvedor de umidade
- 4 Ligação com a barra
- 5 Invólucro
- 6 Unidades interruptoras
- 7 Capacitores do gradiente
- 8 Relé de densidade do gás

Instalação

O equipamento de SF_6 é muito sensível à contaminação devida a impurezas e partículas de pó, que estão normalmente presentes numa usina, especialmente durante a construção. Portanto foram essenciais condições de limpeza durante todas as fases de retirada das embalagens, instalação e testes, e também durante a operação e a manutenção. Para assegurar limpeza, divisórias temporárias foram instaladas na galeria do SF_6 . Essas divisórias isolaram a área onde equipamento estava sendo instalado do resto da usina em construção. Foram colocadas portas em todos os pontos de acesso à área de instalação, e guardas verificaram que só pessoal autorizado entrasse na área, e que estes não trouxessem impurezas. Ventiladores com filtros de malha grossa foram montados nas divisórias para fornecer um suprimento controlado de ar à área da instalação. O equipamento de SF_6 foi desembalado e limpo numa área separada com ar condicionado, dentro da galeria.

Devido a problemas iniciais observados durante a operação, os quais foram causados pela contaminação, acha-se agora que deveriam ter sido tomadas precauções adicionais para melhorar a limpeza da área. Em particular, teria ajudado consideravelmente se o sistema de ventilação da casa de força já estivesse em operação ao tempo da instalação do equipamento de SF_6 , porque esse sistema tem filtros finos para o resfriamento evaporativo, ver Capítulo 13.

TESTES E COMISSIONAMENTO

Quando o equipamento a SF_6 foi especificado para Itaipu, reconheceu-se que a tecnologia era ainda nova e que poder-se-ia encontrar problemas durante a execução do projeto. Tais problemas potenciais foram aceitos por causa das vantagens técnicas indiscutíveis da alternativa GIS sobre as outras alternativas, ver Capítulo 2. Os problemas descritos abaixo estiveram dentro dos limites dessa filosofia geral e foram considerados incidentais,

comparados com a operação de outra forma bem sucedida do equipamento GIS.

Problemas provocados pelo transporte

Um certo número de componentes da subestação GIS chegou à obra com vestígios de avarias externas aparentemente devidas ao transporte em caminhões e manuseio grosso durante o carregamento.

Dois para-raios de óxido metálico foram submetidos a acelerações maiores do que 2G, que causaram desalinhamento de alguns discos, e as unidades foram rejeitadas.

Alguns isoladores espaçadores tinham uma separação entre a parte central do corpo e o cubo. Esses defeitos só foram encontrados depois da energização, pela detecção de descargas parciais que estavam da ordem de 6.000 pC a 10.000 pC.

O problema principal, entretanto, foi a presença de partículas condutoras, que se soltaram ou foram geradas por excessiva aceleração e choques durante o transporte. Isto foi especialmente verdadeiro no caso de blindagens de corona fundidas.

Também foram geradas partículas pelas placas de cobertura para o transporte, algumas das quais foram fabricadas impropriamente.

A experiência com o GIS em Itaipu confirmou que o transporte de longa distância e o manuseio podem pôr em risco a integridade dielétrica do equipamento que foi conseguida na fábrica.

Testes na obra

Os ensaios de alta tensão na obra foram efetuados usando dois tipos de equipamento de teste dielétrico: teste de ressonância série com capacidade de 600 kV / 6.000 kVA, e um gerador de surtos de manobra oscilantes com capacidade de ± 940 kV / 35 kJ. Como o teste de surto de manobra é considerado superior na detecção

de danos causados pelo transporte e pela montagem, este teste foi efetuado primeiro e foi seguido do teste de tensão aplicada. Durante os ensaios ficou evidente que o problema principal com o equipamento GIS era a contaminação por partículas, que é mais bem detectada pelo teste de tensão aplicada em frequência industrial. Portanto mais tarde foi decidido trocar a ordem dos testes.

O equipamento de testes foi conectado nos terminais das buchas de linhas. As seções em teste foram sendo estendidas passo a passo, fechando chaves desligadoras e disjuntores. Os testes foram feitos fase a terra e através dos contatos abertos de disjuntores e chaves desligadoras. Foi, portanto, inevitável que algumas seções da subestação fossem repetidamente submetidas ao esforço da tensão de teste, até 400 vezes. A ocorrência de descargas sobre o isolador espaçador cônicos, devido ao fato de que as seções testadas de uma vez eram muito grandes e tinham grande capacidade, causou grandes danos ao isolador e em todos os casos exigiram a substituição do isolador cônicos.

Falhas durante testes na obra

As falhas dielétricas ocorridas durante os testes na obra da primeira parte instalada da subestação GIS foram as seguintes:

Grupo A: número de falhas devidas a razões de transporte e montagem:

Partículas metálicas	6
Descargas através do gás	3
Isolador espaçador defeituoso	2
Blindagens avariadas (erro de montagem)	2
Total	13

Grupo B: número de falhas devidas a outras razões

Falhas de isoladores espaçadores	2
Falhas de espaçadores de transformadores de potencial	1
Drenagem acidental do gás	1
Falha da haste de acionamento de disjuntor (projeto inadequado, depois substituído)	4
Falhas de chaves desligadoras	2
Total	10

Foi observado que mesmo depois de testes bem-sucedidos com surtos de manobra oscilantes, o mesmo componente em alguns casos falhou depois durante testes de tensão aplicada.

Os testes de alta tensão na obra foram efetuados para detectar avarias de transporte e deficiências devidas a montagem imprópria. Consequentemente, só falhas do Grupo A foram usadas para calcular a taxa de falhas em testes na obra:

Total de falhas no Grupo A	13
Número de isoladores espaçadores	690

A taxa correspondente de falhas de 1,88% dos espaçadores e compartimentos de gás associados foi aceita como razoável, considerando o longo transporte marítimo, as condições locais difíceis, e o fato de que estes números representam falhas no primeiro grupo de equipamento.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

Falhas durante a operação inicial

A subestação GIS foi colocada em serviço em abril de 1984. As falhas listadas abaixo ocorreram durante os primeiros meses de operação:

Hastes de acionamento de disjuntores	4
Haste de suporte de disjuntor	1
Descarga através do gás	1
Chave desligadora	2

Soluções

Chave desligadora. A primeira falha de chave desligadora foi atribuída a uma operação temporária anormal quando a chave foi aberta em oposição de fases. A segunda falha ocorreu durante abertura da chave desligadora sob condições síncronas normais e a causa suposta foram tensões preexistentes nas blindagens, por sua vez causadas por operação manual incorreta.

Rachaduras nos alojamentos do mecanismo de operação das chaves de aterramento pareceram ser o resultado de impactos produzidos pela operação de disjuntores. O problema foi resolvido pelo arranjo de uma ligação de suporte simples que ajudou a evitar a vibração ressonante da extremidade livre da chave de aterramento. Embora estes alojamentos não sejam cheios de gás, todos foram substituídos.

Disjuntor. A influência combinada dos seguintes fatores foi responsável pelas falhas das hastas de acionamento:

- Entrada de partículas condutoras no interior do tubo da haste durante a fabricação.
- Esforços dielétricos particularmente elevados na região da haste.

Disjuntores com o mesmo projeto geral foram usados com sucesso em outras instalações. Entretanto, tais disjuntores estavam equipados com resistores de pré-inserção, seus tanques tinham maior diâmetro e os esforços do campo elétrico eram consideravelmente menores. Com isso, o equipamento era menos sensível à presença de partículas condutoras.

As medidas corretivas tomadas foram as seguintes:

- Foram instalados tampões nas extremidades das hastes de acionamento dos disjuntores, para impedir a entrada de partículas dentro do tubo.
- Durante o projeto final a forma do tampão foi modificada para hemisférica, o que proporcionou uma melhor distribuição do campo elétrico.
- Outra dificuldade com a fabricação das hastes foram as rosas metal-dielétrico que eram fabricadas com arestas agudas. Na presença de umidade, a corona poderia formar filmes de superfície, resultando em distorções do campo que poderiam iniciar uma descarga. No projeto revisado da haste, o projeto da rosca foi melhorado com a cobertura por um verniz especial.

Como resultado de todas estas modificações, os esforços do campo elétrico na região da haste de acionamento foram reduzidos a 60% do que eram no projeto original.

Falhas nas hastes de acionamento dos disjuntores foram devidas a mudanças inadvertidas do projeto que se mostraram inadequadas. Algumas falhas da haste de suporte dos disjuntores não puderam ser explicadas devido às avarias graves sofridas durante a falha. Depois da implementação do projeto melhorado da haste de acionamento dos disjuntores, nenhuma falha elétrica ocorreu.

Falhas durante a operação

Houve várias outras falhas dielétricas no equipamento GIS durante a operação. Uma investigação minuciosa foi efetuada, envolvendo o fabricante, consultores especiais e pessoal da Itaipu. Os resultados da investigação indicaram a contaminação como a fonte dos problemas. A contaminação foi causada por procedimentos inadequados de montagem e partículas de pó em suspensão no ar presentes durante a montagem e a manutenção. O

problema foi finalmente resolvido por procedimentos de montagem melhorados e melhores condições ambientais com a entrada em serviço pleno do sistema de ventilação da casa de força e término das obras civis da mesma.

ORGANIZAÇÃO DE CONTRATOS PARA EQUIPAMENTOS PERMANENTES

Os pacotes de especificações para concorrências de equipamentos elétricos e mecânicos permanentes foram determinados por:

- Tipo de equipamento.
- Conveniência de interface com a estrutura da casa de força e outros fornecedores.
- Fonte de suprimento esperada, especialmente se do Brasil ou do Paraguai, ou de além-mar.
- Pacote mais econômico com respeito a suprimento, engenharia e montagem.
- Possibilidade de consórcios de várias empresas concorrendo juntas.

Para o equipamento gerador principal estas considerações resultaram em três contratos principais:

1. Turbinas, reguladores, geradores, controle da unidade e barramento blindado.
2. Transformadores elevadores principais.
3. Equipamento de subestação a SF₆.

Os contratos foram para projeto, fabricação e supervisão de montagem, sendo o transporte e a montagem por outros contratados por Itaipu.

O comissionamento foi executado por Itaipu na presença dos representantes dos fabricantes.

As especificações foram do tipo desempenho, com requisitos detalhados de projeto definidos conforme necessário. Quando adequado, foram especificadas as normas brasileiras ou paraguaias; quando não, foram empregadas normas internacionais. Para algumas características, por exemplo, pintura, fiação, controle de qualidade, etc., Itaipu produziu normas separadas, que formaram parte integral das especificações.

Os contratantes foram solicitados a apresentar uma lista das informações contratuais que iriam submeter para aprovação, junto com um cronograma previsto para as entregas. A intenção disto foi assegurar que a informação necessária seria apresentada e que seria enviada a Itaipu de uma maneira ordenada.

Os subcontratos tinham de ser identificados no estágio das propostas, sendo requerida informação de suporte mostrando a extensão do trabalho objeto de subcontrato e a capacidade do subcontratado para executá-lo.

Manuals de montagem detalhados foram submetidos a Itaipu para aprovação, para orientar e guiar a equipe de Itaipu atuando sob instruções do supervisor de montagem do fabricante.

As instruções de comissionamento foram preparadas em conjunto pelo fabricante e pelos departamentos de engenharia e de comissionamento de Itaipu, que preparam um cronograma de todos os testes a fazer com uma lista dos resultados esperados.

CONTROLE DE QUALIDADE DE FABRICAÇÃO

O controle de qualidade da fabricação do equipamento permanente elétrico e mecânico para Itaipu foi complicado pelo tamanho e importância desse equipamento, e porque estava sendo fabricado em um período curto de tempo em muitos locais diferentes. Era imperativo que devessem ser usados normas e procedimentos uniformes, o que só poderia ser conseguido assegurando-se que todos os envolvidos trabalhassem sob um conjunto de instruções comuns administradas por uma autoridade central. Com este fim, a Itaipu em 1980 contratou a Ieco-ELC para estabelecer o "Grupo de Controle de Qualidade" (GCQ), sob cuja direção seria feita toda documentação de controle de qualidade e subsequente inspeção nas fábricas. Como referência foi escolhida a Norma Canadense CSA Z299.2, "Quality Control Program Requirements", e sucessivamente foi feita parte integrante do manual de procedimentos que foi produzido pelo GCQ para interpretar os requisitos da norma para as condições particulares do projeto de Itaipu.

Normalmente para a CSA Z299.2, a hierarquia tem dois níveis: o fabricante e o cliente. Para Itaipu, entretanto, o relacionamento foi mais complicado devido à existência da organização separada do GCQ e de várias agências de inspeção trabalhando diretamente sob contrato com Itaipu. Isto foi ainda mais complicado pelo fato de o departamento de engenharia de Itaipu, que deveria ser consultado no caso de não conformidades, ser uma organização distinta separada do GCQ. O principal objetivo do manual de

procedimentos foi, portanto, sistematizar o papel a ser desempenhado por toda estas entidades e assegurar o fluxo regular de correspondências e tomada de decisões. A norma CSA Z299.2 efetivamente especifica e controla a organização de controle de qualidade e a inspeção do fabricante. Determina o tipo de documentação a ser produzida pelo fabricante, a forma como o pessoal do controle de qualidade do fabricante e o representante do cliente devem interagir, e como as não conformidades da fabricação devem ser tratadas. Ela não especifica a metodologia nem a extensão da inspeção. Estas permanecem sob controle das especificações do equipamento e da documentação contratual aprovada pelo cliente (desenhos, cálculos, etc.). A norma CSA Z299.2 é uma de uma série de quatro, sendo a CSA Z299.1 a mais rígida, variando até a CSA Z299.4 a menos rígida.

Os seguintes fatores foram considerados na escolha da CSA Z299.2 para o equipamento principal de Itaipu:

- Complexidade do processo de projeto.
- Maturidade do projeto, isto é, se um novo projeto ou a evolução de um projeto existente.
- Complexidade do processo de fabricação.
- Características do serviço, isto é, complexidade do serviço, número de partes interagentes, etc.
- Probabilidade e consequência de falha.
- Penalidades econômicas pagas para impor o sistema de controle de qualidade ao fabricante.

Obviamente os critérios e fatores usados foram um tanto subjetivos, mas as seguintes conclusões principais puderam ser formadas:

- Onde possível, projetos bem experimentados foram especificados e adotados. Entretanto, para usar esses projetos para Itaipu era inevitável uma extração com risco desconhecido. Também, por necessidade, foi necessário adotar alguns projetos inovadores.
- Além de outros fatores, foram escolhidos fabricantes com base na porcentagem de fabricação brasileira ou paraguaia (no caso das unidades turbinas / geradores, 85%). Em alguns casos isto envolveu uma grande extensão da experiência prévia do fabricante, especialmente com respeito ao tamanho de componentes e a complexidade.
- O período de fabricação era concentrado com o envolvimento da maioria das fábricas mais importantes no Brasil e no Paraguai. Em muitos casos os componentes iriam viajar de seu local de fabricação para a obra, para montagem final. O programa não podia

tolerar medidas extensas de correção na obra, ou pior, retornar itens para a fábrica.

- A falha de componentes em serviço poderia variar em sua importância do inconveniente ao catastrófico, dependendo do cenário considerado. A mão de obra tinha, portanto, que ser da mais alta qualidade.

O programa máximo de controle (CSA Z299.1) não pôde ser justificado, mas a adoção do segundo (CSA Z299.2) foi tanto prudente quanto necessária.

ORGANIZAÇÃO DO CONTROLE DE QUALIDADE DO FABRICANTE

Um requisito básico da CSA Z299.2 é que o fabricante deve ter uma organização de controle de qualidade bem estruturada e independente e separada dos departamentos de produção. A estrutura da organização deve ser bem documentada num manual de controle de qualidade, que é sujeito a revisões conforme mudam o pessoal e as instalações. Portanto, como parte integral da pré-qualificação para aceitação de qualquer fabricante, Itaipu efetuou um levantamento do departamento de controle de qualidade do fabricante, e se necessário recomendou mudanças para assegurar seu atendimento da norma. Naturalmente, os requisitos dependiam de certa forma do equipamento a ser fabricado, o equipamento principal de geração (turbinas, geradores, transformadores, subestação GIS, etc.) exigia a mais completa conformidade com a norma.

Ao tempo do levantamento, foram estabelecidos os nomes do pessoal do fabricante que iriam coordenar as várias atividades de controle de qualidade, tais como preparação de documentos, programação de inspeção, e liberação e equipamento, e os requisitos do manual de procedimentos discutidos e finalizados.

DOCUMENTAÇÃO DO CONTROLE DE QUALIDADE

Todos os documentos relativos ao controle de qualidade de itens específicos foram produzidos pelo fabricante segundo um formato padrão especificado no manual de procedimentos. A documentação principal requerida foi a seguinte:

Manual de controle de qualidade

Como já explicado, ele descreve a organização de

controle de qualidade do fabricante, e esteve sujeito a revisão por Itaipu, no estágio de pré-qualificação.

Plano de inspeção e ensaios

O plano de inspeção e ensaios (PIT) foi o principal documento para o controle e garantia da qualidade. Houve um PIT para cada item importante, isto é, rotor da turbina, rotor do gerador, eixo superior do gerador, etc. A forma geral do documento foi a seguinte:

- Documentos de referência. Uma lista de especificações técnicas aplicáveis, desenhos aprovados e procedimentos especiais (procedimentos de soldagem, procedimentos de teste, etc.)
- Programa de inspeção e controle. Em forma de tabela, um exemplo típico é mostrado na Tabela 12.15. Nela eram descritas as principais atividades da inspeção, e em particular eram definidos os requisitos para apresentação da documentação de testes e a presença de representantes de Itaipu. De importância particular foi o conceito de ponto de retenção (*hold point*) que especificou um estágio na fabricação que não poderia ir adiante sem que se completassem com sucesso todas as inspeções especificadas, na presença de representante de Itaipu. Para outras inspeções sem "*hold point*" a presença do representante de Itaipu era preferível mas não obrigatória. Para facilitar esse acompanhamento, um programa de três semanas foi desenvolvido com o fabricante, dando as datas prováveis de inspeção caso o representante de Itaipu desejasse presenciar.
- Notas explicativas. Elas aprofundavam as informações dadas na tabela, dando quaisquer requisitos especiais ou explicações. Documentos especiais de esclarecimento eram anexados conforme necessário.

Relatório de não conformidade

Toda não conformidade encontrada durante uma inspeção era coberta por um relatório formal. As não conformidades caíam em três grupos principais:

1. A ser corrigida.
2. A ser substituída.
3. Possível de aceitação como está.

Na primeira categoria vieram problemas como defeitos de material a ser reparados com solda, defeitos de fiação e peças necessitando de mais usinagem ou acabamento.

Na segunda categoria estiveram falhas menores e itens como relés e equipamento elétrico que estavam ou abaixo

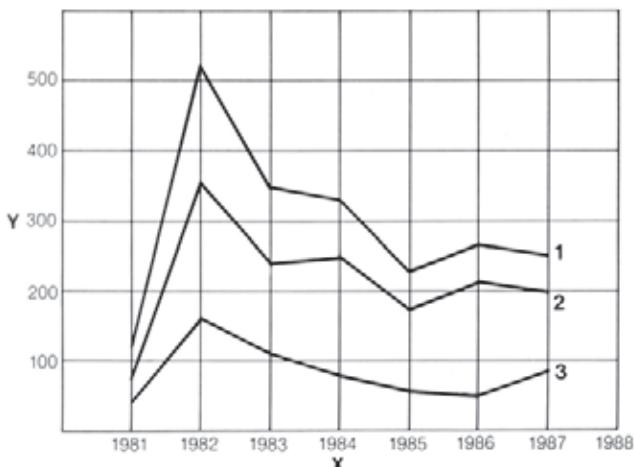


Fig. 12.93 Divergências na fabricação

Y Quantidade de divergências **1** Total de divergências
X Anos **2** Divergências não corrigidas
 3 Divergências corrigidas

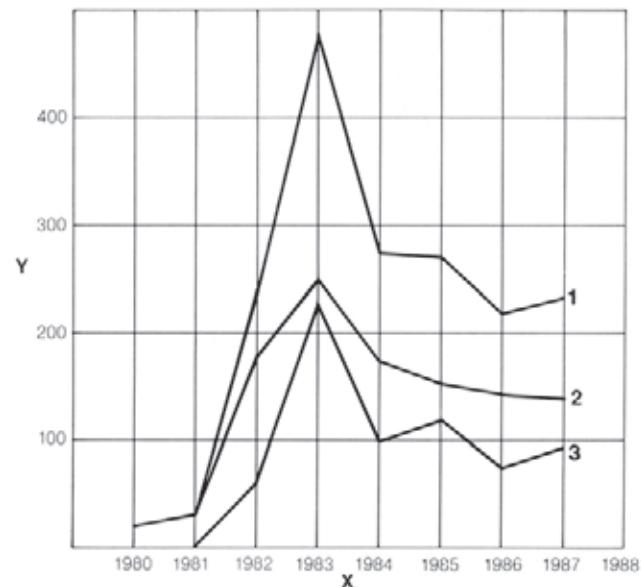


Tabela 12.15 Inspeção e controles previstos

Item	Inspeções a executar	Itens sujeitos a inspeção								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
	Especificação de compra			DA	DA					DA
	Normas									
	Certificado de análise química			DA	DA					DA
	Certificado de propriedades mecânicas			DA	DA					DA
	Certificado de metalurgia						DA		DA	DA
	Certificado de teste de dureza						DA		DA	DA
	Folha de verificação dimensional	DA				DA				
	Indicação e localização do material					DA				
	Certificado de teste ultrassônico		DA	DA	DA					
	Certificado de teste por líquido penetrante	DA	DA			DA		DA		
	Certificado de teste p/ partículas magn.						DA			
A	Certificado de raios X									
	Certificado de tratamento térmico			DA						DA
	Certificado de qualificação de soldador			DA			DA			DA
	Certificado do processo de solda			DA			DA			DA
	Identificação da placa de teste									
	Certificado do teste de pressão (tubulação)		DA							
	Certificado de teste funcional									
	Relatório de desvio do desenho									
	Certificado de liberação final	DA					DA	DA		
	Documentos de embarque	DA					DA	DA		

EQUIPAMENTOS DE GERAÇÃO - USINA HIDRELÉTRICA DE ITAIPU

Tabela 12.15 Inspeção e controles previstos - Continuação

Item	Inspeções a executar	Itens sujeitos a inspeção							
		1	2	3	4	5	6	7	8
	Análise química			CS	CS				CS
	Teste de tensão			CC	CI				CC
	Teste de impacto			CC	CI				CC
	Macrografia								
	Teste de dureza							CI	CC
	Análise visual			CI	CI				CI
B	Verificação dimensional			CI	CI				CI
	Teste ultrassônico			CC	CI				
	Líquido penetrante								
	Verificação com partículas magnéticas								
	Raios X								
	Tratamento térmico								
	Outro teste								
	Montagem antes da soldagem		CI					CI	
	Controle visual		CI		CI			CI	
	Verificação dimensional		CI		CI			CI	
	Teste ultrassônico		HP						
C	Líquido penetrante	CI	HP		CI			CI	
	Partículas magnéticas								
	Verificação por raios X								
	Tratamento térmico		CI					CI	
	Componentes de teste								
	Outros testes	CI							
	Controle visual	HP			CI	CC			
	Verificação dimensional	HP			CI	CC			
	Teste ultrassônico	HP					CC		
	Líquido penetrante								
	Partículas magnéticas								
D	Raios X								
	Teste de pressão								
	Pré-montagem na fábrica	HP							
	Verificação funcional								
	Verificação de dureza					CI			
	Pintura	CI							
	Embalagem	CI							

A Documentos a submeter

B Controle de materiais

C Controle de soldas

D Controles finais

DA Documento aprovado e disponível para o inspetor de Itaipu

CS Controle por subcontratos

CC Controle por subcontratos como procedimento do fornecedor

CI Controle em progresso pelo inspetor de Itaipu

HP Inspeção "Hold point" por Itaipu

1 Anel inferior usinado e acabado

2 Anel inferior soldado

3 Anel inferior soldado placa de aço

4 Peças de aço fundido do anel inferior (suportes dos mancais)

5 Superposições de solda

6 Bucha de mancal auto-lubrificante

7 Anel de desgaste usinado e acabado

8 Anel de desgaste soldado

9 Placa de aço inoxidável do anel de desgaste.

do padrão ou danificados de alguma forma. Em ambos os casos, a não conformidade era eliminada depois da correção.

A terceira categoria era mais problemática porque envolvia a aceitação de equipamento que não atendia à especificação, a alternativa sendo a rejeição da peça, possivelmente resultando em atraso considerável no programa de construção. Naturalmente só um pequeno número dessas não conformidades que não deveriam ser corrigidas requereu consideração crítica extensa para ser aceito. A maioria tomou a forma de pequenos desvios dimensionais, propriedades de material ligeiramente diferentes do especificado, ou pequenos defeitos cujo reparo seria mais problemático do que a aceitação. Aqui, os fatores de segurança normais e as tolerâncias inerentes ao projeto e à montagem podiam facilmente acomodar o desvio. Contudo, em todos os casos a não conformidade foi revista pelo departamento de projeto do fabricante e aprovada pelos projetistas de Itaipu antes da aceitação, e um registro permanente foi incluído no livro de dados (*data book*) para referência futura. Nos poucos casos em que foram aceitas não conformidades fora desses critérios, elas foram submetidas ao programa de testes mais exigente, normalmente pelo fabricante sob os auspícios do departamento de projeto de Itaipu, mas em alguns casos por consultores externos.

O valor dos esforços para lidar corretamente com não conformidades de fabricação num projeto do tamanho de Itaipu nunca deve ser subestimado, como está indicado na Fig. 12.93.

Livro de dados (*Data book*)

Todos os documentos relativos ao controle de qualidade e às inspeções de cada item com PIT foram compilados em um único livro de dados que acompanhou o equipamento até a obra e permaneceu nos arquivos de Itaipu. Devido ao tamanho do *data book* e à extensão das informações ali contidas, um resumo separado foi feito para proporcionar referência fácil ao documento principal. Novamente, a quantidade de trabalho no manuseio dessa documentação não pode ser subestimada, como mostra a Fig. 12.94. Nenhum item poderia ser enviado para a obra se não tivesse o *data book* completo e toda a documentação de inspeção aprovada.

EQUIPAMENTO E SISTEMAS**AUXILIARES DA CASA DE FORÇA**

SISTEMAS DE SERVIÇO DA CASA DE FORÇA	13.3
Água de Resfriamento	13.3
Ar Comprimido	13.6
Sistemas de Drenagem Bombeada	13.8
Sistema de Enchimento da Turbina	13.12
Óleo de Transformador e Lubrificante	13.12
Água Tratada	13.17
Esgoto	13.18
Detecção de Incêndio	13.18
Ventilação	13.20
Ar Condicionado	13.27
STOPLOGS DOS TUBOS DE SUCÇÃO	13.29
PONTES ROLANTES E ELEVADORES DA CASA DE FORÇA	13.32
Pontes Rolantes	13.32
Elevadores	13.47
SISTEMAS ELÉTRICOS DE FORÇA	13.53
Sistemas de Corrente Alternada	13.53
Fontes de Suprimento de Energia Auxiliar	13.53
Confiabilidade das Várias Fontes de Energia	13.55
Alimentação dos Auxiliares das Unidades Geradoras	13.56
Classificação de Cargas	13.56
Sistemas de 13.8 kV	13.57
Sistemas Gerais de 460 V c.a.	13.59
Sistemas de Corrente Contínua	13.60
Grupos Geradores Diesel de Emergência	13.61

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO	13.62
--------------------------------	-------

SERVIÇOS ELÉTRICOS GERAIS	13.62
Sistema de Iluminação	13.62
Sistema de Aterramento	13.63
Sistemas de Fiação	13.63
Cablagem	13.64
Comunicações	13.64
Detecção de Incêndio	13.67

EQUIPAMENTO E SISTEMAS AUXILIARES DA CASA DE FORÇA

Os sistemas auxiliares da casa de força servem às unidades geradoras principais e a seus auxiliares, e aos vários equipamentos de operação geral na casa de força.

SISTEMAS DE SERVIÇO DA CASA DE FORÇA

ÁGUA DE RESFRIAMENTO

A água de resfriamento é tomada de uma conexão na caixa espiral da turbina, e depois de uma filtragem grosseira é distribuída aos vários equipamentos na usina. A alternativa para esta fonte de suprimento teria sido bombeiar água do canal de fuga. Entretanto, essa possibilidade foi descartada por razões econômicas e técnicas, porque:

- A grande quantidade de água necessária exigiria considerável capacidade de bombeamento
- Seriam necessárias bombas de reserva e suprimentos elétricos alternativos, para dar ao sistema o mesmo grau de confiabilidade que tem o sistema abastecido da caixa espiral
- O bombeamento do canal de fuga iria complicar grandemente a sequência de partida e parada da unidade.



Galeria de serviços mecânicos
– El. 92,4

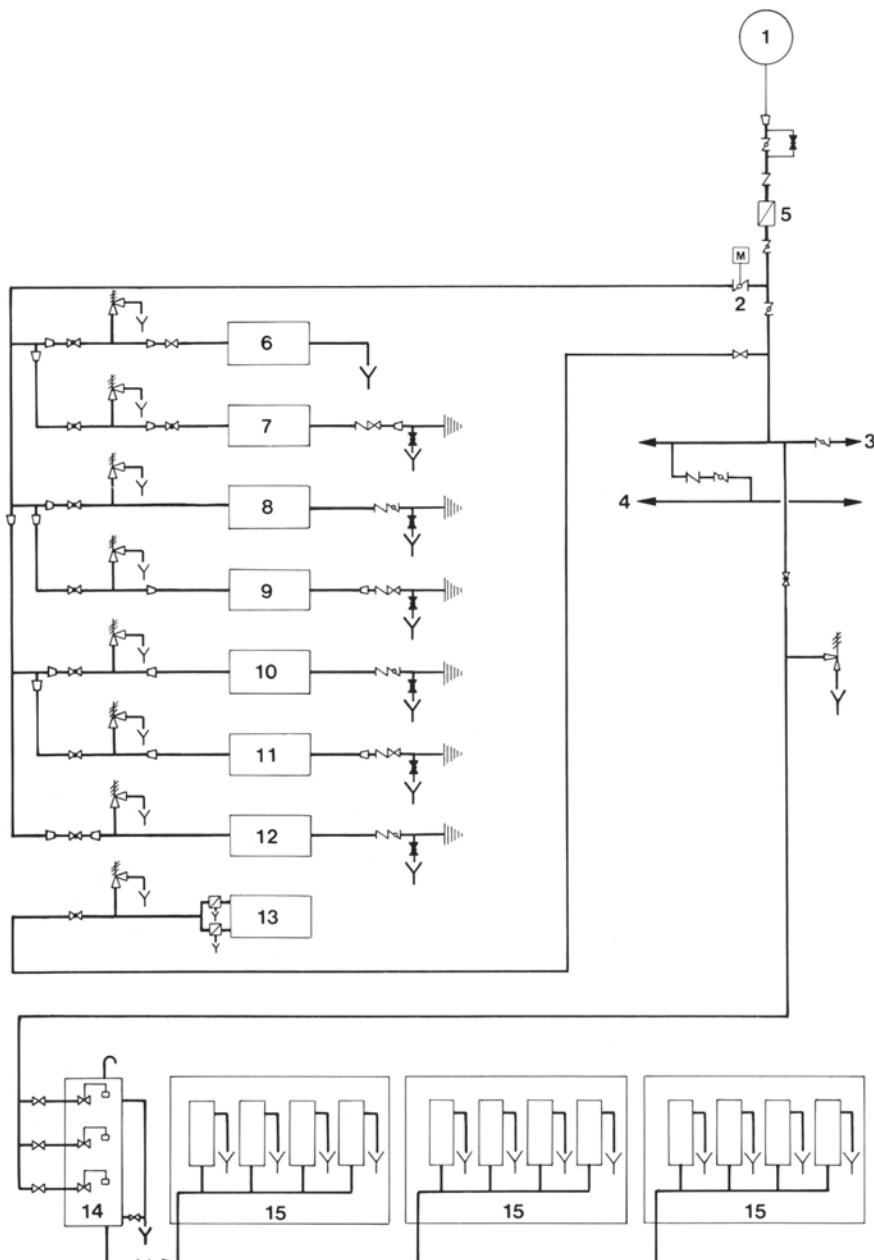
A única objeção à tomada de água de refrigeração da caixa espiral foi que a pressão, de aproximadamente 110 m, era tradicionalmente alta para este serviço, sendo mais usual 70 m. Como uma solução conciliatória, o equipamento suprido pelo sistema foi especificado para uma pressão normal de trabalho de 105 m (pressão de teste 158 m), e foram instaladas válvulas de segurança no sistema, para resolver o problema de sobrepressão de 30% no caso de rejeição de carga na turbina; veja Capítulo 12.

A única exceção a isto é o suprimento aos compressores de ar da usina e das unidades geradoras, que é regulado para 50 N/cm² (51 m) com válvulas redutoras de pressão.

Um diagrama esquemático simplificado é mostrado na Fig. 13.1. Da conexão com a caixa espiral, a água passa por um filtro com limpeza automática para uma tubulação de 600 mm que percorre o comprimento da casa de força na galeria de jusante na EI. 92,4. O suprimento a cada unidade geradora é tomado da tubulação através de uma válvula borboleta motorizada, que é aberta e fechada como parte da sequência de partida/parada da unidade. O circuito de suprimento da caixa espiral à tubulação é dimensionado para os requisitos de vazão de duas unidades, fazendo assim o sistema geral extremamente flexível e confiável, já que qualquer unidade pode abastecer qualquer outra, e se

Fig. 13.1 Diagrama Esquemático do sistema de água de resfriamento

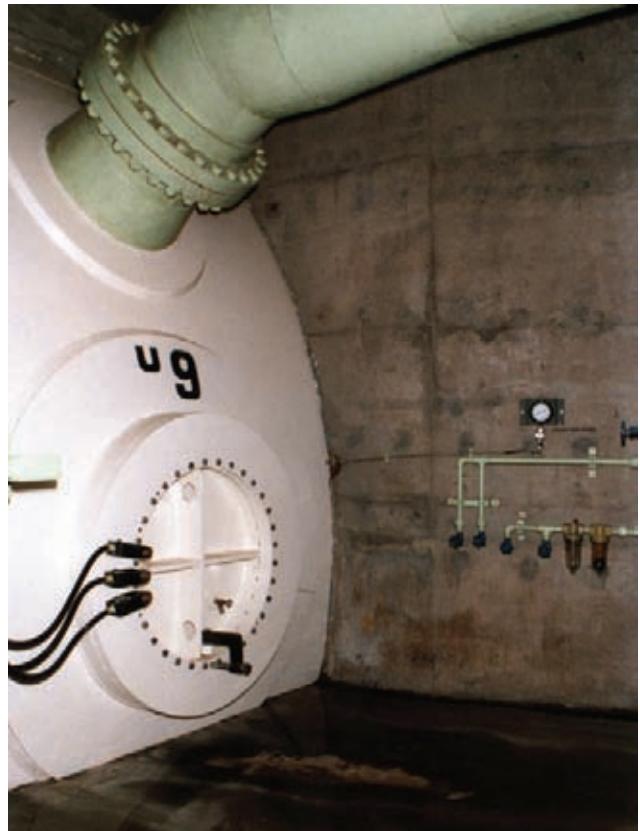
- 1 Caixa espiral
- 2 Válvula motorizada para os resfriadores da unidade
- 3 Para a tubulação principal
- 4 Água para incêndio
- 5 Filtro
- 6 Resfriadores da excitação do gerador
- 7 Resfriadores do óleo do regulador
- 8 Resfriadores da água pura do gerador
- 9 Resfriadores do mancal de guia da turbina
- 10 Resfriadores dos mancais combinados do gerador
- 11 Resfriadores do mancal superior do gerador
- 12 Resfriadores de ar do gerador
- 13 Caixa de vedação do eixo da turbina
- 14 Tanque de quebra de pressão da água de resfriamento do transformador principal
- 15 Resfriadores do transformador principal
- M Motor elétrico
- Válvula de gaveta aberta
- Válvula globo aberta
- Válvula globo fechada



necessário, uma unidade pode suprir duas. O suprimento para serviços comuns (ar condicionado, compressores, diesels, etc.) e o abastecimento do tanque de quebra de pressão da água de resfriamento dos transformadores elevadores principais na El. 118,3 a montante da parede da linha A da casa de força também são tomados da tubulação comum. A vazão para o tanque é regulada automaticamente por válvulas de flutuador e o suprimento aos resfriadores dos três transformadores monofásicos de cada unidade atende à demanda de válvulas nos circuitos de resfriamento dos transformadores.

O filtro Cuno-Flow com capacidade nominal de 4200 m³/h, ver Fig. 13.2, filtra partículas até um mínimo de 1 mm; lavagem em contracorrente dos elementos filtrados ocorre automaticamente quando a pressão diferencial através do filtro alcança 5 m. Existem 18 elementos filtrantes, cada um com uma válvula controlada pneumática mente, a qual abre para um dreno. As válvulas abrem sequencialmente, portanto as flutuações de pressão e vazão durante a lavagem são mínimas. O suprimento de ar vem do sistema de ar comprimido da casa de força. Há um tanque de 138 l de ar junto ao filtro, o que é bastante para três lavagens, e assim elimina a dependência da operação do filtro do suprimento de ar comprimido da casa de força, que não é considerado serviço essencial. O corpo do filtro foi testado à pressão de 260 N/cm². O aço inoxidável foi usado amplamente nas partes internas operantes.

A maior parte da água de resfriamento é descarregada do equipamento para o canal de fuga na El. 125. Válvulas de retenção e isoladoras nas descargas protegem a casa de força contra a entrada de água no evento pouco provável de um tubo quebrar-se quando o nível no canal de fuga estiver acima da descarga do tubo. A água dos resfriadores dos transformadores elevadores principais drena para a galeria anti-inundação, para de lá ser bombeada para descarregar no canal de fuga na El. 125. Este sistema permite que a água de refrigeração dos transformadores esteja a uma pressão inferior à do óleo, evitando assim qualquer possibilidade da água penetrar no óleo, e dando às bombas anti-inundação um ciclo de uso regular, assegurando que estarão prontas para qualquer emergência. A água de resfriamento dos compressores é descarregada no sistema de drenagem da casa de força. A descarga da vedação da turbina é conduzida através da divisória do pré-distribuidor da turbina, para drenar no sistema de drenagem da casa de força.



Tomada da água de resfriamento desde a caixa espiral

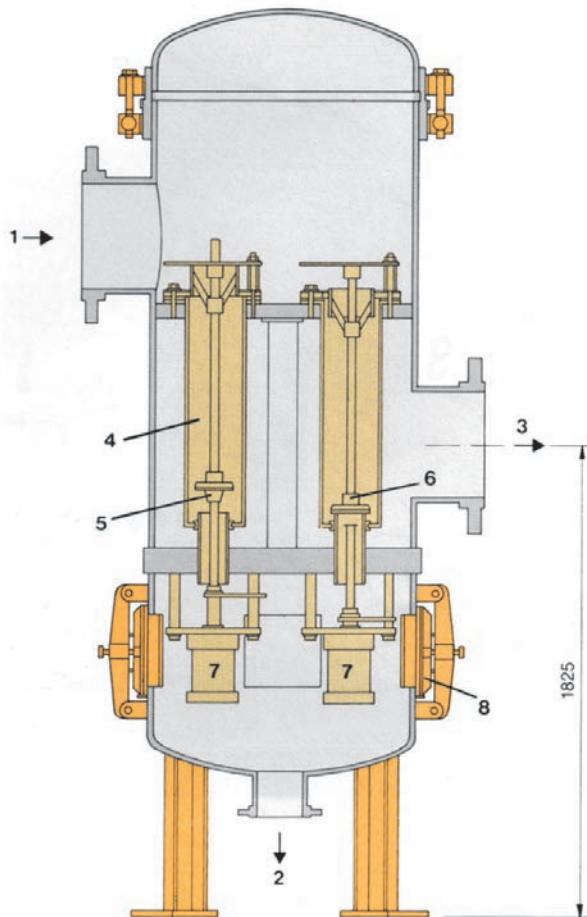


Fig. 13.2 Filtro de água de resfriamento

1 Água bruta	4 Elemento filtrante	7 Atuador pneumático
2 Refugo	5 Válvula aberta	8 Abertura de inspeção
3 Água filtrada	6 Válvula fechada	

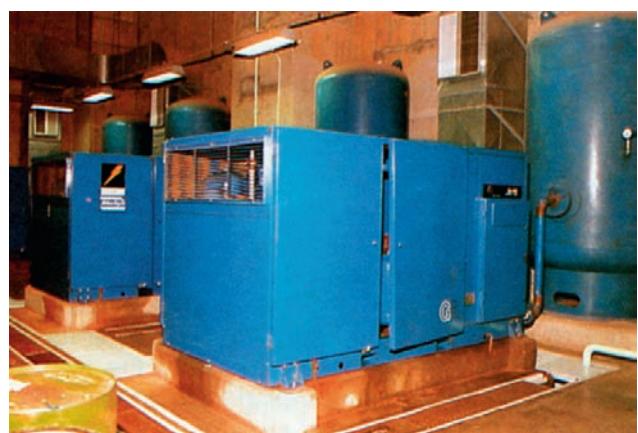
AR COMPRIMIDO

Um diagrama esquemático do sistema de ar comprimido está mostrado na Fig. 13.3. O ar comprimido para o sistema é produzido por dois grupos de quatro compressores. Cada grupo está numa sala na El. 98,5 entre as linhas C e D, uma sala ficando na área de montagem da direita e a outra na área de montagem central. Somente três compressores de cada grupo abastecem o sistema, o quarto compressor ficando como reserva caso algum dos outros três falhe. Também na sala estão os tanques receptores de ar comprimido de 5 m³ (um para cada compressor) e o cubículo de controle elétrico. Dos tanques receptores o ar segue para uma tubulação distribuidora de 150 mm, que percorre todo o comprimento da casa de força na El. 98,5, e da qual o ar é distribuído aos vários pontos de demanda.

A operação do sistema é automática, os compressores partindo e parando em resposta a pressostatos ligados a um circuito comum aos quatro receptores. Um compressor também pode ser operado manualmente para carregar o receptor depois de estar fora de serviço para manutenção. A pressão máxima e mínima nos receptores, mantida pelos pressostatos, é de respectivamente 88 N/cm² e 70 N/cm². O sistema está dimensionado para fornecer uma pressão mínima de 61 N/cm² em todos os pontos de demanda, exceto nos freios dos geradores, onde é mantida uma pressão mínima de 66 N/cm².

O arranjo escolhido dá ao sistema grande flexibilidade e confiabilidade; entretanto, em vista da impossibilidade de prever a demanda (ou seja, ferramentas pneumáticas, secagem de filtros de ventilação, etc.), o sistema de ar comprimido, como outros vistos como essenciais para a geração de energia, é projetado para operar com o resto do sistema inoperante por um período limitado. Assim, itens como os freios a ar do gerador e os filtros da água de resfriamento todos têm receptores de ar suplementares que garantem operação continuada no caso de falha ou esgotamento do sistema de ar comprimido.

Selecionados por sua operação silenciosa, os compressores são do tipo helicoidal em óleo, ver Fig. 13.4. A tabela 13.1 dá as principais características dos compressores e seus resfriadores de saída para os setores de 50 Hz e 60 Hz. Os receptores estão equipados com válvulas de segurança, manômetros e válvulas automáticas de drenagem do condensado. Os compressores são automaticamente desligados em caso de alta temperatura do ar de saída e alta pressão no receptor. Filtros entupidos, separadores de óleo entupidos e perda de água de resfriamento acionam alarmes.



Sala de ar comprimido da casa de força

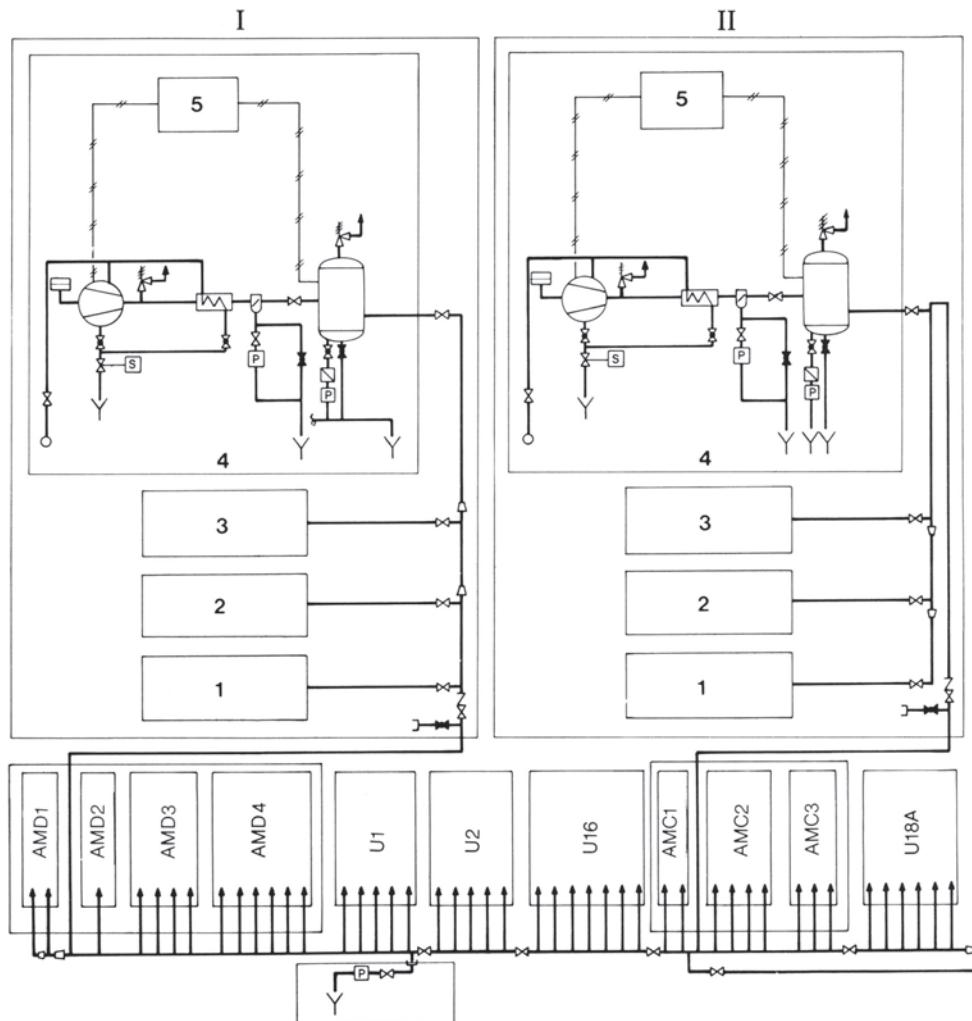


Fig. 13.3 Diagrama esquemático do sistema de ar comprimido da usina

- I Sala de compressores na AMD
- II Sala de compressores na AMC
- 1,2,3,4 Compressores / receptores
- 5 Controles
- P Descarga de condensado (trap)
- S Solenóide
- Y Válvula gaveta aberta
- YY Válvula globo aberta
- YYY Válvula globo fechada

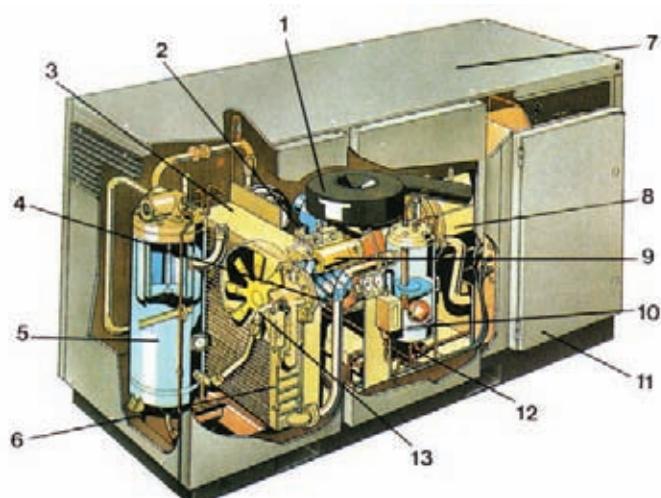


Fig. 13.4 Compressor de ar da usina

- 1 Filtro de admissão de ar
- 2 Válvula de admissão de ar
- 3 Pressostato diferencial
- 4 Compressor tipo helicoidal
- 5 Reservatório com separador de óleo
- 6 Resfriador de óleo e ar
- 7 Invólucro isolado acusticamente
- 8 Motor elétrico
- 9 Filtro de óleo
- 10 Pressostato de controle
- 11 Demarrador automático
- 12 Separador de condensado
- 13 Ventilador de resfriamento

Tabela 13.1 Compressores de ar de serviço – dados técnicos principais

	60 Hz	50 Hz
Fabricante	Atlas Copco	
Tipo	Estacionário, helicoidal, rotores em parafuso lubrificado por injeção de óleo, estágio único, com resfriador de óleo e pós-resfriador (resfriado a água), tipo casco e tubo.	
Modelo	GA810W pack	
Pressão máxima de operação (manométrica)	1000 kN/ m ²	
Pressão máxima de descarga (manométrica)	860 kN/ m ²	
Pressão nominal de descarga (manométrica)	690 kN/ m ²	
Descarga efetiva de ar a plena carga e 860 kN/ m ² (manométrica) de acordo com ISO 1217	13 m ³ / min	10,8 m ³ / min
Potência requerida a plena carga e 860 kN/ m ² (manométrica)	88,3 kW	73,6 kW
Potência em vazio	18,1 kW	15,1 kW
Potência do motor elétrico	110 kW	92 kW
Temperatura do ar a 690 kN/ m ² (manom.) no flange de descarga do compressor	~10°C acima da temperatura da água de resfriamento.	
Dimensões principais		
Comprimento	3.230 mm	
Largura	1.636 mm	
Altura	1.750 mm	
Peso líquido	22,36 kN	

SISTEMAS DE DRENAGEM BOMBEADA

Existem sistemas de drenagem bombeada separados, independentes, na casa de força, todos eles descarregando no canal de fuga na El. 125. Esta elevação foi escolhida como um compromisso entre a altura a bombear, e portanto o custo do equipamento e da operação, e o risco da entrada de água do canal de fuga, se um tubo se quebrar por fora da válvula de retenção. A elevação escolhida para descarga (125 m) é alcançada somente em descargas excepcionais do rio Paraná, o que, junto com a extrema improbabilidade de um cano se quebrar simultaneamente, representa risco desprezível para a casa de força.

Um diagrama esquemático geral dos sistemas, com uma tabela de dados, é mostrada na Fig. 13.5.

Os poços coletores das bombas para onde a água é trazida ficam localizados entre as linhas C e D a jusante, entre unidades geradoras escolhidas. As bombas são verticais, turbinas multiestágios, do tipo lubrificado a óleo



Bombas de drenagem da casa de força

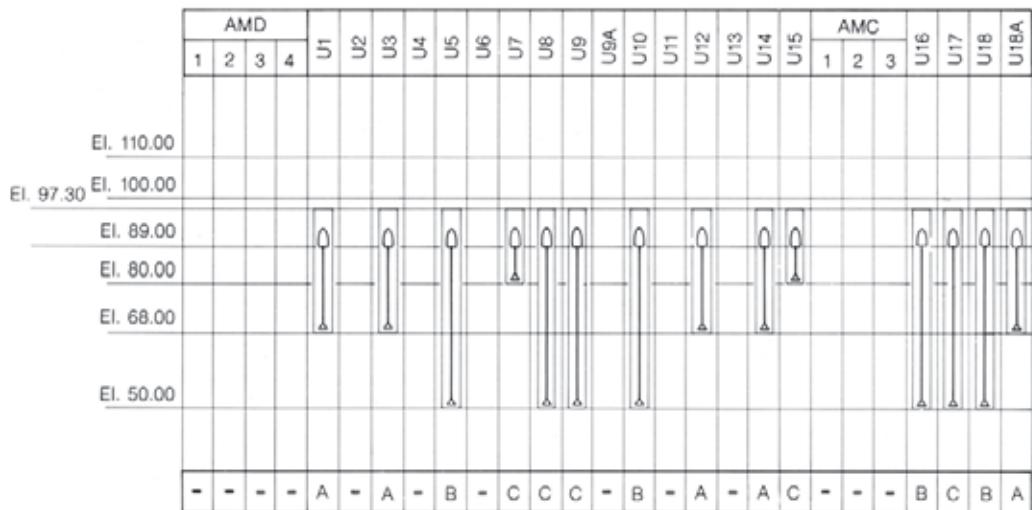


Fig. 13.5 Diagrama esquemático do sistema de drenagem bombeada da casa de força

- A** Sistema anti-inundação
- B** Sistema de esgotamento da turbina e conduto forçado
- C** Sistema de drenagem

Sistema	Volume (m³)	Nº de bombas				Características		
		Normal	Reserva	Futuro	Total	Vazão (m³/h)	Queda m	Potência (kW)
U1 Sist. anti-inundação	942	4	1		5	545	68,7	150
U3 Sist. anti-inundação	942	4	1		5	545	68,7	150
U5 Sist. esgotamento da turbina e conduto forçado	1761	3	1		4	800	72,5	250
U7 Sist. drenagem	350	2	1		3	406	50,4	90
U8 Sist. drenagem	2105	2	1	1	4	300	80,7	110
U9 Sist. drenagem	2105	2	1	1	4	300	80,7	110
U10 Sist. esgotamento da turbina e conduto forçado	1761	3	1		4	600	72,5	250
U12 Sist. anti-inundação	942	4	1		5	545	68,8	150
U14 Sist. anti-inundação	942	4	1		5	545	68,8	150
U15 Sist. drenagem	350	2	1		3	406	50,4	90
U16 Sist. esgotamento da turbina e conduto forçado	1761	3	1		4	800	72,5	250
U17 Sist. drenagem	2105	2	1	1	4	143	83,2	55
U18 Sist. esgotamento da turbina e conduto forçado + sist. drenagem	1761	3	1		4	800	72,5	250
U18A Sist. anti-inundaçao	942	4	1		5	545	68,8	150

com rotores semifechados. Seus motores e cubículos de controles estão localizados em local seco na El. 89, acessível por escada vertical desde a galeria na El. 92,4. Telhas monotrilho motorizadas acima do local são usadas para movimentar as bombas, motores e suas válvulas.

Bombas tipo turbina vertical foram escolhidas para este serviço devido ao seguinte:

- Facilidade de manutenção de motores e bombas de um piso relativamente elevado (El. 92,4), comparada com a alternativa de bombas centrífugas horizontais num poço seco profundo.
- Conveniência de colocar os vários estágios necessários para a altura relativamente grande de bombeamento, dentro do poço de bombeamento.

- Espaço adequado no arranjo multiestágio vertical para acomodar os rotores semifechados necessários para aceitar a possibilidade de alto teor de silte ou sujeira na descarga.

Os poços de bombeamento são acessíveis por escotilhas na El. 92,4, por escadas de marinheiro com proteção descendo até o fundo dos poços.

Os sistemas são como se segue:

Sistemas de drenagem da casa de força

A água superficial acima da El.144 é conduzida através de drenos por gravidade diretamente para o canal de fuga.

Os drenos de superfície na casa de força entre as El. 98,5 e El. 133,2 conduzem para um de dois poços de bombeamento, na U7 e U15. Os poços estão localizados entre as El. 80 e El. 89. O poço na U7 normalmente coleta a água da área de montagem direita e U1 até U9A, e o poço da U15 coleta água da área central de montagem e U10 até U18A.

Entre as El. 57,25 e El. 78, os drenos de águas superficiais descarregam em poços na El. 50 na U8, U9, U17 e U18.

Sistema de esgotamento da turbina e do conduto forçado

As passagens de água das unidades são drenadas de duas saídas em ambos os lados do tubo de sucção, ver Fig. 12.19, Capítulo 12. Daí a água é conduzida numa tubulação de 500 mm para poços de bombas na El. 50, como se segue:

- Para as U1 a 15, na U5 e na U10.
- Para U16 a 18 na U16 e U18 (a U18 atuando também como poço de drenagem)

Os poços da U5 e U10 são conectados, como também são os das U16 e U18. Entretanto, não há interligação entre os dois conjuntos de poços

Um diagrama esquemático do sistema é mostrado na Fig. 13.6. Válvulas isoladoras são providas nos tubos ligando a tubulação adutora aos poços de bombas de forma que

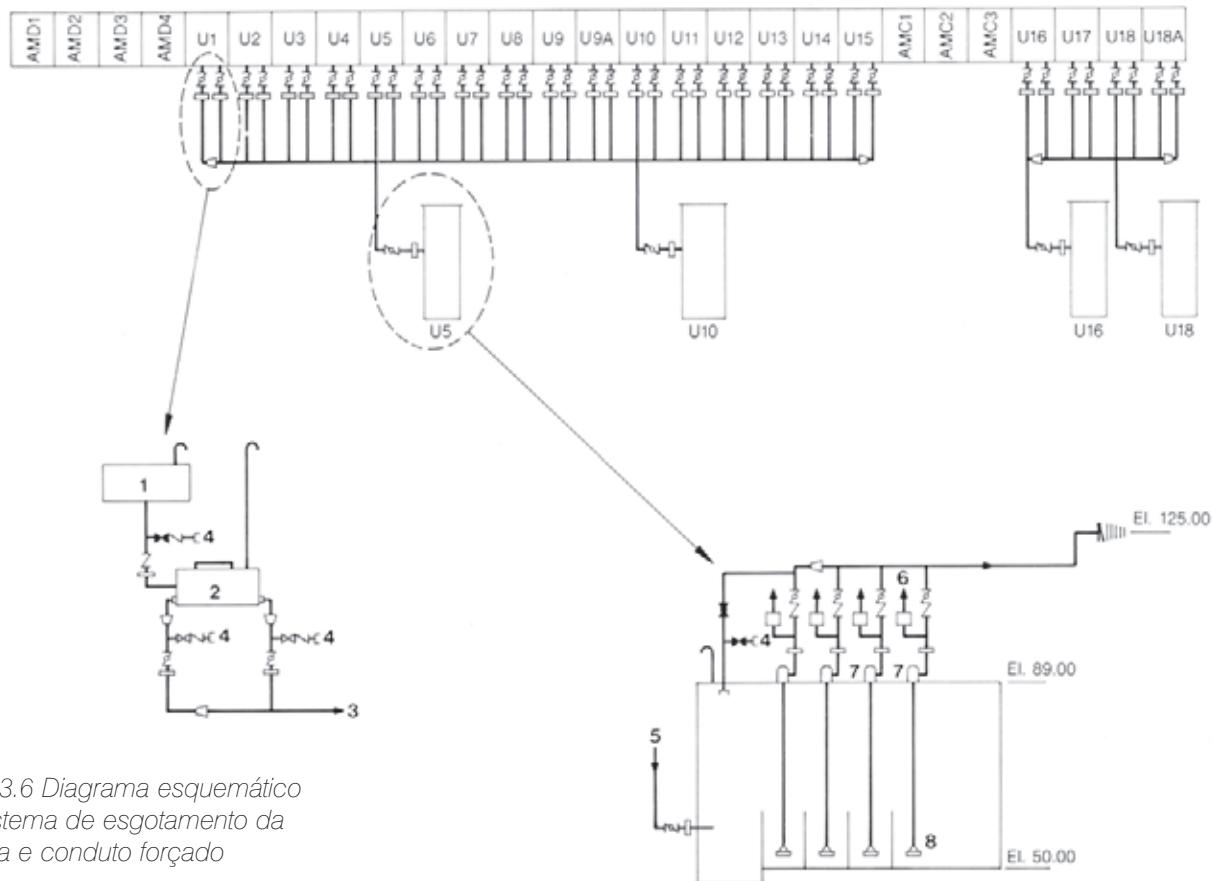


Fig. 13.6 Diagrama esquemático do sistema de esgotamento da turbina e conduto forçado

1 Conduto forçado

3 Para poço de drenagem

5 Vindo do tubo de sucção

7 Motor de bomba

2 Tubo de sucção

4 Purga de ar

6 Alívio de ar

8 Bomba

qualquer dos poços pode ser isolado para manutenção enquanto o outro continua em serviço.

Para este fim, a tubulação de 500 mm de adução das bombas de cada poço descarrega separadamente no canal de fuga na El. 125.

O conduto forçado e a caixa espiral são drenados para o tubo de sucção através de um tubo de 600 mm normalmente isolado por uma válvula borboleta de 400 mm de diâmetro.

O projeto do sistema é tal que só uma unidade é esgotada de cada vez; o esgotamento leva cinco horas para se completar a uma vazão média de 60 m³/min.

Os poços das bombas são projetados para receber pressão até o nível máximo do canal de fuga, para o caso de a vazão afluente exceder a capacidade das bombas.

Sistema anti-inundação da casa de força

O sistema anti-inundação da casa de força consiste de uma galeria na El. 77,3, do lado de jusante da casa de força entre as linhas C e D, e cinco poços nas U1, U3, U12, U14 e U17. O volume que pode ser acumulado na galeria e a capacidade das bombas são tais que dão ao pessoal de operação tempo suficiente para fechar as comportas de

entrada ou colocar os stoplogs no tubo de sucção no caso de uma entrada de água de emergência na casa de força. As condições de emergência consideradas foram:

- Ruptura da tubulação principal de 600 mm de água de resfriamento na El. 92,4; água fluindo com a pressão do reservatório. O tempo disponível antes de encher a galeria anti-inundação é de 30 minutos nesta condição, o que é mais do que adequado para fechar as comportas de entrada ou isolar a ruptura.
- Uma rachadura de 1,5 cm x 10 m na tampa de uma turbina; água fluindo sob a pressão máxima do canal de fuga. Sob esta condição, o sistema anti-inundação leva cinco horas para encher, o que é um tempo adequado para a colocação dos stoplogs do tubo de sucção. Um diagrama esquemático do sistema é dado na Fig. 13.7, junto com as capacidades das bombas e dados importantes.

Para dar às bombas do sistema anti-inundação um uso constante e assim garantir que operarão no caso de uma emergência, a água de resfriamento dos transformadores elevadores principais das unidades e a descarga das válvulas de segurança da água de resfriamento são drenadas para este sistema.

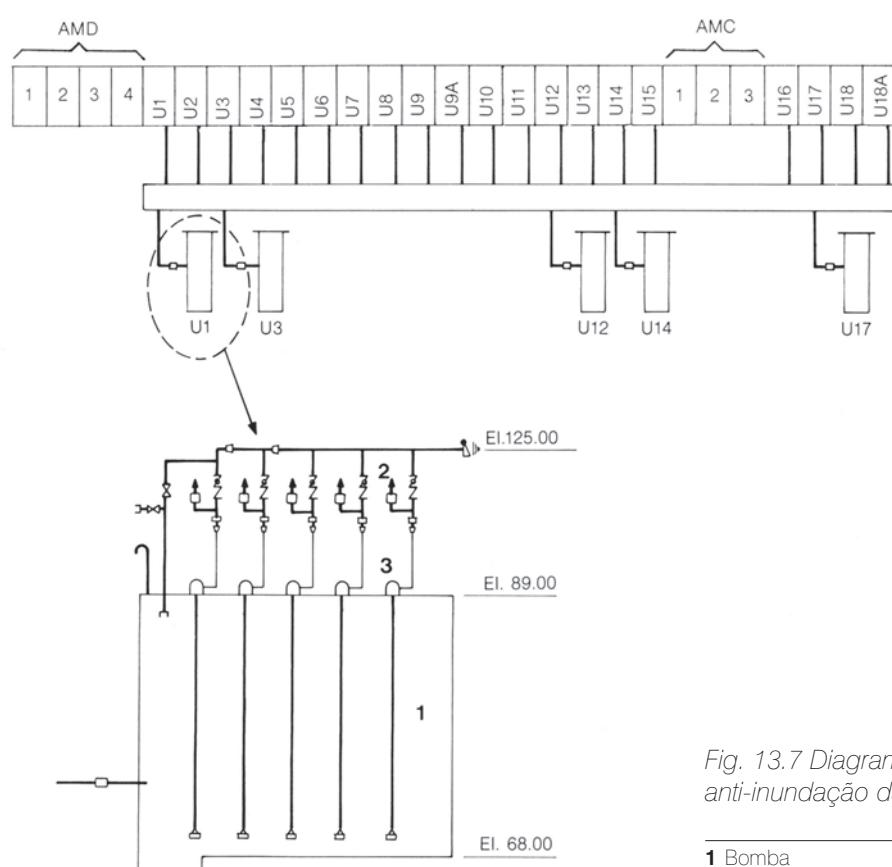


Fig. 13.7 Diagrama esquemático do sistema anti-inundação da casa de força

1 Bomba

2 Suspiro

3 Motor

SISTEMA DE ENCHIMENTO DA TURBINA

O tubo de sucção, a caixa espiral e a curva de redução inferior são cheios com água do canal de fuga através de uma conexão de 500 mm de diâmetro ao canal de fuga na El. 90, ver Fig. 13.8. Quando o nível na curva de redução inferior alcança o nível do canal de fuga (a água passando pela conexão de 600 mm de diâmetro que liga ao tubo de sucção), o conduto forçado é então cheio pelo sistema de by-pass da comporta da tomada, ver Capítulo 10. Durante o enchimento, o ar é automaticamente descarregado do tubo de sucção pelo tubo de 400 mm de diâmetro que se estende acima do nível máximo do canal de fuga. Os stoplogs do tubo de sucção devem ser removidos antes do enchimento final do conduto forçado. O tempo máximo para encher o tubo de sucção em condições desfavoráveis é de aproximadamente quatro horas.

Para reduzir a cavitação na válvula durante o enchimento, ar comprimido da usina é injetado a montante da válvula. O mesmo ar comprimido é usado para limpar dos entulhos a grade de entrada.

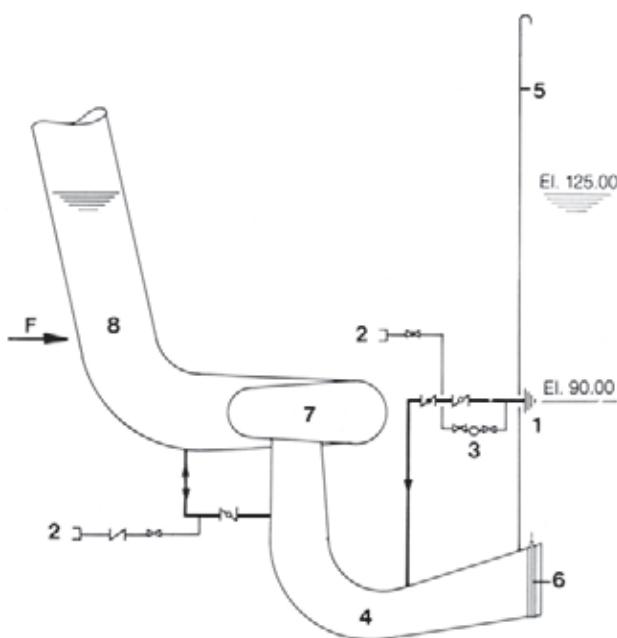


Fig. 13.8 Diagrama esquemático do sistema de enchimento do tubo de sucção da turbina

- | | |
|------------------------------------|---------------------------|
| 1 Canal de fuga | 6 Stoplog |
| 2 Conexão de ar comprimido | 7 Turbina |
| 3 Chave de fluxo | 8 Conduto forçado |
| 4 Tubo de sucção da turbina | F Direção do fluxo |
| 5 Sopro do tubo de sucção | |

ÓLEO DE TRANSFORMADOR E LUBRIFICANTE

Devido ao tamanho da casa de força de Itaipu e ao número de unidades geradoras instaladas, foi considerado pouco prático, a longo prazo, transportar óleo em tambores ou vasos para reposição e limpeza durante a manutenção do equipamento. Embora o primeiro enchimento possa ter sido efetuado por este método, foram instalados sistemas centralizados para as operações de manutenção subsequentes.

Sistema de óleo dos transformadores

O sistema de óleo dos transformadores serve a todos os transformadores na usina e é usado para drenar e encher os transformadores, para purificação do óleo do transformador, seja no transformador ou na purificação, e como centro de armazenamento.

O volume total de óleo dos transformadores que podem ser conectados ao sistema é de 3029 m³, compreendendo os seguintes equipamentos:

Equipamento	Volume unitário (m ³)	Volume total (m ³)
28 + 3 (futuros) transformadores elevadores principais 50 Hz – 275 MVA	49	1519
28 + 3 (futuros) transformadores elevadores principais 60 Hz – 256 MVA	40	1240
4 transformadores auxiliares 50 Hz – 15 MVA	23	92
4 transformadores auxiliares 60 Hz – 15 MVA	22	88
1 transformador auxiliar 50 Hz – 45 MVA	19	19
1 transformador auxiliar 60 Hz – 41,6 MVA	19	19
2 transformadores reguladores 50 Hz – 25 MVA	13	26
2 transformadores reguladores 60 Hz – 25 MVA	13	26
Total		3029

A especificação do óleo é dada na Tabela 13.2.

O sistema comprehende dois centros de armazenagem e purificação, respectivamente nas áreas direita e central de montagem, na El. 98,50, além das tubulações associadas ao equipamento servido pelo sistema e as conexões com válvulas necessárias para uso local de purificadores móveis.

Um diagrama esquemático do sistema é mostrado na Fig. 13.9

Cada centro inclui o seguinte equipamento:

- Um tanque para armazenagem de óleo contaminado; o tanque tem um volume de 85 m³, é cilíndrico, montado verticalmente numa base de concreto, e completo com indicador de nível, escotilha na base, respirador com sílica-gel, e uma escada de marinheiro com gaiola de proteção levando a outra escotilha na tampa do tanque.

O tanque, de chapas de aço laminado, foi soldado no local e foi projetado de acordo com os padrões da indústria petrolífera.

A base de concreto é suportada por pilares com 2,3 m de altura e o espaço cheio até o nível do piso com

pedra britada graúda, que atua como dreno para resfriamento no caso de um derramamento junto com incêndio. Um sistema anti-incêndio de água pulverizada rodeia o topo de cada tanque.

- Um tanque para armazenagem de óleo tratado, o tanque sendo como descrito acima e localizado na mesma sala que o tanque de óleo contaminado.
- Duas bombas a motor elétrico lmo tipo helicoidal, cada uma com a capacidade de 4,5 m³/h numa pressão de 70 N/cm². Os motores das bombas na área de montagem direita operam em 50 Hz e giram a 920 rpm, enquanto os da área de montagem central operam em 60 Hz e giram a 1150 rpm. Uma bomba é usada para enviar óleo contaminado ao caminhão tanque na El. 144.

Tabela 13.2 Especificação do óleo de transformador

Características	Unidades	Especificações		Métodos
		Mínima	Máxima	
Aspecto		O óleo deve ser claro, límpido e sem material em suspensão ou resíduos		
Densidade (20/4°C)		0,861	0,9	NBR 7148
Viscosidade 20°C	cSt	25		
40°C	cSt	11		ABNT-MB-293
100°C	cSt	3		
Ponto de fulgor	°C	140		ABNT-MG-50
Ponto de fluidez	°C		-39	ABNT-MB-820
Índice de neutralização, IAT	mg KOH/g		0,03	ABNT-MB-101
Tensão interfacial (25°C)	mN/m	40		NBR 6234
Cor			1	ABNT-MB-351
Água	ppm		35	NBR 5775
Cloreto		Ausentes		NBR 5779
Sulfato		Ausentes		NBR 5779
Enxofre corrosivo		Não corrosivo		ABNT-IMB-899
Ponto de anilina	°C	63	84	ABNT-MB-899
Índice de refração (20°C)		1,485	1,5	NBR-5778
Poder dielétrico	kV	30		NBR-6869
Fator de potência (25°C)	%		0,05	ASTM-D-924
Fator de potência (100°C)	%		0,5	ASTM-D-924
Fator de dissipação tgδ (90°C)	%		0,4	IEC-247
Estabilidade à oxidação				
Índice de neutralização (IAT)	mg KOH/g		0,4	IEC-74
Borra	% da massa		0,1	
Fator de dissipação (90°C)	%		20	
Inibidor de oxidação (DBPC/EBP)	% da massa		0,08	ASTM-D-2668

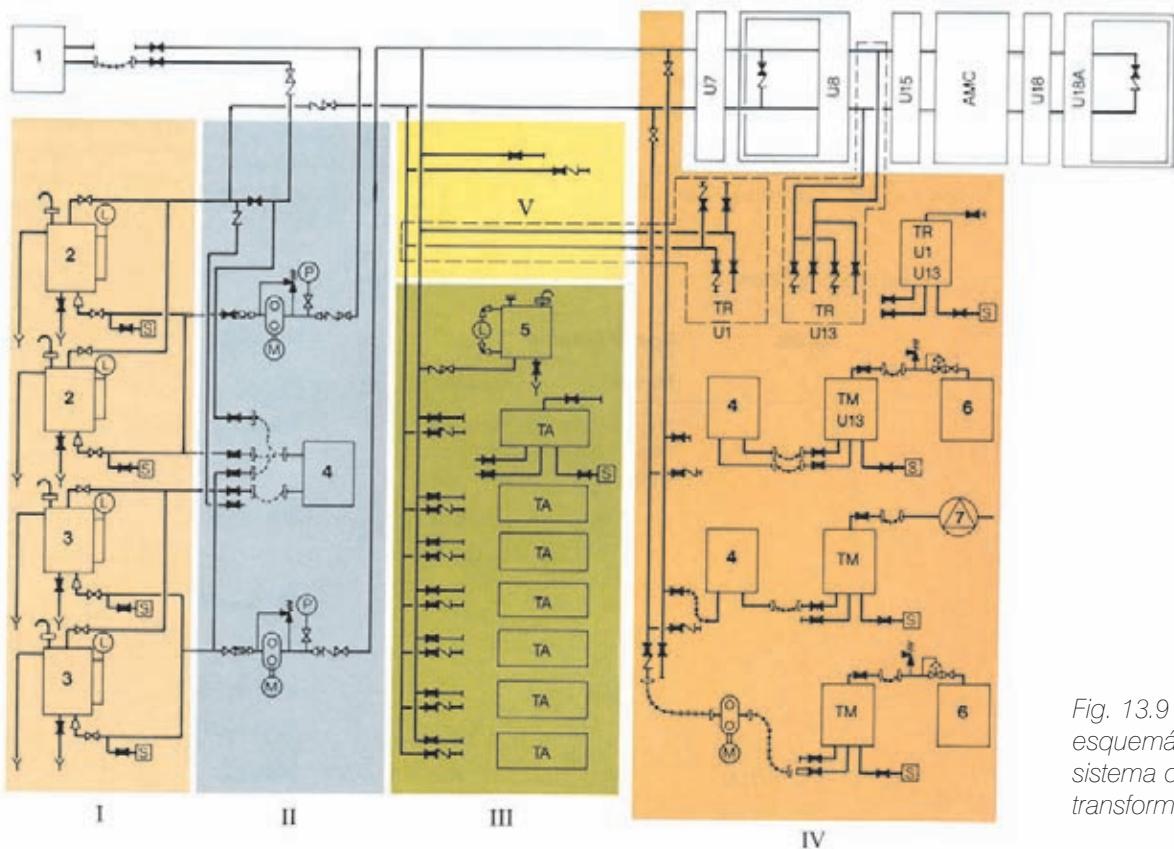


Fig. 13.9 Diagrama esquemático do sistema de óleo de transformador

I Sala de armazenagem de óleo

II Sala de tratamento de óleo

III Área do transformador auxiliar

IV Unidade típica

V Área de manut. de tracos

1 Caminhão tanque

2 Tanque de armaz. óleo contaminado

3 Tanque de armazenagem de óleo limpo

4 Purificador de óleo móvel

5 Tanque de compensação

6 Tanque de gás inerte

7 Bomba de vácuo

L Indicador de nível

M Motor elétrico

S Ponto de amostragem

TA Transformador auxiliar

TM Transformador elevador principal

TR Transformador regulador

▷ Válvula gaveta aberta

◀ Válvula gaveta fechada

■ Válvula globo fechada

Óleo de reposição para tratamento também pode ser enviado por gravidade do caminhão para o tanque de óleo contaminado. A segunda bomba é usada para fornecer óleo tratado aos transformadores.

- Um purificador móvel de óleo, ver Fig 13.10, capaz de purificar 6 m³/h de óleo até um teor residual de água < 3ppm e um teor residual de gás de 0,1% em volume. O purificador é montado sobre rodas, completo com câmaras de desumidificação e de degassificação, três aquecedores elétricos de 50 kW, duas bombas de vácuo para chegar a um vácuo de 26 N/ m², bombas de circulação, filtros e conexão para água de resfriamento. Além de tratar o óleo armazenado no centro de tratamento, o mesmo purificador pode ser deslocado até qualquer transformador para tratar seu óleo localmente ou atuar como filtro final ao encher um transformador.

• Painéis de controle elétrico. O arranjo deste equipamento na área de montagem direita e na central é similar mas não idêntico, devido a diferenças estruturais nas duas áreas.

Tubulações de aço inoxidável foram usadas exclusivamente no sistema interligado. Os tubos principais têm 50 mm de diâmetro e a rede é arranjada de forma que os circuitos de óleo tratado e não tratado são completamente independentes. Um tanque de compensação de 200 l na El. 144 assegura que as tubulações estão sempre cheias de óleo. O tanque é aberto para a atmosfera por via de um respirador cheio de sílica-gel. Acoplamentos de engate rápido e mangueiras flexíveis ligam os transformadores ao purificador ou a uma bomba móvel de transferência (com a mesma especificação que as bombas dos centros de tratamento), dependendo da operação a ser efetuada.

O funcionamento do sistema é descrito abaixo:

- Recebimento de óleo externo. Por gravidade desde um caminhão tanque até o tanque de óleo contaminado.
- Descarga para o exterior. Bombeado para um caminhão tanque desde o tanque de óleo contaminado.
- Purificação de óleo no tanque de óleo contaminado. O óleo é transferido do tanque de óleo contaminado para o de óleo tratado via purificador móvel.
- Enchimento de um transformador. O óleo é bombeado do tanque de óleo tratado para o transformador a ser cheio, o purificador móvel tendo sido movido para junto do transformador e ligado entre o transformador e o tubo de suprimento de óleo tratado. Durante esta operação, é mantida pressão negativa no transformador com uma bomba de vácuo, sendo o óleo admitido via uma conexão na base do transformador.
- Esvaziamento de um transformador. O óleo é conduzido do transformador para uma bomba móvel de óleo que o envia ao tanque de óleo contaminado para purificação. Ao mesmo tempo, gás inerte ou ar seco é admitido no topo do transformador.
- Purificação local do óleo do transformador. O purificador móvel é ligado para receber o óleo do transformador e retorná-lo depois de purificado. Um suprimento de gás inerte ou ar seco é conectado ao topo do transformador durante esta operação.

Sistema de óleo lubrificante

O sistema de óleo lubrificante é usado para armazenagem e tratamento do óleo das unidades geradoras. Conexões externas são providas para fornecer o sistema com óleo limpo de um caminhão ou para ele bombear óleo

Equipamento	Volume (m³)
Mancal guia superior do gerador	5
Mancal de escora e guia	32
Mancal guia da turbina	5
Regulador de velocidade	18
Macacos / freios do gerador	2
Total	62

Especificação do óleo

Tipo	Marbrax TR-50
Densidade 20/40°C	0,8686
Viscosidade a 50°C (cSt)	33,7 a 35,7

O sistema inclui dois centros de armazenagem e purificação respectivamente na área de montagem direita e na central, na El. 98,50 entre as linhas C e D da casa de força, junto com a tubulação associada para as unidades geradoras.

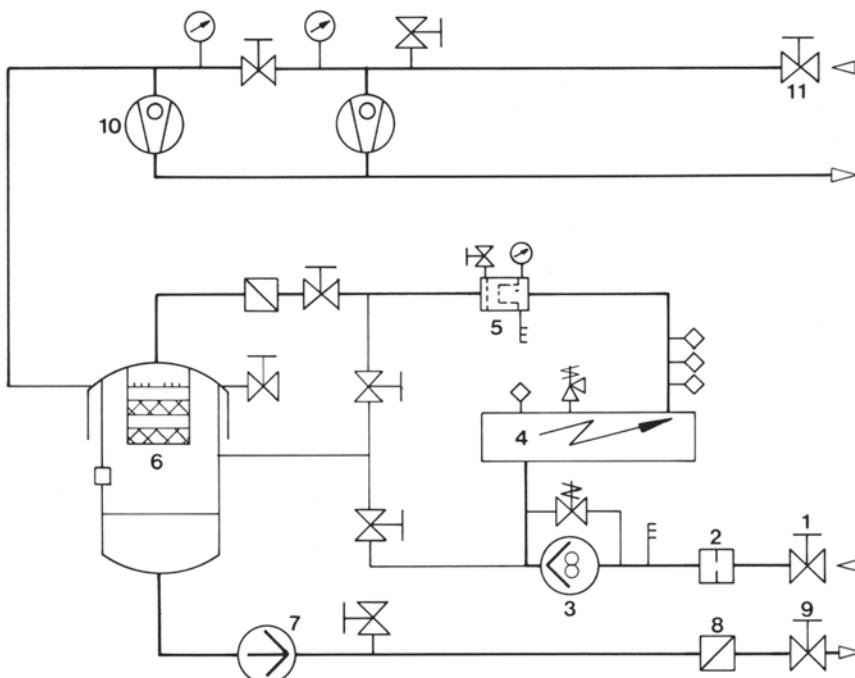


Fig. 13.10 Diagrama esquemático do purificador móvel de óleo de transformador

- 1 Válvula de entrada do óleo
- 2 Filtro grosso
- 3 Bomba de entrada do óleo
- 4 Aquecedor do óleo
- 5 Microfiltro
- 6 Tanque de degassificação
- 7 Bomba de saída do óleo
- 8 Válvula de retenção
- 9 Válvula de saída do óleo
- 10 Bomba de vácuo
- 11 Válvula de vácuo

Um diagrama esquemático do sistema é mostrado na Fig. 13.11

Cada centro contém o seguinte equipamento:

- Um tanque para armazenagem de óleo contaminado. O tanque tem uma capacidade de 90 m³, que foi baseada na necessidade de guardar o volume de óleo de uma unidade (62 m³) mais 20% de reserva (13 m³), mais o volume de óleo contido nas tubulações de transferência. O tanque é cilíndrico, vertical e montado numa laje de concreto suportada por pilares, para proporcionar um dreno com 2,3m de profundidade cheio de brita para resfriamento. Há duas escotilhas, uma na base do tanque lateralmente e a outra na coberta. A escotilha na coberta é acessível através de uma escada de marinheiro com proteção que também dá acesso ao indicador de nível e suspiro.

O tanque de chapas de aço doce laminado foi soldado no local e projetado de acordo com padrões da indústria petrolífera.

- Um tanque para armazenar óleo tratado. Este é idêntico ao de óleo contaminado.
- Duas bombas lmo tipo helicoidal com motor elétrico, uma para retornar óleo tratado para as unidades e a outra para bombeiar óleo contaminado a um caminhão. Os motores das bombas da área de montagem direita operam em 50 Hz e os da área central em 60 Hz. As características das bombas são as seguintes:

Serviço	Vazão (m ³ / h)	Pressão (N/cm ²)	Velocidade rpm	
			50 Hz	60 Hz
Óleo tratado	30	80	1450	1150
Óleo contaminado	10	70	920	1150

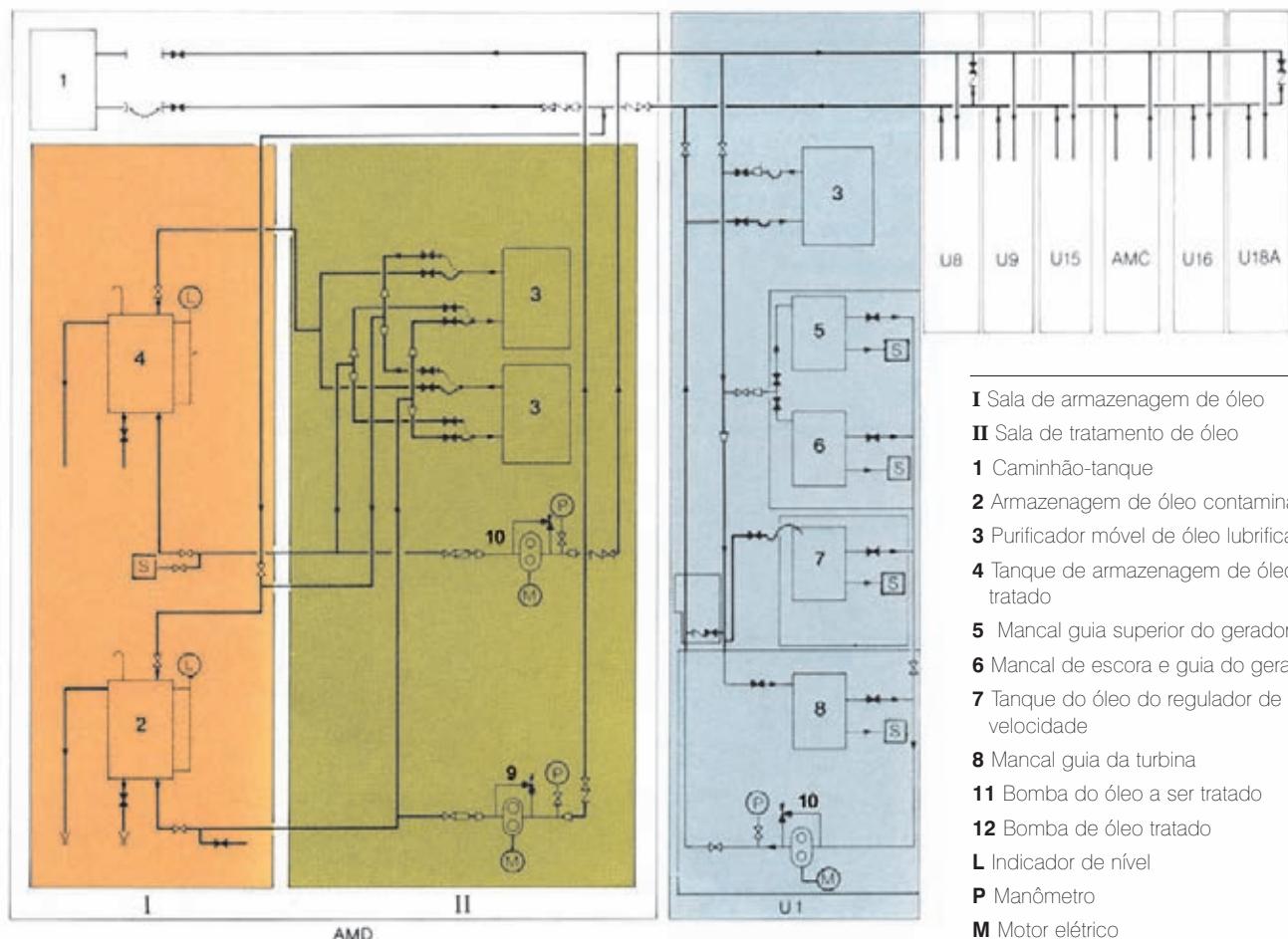


Fig. 13.11 Diagrama esquemático do sistema de óleo lubrificante

- I Sala de armazenagem de óleo
- II Sala de tratamento de óleo
- 1 Caminhão-tanque
- 2 Armazenagem de óleo contaminado
- 3 Purificador móvel de óleo lubrificante
- 4 Tanque de armazenagem de óleo tratado
- 5 Mancal guia superior do gerador
- 6 Mancal de escora e guia do gerador
- 7 Tanque do óleo do regulador de velocidade
- 8 Mancal guia da turbina
- 11 Bomba do óleo a ser tratado
- 12 Bomba de óleo tratado
- L Indicador de nível
- P Manômetro
- M Motor elétrico
- S Ponto de colheita de amostra
- Válvula gaveta aberta
- ◀ Válvula gaveta fechada

- Dois purificadores móveis centrífugos, ver Fig. 13.12, cada um com capacidade de 7 m³/h. Os purificadores são montados sobre rodas, completos com aquecedores de óleo, bombas, filtros e um tanque de água de selagem.
 - Painéis de controle elétrico

O arranjo do equipamento na área de montagem direita e na central é virtualmente idêntico.

As tubulações no sistema interligado são de cobre e o sistema é feito de forma que as redes de óleo tratado e óleo contaminado são separadas. O óleo não tratado é bombeado desde a unidade geradora pela bomba instalada na tampa da turbina, ver Capítulo 12.

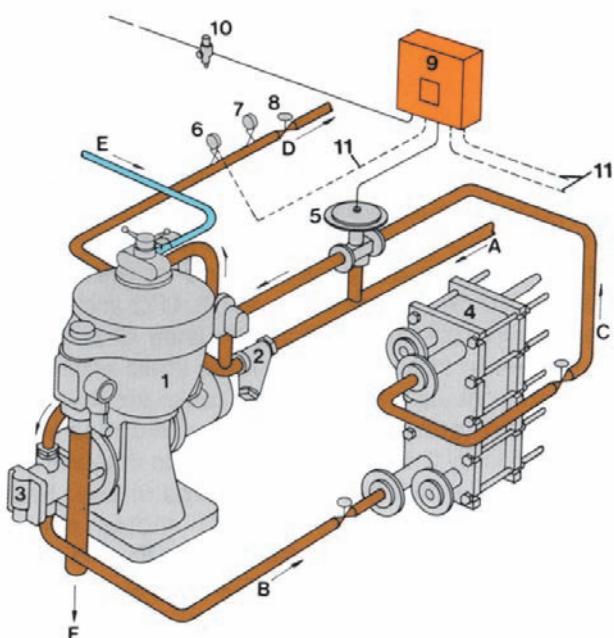


Fig. 13.12 Diagrama esquemático do purificador móvel de óleo lubrificante

1 Separador	10 Válvula redutora de ar
2 Filtro de óleo	11 Ligação elétrica
3 Bomba de alimentação integral	A Entrada do óleo sujo para a bomba
4 Trocador de calor de placa	B Óleo sujo para o aquecedor
5 Válvula pneumática de três direções	C Óleo sujo quente para o vaso do separador
6 Pressostato	D Saída de óleo limpo
7 Manômetro	E Suprimento de água para o selo líquido
8 Válvula reguladora	F Saída da borra
9 Caixa de alarme do selante líquido	

A operação do sistema é como se segue:

- Recebimento de óleo externo. Por gravidade desde um caminhão-tanque para o tanque de óleo contaminado.
 - Descarga para o exterior. Óleo bombeado para um caminhão-tanque desde o tanque de óleo contaminado.
 - Purificação do óleo do tanque de óleo contaminado. O óleo é transferido do tanque de óleo contaminado para o tanque de óleo tratado via purificadores móveis.
 - Enchimento de todos ou de alguns dos recipientes de óleo de uma unidade geradora. O óleo tratado é bombeado do tanque de óleo tratado para o recipiente, sendo abertas as válvulas necessárias.
 - Drenagem de todos ou alguns dos recipientes de óleo de uma unidade geradora. O óleo contaminado é drenado do recipiente para a bomba de óleo na tampa da turbina, a qual bombeia para o tanque de óleo contaminado.
 - Tratamento de óleo no gerador. Um purificador móvel é conectado às válvulas de dreno e de enchimento do recipiente e o óleo é circulado através do purificador.

ÁGUA TRATADA

A água tratada é canalizada de tanques de armazenagem na barragem principal para três sistemas na casa de força. Os tanques de água potável na barragem principal são abastecidos por duas estações de tratamento, ETA1 no bloco E 3/4 da barragem principal, e ETA2 no bloco F 33/34, ver Capítulo 10. Duas estações de tratamento adicionais estão localizadas próximo às ETA1 e ETA2, produzindo água clarificada. Os sistemas na casa de força são os seguintes:

- Água potável. Usada em sanitários, para beber, e para completar a água dos sistemas de ar condicionado.
 - Água desclorada. Usada somente para completar o sistema de água desmineralizada de resfriamento do enrolamento do estator do gerador, ver Capítulo 12.
 - Água clarificada. Usada somente para completar os resfriadores evaporativos do sistema de ventilação de montante

Toda tubulação usada para canalizar água fria tratada na casa de força é galvanizada, e os sistemas foram projetados em geral de acordo com as normas brasileiras para água potável.

ESGOTO

O sistema de manuseio e tratamento de esgoto está projetado para servir 1.350 pessoas, compreendendo 850 empregados da operação e manutenção e 500 visitantes. A vazão estimada de esgoto bruto é de 0,15 m³/ pessoa/dia para os empregados, e 0,02 m³/ pessoa/dia para os visitantes, considerando que os visitantes têm uma permanência muito mais curta do que os empregados. O sistema foi projetado pelas normas brasileiras de tratamento de esgotos, e recebe todo o esgoto dos vários banheiros e sanitários na casa de força e na barragem principal, ver Capítulo 10.

O esgoto desce por gravidade das instalações na casa de força e no edifício da operação e manutenção até um dos tanques na U2, U12 e U17 na galeria de jusante entre as linhas C e D na El. 92,4. Nesses tanques também chega o esgoto bombeado da barragem principal. Os tanques são construídos de concreto armado e têm dois compartimentos separados com volume de 0,45 m³ cada um de modo que um possa ser limpo enquanto o outro permanece em uso. Cada compartimento tem um agitador/misturador movido a motor elétrico, um suspiro para a atmosfera na El. 148,2 e uma tubulação de saída para uma bomba. As linhas de saída são interligadas com válvulas entre os compartimentos de modo que qualquer das bombas pode ser usada com qualquer dos compartimentos. As bombas são helicoidais (parafuso) para 10 m³/h com recalque de 70 m, e entregam o esgoto em tanques sépticos no lado de jusante dos edifícios de montagem direito e central. O efluente desses tanques é clorado antes de ser descarregado no canal de fuga.

DETECÇÃO DE INCÊNDIO

Dependendo da área e tipo de equipamento a ser protegido contra incêndio, quatro tipos de sistemas são usados.

Água

A água contra incêndio é obtida da tubulação principal de água de resfriamento de 600 mm, a qual é abastecida da conexão com a caixa espiral da turbina. Há uma derivação de 300 mm de diâmetro para combate a incêndio em cada unidade, que por sua vez abastece uma tubulação de 300 mm que se estende por todo o comprimento da casa de força.



Tanque e bombas do sistema de tratamento de esgoto
- El.92,4

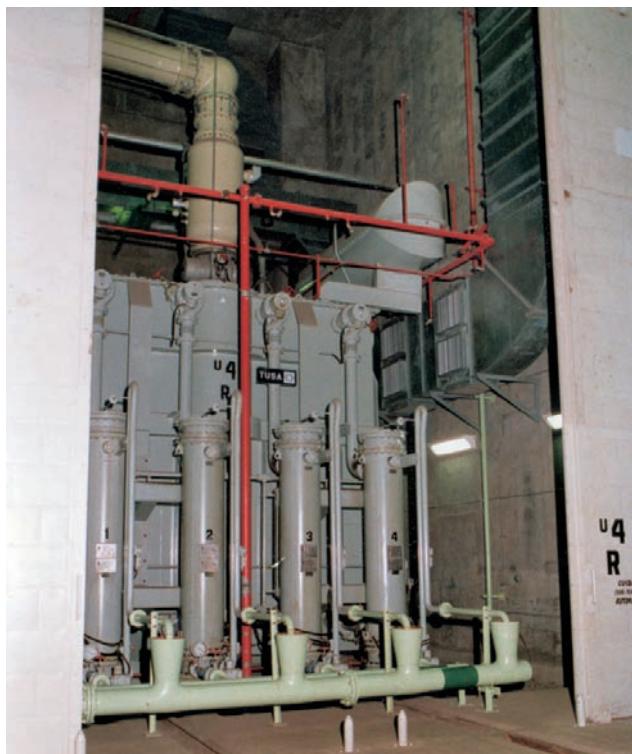
Conexões a esta tubulação suprem o seguinte:

Em cada Unidade. Estas conexões cobrem os transformadores elevadores principais e a rede de hidrantes como se segue:

- Sistema de proteção dos transformadores elevadores principais. Os transformadores elevadores principais são protegidos por dois sistemas:
 1. Um sistema automático de água pulverizada que é ativado quando sensores com bulbo de quartzo em linhas pneumáticas em torno do transformador quebram-se, de 68 a 79°C, aliviando a pressão de ar e abrindo uma válvula dilúvio que envia água à linha de água pulverizada.
 2. Um sistema operado manualmente acima do transformador, compreendendo uma válvula operada a mão na El. 124, que quando aberta admite água para sprinklers localizados no teto das baías dos transformadores.
- Rede de hidrantes. Hidrantes com engates rápidos para mangueiras de incêndio estão localizados dentro da casa de força, próximos a equipamentos ou posições sujeitas a incêndios, como:

Localização	El.
Áreas de armazenagem de óleo (externas)	144,00
Galeria de cabos	128,20
Galeria de equipamentos elétricos	115,00
Galeria dos transformadores elevadores principais e áreas de manutenção de transformadores	108,00
Galerias de equipamentos	98,50
Piso de operação	108,00

Áreas Auxiliares e de Montagem. Estas conexões cobrem os transformadores fora da casa de força, as salas de armazenagem, de tratamento e bombeamento de óleo de transformador e lubrificante, armazenagem, tratamento e bombeamento de combustível (óleo diesel), edifício de operação e manutenção e instalações para visitantes.



Portas corta-fogo dos transformadores elevadores

- Sistemas de proteção contra fogo dos transformadores na El. 144, fora da casa de força. São protegidos por sistemas automáticos de água pulverizada semelhantes aos dos transformadores elevadores principais, e têm paredes corta-fogo de concreto entre transformadores e estruturas ligadas.

- Salas de armazenagem, tratamento e bombas de óleo lubrificante e de transformador, na El. 98,5. O sistema de proteção contra fogo está descrito acima, com portas corta-fogo.

- Salas de armazenagem, tratamento e bombas de óleo combustível (diesel), El. 135,5 m. Usam o mesmo sistema já descrito, com portas corta-fogo.

- Proteção contra fogo do edifício de operação e manutenção e instalações para visitantes. Têm os sprinklers e hidrantes abastecidos com água da tubulação de água de incêndio da casa de força. Também contam com extintores distribuídos dentro do edifício.

Os sistemas de detecção pneumática dos sistemas automáticos de água pulverizada, além de abrir automaticamente as válvulas dilúvio, dão alarme no painel local de controle de fogo e na sala central de controle, o qual é registrado no Scada; automaticamente fecham as portas corta-fogo pertinentes, ativam os abafadores a ar comprimido nas grelhas de entrada e saída de ventilação e fecham portas corta-fogo.

Extintores de incêndio móveis (CO₂ ou pó químico)

De operação manual, estão permanentemente colocados ao longo das galerias principais e áreas de acesso dentro da casa de força, e nas seguintes localizações:

Localização	El.
Sala de controle local	108,00
Sala de equipamento isolado a gás (GIS)	128,20
Sala de controle central	135,80
Sala de comunicações	135,80
Cubículo de terminais e dispositivos auxiliares	131,50
Sala dos técnicos	139,00
Área de visitantes	139,50
Auditório	145,42
Sala do despacho de carga	145,72

Em cada localização existem botões de emergência tipo “quebre o vidro” que, quando pressionados, disparam um alarme na sala de controle central.

Sistema de proteção contra incêndio por CO₂ da sala de computadores

Um sistema automático de CO₂ está instalado na sala dos computadores e salas associadas de programação e treinamento na El. 135,8. O sistema compreende garrafas de CO₂ sob pressão ligadas a uma rede de distribuição na sala. É ativada em resposta a um sinal dos sensores de vigilância contra fogo (fumaça e ionização).

Sistema de proteção contra incêndio por CO₂, dos geradores

Os geradores são protegidos por um sistema de inundação com CO₂, ver Capítulo 12.

Além destes sistemas de proteção por água ou CO₂, portas corta-fogo automáticas são usadas para conter fogos em áreas críticas e em escadarias e galerias, para impedir a difusão de fumaça pela casa de força. As seguintes áreas estão equipadas com portas corta-fogo:

- Salas de óleo de transformador e lubrificante.
- Sala de armazenagem de óleo diesel
- Baías individuais dos transformadores elevadores principais.
- Algumas galerias e acessos a escadas.

De particular interesse são as portas corta-fogo das baías dos transformadores, que têm 10 m de altura e 10,4 m de largura.

VENTILAÇÃO

O sistema de ventilação fornece e/ ou extrai ar de locais selecionados, a fim de:

- Regular a temperatura e a qualidade do ar em áreas onde o equipamento é uma fonte importante de calor e/ ou são requeridas condições de ar puro. Áreas nessas categorias são as galerias a montante da casa de força, que contêm os transformadores elevadores principais, equipamento de SF₆ e equipamento elétrico das unidades geradoras. O ar dirigido a essas galerias é resfriado por um sistema de resfriamento evaporativo que também serve como filtro lavador.
- Regular a umidade em áreas em contato com água. Exemplos dessa categoria são as galerias mais baixas da casa de força, que recebem água de drenagem, e a galeria de jusante na El. 92,4 que tem piso com grades aberto para a galeria anti-inundação, a qual sempre tem água de drenagem do sistema de resfriamento dos transformadores elevadores principais.

- Remover e diluir fumos ou odores perigosos ou desagradáveis de certas áreas. Os sanitários caem nessa categoria, bem como as salas de óleo de transformador e lubrificante, sala de óleo combustível para os geradores diesel, e descarga de CO₂ do recinto do gerador, em caso de fogo.
- Prover ar fresco para conforto dos operadores e longevidade dos equipamentos. Todas as outras áreas onde a ventilação é aplicada caem nesta última categoria.

O dimensionamento dos sistemas de ventilação, dependendo do objetivo final de ventilar a área, levou em consideração a carga térmica na área e as trocas de ar recomendadas por hora.

O projeto da casa de força e o arranjo do equipamento possibilitaram a acomodação dos vários objetivos da ventilação em três sistemas separados (ar resfriado, ar não resfriado e exaustão); ver Fig. 13.13 para o diagrama esquemático de uma unidade turbina-gerador típica.

Fornecimento de ar resfriado

Este sistema é restrito às galerias de montante da casa de força. O ar ambiente é tomado por entradas a montante da casa de força na El. 132, por bancos de ventiladores axiais. Antes de passar pelos ventiladores o ar é resfriado em unidades de resfriamento evaporativo, que usam a evaporação da água para baixar a temperatura de bulbo seco do ar. Há uma unidade de resfriamento evaporativo e um banco de quatro ventiladores por unidade geradora, os quais descarregam ar numa câmara plenum de onde é distribuído por dutos individuais e levado às galerias servidas pelo sistema.

A Fig.13.14 mostra o arranjo geral do conjunto do resfriamento evaporativo, dos ventiladores e plenum.

As áreas servidas pelo sistema de ventilação de montante são:

- Galerias da casa de força entre as linhas A e B
- Equipamento elétrico na El. 98,5
- Galeria dos transformadores elevadores principais na El. 108
- Galeria de SF₆ na El. 128,2
- Poço da turbina na El. 90,5
- Galerias de drenagem na El. 78,5 e na El. 57,25

No projeto foi estimado que a operação das instalações evaporativas para resfriar o ar seria necessária somente nos quatro meses do verão, de novembro a março; entretanto, o período de operação poderia ser estendido se considerado necessário, para reduzir o ingresso de pó

e partículas trazidas pelo ar nas galerias, (especialmente as galerias contendo equipamento de SF₆). A máxima temperatura ambiente externa foi tomada como 35°C e a umidade 50%, e a instalação evaporativa foi dimensionada para reduzir a temperatura de bulbo seco do ar para 27°C antes de entrar nas galerias, ver Fig. 13.15. Lá a carga térmica elevaria a temperatura de bulbo seco do ar para 38°C, considerada como a máxima admissível nestas galerias.

A suposição da temperatura ambiente de 35°C raramente ocorre. Na realidade, o ar na entrada tem sua temperatura reduzida pela maciça e fresca estrutura da barragem de concreto, aumentando a eficiência de resfriamento do sistema de ventilação.

O princípio básico de projeto dos resfriadores evaporativos é expor a maior área de água possível ao ar admitido. Isto foi conseguido de duas maneiras:

- Passando o ar por uma barreira de água pulverizada fina, produzindo um nevoeiro de gotículas fáceis de evaporar. Esta ação também atua como um eficiente limpador de pó para o ar.
- Fazendo a água cascata em finas camadas sobre venezianas de poliestireno/fibra de vidro e passando o ar em velocidade relativamente baixa através da cascata.

Saindo do sistema de cascata de água, o ar passa por uma segunda veneziana de poliestireno/fibra de vidro, que remove as gotículas carregadas pelo ar antes de entrar nos ventiladores.

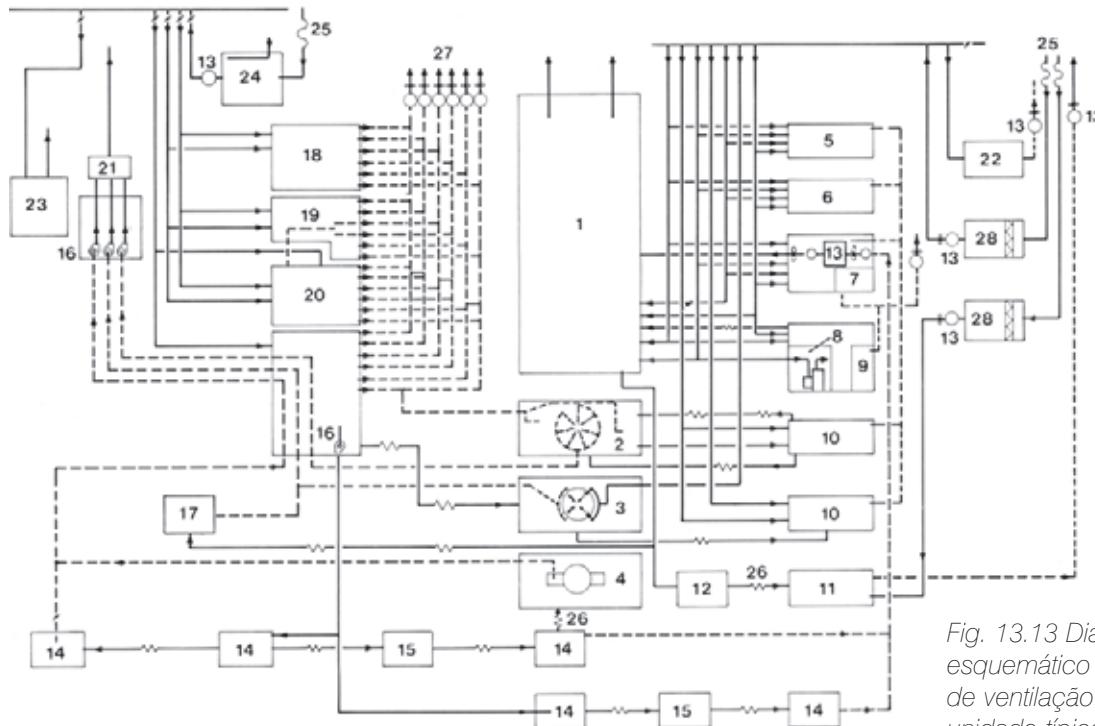


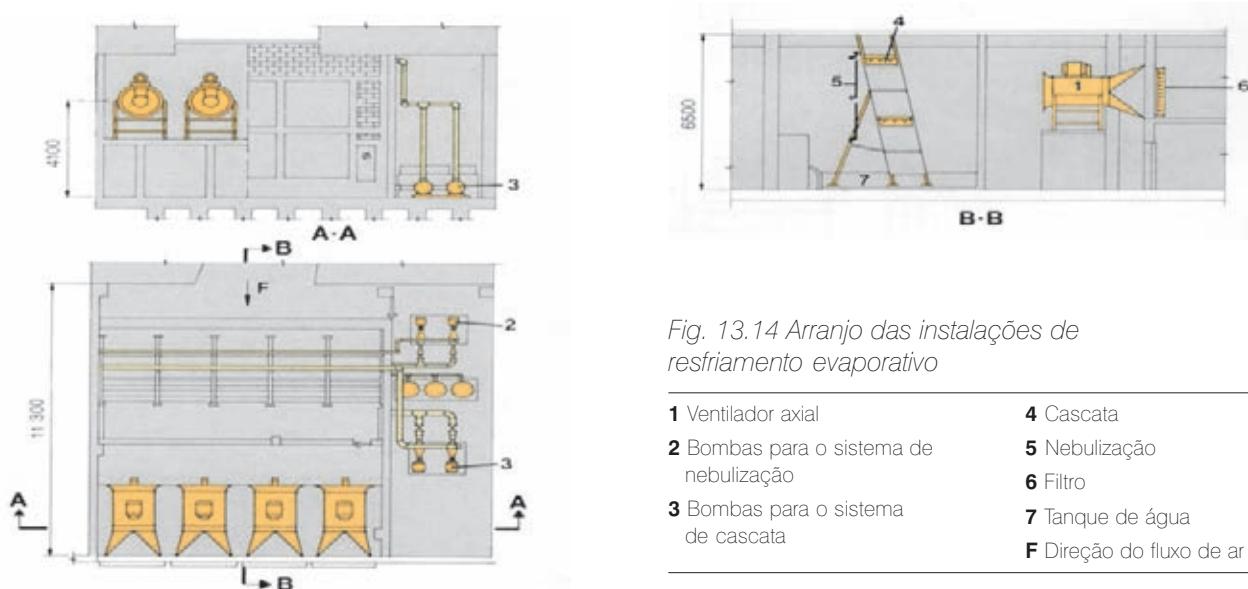
Fig. 13.13 Diagrama esquemático do sistema de ventilação para uma unidade típica

- 1** Salão dos geradores, El. 108
2 Poço do gerador, El. 98,5
3 Poço da turbina, El. 90,5
4 Galeria de acesso ao tubo de succão, El. 80,88
5 Galerias de equipamento elétrico
6 Galeria de equipamento de ventilação, El. 122
7 Sala de baterias, El. 115

- 8** Sala de controle local, El. 108
9 Sanitários
10 Galerias de equipamento mecânico
11 Poços de bombas, El. 89
12 Acesso vertical aos poços de bombas, El. 89
13 Ventiladores axiais movidos a motor
14 Galerias de drenagem

- 15** Galerias de interligação
16 Ventilador centrífugo de reforço
17 Caixa espiral, El. 86,5
18 Galeria do SF₆, El. 128,2
19 Galeria de acesso, El. 124
20 Galeria dos transformadores elevadores principais, El. 108
21 Coletor de exaustão do ar
22 Unidades centrais de refrigeração, El. 122

- 23** Área de manutenção da junta do conduto forçado, El. 111
24 Unidades resfriadoras evaporativas
25 Tomada de ar externo
26 Vazão de ar entre galerias
27 Descarga de ar para a atmosfera
28 Unidades de ventilação (ar não resfriado)



Veneziana do sistema de resfriamento evaporativo e nebulização

Das nebulizações e cascatas, a água cai num tanque de concreto de onde passa por duas bombas de $66,5 \text{ m}^3/\text{h}$, recalque de 25 m, que suprem o sistema de cascatas, e duas de $33,2 \text{ m}^3/\text{h}$, recalque de 25 m para o sistema de nebulização. Em ambos os casos só uma bomba é operada, a outra ficando como reserva. As bombas são movidas a

motor elétrico, 1750 rpm no setor de 60 Hz da casa de força, e 1450 rpm no de 50 Hz. A água de reposição para o tanque é fornecida pelo sistema de água clarificada, e a qualidade da água no tanque é verificada periodicamente e adicionados manualmente produtos químicos para controlar o pH e o conteúdo bacteriológico, conforme necessário.

A estrutura principal do resfriador evaporativo é de aço doce galvanizado fixado com peças de aço inoxidável.

Há uma conexão com o sistema de água de resfriamento da casa de força próxima ao tanque, para permitir lavar o equipamento com mangueira durante a manutenção.

Cada um dos ventiladores axiais na instalação central pode movimentar $25,75 \text{ m}^3/\text{s}$ de ar a 635 N/m^2 , sendo necessários somente três ventiladores, o quarto valendo como reserva.

Um ventilador de reforço (booster) centrífugo, na galeria na El. 98,5 dirige o ar para as galerias de drenagem inferiores.

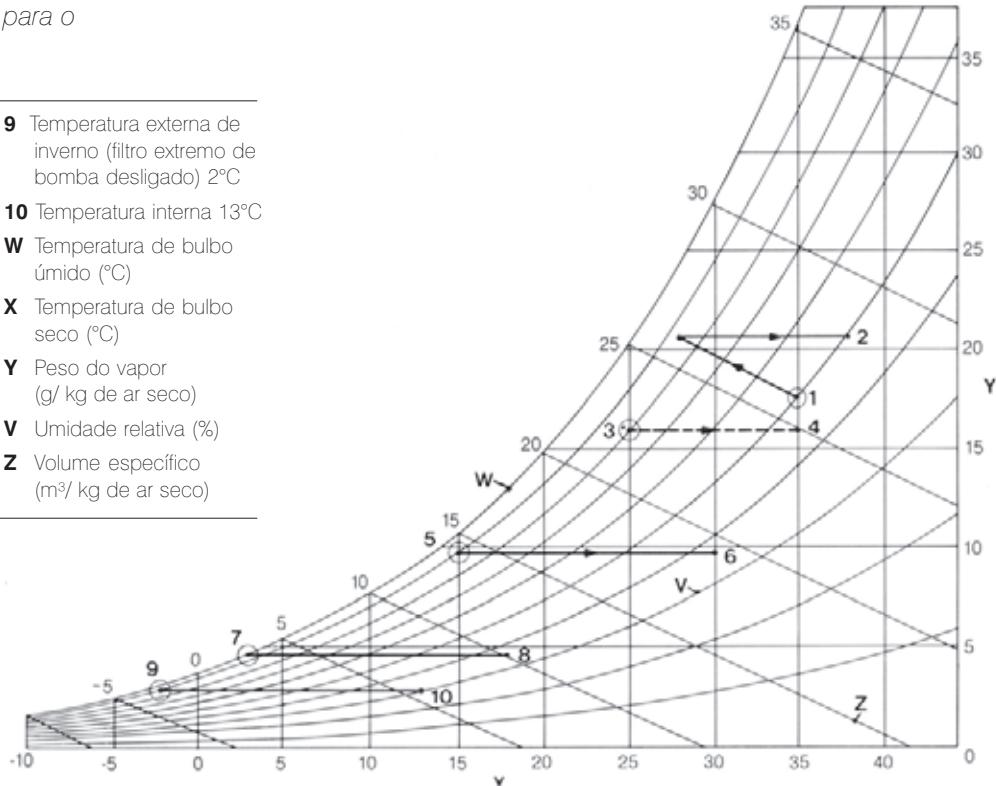
Insuflação de ar não resfriado

A carga térmica do equipamento no lado de jusante da casa de força é muito menor do que a de montante e a temperatura máxima pode ser mantida sem resfriar o ar que entra. Uma central de ventilação em cada unidade compreende o seguinte:

- Um banco de quatro ventiladores axiais (três normais, um reserva), cada um para $20,44 \text{ m}^3/\text{s}$ a 635 N/m^2 , servindo:
 1. A casa de força entre as linhas B e C. Galeria El.108.
 2. A casa de força entre as linhas C e D. Galerias nas El. 92,4, 98,5, 115, 122, 127,6 e 133,2
- Um banco de dois ventiladores axiais (um normal, um

Fig. 13.15 Carta Psicrométrica para o resfriamento evaporativo

1 Temperatura externa de verão de projeto 35°C	9 Temperatura externa de inverno (filtro extremo de bomba desligado) 2°C
2 Temperatura interna de verão 38°C	10 Temperatura interna 13°C
3 Temperatura externa (evaporação desligada)	W Temperatura de bulbo úmido (°C)
4 Temperatura interna 35°C	X Temperatura de bulbo seco (°C)
5 Temperatura externa (ventilador parado) 15°C	Y Peso do vapor (g/kg de ar seco)
6 Temperatura interna 30°C	V Umidade relativa (%)
7 Temperatura externa de inverno de projeto 3°C	Z Volume específico (m³/kg de ar seco)
8 Temperatura interna 18°C	



reserva), cada um para 5,15 m³/min, 380 N/m², servindo a área das bombas de drenagem da estação na El. 89.

Em cada unidade geradora o ar ambiente para a usina é tomado na El. 144 e, depois de passado por um filtro impregnado de óleo, conduzido a um duto de concreto de 30 m² e a uma câmara selada na El. 122. Ventiladores axiais tomam o ar dessa câmara e o conduzem por dutos até as galerias, ver Fig. 13.13.

Instalações similares de ventilação estão localizadas nas áreas de montagem direita e central, ver Figs. 13.16 e 13.17, mas estas não têm os ventiladores que dirigem o ar para os poços de bombas. Há duas instalações na área de montagem direita, e uma na central. O ar dessas instalações é levado por dutos para galerias nas El. 98,5, 108, 115, 122 e 127,6, bem como para alguns sanitários.

A sala do diesel e as áreas de armazenagem de óleo diesel e de transferência têm sistemas separados, cada um com ventiladores de entrada individuais e filtros impregnados em óleo, puxando ar ambiente da El. 144.

Sistema de exaustão

Como princípio geral, os exaustores são separadas por função, para melhor controle e para evitar a mistura de gases e fumos com o ar. Portanto, os sistemas de exaustão de sanitários e de salas de baterias são separados dos das

galerias gerais, e sempre descarregam para a atmosfera. A descarga principal das galerias de jusante vai para o salão dos geradores, para eventualmente sair por convecção natural através de aberturas no teto, enquanto a das galerias de montante vai direta à atmosfera na El. 144.

Devido ao risco de fogo, as salas do diesel e da armazenagem de óleo diesel têm sistemas separados de exaustão, descarregando no ambiente na El. 144. Os sistemas de exaustão são mostrados nas Figs. 13.13, 13.16 e 13.17.

Instalações para limpeza de filtros

Máquinas para limpeza de filtros a óleo e equipamentos associados estão localizados em salas entre as linhas C e D da usina, na El. 122, nos blocos U4 e U15. As máquinas incluem uma esteira transportadora que transfere os filtros através de uma chuva de alta pressão de água com detergente, para lavar os filtros, e um banco de jatos de ar comprimido para secá-los.

Na sala com as máquinas lavadoras existem:

- Uma máquina para imergir os filtros num banho de óleo, com uma centrifuga para retirar o excesso.
- Prateleiras para guardar filtros limpos e recentemente impregnados em óleo.
- Equipamento para manuseio dos filtros

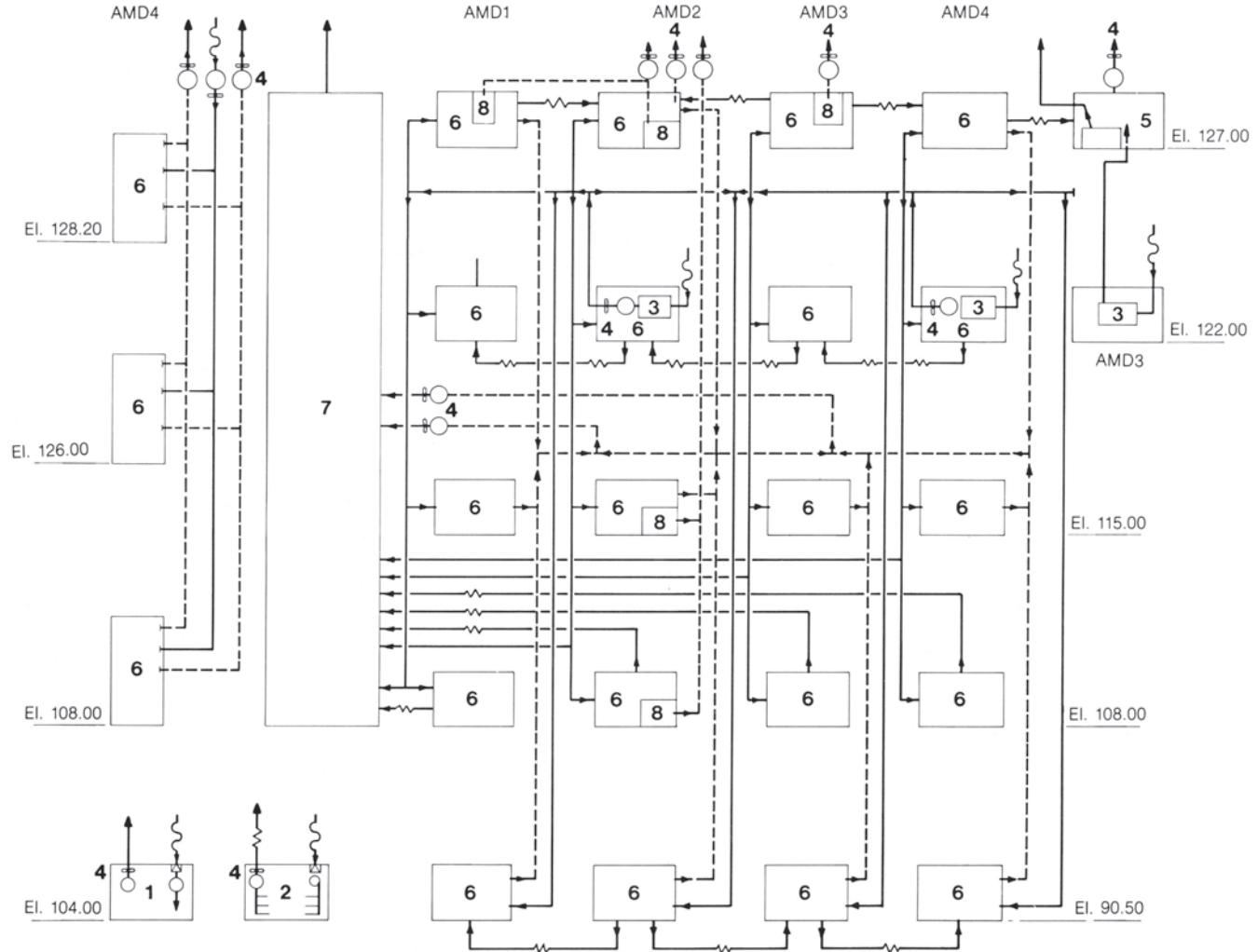


Fig. 13.16 Diagrama esquemático da ventilação da área de montagem direita

1 Sala de transferência de óleo

2 Sala de armazenagem de óleo

3 Filtros

4 Ventiladores axiais a motor

5 Sala do diesel

6 Galerias

7 Salão da usina

8 Sanitários

— Suprimento de ar

- - - Exaustão de ar

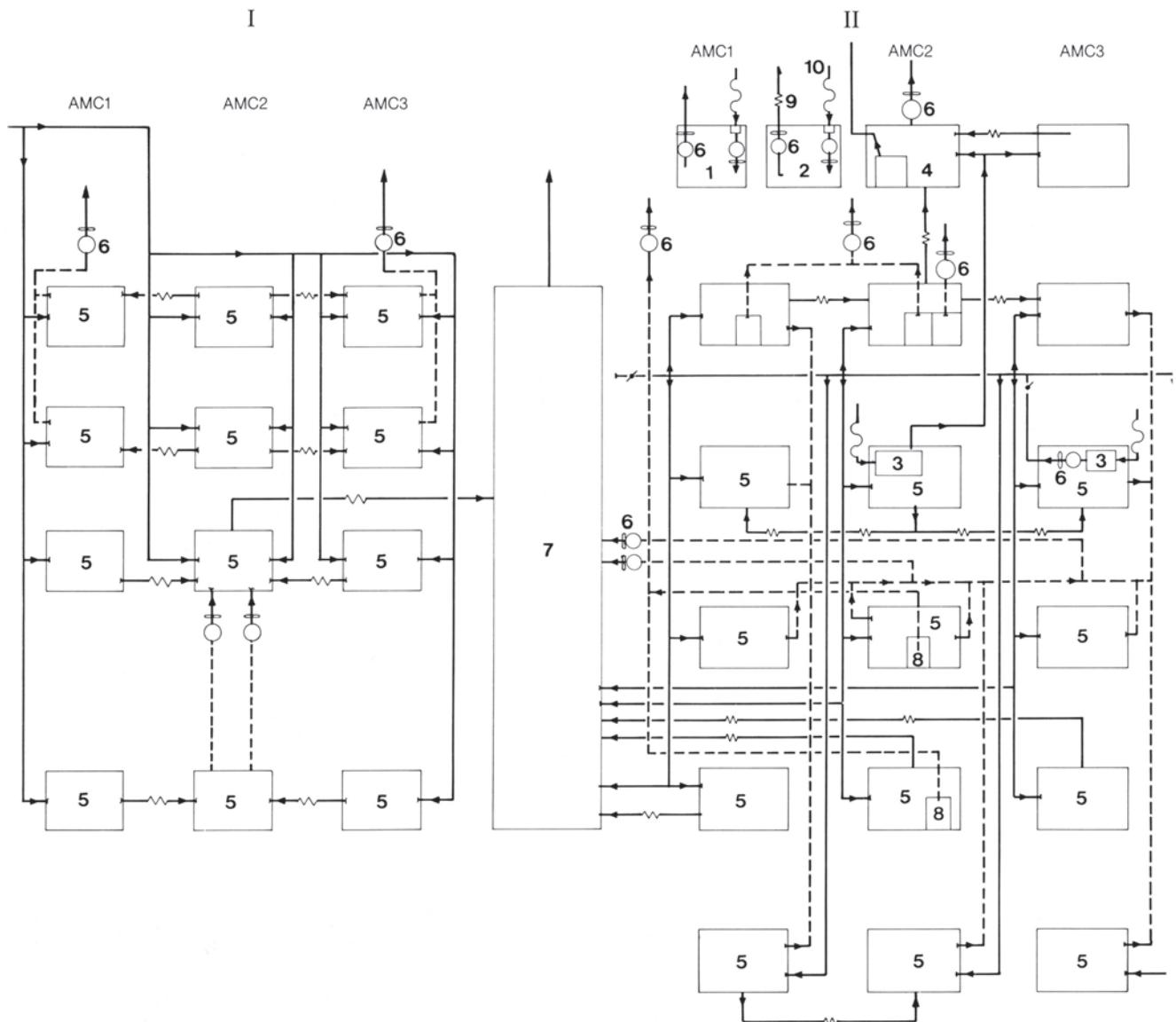


Fig. 13.17 Diagrama esquemático da ventilação da área de montagem central

I Montante	3 Filtro	6 Ventiladores axiais a motor	9 Saída
II Jusante	4 Sala do diesel	7 Salão da usina (área de montagem)	10 Tomada de ar externo
1 Sala de transferência de óleo	5 Galerias	8 Sanitários	— Suprimento de ar
2 Sala de armazenagem de óleo			- - - Exaustão de ar

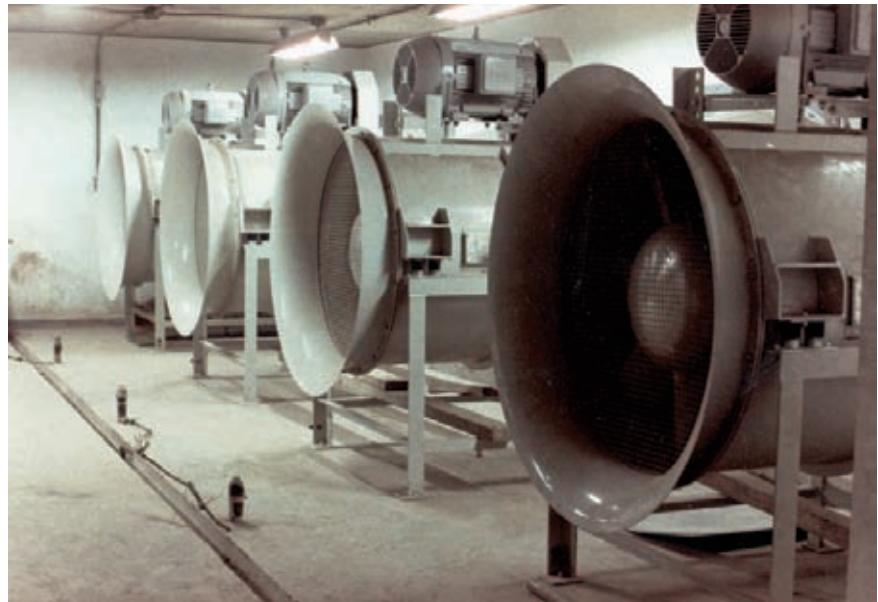
Abafadores (Dampers)

Abafadores por gravidade nos ventiladores. Os ventiladores que operam em grupo são equipados com abafadores por gravidade, que se fecham quando o ventilador não está em uso, e abrem com o fluxo de ar quando o ventilador está operando.

Dampers contra incêndio em áreas críticas.

Dampers automáticos contra incêndio estão instalados nas grelhas de entrada ou saída de ar, em áreas que são

potencialmente sujeitas a fogo. Estas são as salas de óleo de transformador, óleo lubrificante e óleo diesel, e as baias dos transformadores. O fechamento dos abafadores impede que o ar de combustão chegue ao fogo e corta a difusão de fumaça para outras áreas. Os dampers são acionados por servomotores a ar comprimido que respondem a um termostato na sala do equipamento, calibrado em 100°C. Também se fecham em resposta a sinais do sistema de detecção de incêndio da usina, também instalados na sala.



Ventiladores para as galerias de jusante



Dutos de ventilação das galerias
- galeria de jusante

AR CONDICIONADO

Casa de Força

O sistema de ar condicionado da casa de força regula a temperatura, e em áreas críticas, a umidade do ar em salas usadas pelo pessoal de operação. Também salas que abrigam instrumentos ou equipamentos sensíveis têm ar condicionado. Contudo, como filosofia geral, o equipamento foi especificado como capaz de operar até aos extremos de temperatura e umidade ambientes no local, seu uso não sendo portanto dependente da operação do sistema de ar condicionado.

As principais áreas servidas pelo sistema de ar condicionado da casa de força são as seguintes:

Casa de Força principal

- Salas de controle local na El. 108 para U 1/2, U 3/4, U 5/6, U 7/8, U 9/9A, U 10/11, U 12/13, U 14/15, U 16/17, e U 18/18A, uma sala por dois blocos de unidades.
- Sala de controle central, sala dos técnicos e sala dos computadores na El. 135,8, U 9A/10.
- Área dos visitantes e centro de despacho de carga, U 9A/10.
- Salas dos técnicos na El. 139, U 8/9 e U 11/12.

Áreas de montagem direita e central

- Salas dos técnicos na El. 135,8
- Ambulatórios na El. 127,6
- Salas de instrumentos na El. 108.
- Área de visitantes (somente na área de montagem direita).

A água resfriada a 6°C por uma usina central de refrigeração é enviada por tubulações isoladas até unidades ventilador-serpentina (*fan coil*) nas áreas a ser refrigeradas ou perto delas. As unidades ventilador-serpentina, ou *fan coils*, consistem de uma serpentina ou radiador por onde circula a água refrigerada, e um ventilador que puxa o ar através da serpentina. O ar resfriado assim produzido é distribuído por dutos isolados até terminais nas várias salas. Depois de circular na sala, o ar entra em grelhas de retorno e dutos que o conduzem de volta à unidade *fan coil*. Aproximadamente 10% de ar exterior é admitido nas unidades *fan coil*, para manter a qualidade do ar.

Usinas centrais de refrigeração

Há duas centrais de refrigeração localizadas em salas entre as linhas C e D da casa de força na El. 122, uma central no

bloco da U 9 e a outra no da U 11. Ambas contam com o mesmo equipamento, mas o arranjo do equipamento nas salas é ligeiramente diferente devido a diferenças na estrutura civil. O equipamento na central da U 9 é o seguinte:

- Duas unidades refrigeradoras principais com capacidade de 698 kW (200 TR), com circuito de refrigeração de Freon R 12 compreendendo compressor centrífugo, válvulas de expansão, trocadores de calor refrigerante / água gelada e condensadores refrigerante / água de resfriamento, com as seguintes características:

Temperatura de saída da água gelada	6°C
Temperatura de retorno da água gelada	12°C
Temperatura máxima de entrada da água de resfriamento	30°C

Foram escolhidos compressores centrífugos por sua operação silenciosa e devido ao tamanho da unidade de refrigeração.

- Uma unidade de refrigeração de emergência com capacidade de 208 kW (60 TR) com circuito de refrigeração de Freon R 12 com quatro compressores semi-herméticos, os outros detalhes e fatores sendo os mesmos das unidades principais de refrigeração.
- Três bombas de água gelada, cada uma para 0,03 m³/s, recalque de 75 m, uma bomba para cada unidade principal de refrigeração e uma de reserva.
- Duas bombas de água gelada, cada uma para 0,0083 m³/s, recalque de 40m, para a unidade de refrigeração de emergência, uma bomba sendo de reserva.
- Painel para motores elétricos e controle.

O Sistema

Um diagrama esquemático simplificado do sistema de ar condicionado da casa de força é mostrado na Fig. 13.18. O controle da instalação de refrigeração é efetuado mediante a temperatura de retorno da água gelada; a segunda unidade principal de refrigeração é ligada ou desligada conforme necessário, junto com a bomba de água gelada operando com a unidade na ocasião. Para facilitar o controle, a vazão da bomba é mantida constante com uma válvula de vazão constante no lado da descarga. Em caso de energia elétrica limitada (diesel de emergência ou conversor de frequência em operação), a unidade principal de refrigeração para, e a unidade de emergência é usada para suprir água gelada apenas aos *fan coils* da sala de controle central, sala de computadores, centro de

despacho de carga e salas de telex. Se por alguma razão o suprimento de água de resfriamento da casa de força também é interrompido, então a água é fornecida à unidade de emergência por duas bombas (uma de reserva) que tomam água do canal de fuga.

Um tanque de expansão de 1000 l na El. 155,8, no edifício de operação e manutenção, mantém a pressão geral no sistema de água gelada.

Ventiladores-serpentinhas (fan coils)

Uma vista de um *fan coil* típico é mostrada na Fig. 13.19. A vazão de água gelada para a unidade é controlada em resposta à temperatura de retorno do ar por uma válvula de três direções ou de duas direções, que respectivamente desvia ou restringe a vazão. A maioria dos *fan coils* é controlada por válvulas de três direções, as válvulas de duas direções sendo usadas somente nos *fan coils* onde

o sistema de desvio poderia provocar falta de água em outras unidades.

Todos os *fan coils* são equipados com aquecedores elétricos para uso no inverno; aqueles que servem às salas de controle local, a sala de controle central e a sala dos computadores também têm controle de umidade. Para diminuir a umidade, uma combinação de resfriamento do ar e subsequente aquecimento é empregada, e para aumentar a umidade é adicionado vapor d'água.

Dutos e distribuição

Os dutos para o ar condicionado são feitos de chapa galvanizada e isolados com fibra de vidro coberta com alumínio. Na sala de controle local, o ar entra e sai através das luminárias; em outras áreas (especialmente na sala de controle central, centro de despacho e área de visitantes) são usadas grelhas na parede ou no teto.

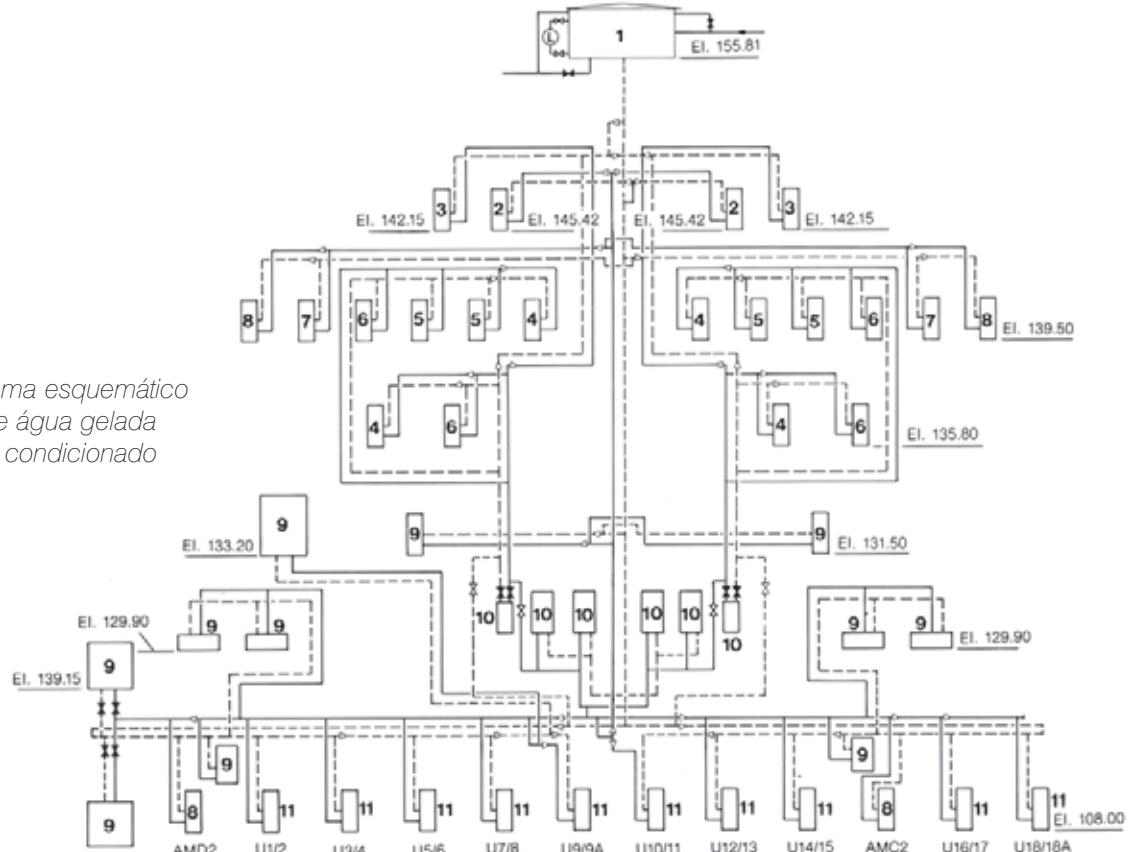


Fig. 13.18 Diagrama esquemático da distribuição de água gelada do sistema de ar condicionado

1 Tanque de expansão

2 Hall de entrada

3 Centro de despacho de carga

4 Sala de controle central

5 Sala dos computadores

6 Sala de comunicações

7 Hall dos visitantes

8 Sala de instrumentos

9 Sala de administração
(escritórios dos técnicos,
ambulatórios, etc.)

10 Unidades centrais de refrigeração
(principais e de emergência)

11 Salas de controle local (números
dos blocos das unidades)

L Indicador de nível

Suprimento de água gelada

Retorno de água gelada

Válvula gaveta aberta

Válvula gaveta fechada

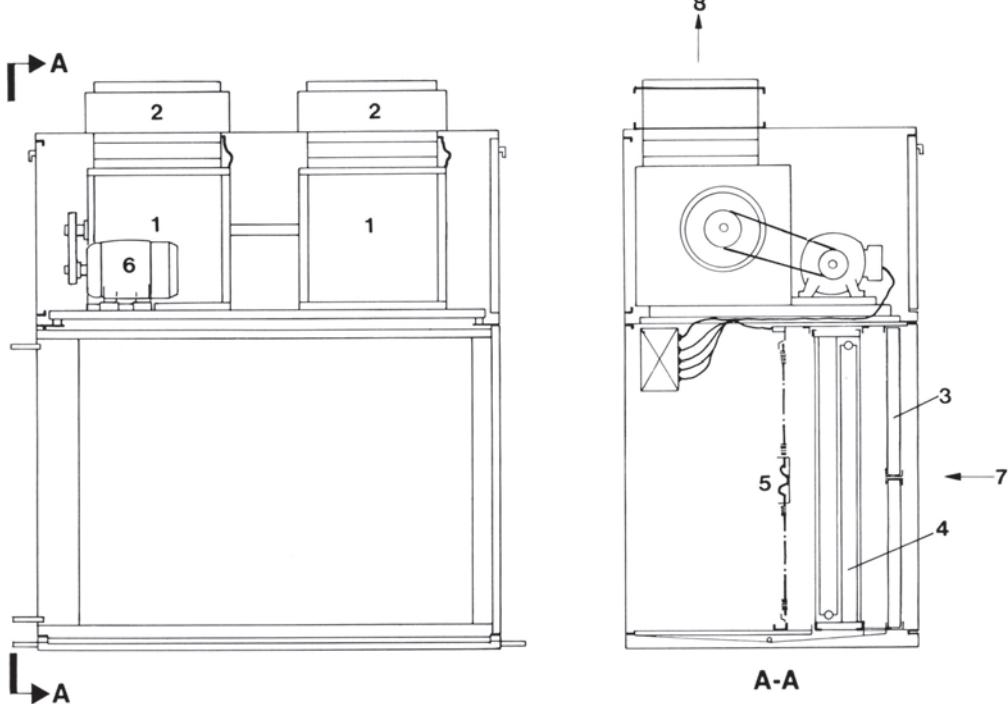


Fig. 13.19 Seções típicas de unidade ventilador – serpentina (fan coil)

- 1 Ventilador centrífugo
- 2 Saída de duto de ar
- 3 Painel de filtro
- 4 Serpentina (coil) (radiador)
- 5 Aquecedor
- 6 Motor elétrico 4,42 W
- 7 Fluxo de ar entrando
- 8 Fluxo de ar saindo

STOPLOGS DOS TUBOS DE SUCÇÃO

Existem dez stoplogs para os tubos de sucção, que podem isolar cinco turbinas do canal de fuga, para manutenção e inspeção, sendo necessários dois stoplogs para cada turbina. O número de stoplogs foi baseado no fator de carga da usina, em conjunto com picos de manutenção estimados durante períodos de baixa vazão do rio.

Peças embutidas foram instaladas nos tubos de sucção de todos os blocos, inclusive U9A e U18A. Os stoplogs são operados pelos pórticos rolantes dos tubos de sucção e, quando não estão em uso, são guardados em poços na U1, U2, U12, U14, área central de montagem e V1 (bloco esquerdo final), a jusante das ranhuras dos stoplogs dos tubos de sucção. Dois pórticos são usados para servir os stoplogs das unidades U1 a U15, e um outro para servir os das U16 a U18A. Três vigas pescadoras, normalmente ligadas a um pórtico, são usadas para instalar os stoplogs. Estes são manobrados somente em condições de equilíbrio das águas, sendo usado um indicador diferencial de altura da água para determinar quando o nível da água no tubo de sucção iguala o nível do canal de fuga durante o reenchimento.

Os critérios de projeto foram:

Nível máximo normal do canal de fuga	El. 107,1
Nível excepcional do canal de fuga	El. 143,5
Nível mínimo do canal de fuga	El. 92
Largura do tubo de sucção	10 m
Altura do tubo de sucção	9,9 m
Elevação da chapa de vedação do fundo do tubo de sucção	El. 66,01

Todos os níveis de água do projeto incluíram uma folga de 1 m para ondas no canal de fuga, e o nível máximo excepcional do canal de fuga de El. 142,5 (sem as ondas) levou em conta os efeitos de projetos futuros a ser construídos a jusante de Itaipu, junto com as condições de cheia máxima.

Embora pintados com um sistema epóxi rico em zinco e alcatrão de hulha, as especificações requerem além disso uma margem para corrosão de 2 mm em todas as chapas. Foi especificada uma espessura mínima das chapas de 9,5 mm.

Uma vista geral do stoplog do tubo de sucção com as características mais relevantes é mostrada na Fig. 13.20. Um stoplog consiste de três painéis separados, aparafusados e soldados para vedação no campo, o conjunto completo (a ser manobrado pelo pórtico rolante)

pesa 1,06 MN. Cada painel tem um paramento formado por uma placa de 31,5 mm soldada a quatro vigas horizontais, reforçadas a intervalos por peças perpendiculares. Entre as vigas, o paramento é reforçado por duas



Stoplog do tubo de sucção instalado

nervuras horizontais com seção em T. Os selos dos lados e da verga, em forma de nota musical, são fixados com parafusos de aço inoxidável, bem como o selo retangular do fundo, ver Fig. 13.21. Seções em U nas laterais guiam o stoplog nas ranhuras. A precompressão do selo, para auxiliar na vedação antes do esgotamento do tubo de sucção, é mantida por uma mola plana apertando contra a parte de jusante das peças embutidas, ver Fig. 13.22. As placas embutidas de vedação são de aço inoxidável, e o alinhamento das partes embutidas foi facilitado por placas de aço doce fixadas em encaixes no concreto do primeiro estágio, às quais foram soldados os parafusos de ajuste das partes embutidas. Para armazenamento, o stoplog é suportado por vigas laterais estendidas, deixando assim o selo inferior livre, ver Fig. 13.22. A viga pescadora, com rodas, pesa 58,9 kN, e engata garras no topo do stoplog. Para desengatar automaticamente o stoplog quando instalado na ranhura, o contrapeso é colocado na posição de desengate.

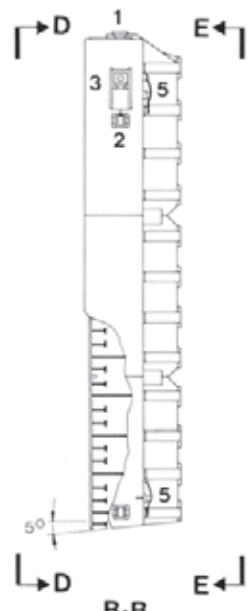
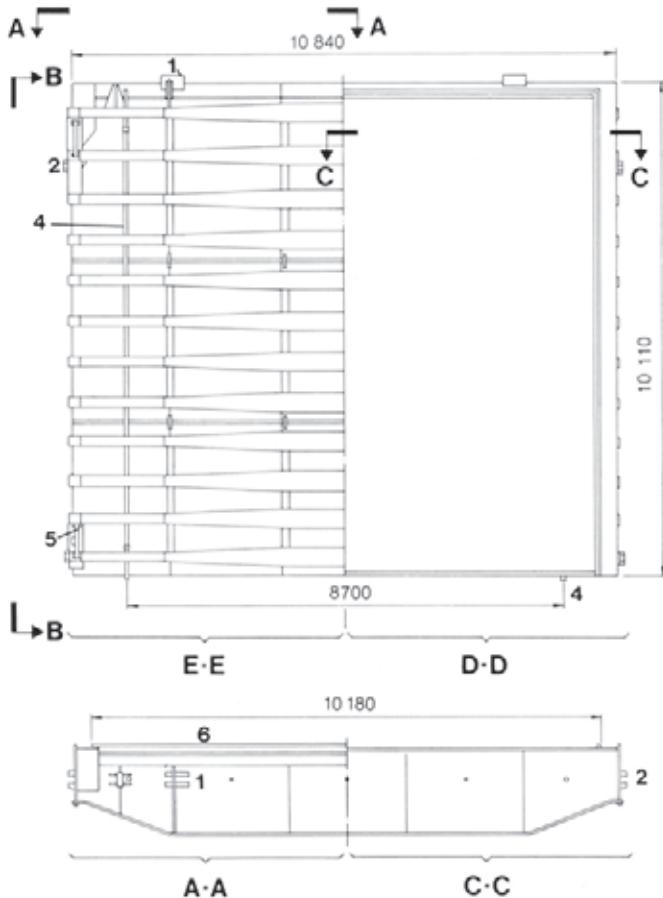


Fig. 13.20 Arranjo geral dos stoplogs

- | | |
|-----------------------------------|---|
| 1 Garra de levantamento | 4 Haste ativadora do aparelho de segurança da viga pescadora |
| 2 Guia lateral | 5 Mola |
| 3 Suporte para armazenagem | 6 Selos |

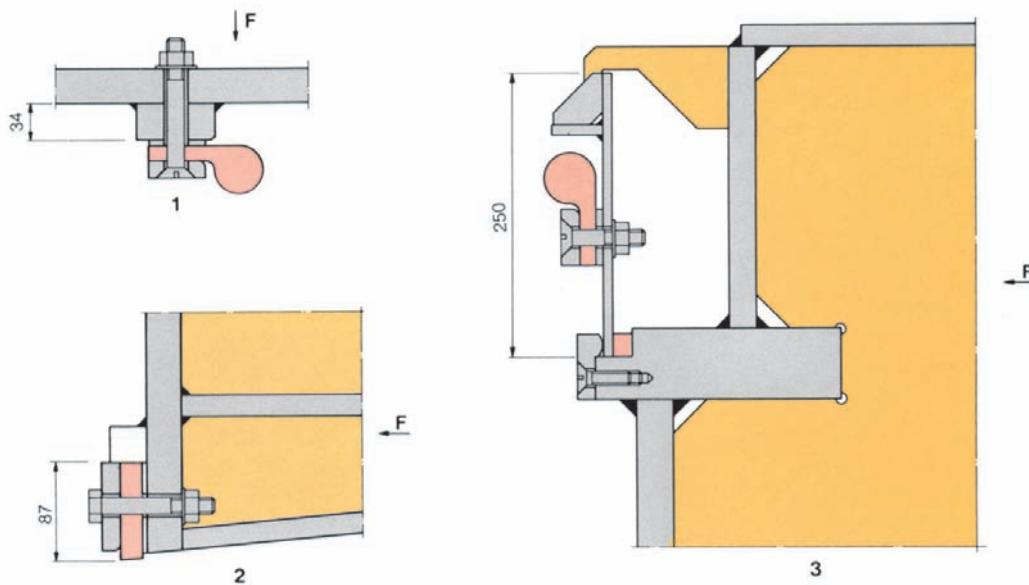


Fig. 13.21 Stoplogs dos tubos de sucção – selos de vedação

- 1** Selo lateral
- 2** Selo inferior
- 3** Selo superior
- F** Direção do fluxo

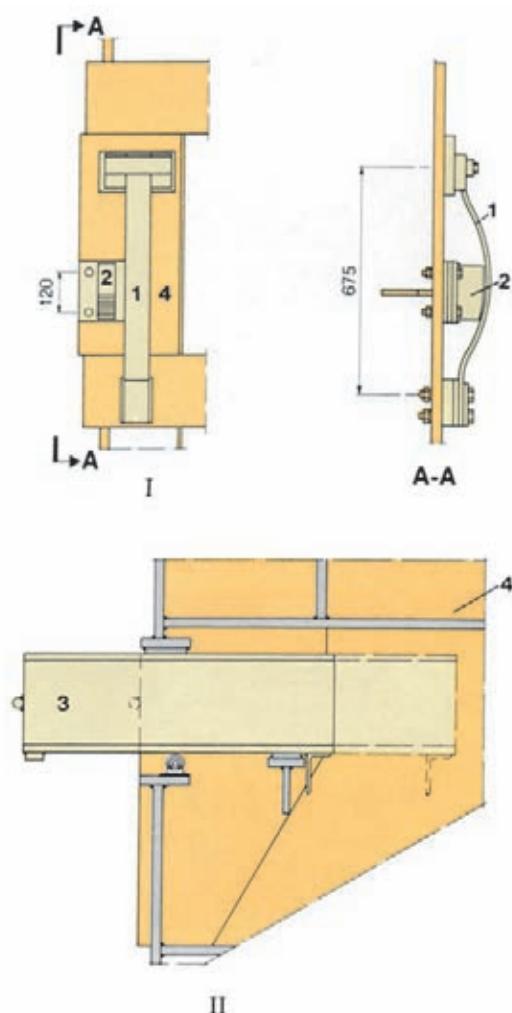


Fig. 13.22 Detalhes dos stoplogs – peças embutidas e armazenagem

- | | |
|-----------------------|-----------------------------------|
| I Mola | 2 Batente |
| II Armazenagem | 3 Suporte para armazenagem |
| 1 Mola | 4 Estrutura do stoplog |

PONTES ROLANTES E ELEVADORES DA CASA DE FORÇA

PONTES ROLANTES

As pontes rolantes para transporte do equipamento pesado dentro da casa de força foram dimensionadas e projetadas para oferecer a maior flexibilidade no manuseio do equipamento sendo entregue na casa de força e durante sua montagem e subsequente operação e manutenção.

Todas as pontes rolantes que se movimentam ao longo de todo o comprimento da casa de força podem operar tanto em 50 Hz quanto em 60 Hz, a mudança sendo automática quando elas passam entre as duas regiões.

Pontes rolantes que operam ao longo de todo o comprimento da casa de força

Quatro pontes rolantes de 10 MN, com trilhos na El. 128, duas das quais podem ser acopladas e, com o uso de uma viga de içamento, podem levantar carga de 20 MN, p.ex. o rotor do gerador (a maior carga individual)

Duas pontes rolantes de 2,5 MN com trilhos na El. 125, que também podem ser acopladas e portanto levantar uma carga de 5 MN.

Duas pontes rolantes de 1 MN, com trilhos na El. 136,5.

Pontes rolantes operando nas galerias de equipamentos

Duas pontes rolantes de 2,5 MN operando ao longo do comprimento total da galeria dos transformadores.

Duas pontes rolantes de 100 kN operando ao longo do comprimento da galeria do SF₆.

Guindastes operando fora da casa de força

Três pórticos rolantes de 1,4 MN para os stoplogs dos tubos de sucção, operando na El. 144, no lado de jusante da casa de força. Dois pórticos operam entre os blocos U1 e U15, e um entre os blocos U16 e U18A. Esses guindastes não podem atravessar a área de montagem central.

Pontes rolantes operando nas áreas de montagem, com trilhos na El. 160

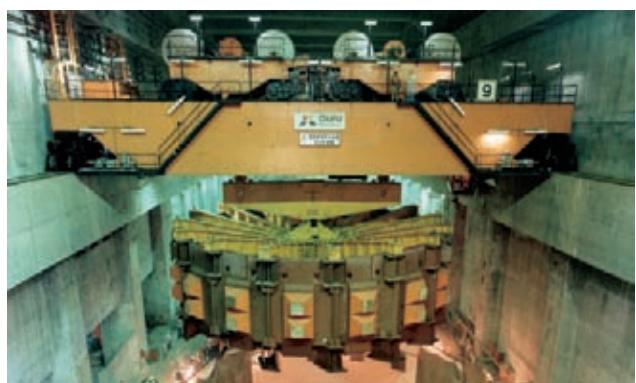
- Duas pontes rolantes de 2,5 MN que podem ser acopladas, operando na área de montagem direita.
- Duas pontes rolantes de 2,5 MN que podem ser acopladas, operando na área de montagem central.

Há outras pontes menores, monotrilhos e talhas na casa de força, que são usados para suspender e transportar itens específicos de equipamento, por exemplo no poço da turbina, sobre as bombas de drenagem e nas oficinas. Esses aparelhos são descritos onde necessário, nos capítulos apropriados tratando do equipamento.

Durante a construção da casa de força, a configuração das pontes rolantes da casa de força foi alterada para atender às necessidades da particular etapa da construção e das variáveis necessidades da montagem do equipamento. As principais diferenças são as seguintes:

- As duas pontes de 2,5 MN da área central de montagem operaram na casa de força na El. 125, entre 1982 e 1985.
- No estágio inicial de construção, antes das pontes de 10 MN estarem disponíveis, todo levantamento pesado até 5 MN (incluindo o pré-distribuidor e o rotor das turbinas) foi feito com estas duas pontes operando acopladas.

Todas as pontes rolantes da casa de força foram projetadas e construídas segundo as normas da Fédération Européenne de la Manutention (FEM); os grupos de normas usados nas várias pontes e detalhes de seus desempenhos são descritos na Tabela 13.3.



Pontes rolantes da casa de força

EQUIPAMENTOS AUXILIARES - USINA HIDRELÉTRICA DE ITAIPU

Tabela 13.3 Pontes rolantes da casa de força

	Principais (casa de força)	Auxiliares (casa de força)	Auxiliares (casa de força)	Área montagem direita	Área montagem central	Galeria trafos principais	Galeria SF_6	Stoplogs dos tubos de sucção
Tipo	Ponte	Ponte	Ponte	Ponte	Ponte	Ponte	Ponte	Pórtico
Número	4	2	2	2	2	2	2	2
Fabricante	Pohlig Heckel (2) Bardella (2)	Mecânica Pesada	Sermec	Ishibrás	Mecânica Pesada	Villares	Pohlig Heckel	Villares
Capacidade gancho principal	5 MN	2,5 MN	1 MN	2,5 MN	2,5 MN	2,5 MN	100 kN	1,4 MN
Cap. ponte 2 carros acoplados	10 MN							
Cap. duas pontes acopladas	20 MN	5 MN		5 MN	5 MN			
Velocidade ponte sem carga (m/min)	20,0		120			100 (50Hz) 120 (60Hz)		
Velocidade ponte com carga (m/min)	5,0	21,0(50Hz) 26,0(60Hz)	50	13,5	26,0(60 Hz)	12,5(50Hz) 15,0(60Hz)	66,60(50Hz) 80,0(60Hz)	30,0(50Hz) 36,0(60Hz)
Velocidade mínima ponte (m/min)	0,1		0,60				6,6(50Hz) 8,0(60Hz)	
Vel. carro sem carga (m/min)	5,0							
Vel. carro com carga (m/min)	2,0	11,0(50Hz) 13,5(60Hz)	15,0	13,5	13,5(60 Hz)	12,5(50Hz) 15,0(60Hz)	10(50Hz) 12(60Hz)	
Vel. Mínima carro (m/min)	0,1		0,60				1,25(50Hz) 1,50(60Hz)	
Vel. gancho içamento sem carga(m/min)	2,0	15,8	15,0	15,8	15,8			12,5(50Hz) 15,0(60Hz)
Vel. gancho içamento com carga (m/min)	0,8	1,7	3,0	1,7	1,7	0,83(50Hz) 1,0(60Hz)	4,16(50Hz) 5,0(60Hz)	2,0(50Hz) 2,4(60Hz)
Vel. Mínima gancho (m/min)	0,1		0,60			0,17(50Hz) 0,2(60Hz)	0,41(50Hz) 0,50(60Hz)	
Percuso máximo gancho	38,0m	31,0m	74,0m	51,0m	31,0m	47,0 m (baix.) 19,8 m (desl.)	14,0m	82,0m
Cap.gancho auxiliar		200kN	200kN	200kN	200kN	150kN		147kN
Vel. içamento gancho aux. (m/min)		9,0(50Hz) 11,0(60Hz)	15,0 0,60	11,2(50Hz)	11,0(60Hz)	3,3(50Hz) 4,0(60Hz)		2,9(50Hz) 4,5(60Hz)
Vel. Mínima Gancho aux.			0,60			0,83(50Hz) 1,0(60Hz)		
Percuso máximo gancho aux.		51,0m	74,0m	51,0m	51,0m	20,0m		22,27m
Vão da ponte ou pórtico	29,0m	28,0m	29,0m	28,0m	28,0m	10,0m	20,65m	7,0m

Tabela 13.3 Continuação

	Principais (casa de força)	Auxiliares (casa de força)	Auxiliares (casa de força)	Área montagem direita	Área montagem central	Galeria trafos principais	Galeria SF_6	Stoplogs dos tubos de sucção
Estrutura FEM								
Classe de utilização	D	D	D	D	D	B	B	B
Estado de carregamento	3	3	3	3	3	3	2	3
Grupo	6	6	6	6	6	5	4	5
Mecanismo FEM								
içamento (Classe, estado, grupo)	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m	V2-3-3m	V3-2-3m	V2-3-3m
Deslocamento da ponte (Classe, estado, grupo)	V2-3-5m	V4-3-5m	V4-3-5m	V4-3-5m	V4-3-5m	V2-3-3m	V4-2-4m	V2-3-3m
Deslocamento do carro (Classe, estado, grupo)	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m	V5-3-5m		V3-2-3m	V05-3-1Am

Na Fig. 13.23 mostra-se um diagrama esquemático da localização das pontes operando dentro da casa de força.

O acesso à cabine de controle das pontes operando na El.125 e El. 136,5 é feito via escadas de marinheiro com gaiola de proteção nas áreas de montagem direita e central, e por portas nas escadarias da casa de força nas U4, U8, U11, e U15. O acesso às cabines de controle das pontes operando nas áreas de montagem direita e central é feito por escadas de marinheiro com proteção a partir da El. 144.

Pontes rolantes de 10 MN da casa de força

As pontes rolantes de 10 MN servem para suspender e transportar os itens mais pesados do equipamento das 18 unidades turbinas – geradores. Devido à sua capacidade de levantamento, essas pontes são lentas, mas foi necessário colocá-las na elevação inferior (abaixo das pontes auxiliares, mais rápidas) para:

- Reduzir o comprimento de cabo e assim aumentar a precisão de posicionamento.
- Manter o tamanho dos tambores no mínimo.
- Permitir a passagem das pontes mais rápidas (sem carga) enquanto as pontes de 10 MN estão operando sobre uma unidade, sendo previsto que os levantamentos pesados para os quais as 10 MN seriam usadas seriam de longa duração (por exemplo a instalação de um rotor de gerador).

Foi percebido que as pontes de 10 MN quando estacionadas fora de serviço (o que ocorre por uma grande porcentagem do tempo) iriam interferir na operação das pontes mais rápidas acima delas. Para minimizar isto, foram previstas áreas de estacionamento recuadas para uma ponte na área de montagem direita e na extremidade esquerda do bloco V1, e há espaço para estacionamento das outras duas pontes nos blocos U9A e U18A, respectivamente.

Devido ao tamanho dessas pontes, e às demandas de prazos de entrega, elas foram compradas de dois fabricantes separados, duas da Pohlig-Heckel do Brasil S.A. e duas da Bardella S.A. Indústria Mecânica. As pontes de diferentes fabricantes foram feitas pelas mesmas especificações e em geral seu projeto é idêntico; entretanto, devido a diferenças em detalhes, somente pontes do mesmo fabricante podem ser acopladas.

Os trilhos foram colocados na El. 125 para permitir a passagem de um rotor de gerador sobre outro sendo montado na El. 108. A altura da ponte, que na realidade limita o diâmetro de seus tambores, foi determinada pela liberdade de passagem sob as pontes na El. 136,5.

Uma vista geral da ponte de 10 MN Pohlig-Heckel é mostrada na Fig. 13.24.

Para aumentar a flexibilidade e auxiliar no projeto, cada ponte de 10 MN inclui dois carros motorizados de 5 MN de capacidade numa estrutura comum da ponte. Assim,

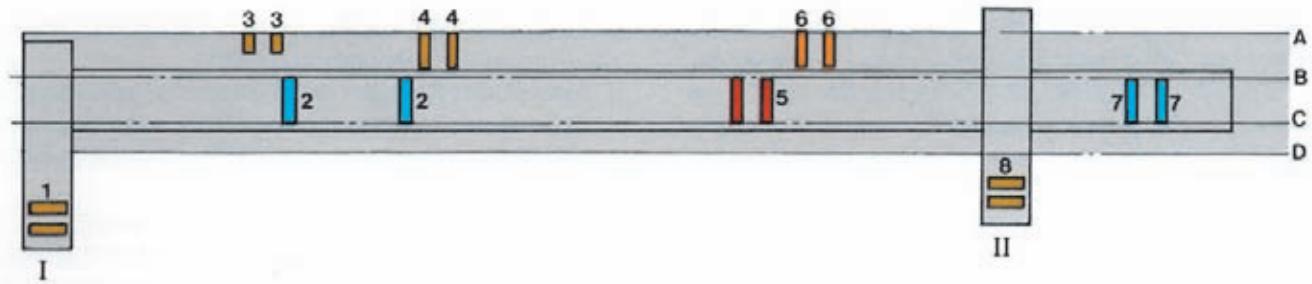


Fig. 13.23 Diagrama esquemático da localização das pontes rolantes dentro da casa de força

I Área de montagem direita	2 Ponte principal de 10 MN, trilhos na El. 128 (Bardella)	6 Ponte de 100 kN na galeria SF_6 , trilhos na El. 139 (Pohlig-Heckel)	ponte de 10 MN
II Área de montagem central	3 Ponte de 2,5 MN na galeria dos traços, trilhos na El. 108 (Villares)	7 Ponte principal de 10 MN, trilhos na El. 128 (Pohlig- Heckel)	ponte de 2,5MN
A, B, C, D Linhas de referência da casa de força	4 Ponte auxiliar de 2,5 MN, trilhos na El. 128 (Mecânica Pesada)	8 Ponte de 2,5 MN na área central de montagem, trilhos na El. 160 (Mecânica Pesada)	ponte de 1 MN
1 Ponte de 2,5 MN sobre a área de montagem direita, trilhos na El.160 (Ishibrás)	5 Ponte auxiliar de 1 MN, trilhos na El. 136,5 (Sermec)		ponte de 100 kN

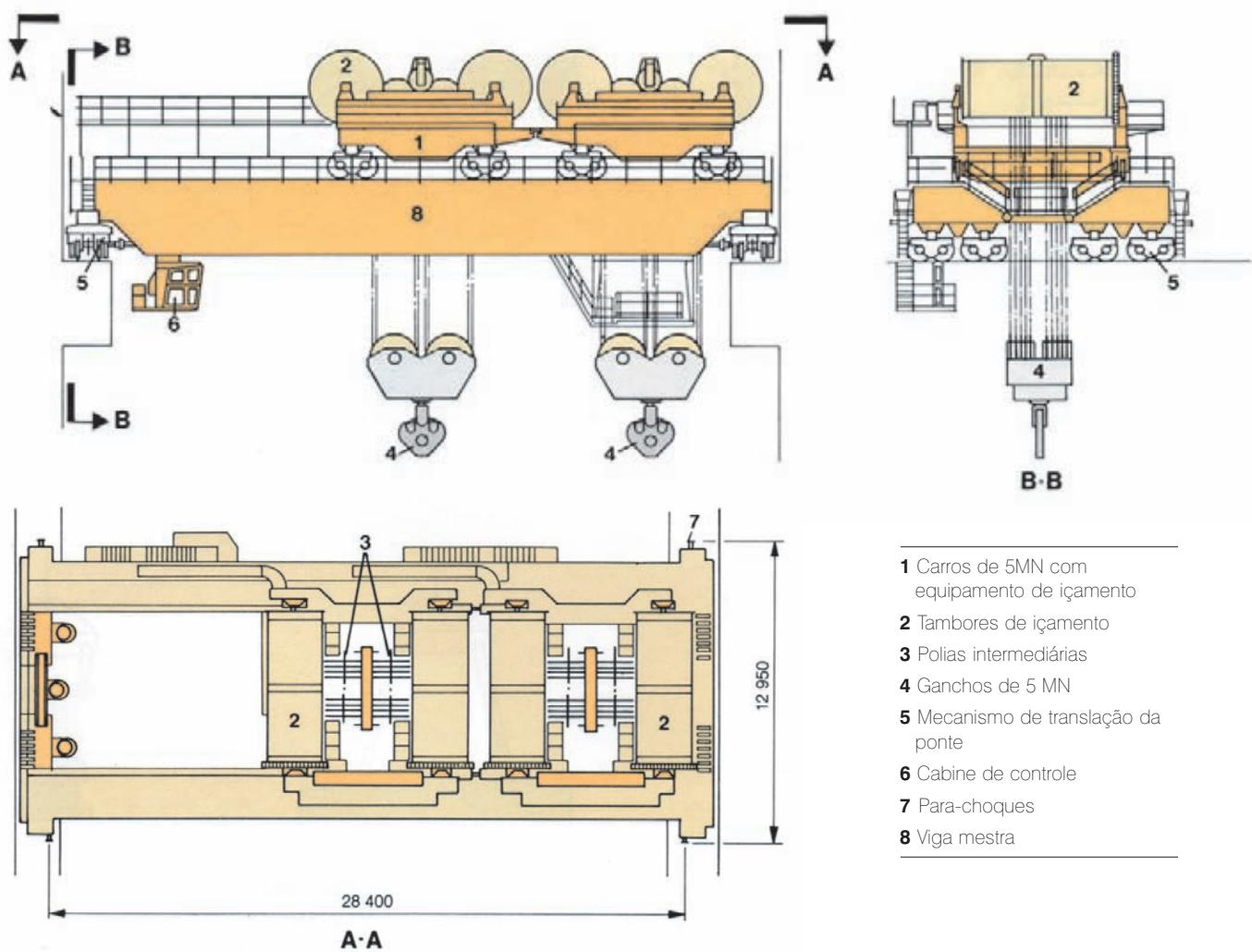


Fig. 13.24 Vista geral da ponte rolante de 10 MN Pohlig Heckel

com várias vigas de içamento os ganchos de cada carro podem ser usados individualmente ou juntos dependendo da carga a ser manuseada. Exemplos de configurações de levantamento para várias cargas de turbina / gerador são mostrados na Fig. 13.25.

A ponte corre sobre quatro trilhos, dois a montante e dois a jusante, montados sobre vigas de concreto na El. 125.

Sob cada trilho há uma chapa contínua de aço, para fixação do trilho e distribuição da carga no concreto. Em cada extremo da casa de força há um para-choque de espera que encontra os para-choques hidráulicos da ponte em caso de excesso de avanço.

O suprimento elétrico à ponte é feito por quatro barras de cobre em 13,8 kV (sistema trifásico com neutro) montadas

na parede de jusante da casa de força, na El. 133,6.

As barras condutoras estão arranjadas em dois trechos separados, a parte entre a área de montagem direita e a U9A recebendo suprimento de 50 Hz, e a parte entre a U9A e o bloco V1, de 60 Hz.

Os transformadores de 13,8 kV/460 V estão localizados nas vigas principais da ponte, bem como o equipamento de conversão para c.c. Os motores para o movimento da ponte, movimento dos carros e levantamento são de c.c. de velocidade variável e estão equipados com freios eletro-hidráulicos. Além disso, os motores do sistema de levantamento têm um freio adicional, e o motor do movimento da ponte tem um freio hidráulico adicional, acionado a pedal da cabine de controle.

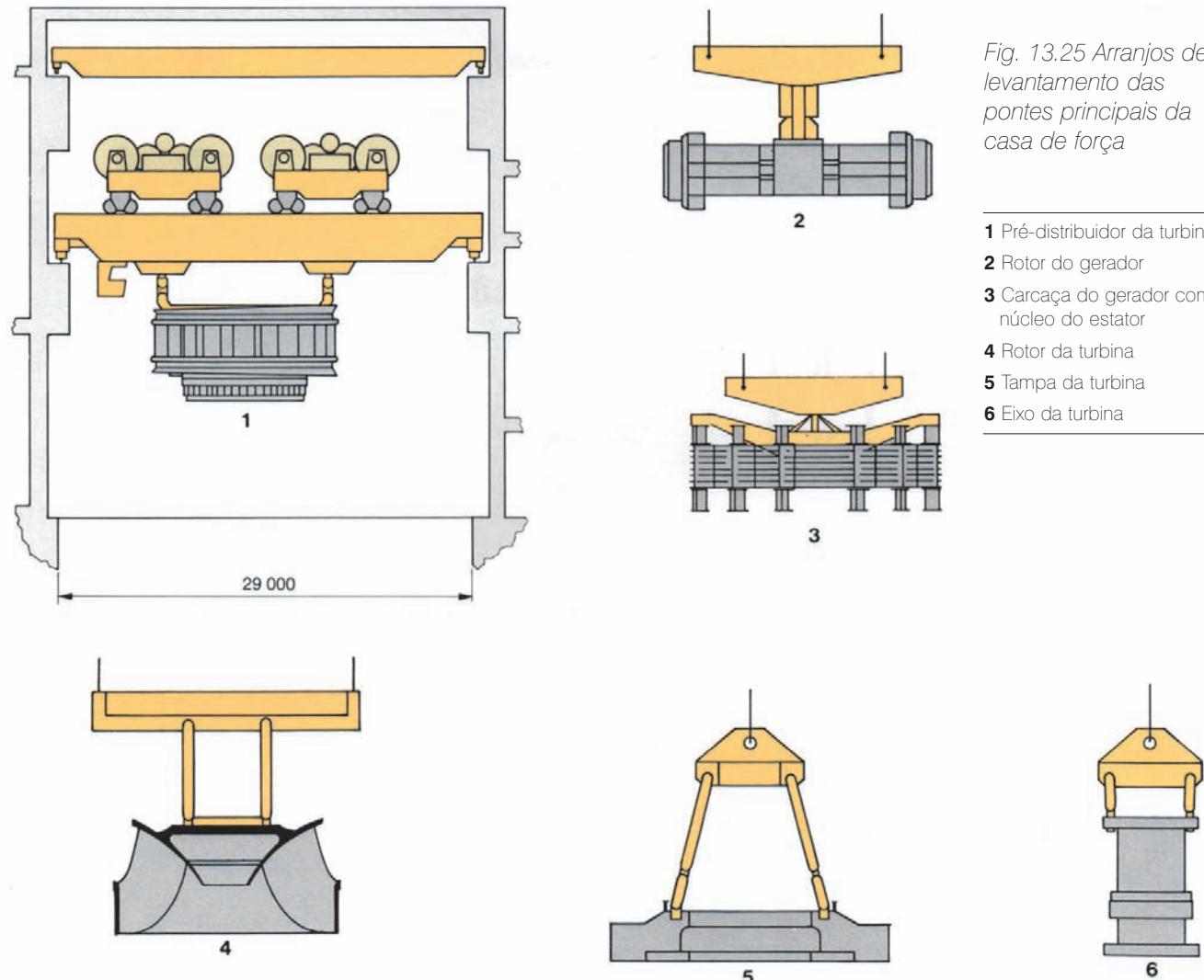


Fig. 13.25 Arranjos de levantamento das pontes principais da casa de força

- 1** Pré-distribuidor da turbina
- 2** Rotor do gerador
- 3** Carcaça do gerador com núcleo do estator
- 4** Rotor da turbina
- 5** Tampa da turbina
- 6** Eixo da turbina

Duas vigas de chapa de aço soldada com seção tipo caixão, ligadas entre si por vigas nas extremidades, formam a ponte em si, que é montada sobre oito troles (quatro de cada lado), cada um com quatro rodas de aço forjado, que rodam sobre os trilhos da ponte rolante.

Um trole de montante e um de jusante são acionados por um motor elétrico de c.c. através de uma caixa de redução, ver Fig. 13.26. Os dois carros, que levam os guinchos de 5 MN, têm oito rodas, duas em cada canto, que rodam sobre trilhos montados na ponte. O movimento dos carros é feito por um motor de c.c. através de uma caixa de redução para dois eixos que, via engrenagens, acionam as duas últimas rodas de cada lado, ver Fig. 13.27.

Os tambores de içamento são girados por um motor de c.c. através de um redutor de engrenagem compartilhado. Os cabos de içamento são fixados a um tambor e passam por três polias fixas, quatro polias no gancho e uma polia de compensação antes de percorrer o mesmo arranjo de polias do outro tambor, ver Fig. 13.28. Dispositivos de sobrecarga, cabo frouxo, etc. são montados na polia de compensação.

Os carros são acoplados quando usados em conjunto para levantar cargas até 10 MN, e os controles são comuns quando duas pontes de 10 MN são usadas juntas. Quando duas pontes são acopladas para uso, os carros de cada ponte também devem estar acoplados.

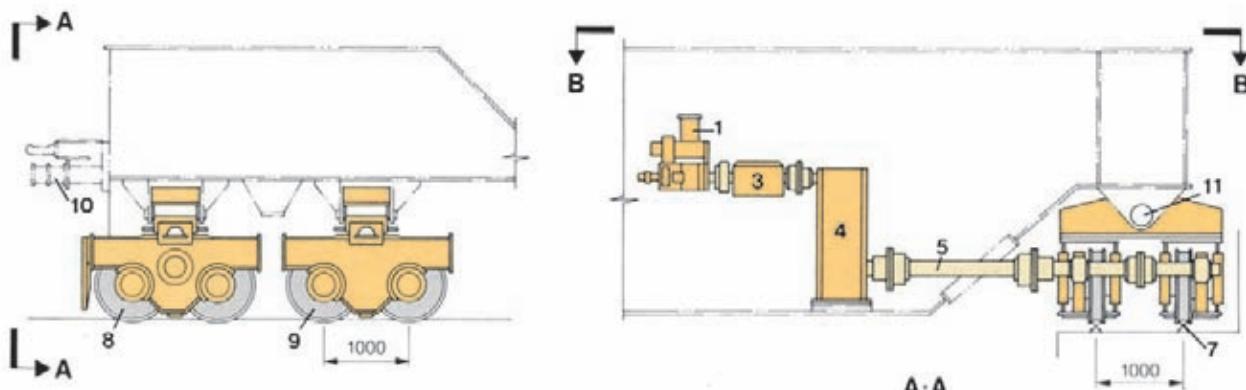
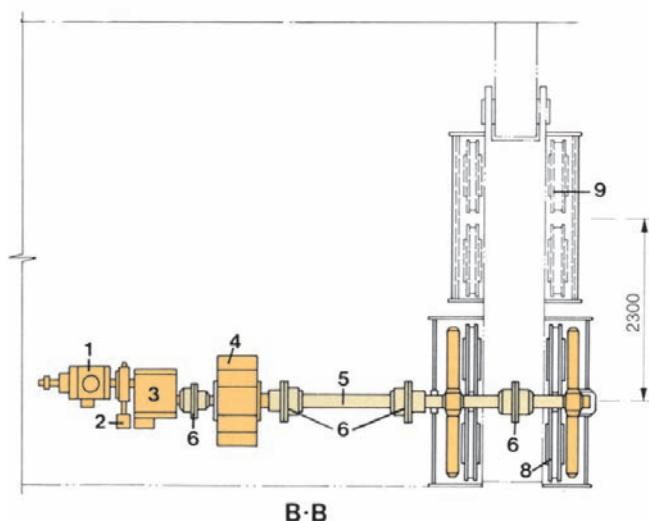


Fig. 13.26 Mecanismo de deslocamento da ponte de 10 MN

- 1** Motor
- 2** Freio
- 3** Caixa de engrenagens
- 4** Redutor de engrenagem
- 5** Eixo de acionamento
- 6** Acoplamentos
- 7** Trilho
- 8** Rodas motrizes
- 9** Rodas livres
- 10** Para-choques hidráulicos
- 11** Junta com pino



Pontes rolantes de 2,5 MN da área de montagem central e casa de força

As pontes rolantes de 2,5 MN que operam na casa de força e na área de montagem central foram fabricadas pela Mecânica Pesada S.A. e são idênticas. Um arranjo geral da ponte é mostrado na Fig. 13.29. O movimento da ponte, do carro e o guincho auxiliar são acionados por motores de c.a., com a velocidade controlada por tiristores atuando no suprimento do estator, em conjunto com resistências escalonadas no rotor. O guincho principal tem motor de velocidade variável de c.c. alimentado por um conversor de tiristores.

O deslocamento do carro do guincho auxiliar é feito por um motor de c.a. de velocidade constante. Na casa de força, o suprimento elétrico em 13,8 kV vem dos mesmos dois conjuntos de barras condutoras de cobre que alimentam as pontes de 10 MN; entretanto, esta ponte tem dois jogos separados de contatos para as diferentes freqüências, a manobra entre os dois é automática na passagem da ponte. Para operar na área de montagem central, a estrutura dos contatos foi modificada, para contatar um jogo de quatro barras condutoras horizontais na EI. 167,5. Todos os equipamentos elétricos, transformadores, painéis, etc. estão montados na viga

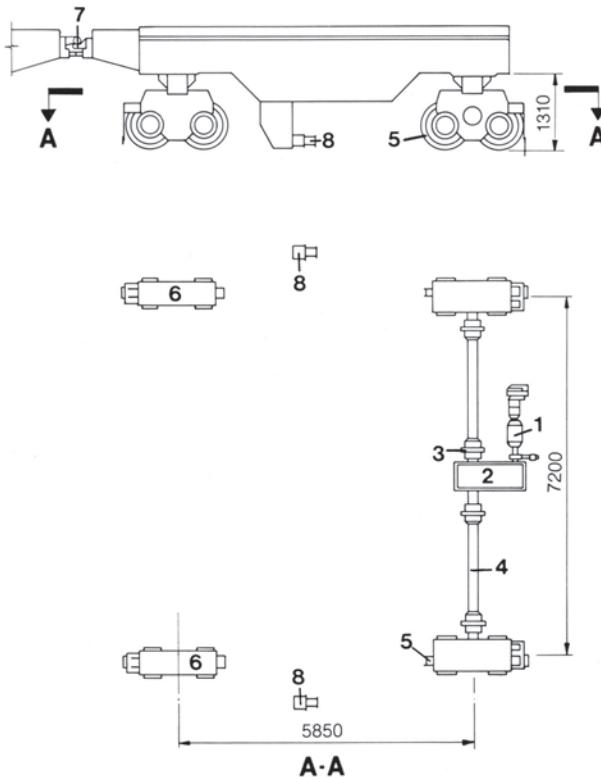
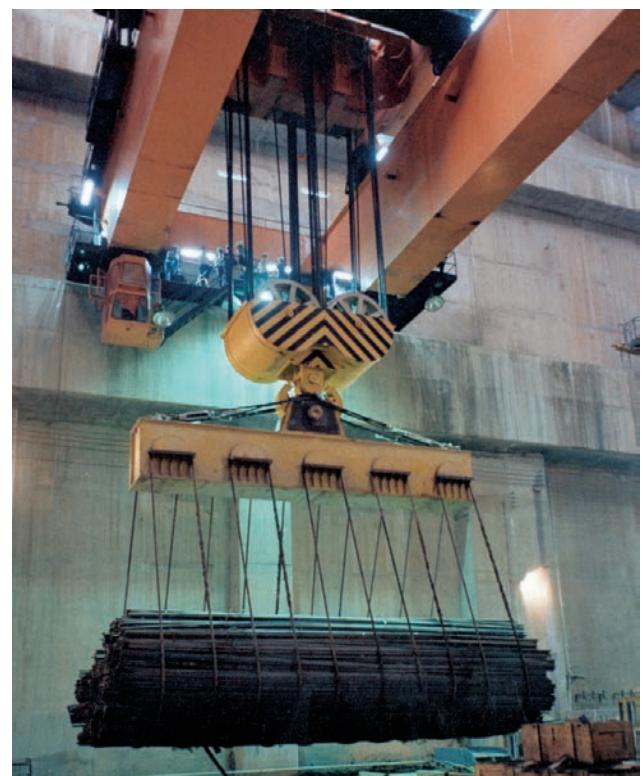


Fig. 13.27 Mecanismo de deslocamento dos carros de 5 MN das pontes rolantes de 10 MN

- 1 Motor de corrente contínua
- 2 Redutor de engrenagem
- 3 Acoplamentos
- 4 Eixo
- 5 Rodas motrizes
- 6 Rodas livres
- 7 Acoplamento a outro carro de 5 MN
- 8 Para-choques hidráulico



Ensaio da ponte rolante de 2,5 MN da casa de força

da ponte. As pontes de 2,5 MN no salão principal da casa de força usam os trilhos internos das pontes de 10 MN.

O mecanismo de deslocamento da ponte consiste de um conjunto de quatro rodas montadas em dois pares, em cada canto da ponte. O par de rodas de canto de uma ponta é motorizado, ver Fig. 13.30, todas as outras rodas são livres. No motor do acionamento há um freio eletromagnético de disco acionado automaticamente e um freio hidráulico a pedal, aplicado na cabine de controle.

O carro que leva o guincho principal de 2,5 MN roda sobre trilhos montados no topo da ponte, e o carro auxiliar com o guincho de 200 kN roda em outro jogo de trilhos

1,4 m abaixo. Um jogo de duas rodas em cada canto suporta o carro do guincho principal, dois jogos dos quais são acionados por um eixo, por um motor único, através de um redutor de engrenagem comum, e um trem de engrenagens, ver Fig. 13.31. Um arranjo similar é usado para acionar o carro do guincho auxiliar. O guincho principal tem um único tambor movido por um motor elétrico de c.c. através de um redutor de engrenagem e um trem de engrenagens. Há dois cabos de içamento, cada um fixado num extremo do tambor, e passando por um trem de três polias fixas e quatro polias no cadernal antes de terminar em uma viga de equilíbrio e equalização.

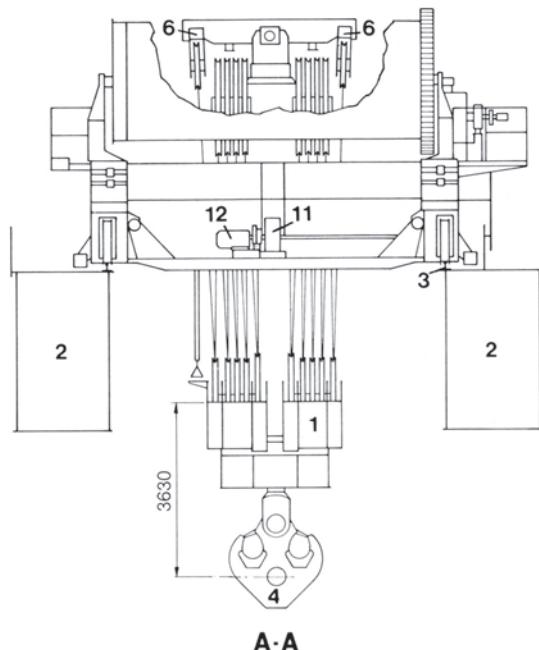
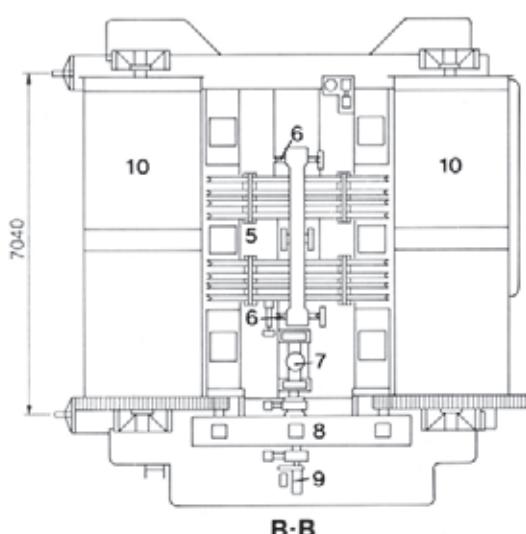
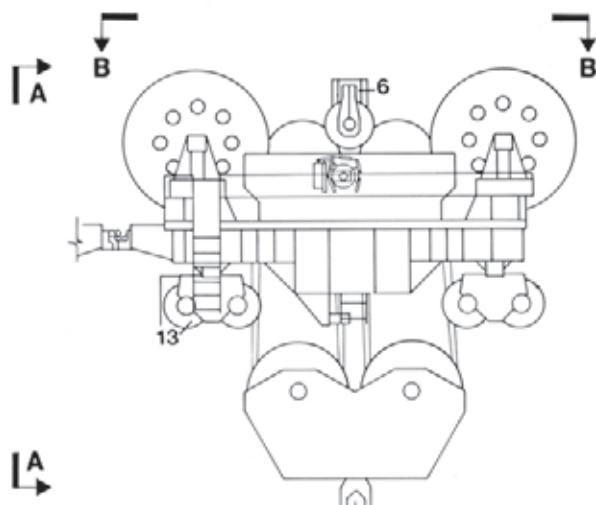


Fig. 13.28 Mecanismo de içamento do guincho principal (de 5 MN) das pontes rolantes de 10 MN

- | | |
|------------------------------|-----------------------------------|
| 1 Cadernal de polias | 8 Redutor de engrenagem |
| 2 Vigas da ponte | 9 Freios |
| 3 Trilhos | 10 Tambores principais do guincho |
| 4 Gancho | 11 Redutor de engrenagem |
| 5 Dispositivo de sobrecarga | 12 Motor de deslocamento do carro |
| 6 Polia de compensação | |
| 7 Motor de corrente contínua | 13 Rodas motrizes |

Esta é ligada a uma viga pivotada que aciona o dispositivo de sobrecarga. O motor do guincho tem dois freios de disco que, em uso normal, são automaticamente acionados com um intervalo de 0,5 segundos, quando é detectada a velocidade zero. Em caso de emergência ambos os freios são aplicados simultaneamente.

Pontes rolantes de 2,5 MN da área de montagem direita

Embora fabricadas por outro fabricante, a Ishikawajima do Brasil Estaleiros S.A. (ISHIBRÁS), as pontes de 2,5 MN da área de montagem direita são muito semelhantes às da área de montagem central. As diferenças principais são:

- O motor de velocidade variável do guincho principal para

uso com carga é de corrente alternada, o controle de velocidade sendo feito por modulação com tiristores na alimentação do estator e resistores variáveis ligados ao enrolamento do rotor através de anéis de contato (*slip rings*).

- O içamento sem carga é feito com um segundo motor de c.a., atuando na mesma caixa de engrenagens. Este motor tem controle de velocidade por resistências variáveis no rotor.
- O cabo de içamento principal é contínuo, ver Fig. 13.32. Ele é fixado a cada extremo do tambor e passa por seis polias fixas e oito polias no caderno, com uma polia de compensação no meio. Os dispositivos de sobrecarga e cabo frouxo são ligados à polia compensadora.

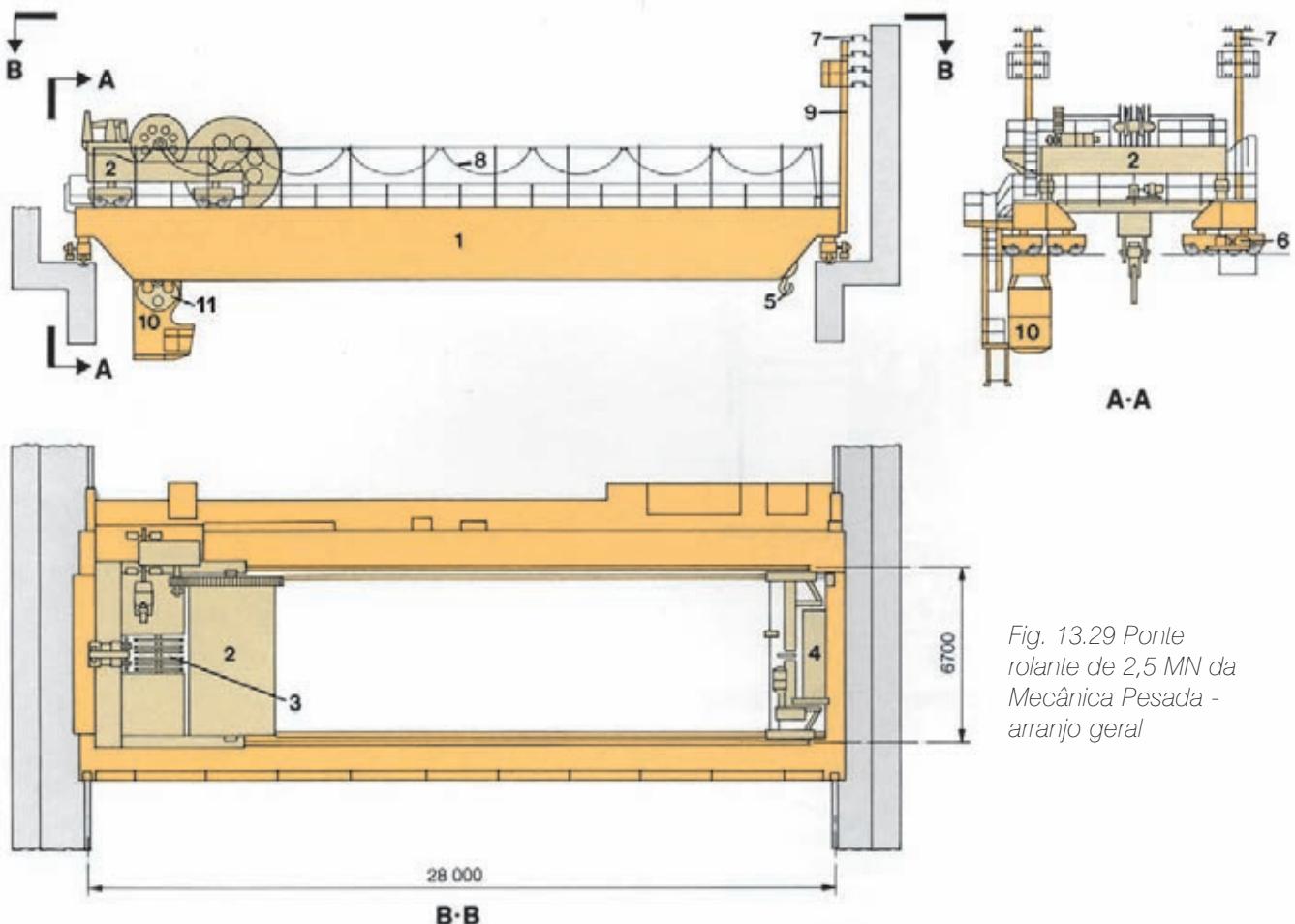


Fig. 13.29 Ponte rolante de 2,5 MN da Mecânica Pesada - arranjo geral

1 Ponte

2 Tambor do guincho principal

3 Polias intermediárias

4 Guincho auxiliar

5 Gancho auxiliar

6 Mecanismo de movimentação da ponte

7 Alimentação elétrica

8 Cabo de alimentação do guincho principal

9 Braço de extensão para uso da ponte na casa de força

10 Cabine de controle

11 Gancho Principal

Pontes rolantes de 1 MN da casa de força

As pontes rolantes de 1MN da casa de força são alimentadas por quatro barras condutoras de cobre em 13,8 kV que se estendem desde a área de montagem direita até a U9A, e desde a U9A até o bloco V1 (setor de 60 Hz), abaixo da ponte na parede de jusante, na El. 135,90. Ambas as pontes podem operar com ambas as frequências, a mudança sendo automática conforme a ponte passa entre as duas regiões. Os transformadores (13,8 kV/ 460 V) estão montados na ponte. Todos os motores são de corrente contínua, obtida do suprimento de 460 V por um conversor de tiristores, os motores de movimento da ponte e do carro tendo um freio eletromagnético e o motor do guincho dois. A ponte move-se sobre 12 rodas, três em cada canto. As duas rodas

extremas em cada trilho são acionadas por um único motor de c.c. de velocidade variável, através de um redutor de engrenagem e eixos, ver Fig. 13.33.

Os guinchos principal e auxiliar estão montados num mesmo carro, sobre oito rodas (duas em cada canto) rodando sobre trilhos montados nas vigas da ponte. O movimento do carro é feito por um motor de c.c. que aciona (através de um redutor de engrenagem e eixos bipartidos) duas rodas em cada trilho. Ambos os guinchos têm tambores únicos acionados por motores de c.c. de velocidade variável através de redutores de engrenagem e trens de engrenagens, ver Fig. 13.34. O guincho principal tem seis polias fixas e oito no gancho com uma polia de compensação na qual são montados os dispositivos de

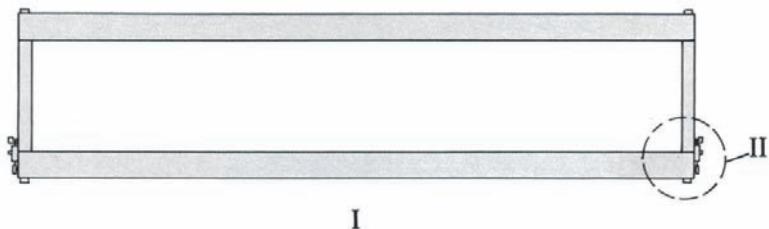
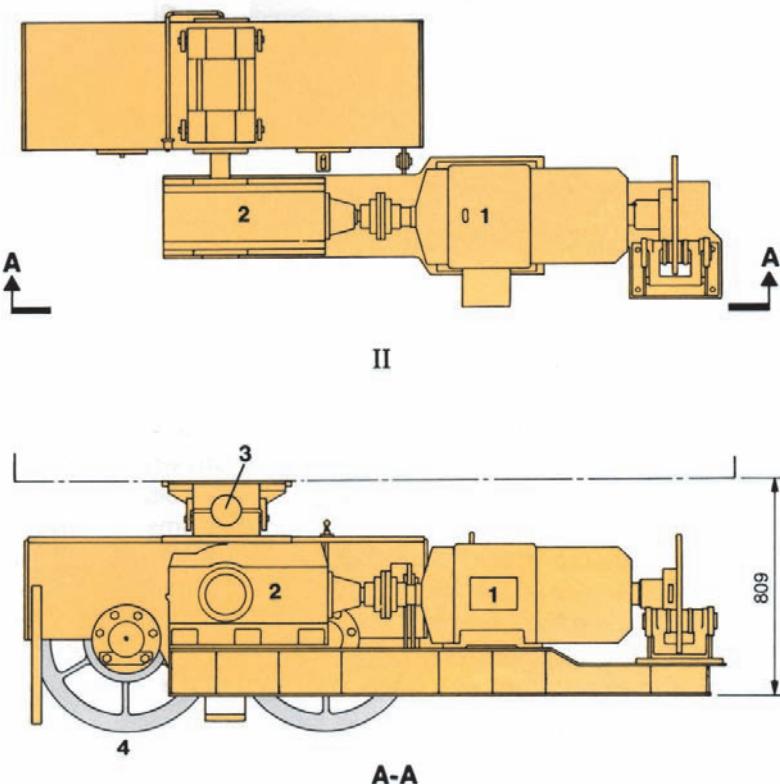


Fig. 13.30 Mecanismo de deslocamento da ponte MEP de 2,5 MN

- I Planta
- II Detalhe
- 1 Motor de c.a.
- 2 Redutor de engrenagem
- 3 Ligação à ponte por pino
- 4 Rodas motrizes
- 5 Vista em planta da ponte



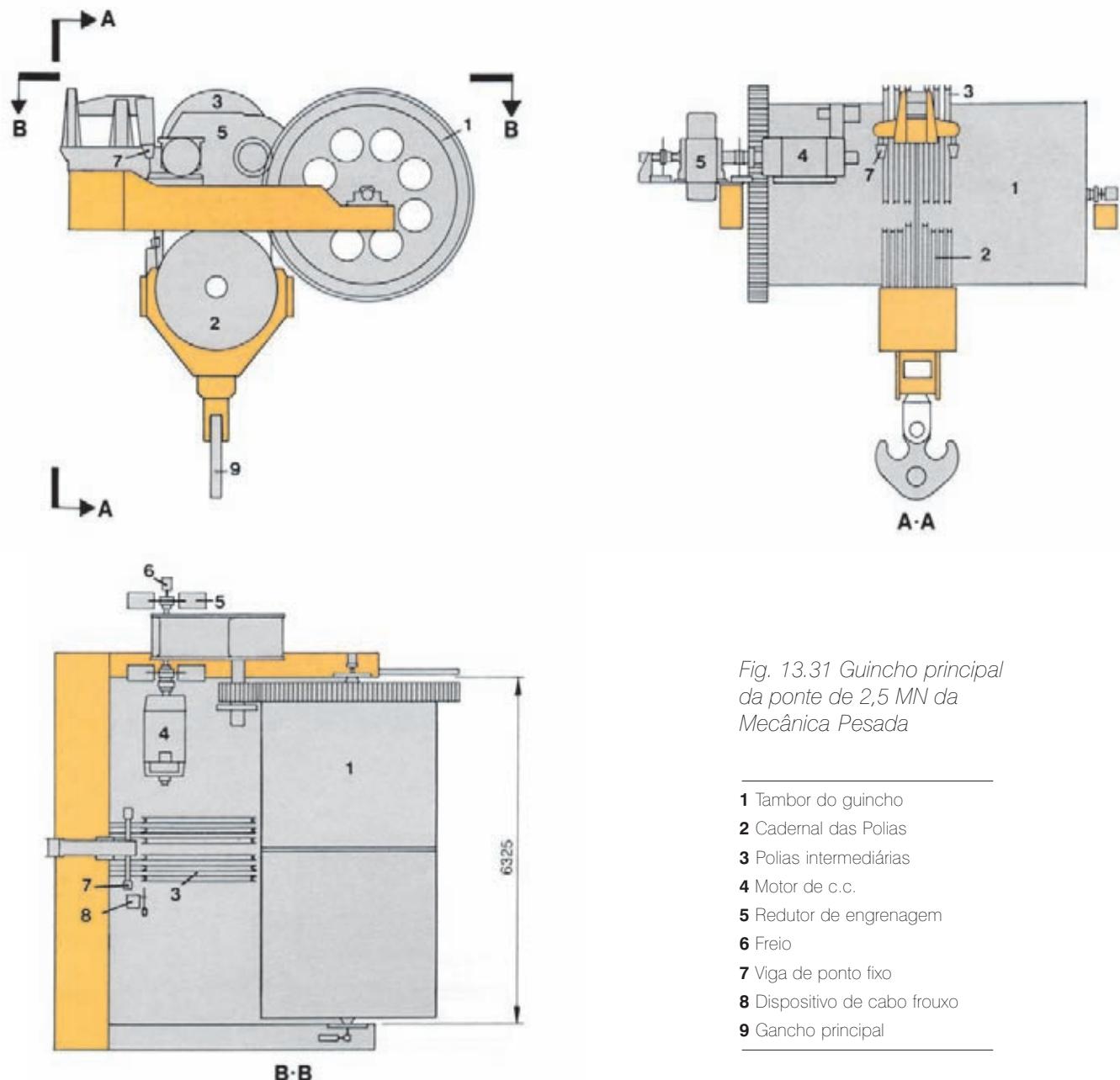


Fig. 13.31 Guincho principal da ponte de 2,5 MN da Mecânica Pesada

- 1 Tambor do guincho
- 2 Cadernal das Polias
- 3 Polias intermediárias
- 4 Motor de c.c.
- 5 Redutor de engrenagem
- 6 Freio
- 7 Viga de ponto fixo
- 8 Dispositivo de cabo frouxo
- 9 Gancho principal

sobrecarga e cabo frouxo. Estas pontes foram fabricadas pela Sermec S.A. Indústrias Mecânicas.

Ponte rolante de 2,5 MN da galeria dos transformadores

As duas pontes rolantes de 2,5 MN, fabricadas pela Equipamentos Villares S.A., são usadas para movimentar os transformadores elevadores principais ao longo da sua galeria, no lado de montante da casa de força, na El. 108. Os transformadores são trazidos à casa de força pelas pontes rolantes das áreas de montagem direita ou

central e, no caso da área de montagem direita, transportados para as portas de acesso que conduzem à galeria dos transformadores pelas pontes principais da casa de força, e movidos sobre trilhos até a galeria. Na área de montagem central, os transformadores são baixados diretamente pelas pontes da área dentro da galeria através de um alçapão entre as linhas A e B na El. 144. Do final da galeria as pontes rolantes dos transformadores levam-nos para os trilhos da baía requerida, para a qual eles são movidos. Portanto essas pontes são na realidade guinchos especiais de manuseio,

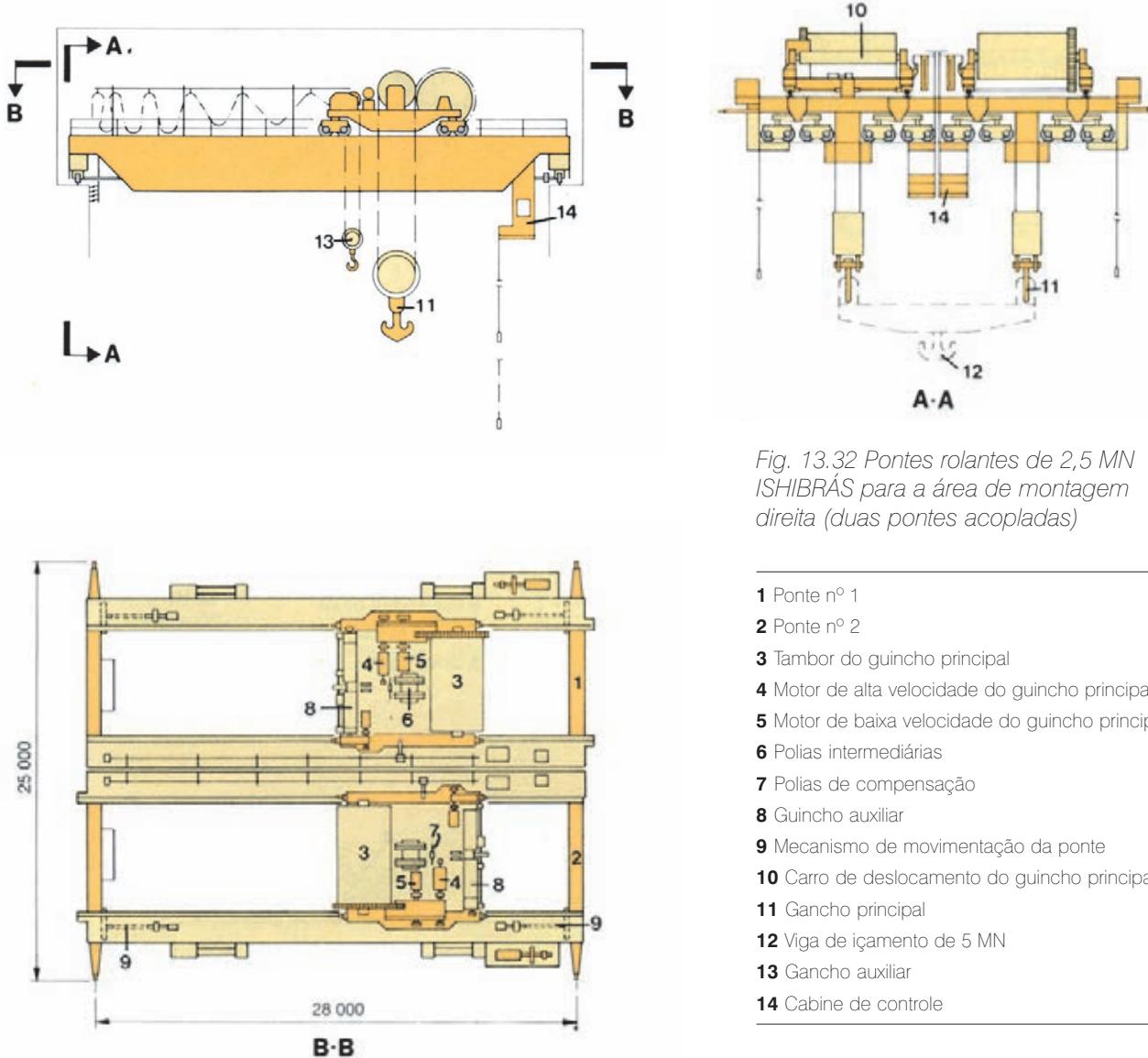


Fig. 13.32 Pontes rolantes de 2,5 MN ISHIBRÁS para a área de montagem direita (duas pontes acopladas)

- 1** Ponte nº 1
- 2** Ponte nº 2
- 3** Tambor do guincho principal
- 4** Motor de alta velocidade do guincho principal
- 5** Motor de baixa velocidade do guincho principal
- 6** Polias intermediárias
- 7** Polias de compensação
- 8** Guincho auxiliar
- 9** Mecanismo de movimentação da ponte
- 10** Carro de deslocamento do guincho principal
- 11** Gancho principal
- 12** Viga de içamento de 5 MN
- 13** Gancho auxiliar
- 14** Cabine de controle

e não têm carro para movimento transversal. As pontes rodam em trilhos na El. 120,3 e devido a limitações em altura dentro da galeria, são de projeto de perfil baixo. Recebem alimentação elétrica em 460 V de barras condutoras de cobre na El. 119,35. O arranjo geral das pontes é mostrado na Fig. 13.35. Elas rodam sobre oito rodas (duas em cada canto da ponte), as duas últimas rodas em cada trilho sendo acionadas por um motor de c.a. de velocidade variável através de um redutor de engrenagem e eixo bipartido. O controle da velocidade do motor é feito por regulação eletrônica da corrente do rotor via anéis de contato. O guincho principal montado na ponte tem um só tambor acionado por um

motor de c.a. de velocidade variável através de um redutor de engrenagem e um trem de engrenagens. O controle da velocidade do motor é efetuado por regulação eletrônica da corrente do rotor via anéis de contato, junto com um freio dinâmico, com regulação similar. O mecanismo do guincho é equipado com dois freios eletromagnéticos. Dois cabos de içamento são fixados em cada extremo do tambor, e depois de passar por três polias fixas e quatro no caderno do gancho, são fixados a uma viga de equilíbrio na qual está montado o dispositivo de sobrecarga, etc.

Um guincho elétrico de 150 kN usado para manutenção dos transformadores roda na viga inferior da ponte.

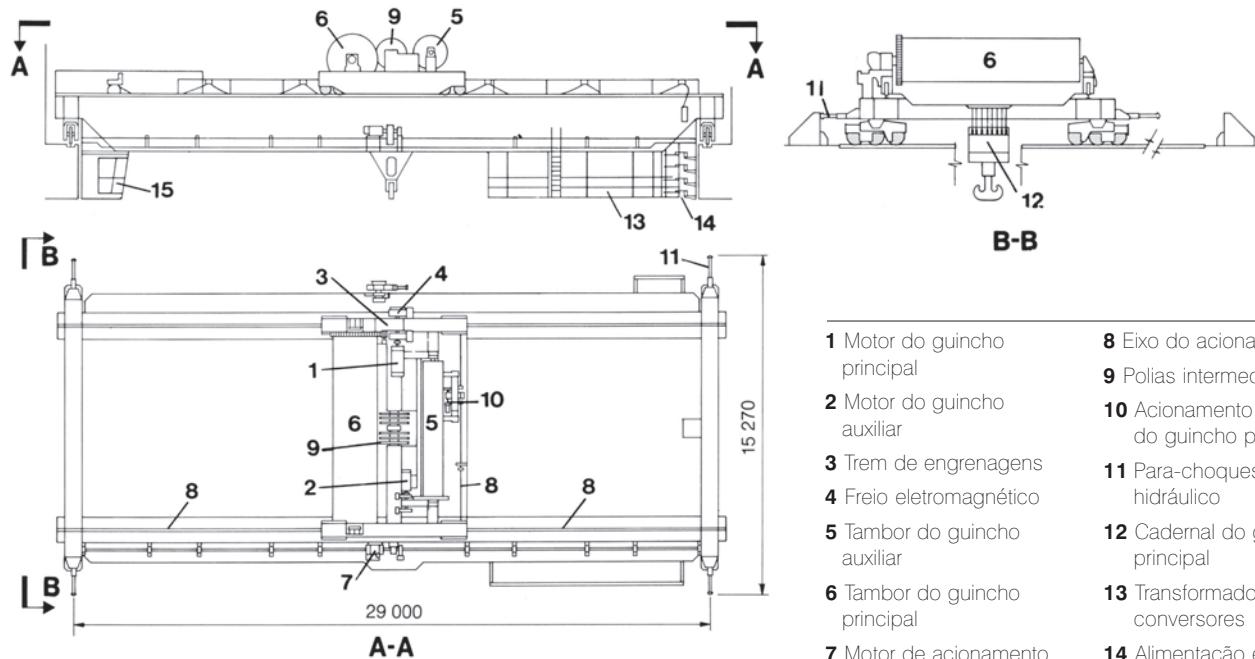


Fig. 13.33 Ponte rolante de 1 MN - arranjo geral

- | | |
|--|---|
| 1 Motor do guincho principal | 8 Eixo do acionamento |
| 2 Motor do guincho auxiliar | 9 Polias intermediárias |
| 3 Trem de engrenagens | 10 Acionamento do carro do guincho principal |
| 4 Freio eletromagnético | 11 Para-choques hidráulico |
| 5 Tambor do guincho auxiliar | 12 Cadernal do gancho principal |
| 6 Tambor do guincho principal | 13 Transformadores e conversores |
| 7 Motor de acionamento da ponte | 14 Alimentação elétrica |
| | 15 Cabine de controle |

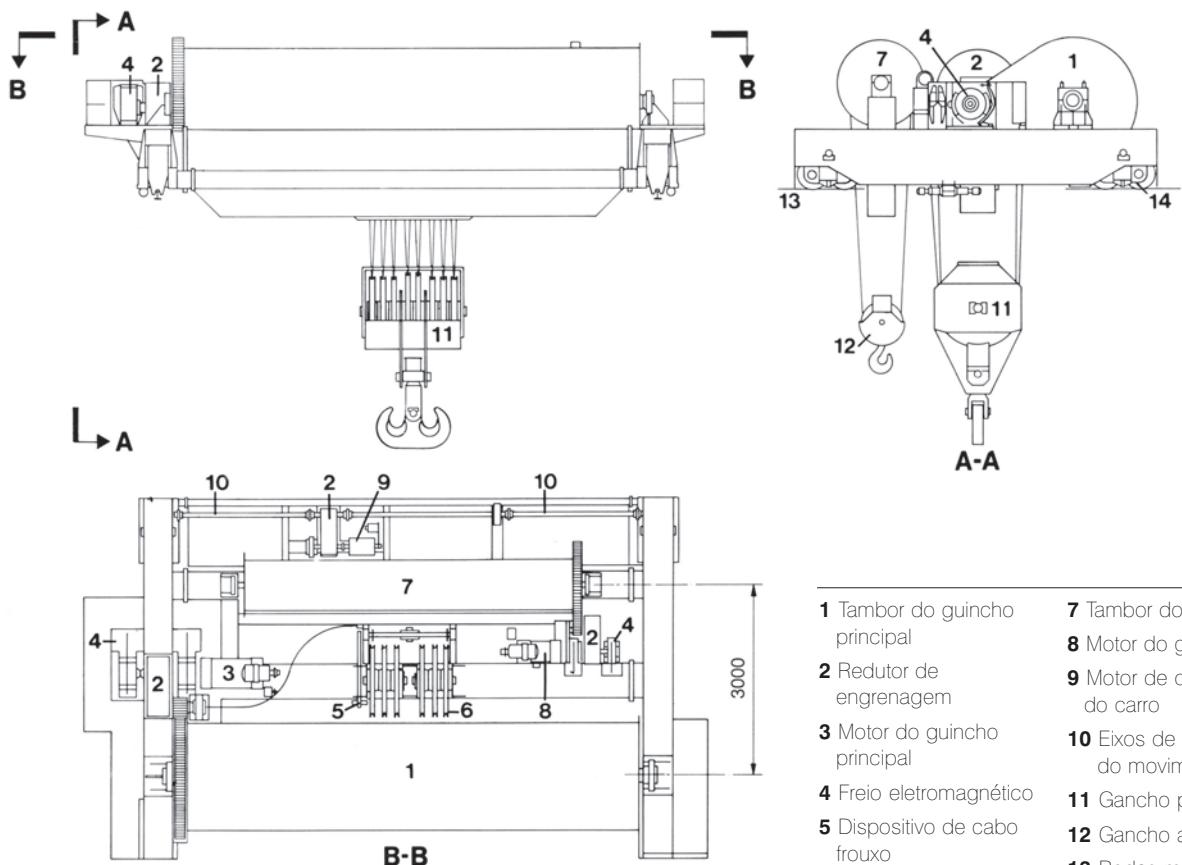


Fig. 13.34 Ponte rolante de 1 MN – guinchos principal e auxiliar

- | | |
|---|--|
| 1 Tambor do guincho principal | 7 Tambor do guincho auxiliar |
| 2 Redutor de engrenagem | 8 Motor do guincho auxiliar |
| 3 Motor do guincho principal | 9 Motor de deslocamento do carro |
| 4 Freio eletromagnético | 10 Eixos de acionamento do movimento do carro |
| 5 Dispositivo de cabo frouxo | 11 Gancho principal |
| 6 Polias intermediárias do guincho principal | 12 Gancho auxiliar |
| | 13 Rodas motrizes |
| | 14 Rodas livres |

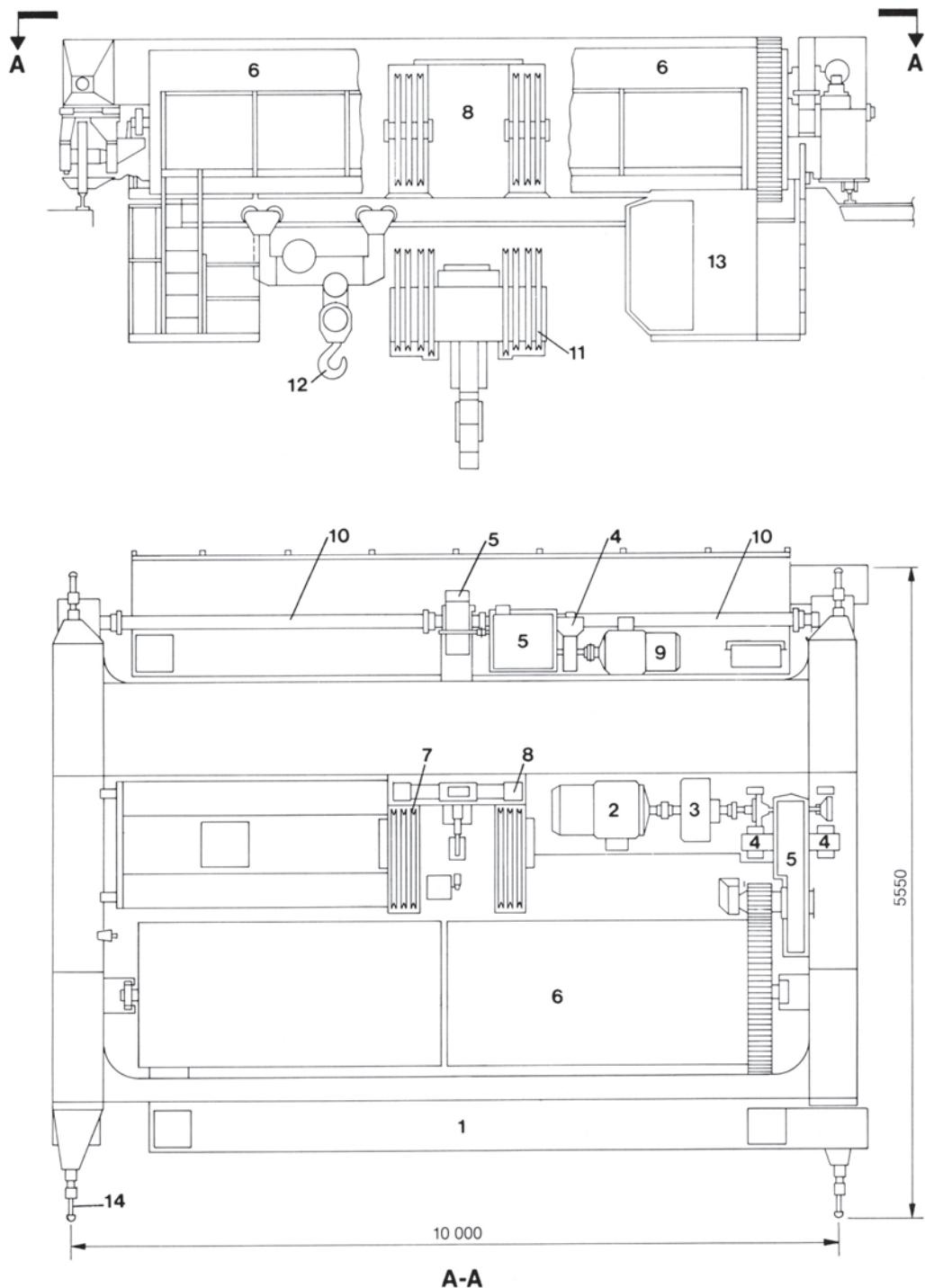


Fig. 13.35 Ponte rolante da galeria dos transformadores elevadores principais – arranjo geral

- | | | | |
|-------------------------------------|--|--------------------------------------|---------------------------------------|
| 1 Estrutura da ponte | 5 Redutor de engrenagem | 8 Viga de ponto fixo | 11 Cadernal e gancho principal |
| 2 Motor do guincho principal | 6 Tambor do cabo do guincho principal | 9 Motor de movimento da ponte | 12 Guincho auxiliar |
| 3 Freio dinâmico | 7 Polias intermediárias | 10 Eixo de acionamento | 13 Cabine de controle |
| 4 Freio eletromagnético | | | 14 Para-choque hidráulico |

Pontes rolantes da galeria de SF₆

As duas pontes que operam ao longo do comprimento da galeria de SF₆ foram fabricadas pela Pohlig-Heckel e são usadas na manutenção geral do equipamento de SF₆. Os trilhos das pontes estão na El. 139 e barras condutoras abaixo das pontes na parede de montante da galeria suprem energia em 460 V, 50 Hz até a U9A e 60 Hz da U9A até o bloco V1. Ambas as pontes podem operar em ambas as frequências, havendo manobra automática dos circuitos conforme a ponte passa entre os dois setores.

A Fig. 13.36 mostra o arranjo geral das pontes. A ponte é montada sobre quatro rodas (uma em cada canto), uma roda em cada trilho é acionada por um motor de c.a. de velocidade variável através de um redutor de engrenagem. Um carro de quatro rodas leva o guincho sobre trilhos montados na ponte, sendo um jogo de rodas acionado por um motor de c.a. através de um redutor de

engrenagem e eixos bipartidos. O tambor único do guincho principal é acionado por um motor de c.a. de velocidade variável através de um redutor de engrenagem.

Tanto o motor do movimento da ponte quanto o motor do guincho são acoplados a freios dinâmicos. O mecanismo do guincho também tem dois freios eletro-hidráulicos, e o mecanismo do movimento tem um. O controle da velocidade é feito por resistência variável do rotor combinado com a ação dos freios dinâmicos.

Fixado a cada extremo do tambor, o cabo do guincho principal passa por uma polia de cada lado do gancho e pela polia de compensação.

Guindastes de pórtico de 1,4 MN

Operando fora da casa de força, a jusante, na El. 144, os guindastes de pórtico de 1,4 MN são usados para manusear os stoplogs dos tubos de sucção. Embora de capacidade e altura diferentes, o projeto básico é muito

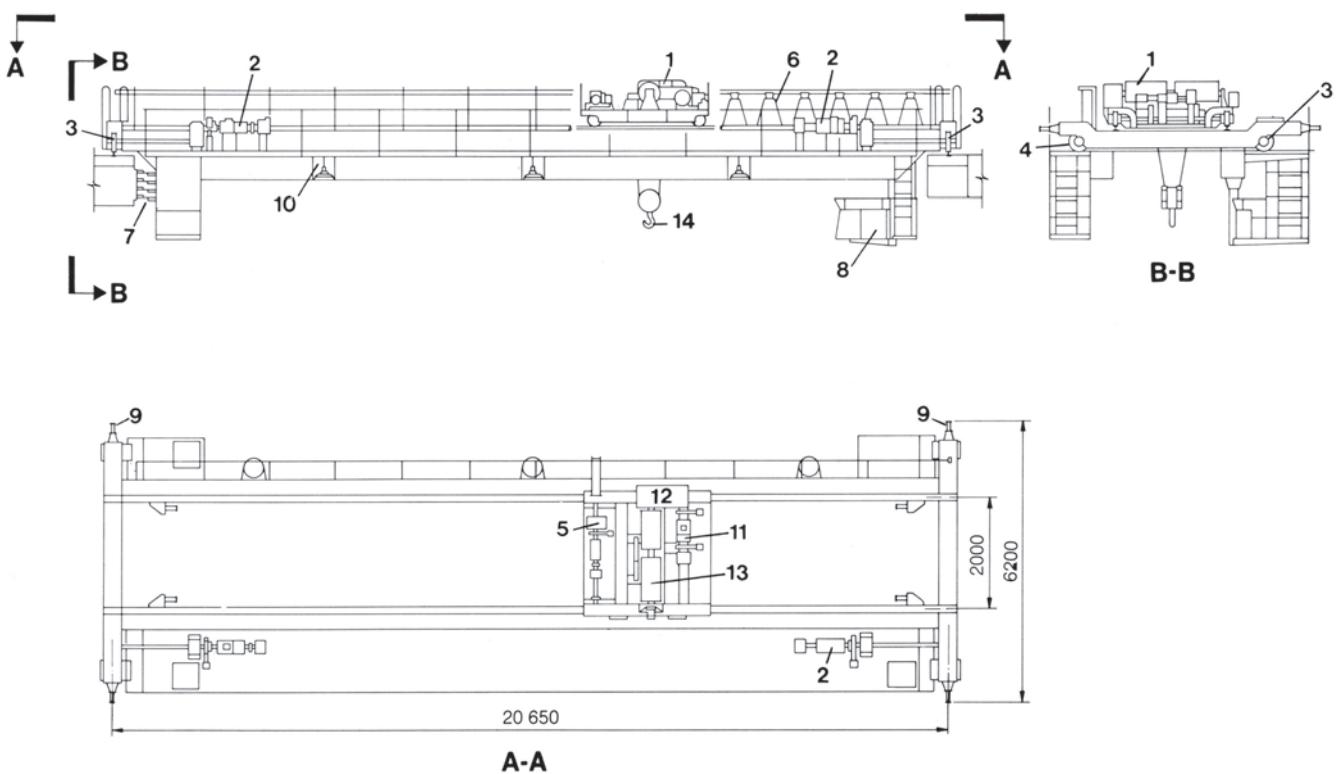


Fig. 13.36 Ponte rolante da galeria do SF₆ – arranjo geral

1 Guincho principal e carro

2 Mecanismo de deslocamento da ponte

3 Rodas motrizes

4 Rodas livres

5 Mecanismo de movimento do carro

6 Cabo de alimentação

7 Alimentação elétrica

8 Cabine de controle

9 Para-choques

10 Luzes

11 Motor de c.a. de

deslocamento do carro

12 Redutor de engrenagem

13 Tambor do guincho

14 Gancho

semelhante ao do guindaste de pórtico do vertedouro descrito no capítulo 8. Ambos foram fabricados pelo mesmo fabricante, Equipamentos Villares S.A. Como pode ser visto no arranjo geral mostrado na Fig. 13.37, as diferenças de arranjo no projeto são as seguintes:

- O pórtico de 1,4 MN corre em quatro jogos de duas rodas sobre cada trilho. Cada jogo é similar aos do guindaste do vertedouro, bem como o trem de açãoamento.
- O mecanismo do guincho é levado num carro que permite movimento transversal dos stoplogs entre a armazenagem e os ranhuras dos tubos de sucção. O carro roda em quatro rodas, duas sendo acionadas por um motor de c.a. de velocidade variável através de um redutor de engrenagem e eixo bipartido.
- Os motores do guincho são equipados com freios dinâmicos, ver Fig. 13.38
- Cada um dos tambores tem um só cabo, com uma ponta fixada ao tambor. Depois de passar por seis polias no gancho e cinco polias fixas, o cabo é preso a uma viga de ponto fixo que incorpora os dispositivos de sobrecarga e cabo frouxo.

ELEVADORES

Elevadores de passageiros

O arranjo dos elevadores na casa de força e na barragem principal é mostrado na Fig. 13.39. Detalhes dos elevadores são dados na Tabela 13.4. Todos os elevadores, exceto os dois elevadores de carga localizados nas áreas de montagem, são tipicamente do tipo de passageiros e são usados para levar pessoal e equipamento leve. As características relevantes dos elevadores de passageiros são:

- Projeto e construção pela norma brasileira ABNT-P-NB-30/1977 – Construção e instalação de Elevadores – Procedimentos.
- Cabos dos elevadores – Seale tipo 8x19 com alma de fibra.
- Acionamento Ward Leonard motor/generator, 440 V trifásico, partida em linha.
- Freios eletromecânicos.
- Portas com visor.
- Elevadores forrados internamente com chapa de aço inoxidável.
- Portas de saída de emergência em níveis selecionados, a cada 20,8 m.

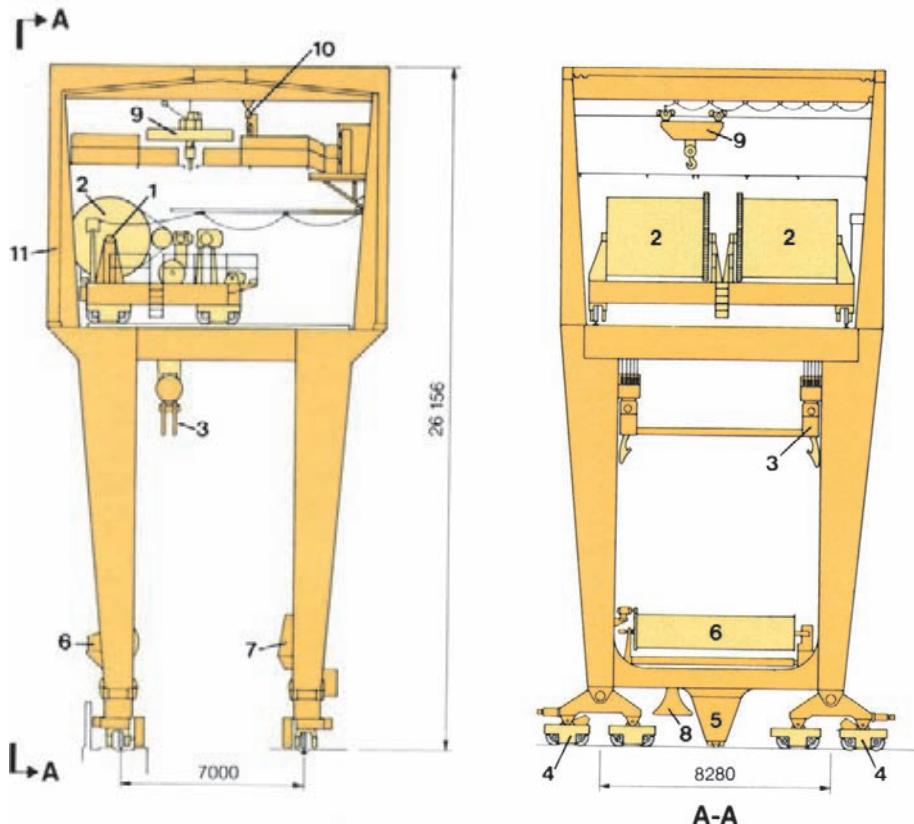


Fig. 13.37 Guindaste de pórtico de 1,4 MN – arranjo geral

- 1 Guincho principal
- 2 Tambor do guincho principal
- 3 Viga de içamento
- 4 Mecanismo de movimento do guindaste
- 5 Travamento do movimento do guindaste
- 6 Tambor do cabo elétrico
- 7 Cabine de controle
- 8 Guia do cabo elétrico
- 9 Guincho de manutenção
- 10 Talha de manutenção
- 11 Alojamento

As cabines são equipadas com ventilador, luzes fluorescentes, indicador de posição e telefone.

Dispositivos para movimentação manual do elevador na casa de máquinas, no caso de uma emergência.

Amortecedores de choque no fundo do poço do elevador, para a cabine e o contrapeso.

Todos os elevadores de passageiros foram fornecidos pela Indústrias Villares S.A., Brasil.

Elevadores de carga

Os elevadores de carga nas áreas de montagem são usados para transportar equipamento pesado, inclusive caminhões carregados, para as galerias de jusante nas El. 98,5, 108, 115, 122, 127,6 e 133,2.

A entrada para os elevadores é da estrada na El. 144.

O projeto dos elevadores de carga seguiu:

Norma ABNT-P-NB-283 – Aparelhos de levantamento – Norma para cálculo (1976).

- FEM – Fedération Européenne de la Manutention – Section Règles pour le calcul des appareils de levage (1970)
- ABNT-P-NB-30/1974 – Construção e instalação de Elevadores – Procedimentos

Detalhes, estruturas e mecanismos foram especificados pela ABNT-P-NB-283:

- Estruturas. Utilização classe B, estado 2, grupo 4.
- Guincho – Classe de funcionamento VI, estado 2, grupo 4m.

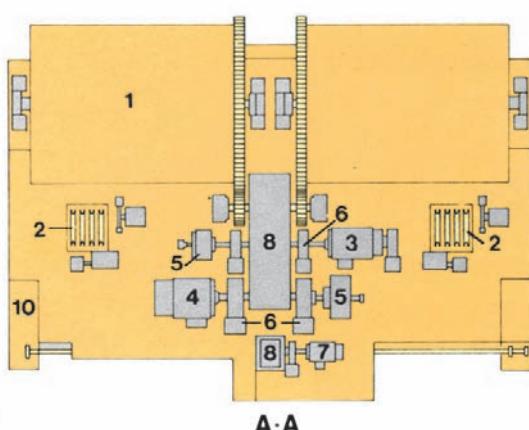
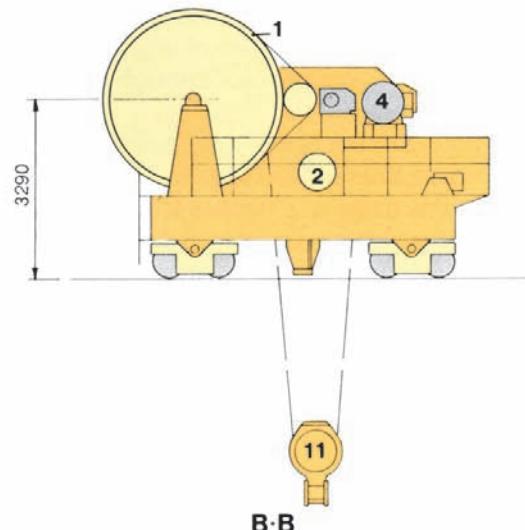
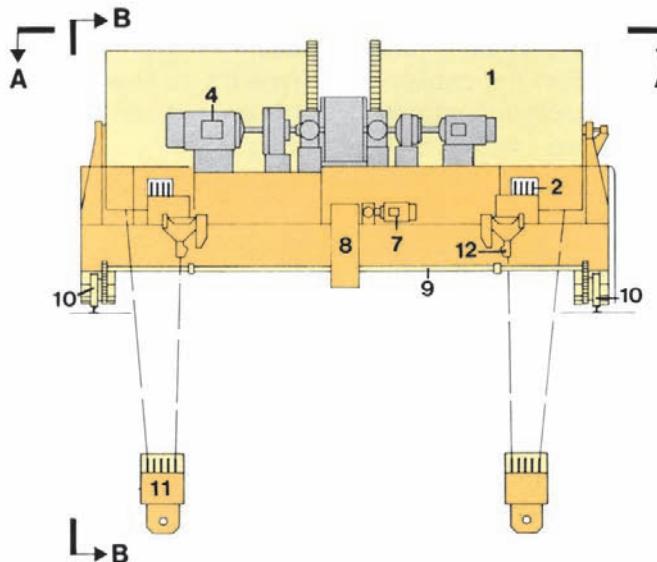


Fig. 13.38 Guindaste de pórtico de 1,4 MN – guincho principal e carro

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 1 Tambor do guincho principal | 6 Freio eletromagnético |
| 2 Rodas motrizes | 7 Motor de movimento do carro |
| 3 Motor de alta velocidade | 8 Redutor de engrenagem |
| 4 Motor de baixa velocidade | 9 Eixo de acionamento |
| 5 Freio dinâmico | 10 Cadernais |
| | 11 Ponto fixo |
| | 12 Ponto fixo |

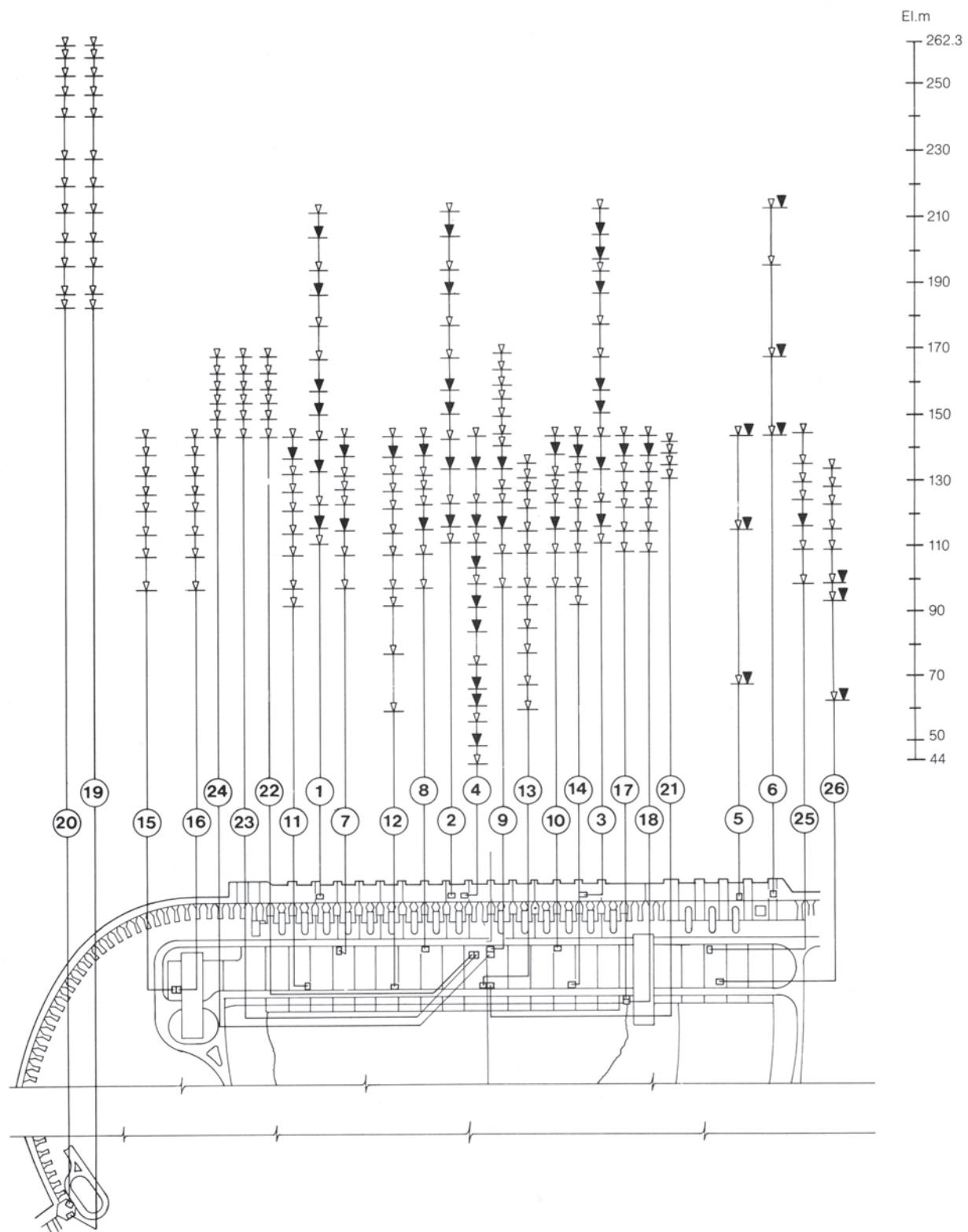


Fig. 13.39 Arranjo dos elevadores na casa de força e barragem

Identificação do elevador

Portas de emergência

Paradas

Tabela 13.4 Elevadores de passageiros

Elevador número	Localização	Capacidade nominal	Velocidade (m/min)
E1	Barragem Principal F5/6	20 passageiros ou 14000 N	105
E2	Barragem Principal F17/18	20 passageiros ou 14000 N	105
E3	Barragem Principal F29/30	20 passageiros ou 14000 N	105
E4	Barragem Principal F17/18	20 passageiros ou 14000 N	105
E5	Estrutura de desvio H9/10	14 passageiros ou 9800 N	105
E6	Estrutura de desvio H14	17 passageiros ou 11900 N	105
E7	Casa de força U4	17 passageiros ou 11900 N	105
E8	Casa de força U8	17 passageiros ou 11900 N	105
E10	Casa de força U13	17 passageiros ou 11900 N	105
E9	Casa de força U9A	14 passageiros ou 9800 N	105
E11	Casa de força U2	14 passageiros ou 9800 N	105
E14	Casa de força U13	14 passageiros ou 9800 N	105
E12	Casa de força U6	14 passageiros ou 9800 N	105
E13	Casa de força U9A	14 passageiros ou 9800 N	105
E15	Casa de força AMD1	42 passageiros ou 29400 N	105
E16	Casa de força AMD1	42 passageiros ou 29400 N	105
E17	Casa de força AMC1	42 passageiros ou 29400 N	105
E18	Casa de força AMC1	42 passageiros ou 29400 N	105
E19	Torre do mirante do vertedouro	25 passageiros ou 17500 N	105
E20	Torre do mirante do vertedouro	25 passageiros ou 17500 N	105
E21	Casa de força U10	8 passageiros ou 5600 N	60
E22	Casa de força U9A Edifício da Produção	14 passageiros ou 9800 N	105
E23	Casa de força U9A Edifício da Produção	14 passageiros ou 9800 N	105
E24	Casa de força U10 Edifício da Produção	17 passageiros ou 11900 N	105
E25	Casa de força U17	17 passageiros ou 11900 N	105
E26	Casa de força U17	17 passageiros ou 11900 N	105

- Coeficiente de segurança para o cabo: 12.
- Mecanismo de operação da porta – Classe de funcionamento VI, estado 3, grupo 2m.

As características básicas dos elevadores de carga são:

Capacidade nominal	300kN
Número	2
Localização	
Área de montagem direita	1
Área de montagem central	1
Dimensões internas do carro	
Comprimento	4 m
Largura	12,75 m
Altura	4,5 m
Altura de elevação	46,1 m
Elevações máxima e mínima servidas	144,6m / 98,5m
Número de paradas	6
Velocidade máxima	0,12 m/min
Velocidade mínima	3 m/min

O arranjo geral do elevador de carga da área de montagem central é mostrado na Fig. 13.40. O acesso ao elevador desde a El. 144 é pela porta lateral de 4 m de largura e 4,5 m de altura. A saída, na elevação escolhida, para a casa de força é feita por uma porta similar, do outro lado, assim facilitando a entrada e saída dos caminhões. Existem portas duplas na El. 144, que fecham a abertura total de 4,5 m e assim protegem a entrada para a casa de força. Nos andares da casa de força as portas simples protegem somente os dois metros inferiores da abertura. As portas são fabricadas com cantoneiras de aço doce soldadas e fechadas com tela de arame. Em cada elevação as portas são abertas e fechadas automaticamente por cabos puxados por polias acionadas por um motor elétrico com redutor de engrenagem e eixos bipartidos montados acima das portas.

A plataforma do elevador é feita de suportes de treliça de aço doce soldada, com um piso de chapa xadrez e proteção lateral de chapa de aço com 2 m de altura. No topo da estrutura ficam quatro jogos de duas polias pelas quais correm os cabos de suspensão do guincho principal. Cada jogo de duas polias é ligado a uma viga pivotada central (uma em cada lado) e qualquer diferença na tensão dos cabos entre duas polias inclina a viga e,

por meio de chaves limite, para o elevador.

Quatro servomotores hidráulicos, em cada canto da plataforma, operam pinos horizontais cilíndricos que se encaixam em suportes de aço embutidos no concreto, em todas as elevações servidas pelo elevador. Isto firma o elevador durante o carregamento e é tudo operado automaticamente quando o elevador para ou parte. Óleo sob pressão para os servomotores é fornecido por uma bomba montada na plataforma.

A plataforma é guiada por rodas lubrificadas com graxa, girando em trilhos presos às paredes laterais do poço do elevador. Duas das guias têm rodas únicas girando contra uma placa plana, e firmam o elevador em uma direção, enquanto as outras duas têm três rodas cada uma, girando contra um trilho saliente, e firmam o elevador em ambas as direções (lateral e transversalmente).

Seis amortecedores de mola montados no fundo do poço na El. 93,5 protegem a plataforma do elevador no caso de ultrapassar a parada.

O mecanismo do guincho principal fica em uma sala acima do elevador, na El. 152,5, ver a Fig. 13.41.

Acima do mecanismo do guincho principal há uma ponte rolante de 50 kN, para montagem e manutenção. Essa ponte tem um guincho movido a motor elétrico (440 V, 50 Hz na área de montagem direita, 60 Hz na área de montagem central) e movimento manual da ponte e do carro.

Dois motores elétricos são usados para mover o guincho principal, um para movimento rápido e o outro para movimento lento (*inching*) (engatado automaticamente quando a plataforma se aproxima da elevação escolhida). A velocidade de ambos os motores é controlada por resistências do rotor (para partida e parada) e ambos são equipados com dois freios eletromagnéticos cada um. Através de um redutor de engrenagem partilhado, os motores acionam eixos bipartidos que rodam os quatro tambores do mecanismo de içamento, via trem de engrenagens. Cada tambor leva dois cabos cujos extremos são presos por placas aparafusadas ao tambor. Os cabos são enrolados no tambor e então passam por uma das polias na estrutura superior da plataforma, antes de terminar num ponto fixo montado no chão da sala do guincho. Uma célula de carga (*load cell*) na montagem indica sobrecarga e bloqueia a operação do elevador.

Os elevadores de carga foram fabricados pela Pohlig-Heckel do Brasil S.A.

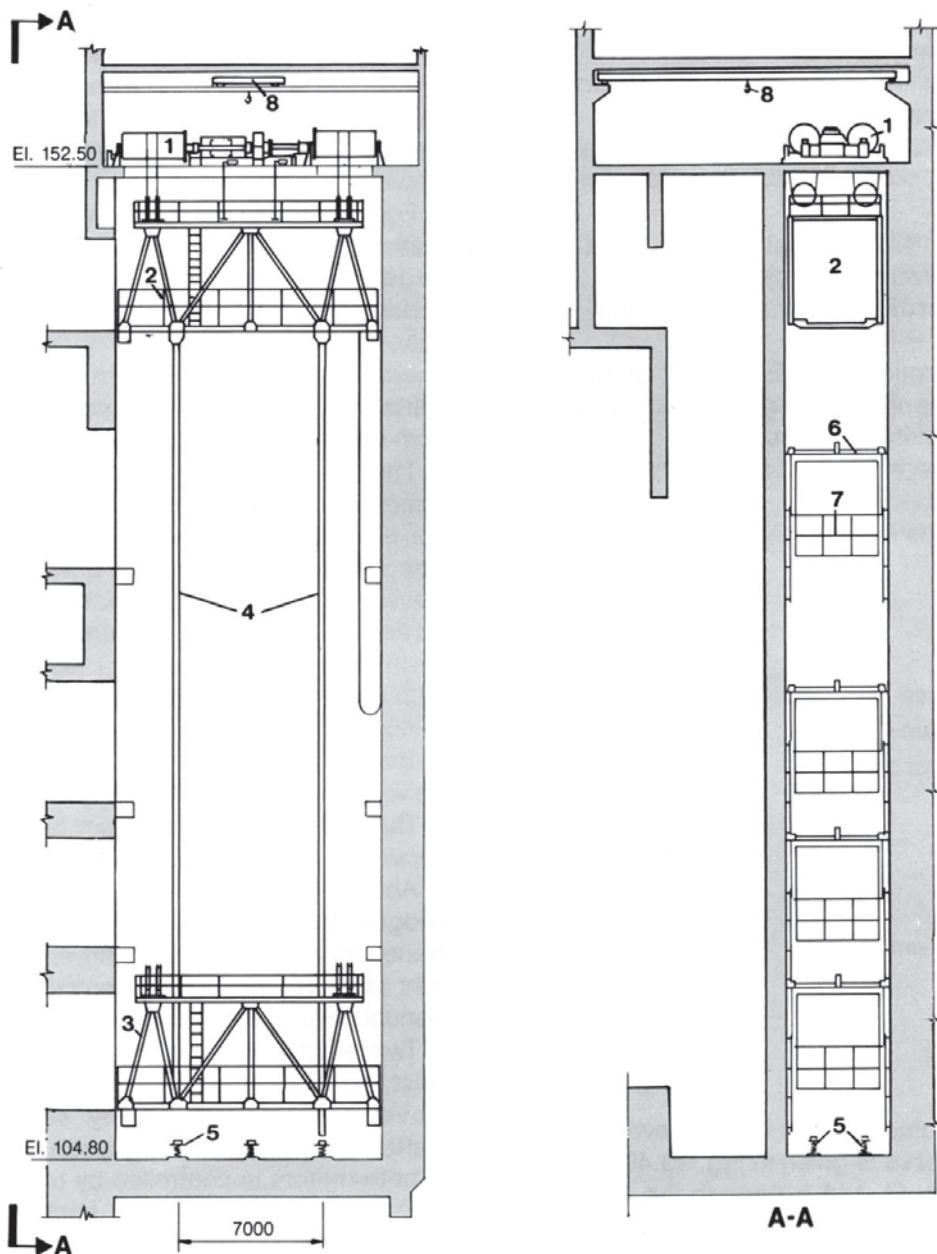
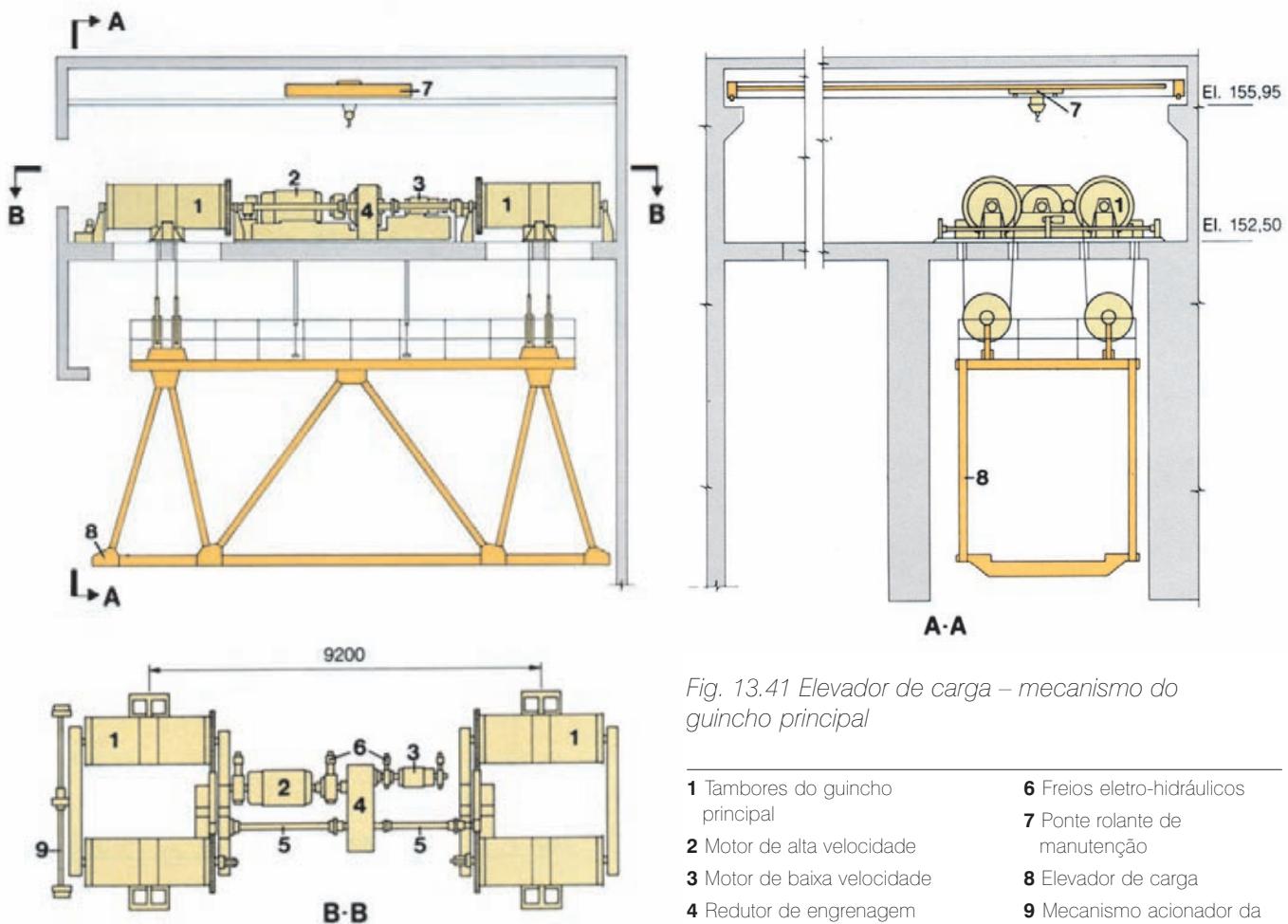


Fig. 13.40 Arranjo geral do elevador de carga – área de montagem central

- 1** Mecanismo do guincho
- 2** Elevador de carga na posição superior
- 3** Elevador de carga na posição inferior
- 4** Trilhos de guia
- 5** Amortecedores
- 6** Mecanismo para levantar a porta de segurança
- 7** Porta de segurança
- 8** Ponte rolante de manutenção



SISTEMAS ELÉTRICOS DE FORÇA

SISTEMAS DE CORRENTE ALTERNA

As fontes básicas de alimentação elétrica para os vários sistemas auxiliares do projeto, incluindo as áreas da casa de força, da tomada d'água, do vertedouro e da barragem, estão localizadas na casa de força, à exceção da subestação da margem direita, que obtém suas alimentações elétricas básica e de emergência de equipamentos da própria subestação.

Dois sistemas separados estão instalados, um para as cargas do projeto de 50 Hz e outro para 60 Hz. A Fig. 13.42 mostra em forma simplificada o diagrama unifilar

dos sistemas elétricos auxiliares. Os sistemas elétricos auxiliares foram projetados para serem autossuficientes, isto é, independentes de redes elétricas externas. Algumas alimentações externas estão previstas, mas são redundantes e não essenciais para o funcionamento correto e confiável dos sistemas auxiliares.

FONTES DE SUPRIMENTO DE ENERGIA AUXILIAR

Fontes principais

As fontes principais de suprimento da energia auxiliar são as próprias unidades geradoras. A força é gerada em 18 kV, transformada para 525 kV, introduzida no equipamento de manobra isolado a gás SF₆ (GIS) num esquema de

barra dupla e então baixada para 13,8 kV pelo banco de transformadores de 45 MVA composto de três transformadores monofásicos mais um reserva ligado por manobra de barramento. Dois bancos assim são providos, um para o setor de 50 Hz (TA-01) e um para o de 60 Hz (TA-02); resulta que qualquer das nove unidades geradoras de cada setor pode suprir energia para o banco de transformadores auxiliares.

A potência de 45 MVA é suficiente para suprir todas as cargas de um setor de frequência, inclusive os auxiliares da unidade geradora; entretanto, por razões de confiabilidade, cada unidade geradora supre seus próprios auxiliares via transformador de 18 kV-460 V (TAU-1 a 9 e TAU-10 a 18) após a sua partida.



Transformador de serviço auxiliar

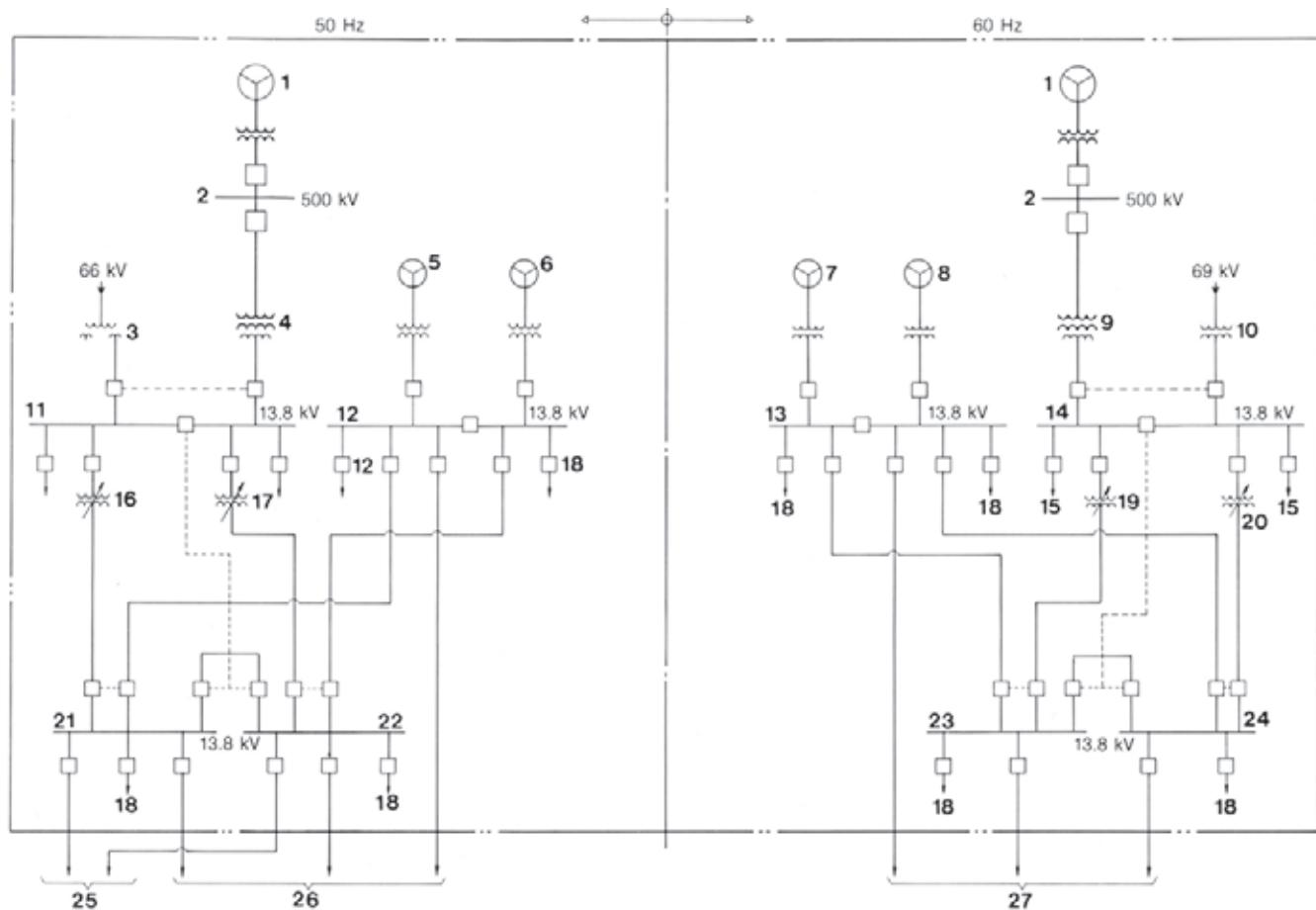


Fig. 13.42 Sistemas de energia elétrica auxiliar

1 Gerador (típico)	6 GD-02 (diesel)	11 QA-01	17 TD-02	22 QP-02
2 Subestação de SF ₆	7 GD-03 (diesel)	12 CS-01	18 Para cargas na casa de força	23 QP-03
3 TB-01	8 GD-04 (diesel)	13 CS-02	19 TD-03	24 QP-04
4 TA-01	9 TA-02	14 QA-02	20 TD-04	25 Para o sistema auxiliar de 50 Hz do vertedouro
5 GD-01 (diesel)	10 TB-02	15 Reserva	21 QP-01	26 Para o sistema auxiliar de 50 Hz da barragem
		16 TD-01		27 Para o sistema auxiliar de 60 Hz da barragem

No setor de 50 Hz o banco de transformadores de 525 kV (TA-01) não pode ser energizado pelo sistema externo porque o sistema de ATCC (*HVDC*) é unidirecional, com a energia fluindo somente para fora de Itaipu. A energização pelo sistema da Ande através de transformação 220/525 RV não é possível por causa da excessiva capacidade dos circuitos de 500 kV e possível risco de ferroressonância, junto com a potência relativamente pequena dos geradores da usina de Acaray da Ande.

No setor de 60 Hz o banco de transformadores de 525 kV (TA-02) pode ser energizado pelo sistema de 500 kV desde que a primeira subestação intermediária, Ivaiporã, na linha de 765 kV do sistema de transmissão de Furnas tenha conectadas cargas e geração.

Fontes de reserva (externas)

No setor de 50 Hz uma fonte externa de energia origina-se nas barras de 220 kV da Usina de Acaray da Ande. Na subestação da margem direita há transformação de 220 para 66 kV e uma interligação com a casa de força de Itaipu via cabos subterrâneos de 66 kV. Na casa de força de Itaipu existe um transformador trifásico de 45 MVA, 66 – 13,8 kV, (TB-01). Embora basicamente a interligação de 66 kV sirva como suprimento de reserva para a casa de força de Itaipu, ela pode ser usada para transmitir um suprimento limitado na direção oposta, para a subestação da margem direita e daí atravessando o rio para a estação conversora de Foz do Iguaçu como força de reserva auxiliar para os conversores. No setor de 60 Hz o suprimento externo equivalente vem da subestação da Copel localizada na margem esquerda, via um circuito de transmissão de 69 kV e um transformador trifásico de 69 – 13,8 kV, 41,6 MVA (TB-02) na casa de força.

Suprimentos diesel de emergência

As fontes de emergência compreendem quatro geradores diesel, cada um de 5,25 MVA, dois para cada setor de frequência (GD-01/02 para 50 Hz e GD-03/04 para o setor de 60 Hz). A tensão nos terminais do gerador diesel de 6,9 kV é elevada para 13,8 kV por um transformador auxiliar delta-Y aterrado. Os geradores diesel estão localizados na El. 127, jusante da casa de força, nas áreas de montagem direita e central. Normalmente os geradores diesel não são ligados em paralelo, mas há provisão para isto em caso de necessidade.

Detalhes dos grupos diesel e critérios de classificação das cargas são dados adiante neste capítulo.

CONFIABILIDADE DAS DIVERSAS FONTES DE ENERGIA

A confiabilidade da fonte principal é função do número de unidades geradoras disponíveis para operação e energização das barras de 500 kV. Com nove unidades geradoras em operação a disponibilidade desta fonte aproxima-se de 100%. Entretanto, o suprimento aos sistemas de 13,8 kV pode ainda ser perdido devido a falhas:

- No alimentador SF₆ de 500 kV para o transformador auxiliar (TA-01/02).
- Em ambas as barras de 500 kV SF₆.
- No banco de transformadores auxiliares.
- Na interligação de 13,8 kV entre os TA e o respectivo equipamento de manobra (QA-01/02)

Os bancos de transformadores (TA-01 e TA-02) têm unidades de reserva ligadas por meio de "jumpers" que permitem a substituição, em caso de defeito, de qualquer uma das unidades monofásicas pela reserva sem necessidade de remover a unidade defeituosa. O tempo estimado de religação é de cerca de três horas.

Assim, devido às redundâncias incorporadas e tipos de equipamento selecionados, a disponibilidade final desta fonte na barra de 13,8 kV é estimada na ordem de 99%.

A confiabilidade do suprimento de 66 kV desde a subestação da margem direita é muito mais baixa, já que reparos no cabo de 66 kV ou no transformador trifásico de 45 MVA tomam tempo considerável.

Isto é um tanto aliviado por um cabo reserva monofásico, completo com buchas terminais, na mesma canaleta que os três outros. Assim a substituição de um cabo defeituoso, e portanto o tempo fora de serviço, é reduzido.

A confiabilidade da fonte externa no setor de 60 Hz é semelhante à do setor de 50 Hz.

O suprimento de emergência pelos dois geradores diesel de 5,25 MVA para cada setor de frequência torna a confiabilidade do suprimento de energia auxiliar 100%. Cada gerador diesel, no seu setor de frequência, tem a capacidade de alimentar sozinho todas as cargas críticas da casa de força e barragem e dar partida a qualquer unidade geradora.

ALIMENTAÇÃO DOS AUXILIARES DAS UNIDADES GERADORAS

Centros de controle de motores da unidade

Cada unidade geradora possui um centro de controle de motores de 460 V (UMCC) que alimenta todos os auxiliares da unidade.

Com o gerador parado, o UMCC pode ser energizado pelas fontes de energia normal e de emergência associadas ao sistema auxiliar de 13,8 kV. Quando o UMCC é suprido por uma das fontes normais reguladas, um transformador de 1.500 kVA é alimentado pelo equipamento de manobra de 13,8 kV (QP-01/02 ou QP-03/04). Quando alimentado pelos geradores diesel, o UMCC é suprido por um transformador de 1.000 kVA.

Com o gerador rodando, uma fonte é obtida dos terminais do gerador em 18 kV. Esta é baixada para 460 V por um banco de transformadores monofásicos de 1.500 kVA (TAU 1 a 18).

O suprimento pelo gerador é a fonte preferencial porque uma falha no sistema auxiliar compartilhado afeta mais de uma unidade. Esta fonte, entretanto, não está disponível até que a unidade geradora esteja na velocidade e tensão nominais.

Portanto a unidade deve ser sempre posta em serviço ou parada com o UMCC alimentado por uma das outras fontes, e em seguida automaticamente transferido, dependendo da tensão no gerador, para ou da fonte do gerador. Esta transferência pode ser feita manualmente com as chaves seletoras nas salas de controle local e central.

Durante uma rejeição de carga numa unidade, uma sobrevelocidade e (porque em certos casos a excitação do gerador permanece ligada) uma sobrefreqüência de até 45% ocorrem no equipamento alimentado pelo UMCC. Os motores e sistemas associados são projetados para suportar a sobrevelocidade máxima, sem qualquer dano ou desligamentos desnecessários pela proteção de sobrecarga, e assim não são desligados. A única exceção nisto são os motores das bombas de água pura de resfriamento do gerador. Por haver uma possibilidade de surgirem pressões perigosamente altas da água, a bomba que estiver rodando por ocasião de uma sobrevelocidade é desligada automaticamente a 110% da velocidade nominal e, após alguns segundos, quando a velocidade do gerador já é quase normal, é religada automaticamente.

Serviços essenciais

Os serviços essenciais requerem não apenas suprimentos de energia alternativos, mas também uma duplicação do equipamento, e são:

- Bombas de drenagem da tampa da turbina.
- Bombas de óleo do regulador de velocidade.
- Bombas de alta pressão de injeção de óleo do mancal de escora do gerador (para partida da unidade)
- Bombas de água pura de resfriamento do enrolamento do estator

Essas cargas têm um motor suprido pelo UMCC e um segundo por outra fonte do sistema auxiliar, via uma chave de partida de motor instalada próximo ao equipamento. Como a falha do sistema de alta pressão de óleo do gerador impede a partida da unidade turbina-gerador, a segunda bomba é suprida por um alimentador do outro setor de frequência.

A iluminação da sala central de controle é alimentada (por setor) com ambas as freqüências.

CLASSIFICAÇÃO DE CARGAS

A classificação das cargas é:

Classe I

Cargas que são essenciais para a integridade da casa de força e segurança do pessoal e do equipamento, tanto durante quanto depois de emergências. Elas são alimentadas por fonte normal, de reserva e de emergência por transferência rápida de fontes. Estão incluídos os sistemas de drenagem e anti-inundação, carregadores de baterias, telecomunicações, ar condicionado crítico e ventilação das salas dos geradores diesel, e iluminação crítica.

Os totais das capacidades instaladas são :

Setor	kW
50 Hz	5000
60 Hz	4000

Classe II

Cargas que são necessárias para a geração de energia. Incluem centros de controle de motores das unidades alimentando as bombas de óleo do regulador de velocidade da turbina, as bombas de drenagem da tampa da turbina, as bombas de injeção de óleo do mancal de escora,

refriamento da excitação, circulação de água pura do enrolamento do estator do gerador, bombas de resfriamento de óleo dos transformadores principais, elevadores da casa de força, iluminação normal, serviços auxiliares do SF₆ de 500 kV, "flashing" do campo dos geradores e ventilação e ar condicionado selecionados.

Os totais das capacidades instaladas são:

Setor	kW
50 Hz	21 000
60 Hz	20 000

Classe III

Cargas que asseguram a manutenção contínua das unidades e seus acessórios, e que também são importantes para o conforto do pessoal. São alimentadas somente por

fontes de nãoemergência e são automaticamente desligadas quando estas são perdidas e a alimentação é passada para fontes de emergência.

Os totais das capacidades instaladas são:

Setor	kW
50 Hz	12 000
60 Hz	14 000

SISTEMAS DE 13,8 kV

A tensão de 13,8 kV foi escolhida para a distribuição primária dos sistemas auxiliares devido à potência das cargas ligadas e às distâncias envolvidas. A Fig. 13.43 mostra um diagrama simplificado do sistema auxiliar de 50 Hz, o sistema de 60 Hz sendo semelhante.

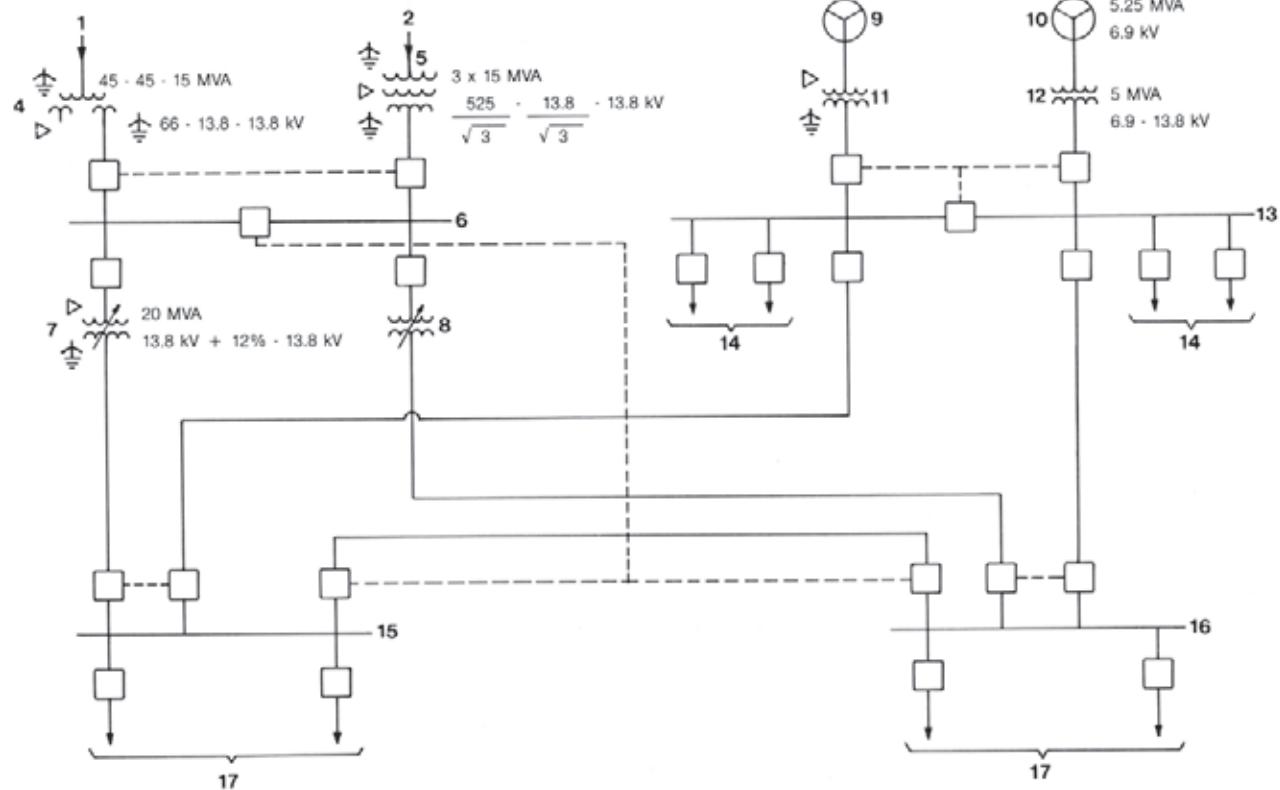


Fig. 13.43 Sistema auxiliar de 13,8 kV (50 Hz)

- | | | | |
|--|----------------------------------|-----------------------------------|--|
| 1 Fonte de reserva (da fonte externa, 66 kV) | 4 TB-01 | 9 GD-01 | 14 Para S/E unitárias, classe I |
| 2 Fonte principal (da S/E SF ₆ , 500 kV) | 5 TA-01 | 10 GD-02 | 15 Quadro de manobra QP-01 |
| 3 Grupos diesel | 6 Quadro de manobra QA-01 | 11 TS-01 | 16 Quadro de manobra QP-02 |
| | 7 TD-01 | 12 TS-02 | 17 Para S/Es unitárias (38 circuitos) |
| | 8 TD-02 | 13 Quadro de manobra CS-01 | |

Há seis conjuntos de equipamento de manobra de 13,8 kV para cada setor, sendo todos os conjuntos do tipo blindado (*metal-clad*).

As diferentes fontes de energia em 13,8 kV nunca devem ser postas em paralelo no equipamento de manobra. Existem intertravamentos de segurança, que só permitem conexões alternativas de alimentação, e resultam em operações de manobra simplificadas e confiáveis, já que não há necessidade de sincronização, levando à redução das correntes de curto-círcuito no equipamento e nos cabos. A única exceção é que os dois grupos diesel do mesmo setor podem alimentar o sistema sob controle manual.

Existe considerável redundância, de modo que a perda de um, ou mesmo mais, componente do sistema, como cabo, disjuntor, ou uma seção do equipamento de manobra, não causa perda de alimentação para as cargas essenciais da usina.

Na área de 50 Hz, o quadro principal de alimentação em 13,8 kV (QA-01), localizado na El. 144,6 tem duas seções principais de barramento com um disjuntor de interligação entre elas. Uma das seções é alimentada pelo banco de transformadores de 525-13,8 kV (TA), que tem potência de 45 MVA, e a outra pelo transformador trifásico de 66-13,8 kV (TB), fonte de reserva, com a mesma potência. A área de 60 Hz é semelhante, exceto quanto à fonte de reserva do sistema de 69 kV, que tem potência de 41,6 MVA.

Como as duas fontes não são postas em paralelo, o modo normal de operação é com o disjuntor de interligação fechado e ambas as seções do barramento alimentadas do 500 kV SF₆ através do disjuntor de entrada de 13,8 kV. Se esta fonte for perdida, o disjuntor de entrada é automaticamente aberto e a transferência para o 66 kV (ou 69 kV) é feita fechando automaticamente o disjuntor de entrada daquela fonte.

O retorno para a fonte principal, quando ela é restabelecida, também pode ser feita automaticamente. Os disjuntores de entrada são intertravados eletricamente e em operação automática, e são controlados por relés de subtensão. Com exceção do disjuntor de interligação, todos os disjuntores deste conjunto podem ser controlados manualmente, localmente ou remotamente desde a sala de controle central (painel ASP), desde a sala de controle local das unidades 1 e 2 ou 14 e 15 (painel ASLP) e desde o Scada. Existem chaves seletoras do modo de controle no quadro de manobra.

A transferência automática de fonte assegura que uma das fontes de plena capacidade estará sempre disponível.

No caso de falha interna no quadro de manobra, o disjuntor de interligação isolará o defeito, e a seção sem problema continuará a suprir as cargas auxiliares da usina sem interrupção.

As cargas alimentadas pelos quadros de manobra QA-01/02 são:

- Quadros de manobra QP-01/02 para 50 Hz
- Quadros de manobra QP-03/04 para 60 Hz

As fontes de suprimento para os quadros de manobra (QA) não têm regulação de tensão. Assim, os alimentadores para os quadros principais de cargas de 13,8 kV (QP), localizados na El. 133,2, são equipados com reguladores de tensão.

Os dois transformadores reguladores em cada setor (TD-01 e TD-02 no setor de 50 Hz e TD-03 e TD-04 no setor de 60 Hz) estão na El. 144,6. Eles mantêm a tensão nos quadros QP e compensam as variações na tensão das fontes. Também reduzem a magnitude das correntes de curto-círcuito nos sistemas de 13,8 kV e 460 V por introduzirem reatância adicional.

Os transformadores reguladores têm mecanismo de mudança de derivação (*tap changing*) em carga de 32 posições no enrolamento primário (delta). Isto dá uma faixa de 15,46 kV (12 derivações a 1%) a 11,04 kV (20 derivações a 1%) acima e abaixo da tensão nominal de 13,8 kV. A mudança de derivação pode ser automática ou controlada manualmente no local, ou remotamente das salas de controle local das unidades 1 e 2, e 14 e 15, ou ainda da sala de controle central. Os transformadores têm potência de 20/25 MVA e são do tipo “resfriado por circulação forçada de ar”. Os ventiladores de resfriamento podem ser controlados automaticamente por um dispositivo de réplica térmica, ou manualmente. Têm relés de temperatura do óleo, acumulação e pressão de gás.

Os quadros de manobra principais das cargas de 13,8 kV (QP) compreendem dois quadros separados, (QP-01/ QP-02) para o setor de 50 Hz e (QP-03/QP-04) para o de 60 Hz, cada um tendo seu próprio barramento principal, com dois disjuntores em série para formar o disjuntor de interligação e trinta e dois disjuntores de alimentadores. Um disjuntor único de interligação não foi utilizado devido à distância entre os dois conjuntos. Cada seção do quadro é alimentada por uma das fontes reguladas e pode também ser alimentada pelos grupos diesel de emergência. As duas fontes principais não são postas em paralelo e o modo normal de operação é com os disjuntores abertos e cada seção alimentada separadamente. Se houver a perda de

uma fonte, seu disjuntor pode ser aberto manualmente ou automaticamente. No modo automático a transferência é para a seção adjacente. Se as fontes normais forem perdidas, o quadro é ligado manualmente aos grupos diesel de emergência, de forma a se evitar que em caso de falha do quadro QA, os serviços auxiliares de cada frequência ficassem sem alimentação. Foi prevista uma nova alimentação para os quadros QP's diretamente dos transformadores TB's, conforme diagrama unifilar.

O quadro de emergência de 13,8 kV (CS), localizado na El. 133,2, tem duas seções na barra principal com um disjuntor de interligação entre elas. Cada seção é alimentada por um dos grupos diesel de 5,25 MVA (GD) através de um transformador de 6,9-13,8 kV (TS) também de 5,25 MVA. Se o segundo diesel está disponível, pode ser usado para alimentar cargas adicionais, ou separadamente ou depois de ser manualmente sincronizado com o primeiro.

O quadro de manobra (CS-01/02) alimenta em emergência as cargas críticas essenciais. Outras cargas, numa base seletiva, podem também ser alimentadas via quadros QP.

A capacidade dos grupos geradores diesel é suficiente para suprir as cargas de classe I. As cargas de classes II e III são desligadas, embora o operador possa ligar algumas cargas classe II aos grupos diesel, ver nota na Fig. 13.44.

O desligamento é normalmente automático, mas pode ser manual numa base seletiva.

Todos os conjuntos de quadros de 13,8 kV são blindados (*metal-clad*) e têm disjuntores blindados do tipo extraível. Os cubículos têm iluminação interna, aquecedores e receptáculos de tomadas. Seus auxiliares são alimentados por um circuito externo de 220 V c.a. Os circuitos de controle de 125 V c.c. são alimentados por dois alimentadores de c.c., um sendo o suprimento "normal", e o outro "reserva". Os motores dos disjuntores são supridos por alimentadores externos de 230 V, três fases, originados no painel KN-01/02.

A proteção dos alimentadores que saem e dos circuitos de alimentação, para defeitos entre fases ou fase-terra, é feita por relés de sobrecorrente com disparo instantâneo. O esquema de proteção em todo o sistema de 13,8 kV é inteiramente seletivo. A instrumentação inclui amperímetros, voltímetros para indicação da tensão da fonte e das barras, e transdutores para interface com o Scada.

Todos os disjuntores podem ser controlados manualmente no quadro de manobra. Os disjuntores das

fontes de alimentação são intertravados eletricamente para impedir o paralelo e também podem ser operados remotamente, da sala de controle local das unidades 1 e 2 para 50 Hz, das unidades 14 e 15 para 60 Hz, da sala de controle central, e do Scada. Os disjuntores dos alimentadores de cargas classe III são controlados pelo sistema automático de desligamento de cargas (*load shedding*).

SISTEMAS GERAIS DE 460 V c.a.

Os sistemas e equipamentos auxiliares do projeto são alimentados por sistemas trifásicos de 460 V, os quais provêm de sistemas de 13,8 kV via transformadores a seco. Em geral não há restrições quanto às cargas que podem ser ligadas, exceto para ligação aos grupos geradores diesel.

Os arranjos detalhados do equipamento de manobra variam para atender a cada subestação específica, mas em geral as subestações são padronizadas e têm os seguintes compartimentos:

Alta tensão (13,8 kV) com disjuntor e/ou chave desligadora. O disjuntor é do tipo extraível para 800 A, 500 MVA, 13,8 kV.

Transformador de 500 a 2000 kVA, trifásicos, 13,8 kV-460 V, autoresfriado, a seco.

Baixa tensão (460 V) com disjuntores secundários ou de interligação. Os disjuntores são do tipo extraível para 3200 A (a 1200 A), 50 kA, operados a motor.

Baixa tensão (460 V) com disjuntores para alimentadores. Os disjuntores são do tipo caixa moldada, 480 V, operados manualmente.

Tipos de painéis de 460 V

Há várias configurações para os painéis de 460 V, ditadas pela classe das cargas. A barra é normalmente dividida em duas ou três seções interligadas por disjuntores de interligação para facilitar o desligamento de cargas quando necessário.

As conexões das seções de barramento para as várias classes de carga são:

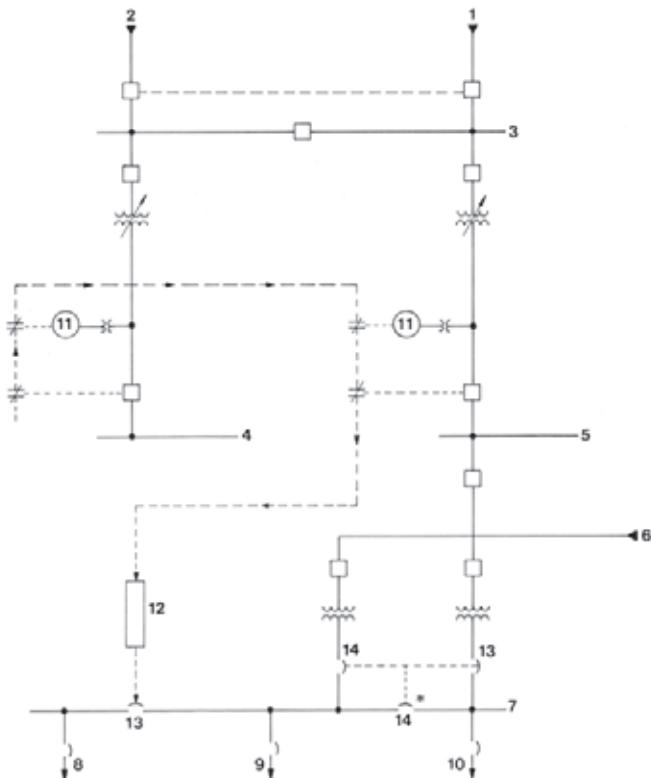
- Classe I. Uma fonte normal pelo quadro de manobra (QP) e uma fonte de emergência pelo quadro (CS).
- Classe II. Uma fonte normal (QP).
- Classe III. Para as barras adjacentes de classe I ou classe II.

As conexões a todas as fontes são feitas através de transformadores tipo seco 13,8 kV – 460 V via disjuntores.

Fig. 13.44 Diagrama do desligamento automático de cargas (load shedding)

- 1 Da fonte de reserva
- 2 Da fonte principal
- 3 Quadro de manobra QA-01
- 4 Quadro de manobra QP-01
- 5 Quadro de manobra QP-02
- 6 Dos grupos diesel
- 7 Subestação unitária 13,8 kV – 460 V (típica)
- 8 Cargas classe III
- 9 Cargas classe I
- 10 Cargas classe II
- 11 Relé de subtensão
- 12 Disparo
- 13 Normalmente fechado
- 14 Normalmente aberto

*Nota: Durante o desligamento de cargas, o disjuntor indicado com * permanece aberto. Entretanto, se necessário, o operador pode fechar manualmente e, portanto, ligar algumas cargas classe II aos grupos diesel.



Desligamento automático de cargas (load shedding)

Quando tanto a fonte principal quanto a reserva de alimentação auxiliar são perdidas, o desligamento automático de cargas ocorre até a potência da fonte de emergência.

Quando um gerador diesel passa a alimentar, todas as cargas de classe II e classe III devem ser desligadas. Isto é feito nos quadros de 460 V e é realizado pelo fechamento dos disjuntores do quadro CS. A Fig. 13.44 ilustra vários casos do desligamento automático de cargas.

Sobreexigência

Quando a alimentação vem dos geradores, uma rejeição de carga remota no sistema de transmissão de alta tensão pode resultar num aumento da frequência de até 45%. A maioria dos motores e sistemas associados são projetados para suportar a sobrevelocidade máxima.

SISTEMAS DE CORRENTE CONTÍNUA

Os sistemas de corrente contínua são normalmente usados para executar funções especialmente críticas de controle e proteção, sendo sua característica básica a completa independência, por um tempo limitado, de

fontes de alimentação externas. Baterias de acumuladores são usadas para este fim, e em condições normais elas ficam em "flutuação" no sistema, ou seja, a bateria é mantida plenamente carregada e as cargas ligadas são supridas por um carregador de bateria. Quando o suprimento de c.a. cai, ou a carga aumenta além da capacidade do carregador, a bateria assume o suprimento de toda ou de parte da carga ligada.

Na casa de força há um total de 12 grupos de baterias com seus carregadores, cada grupo consistindo de duas baterias e dois carregadores. Cinco desses grupos são para cargas das unidades geradoras, um grupo para cada quatro unidades. Os outros sete grupos são para iluminação de emergência da casa de força – um grupo para cada quatro unidades, um para a área de montagem direita e o último para a área de montagem central.

Existem sistemas de c.c. separados servindo a sala de controle central e o sistema de comunicações.

Os sistemas de c.c. são de dois fios não aterrados, o que contribui para sua confiabilidade, já que a ocorrência da primeira terra não requer imediato desligamento, mas é sempre detectada. As baterias são do tipo alcalino com tensão nominal de 125 V e são instaladas em estantes de metal nas várias salas de baterias.

Os carregadores de baterias são do tipo estático, alimentados ou do sistema de 50 Hz ou do 60 Hz em 460 V três fases via uma chave de transferência.

A seleção do modo de operação necessário, de carga de flutuação ou carga de equalização (automática ou manual) é feita no painel de controle do carregador. Quando em operação automática, a bateria é automaticamente retornada ao modo de flutuação depois de ser plenamente carregada e equalizada. A carga e equalização manual tem que ser supervisada continuamente até ser completada. Devido às altas tensões envolvidas, durante a equalização o carregador supre somente a sua bateria, com as cargas desligadas.

Os carregadores têm aquecedores internos, iluminação e receptáculos de tomadas que são alimentados por fontes externas auxiliares de 220 V.

Os painéis dos carregadores de bateria são divididos em três seções:



Geradores diesel de reserva

- Grupos retificadores de onda completa
- Disjuntores para alimentação dos vários painéis de distribuição
- Disjuntores para interligação com o outro carregador de bateria.

Há intertravamentos para impedir o paralelo de dois carregadores quando no modo de carga de equalização ou se estiverem fechados os disjuntores de cargas ou interligação. Os disjuntores são equipados com dispositivos que impedem sua remoção sob carga.

Principais características do equipamento:

Baterias

Tipo	Alcalino
Número de elementos	94
Tensão nominal	112,8 V
Tensão nominal do sistema	125 V
Tensão da carga de equalização	32 V
Capacidade	
Exceto nas áreas de montagem	700 Ah
Nas áreas de montagem	400 Ah

Carregadores de bateria

Tipo	Estático
Tensão nominal de entrada	460 V.c.a. trifásica (50 ou 60 Hz)
Tensão nominal de saída	125 V c.c.
Corrente nominal de saída:	
300 A c.c. (cargas das unidades geradoras)	
200 A c.c. (iluminação de emergência)	
100 A c.c. (iluminação de emergência nas áreas de montagem)	

GRUPOS GERADORES DIESEL DE EMERGÊNCIA

Os grupos geradores diesel de reserva estão localizados na El. 127 a jusante da linha D da casa de força, nas áreas de montagem direita e central, e compreendem o seguinte equipamento em cada instalação:

- Dois grupos geradores diesel, com as seguintes características:

Potência nominal	5,25 MVA
Fator de potência	0,8
Frequência	50 Hz (área de montagem direita) 60 Hz (área de montagem central)
Tensão	6,9 kV

- Dois transformadores de força trifásicos, 6,9 – 13,8 kV delta – Y, para elevar a tensão do gerador (6,9 kV) para a tensão do sistema auxiliar (13,8 kV)
- Um quadro de manobra de 13,8 kV (CS) com barra principal dividida e disjuntor de interligação, para a distribuição da energia de emergência.
- Área de armazenagem de combustível com dois tanques para armazenagem de óleo diesel filtrado, um tanque para óleo diesel filtrado, equipamento para filtragem e bombeamento.
- Ponte rolante para manuseio de peças do motor e do gerador.
- Cubículos de distribuição
- Sala de controle
- Equipamento de ar comprimido de partida
- Tubo de descarga do motor e silencioso.
- Sistema de resfriamento a água em ciclo fechado com trocadores de calor água / água de resfriamento da casa de força.

A água bruta de resfriamento é normalmente tomada do suprimento de água de resfriamento da casa de força. Se este não estiver disponível o suprimento virá de duas bombas de emergência tomando água no canal de fuga na El. 92.4.

- Circuito de óleo de lubrificação completo com tanques.

EXPERIÊNCIA DE OPERAÇÃO

Os transformadores a seco usados nos sistemas gerais de c.a. 460 V são isolados com epóxi, classe F, em número de oitenta unidades. Durante a operação, muitos falharam. Estudos e investigações minuciosos mostraram muitos defeitos de fabricação no isolamento. Considerando o equipamento como não confiável, a Itaipu resolveu comprar seis unidades de reserva de outro fabricante.

SERVIÇOS ELÉTRICOS GERAIS

SISTEMA DE ILUMINAÇÃO

Na casa de força o sistema consiste de seis subestações unitárias principais (QI) e um número de painéis auxiliares (CLF). As subestações (QI) recebem energia dos quadros

de manobra principais de 13,8 kV (QP-01/02 ou QP-03/04) e dos quadros de emergência CS-01/02. Cada subestação unitária tem transformadores a seco trifásicos, 13,8 kV-460/266 V, 1500 kVA (500 kVA de emergência) delta-Y aterrado, três barras suprem disjuntores de 460 V e vários disjuntores de alimentadores de saída suprindo os painéis CLF. Entre as seções do barramento há disjuntores para desligar as cargas de classe II e classe III.

Os painéis auxiliares (CLF) são equipados com transformadores secos trifásicos 460-230 V, de 300 kVA, com disjuntores de entrada e secundários. Os alimentadores do painel suprem os painéis locais de iluminação (QL).

A iluminação de emergência em corrente contínua é usada em locais estratégicos para assegurar a circulação segura do pessoal de operação.

Níveis de iluminação

Os níveis de iluminação, em lux, são os seguintes:

Sala de controle local	500
Salas contendo subestações de distribuição, centros de controle de motores, painéis e diversos equipamentos eletromecânicos	200
	200

Galerias de drenagem e inspeção

Geral	20
Áreas de instrumentos	200
Galerias de tubulações e inspeção	100
Poços de inspeção e seus acessos	10
Galerias e passagens na barragem principal	20

Crista da barragem

Geral	10
Áreas de acesso de veículos	20
Áreas externas à casa de força	10
Iluminação de emergência (c.c.)	5

Tipos de iluminação

Os seguintes tipos de iluminação são usados:

- Iluminação incandescente em áreas fechadas, como galerias, recessos, e também para iluminação de emergência.
- Iluminação fluorescente nas áreas onde são necessários altos níveis de iluminação para facilitar a supervisão e operação do equipamento, ou em

algumas áreas específicas, como as paredes do alojamento do gerador, onde as lâmpadas incandescentes são danificadas pela vibração da estrutura.

- Iluminação a vapor de mercúrio onde as luminárias devem ser instaladas na altura de 6 m ou mais e onde altos níveis de iluminação são necessários.

SISTEMA DE ATERRAMENTO

O sistema de aterramento compreende a casa de força, barragem principal e estrutura de desvio, barragem lateral da margem direita e vertedouro. O uso de cabos de baixa tensão entre as várias áreas obrigou a que o sistema de aterramento fosse solidamente interligado, para controlar os potenciais de terra e evitar falhas de isolamento e operação incorreta dos relés de proteção devidas a diferenças transitórias de potencial.

A filosofia geral aplicada no projeto do sistema de aterramento foi que toda peça metálica, independentemente de sua localização, deve ser ligada ao sistema de aterramento.

A resistência geral do sistema foi calculada em 0,254 Ω , o que foi confirmado por medições. Este valor é satisfatório para o funcionamento adequado das várias proteções e controle das sobretensões. Não há interligação direta entre a malha de terra da casa de força e as malhas de terra das subestações da margem direita e da esquerda, embora os cabos de terra das linhas de transmissão sejam contínuos. As funções de controle e proteção associadas com as subestações são executadas via canais de micro-ondas e onda portadora.

A malha de terra colocada sob a casa de força é feita de cabos de cobre de 1.000 kcmil, com subidas verticais de 1.000 kcmil colocadas em cada bloco estrutural. Placas de terra embutidas estão colocadas em várias localizações e elevações, de modo que ligações de terra possam ser feitas facilmente. A interligação entre a casa de força e a barragem principal torna ambas um sistema comum. A interligação entre os sistemas de aterramento do vertedouro e da casa de força é feita por dois cabos de cobre de 1.000 kcmil, não sendo necessária uma malha sob a área. Para garantir aterramento confiável de baixa impedância, um cabo é lançado pela crista da barragem lateral direita, em canaletas junto com cabos de controle, e o outro corre sobre a rocha de fundação. Esses dois cabos têm múltiplas interligações verticais, espaçadas de aproximadamente 15 m ao longo do comprimento. O cabo que corre na crista

da barragem também serve para aterrurar todas as estruturas metálicas, como tubulações, grades e postes de iluminação. As armaduras do concreto de cada bloco da barragem são separadas e seu aterrramento depende de ligações com as estruturas metálicas e o cabo terra.

Estudos de coordenação de isolamento mostraram que as frentes rápidas de tensão que podem ser produzidas por falhas nos cabos para-raios das linhas de transmissão ou por arco sobre os isoladores das linhas (*flash-over*) não devem encontrar nos para-raios uma impedância de terra acima de 5 Ω . Este requisito não poderia ser atendido com malhas de terra convencionais, e foi decidido construir malhas suplementares, de grades de ferro pré-fabricadas (com espaçamento de 15 cm) e interligá-las verticalmente com uma malha de terra de cobre em vários pontos. Na casa de força, tais malhas estão instaladas ao longo das galerias do SF₆ e dos transformadores, e na El. 144 nas saídas de linhas de 500 kV. Uma solução similar foi adotada na parte de tomada d'água da barragem, onde para-raios estão montados em plataformas na El. 195. Aqui as malhas de terra estão instaladas e também ligadas às respectivas grades das tomadas e guias das comportas.

Foi colocado aterramento adicional também nos pés de torres de transmissão próximas pelo aumento da área da rede de terra nos pés da torre. As redes foram construídas com cabos de cobre nº 2 AWG com espaçamento de 2m x 2m e com áreas entre 20m x 20m e 50m x 50m e impedâncias correspondentes de 9,5 Ω a 5,2 Ω .

SISTEMAS DE FIAÇÃO

Os cabos de controle e de força são lançados em bandejas de cabos, eletrodutos de aço e canaletas de cabos. As bandejas são o método preferido e são usadas sempre que possível. As canaletas são em geral evitadas, mas são empregadas nas galerias contendo o equipamento de SF₆, na galeria dos transformadores e em localizações onde outras soluções seriam difíceis ou custosas. Durante a construção, algumas canaletas foram acidentalmente cheias com água ao lavar pisos de concreto e por isso, posteriormente, o projeto das canaletas incluiu ligações de drenagem.

As bandejas são do tipo escada e são fabricadas de aço galvanizado a quente. As larguras das bandejas variam de 200 mm a 600 mm, com intermediárias de 400 mm e 500 mm.

CABLAGEM

São usados cabos para sistemas de controle, de iluminação e força auxiliar de diferentes classes de tensão.

- Cabos de controle, classe de isolamento 600 V. Estes cabos são predominantemente multicondutores. Os condutores são feitos de fios de cobre mole estanhado, torcido. Os cabos maiores do que nº 14 AWG têm 19 fios. O isolamento dos condutores é de PVC para operação normal a 70°C. Os cabos são equipados com capa externa de proteção de PVC resistente à chama. Onde necessário, a blindagem externa consiste ou de duas fitas de cobre ou de trançado de cobre.
- Cabos para sinais de baixo nível como de transdutores, detetores de temperatura por resistência, etc. Estes cabos têm classe de isolamento de 300 V e são feitos de par torcido ou de três fios, e têm uma blindagem completa.
- Cabos para sistemas de iluminação, classe de isolamento 600 V. Estes são de um só condutor, sem capa externa de proteção. Os materiais usados na sua fabricação são os mesmos que para os cabos de controle, mas são para operação normal até 75°C.
- Cabos de força. Este grupo inclui cabos de classe de isolamento 600 V e também cabos de classe 15 kV. Seu isolamento é termofixo para operação normal a temperaturas até 90°C. Estes cabos são de um só condutor, equipados com capa externa protetora de PVC. Os cabos da classe de 15 kV também recebem armadura metálica.

COMUNICAÇÕES

Os sistemas de comunicações foram projetados para ter desempenho confiável para comunicações por voz em usos da operação e administração, teleproteção de linhas de transmissão, transmissão de dados e controle, teletipo e fax e sistemas de localização de pessoal dentro da usina.

Sistemas de telefonia

O sistema básico automático de telefones oferece comunicações por voz na área do projeto. Foram incluídas uma estação central PABX em cada uma das áreas de 50 Hz e 60 Hz da casa de força, uma estação secundária PABX em cada uma das áreas da margem direita e margem esquerda, a vila do pessoal na margem direita (Área 1) e a vila do pessoal na margem esquerda (Vila B). Também



Bandejas de cabos

interliga com os sistemas públicos do Paraguai (Antelco) e do Brasil (Telepar); ver Fig. 13.45.

As estações centrais PABX podem ligar cada uma 450 ramais e são interligadas por 40 linhas. O PABX do setor de 50 Hz está equipado com 54 troncos para o sistema Antelco no Paraguai, enquanto o do setor de 60 Hz tem o mesmo para a telefônica no Brasil. Algumas das interligações utilizam canais de voz dos sistemas de microondas e radio UHF.

É prevista a instalação de uma rede integrada de telecomunicações incluindo uma estação digital de telefones na casa de força, bem como a substituição dos sistemas de PABX previamente instalados por novos centros telefônicos digitais interligados nas subestações da margem direita e de Foz do Iguaçu. Essa rede oferecerá transmissão de dados e voz em um sistema integrado e permitirá interligação com os sistemas normais de telefones no Brasil e no Paraguai.

O sistema seletivo de manobra de telefones oferece comunicações por voz nos setores da casa de força e do vertedouro. É um sistema por fios entre os locais com prioridade de operação: o despacho de cargas, controle central, controle das unidades e vertedouro.

Sistema de onda portadora (powerline carrier)

Os sistemas de onda portadora são usados para proteção primária de linhas de transmissão e comunicações por voz nos sistemas de 500 kV e 220 kV. Cada linha de transmissão de 500 kV emprega dois canais para proteção (em cada direção), dando um total de 16 canais para as oito linhas de 500 kV na casa de força. Além disso, dois canais são usados para cada uma das subestações da margem direita e de Foz do Iguaçu. As interligações de linhas de transmissão de 500 kV entre as subestações da margem

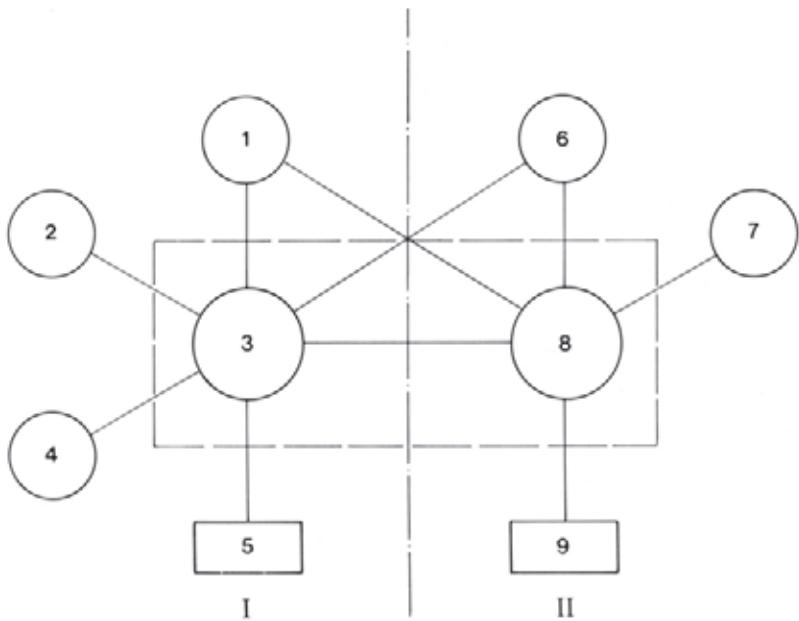


Fig. 13.45 Sistema telefônico

- I Margem direita
- II Margem esquerda
- 1 PAX área 1
- 2 PABX área de trabalho da margem direita
- 3 PABX-1 setor de 50 Hz
- 4 PAX subestação da margem direita
- 5 Estação pública da Antelco
- 6 PAX Vila B
- 7 PABX área de trabalho da margem esquerda
- 8 PABX-2 setor de 60 Hz
- 9 Estação de telefonia pública do Brasil

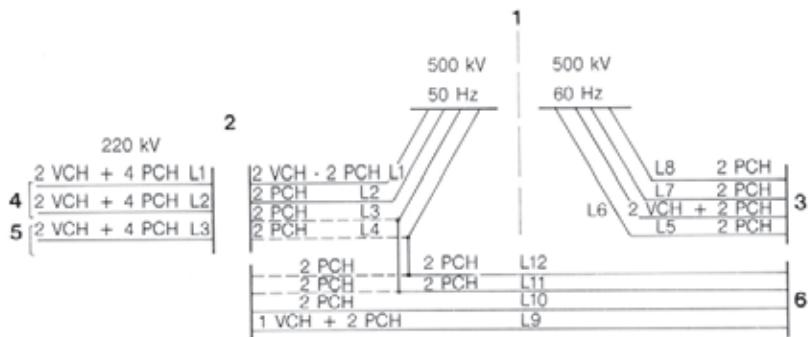


Fig. 13.46 Sistema de onda portadora

- 1 Casa de força
- 2 Subestação da margem direita
- 3 Subestação de Foz do Iguaçu
- 4 Subestação de Acaray
- 5 Subestação de Limpio
- 6 Subestação conversora
- VCH Canal de voz = CV
- PCH Canal de proteção = CP
- Futuro

direita e de Foz do Iguaçu são semelhantes. As linhas de transmissão de 220 kV da subestação da margem direita para as subestações de Acaray e Limpio usam quatro canais para proteção (em cada direção) e dois canais para comunicações por voz, ver Fig. 13.46.

Sistema de micro-ondas

O sistema de micro-ondas é usado para proteção de linhas de transmissão nos sistemas de 500 kV. Além disso, é usado para transmissão de dados das subestações da margem direita e de Foz do Iguaçu para a casa de força e para controle da subestação da margem direita desde a casa de força. O sistema de micro-ondas é basicamente uma extensão do sistema de Furnas e conecta-se com Brasília, Campinas, Rio de Janeiro e Curitiba. A faixa de frequência utilizada é 6 GHz; ver Fig. 13.47.

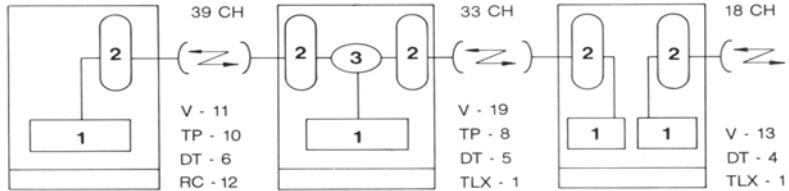
Cabo de fibra ótica

O sistema de cabo de fibra ótica é usado para proteção de linha de 500 kV entre a casa de força e a subestação de Foz do Iguaçu. O sistema consiste de dois circuitos de cabo separados, redundantes, usando cabos multifibra. Um circuito está instalado em dutos subterrâneos e o outro em cabo mensageiro aéreo.

Rádio UHF

O rádio UHF é usado primariamente para comunicações por voz na área do projeto e além dela, e consiste de três interligações. A casa de força tem interligações separadas com a Telepar e a Antelco. A terceira interligação é entre a subestação da margem direita e Acaray. A faixa de frequência das ligações com a Telepar e Antelco é de 1500 MHz, e para Acaray é de 370 MHz; ver Fig. 13.48.

Fig. 13.47 Sistema de micro-ondas



I Subestação margem direita

1 Multiplex

CH Canal

RC Canal de controle remoto

II Usina de Itaipu

2 Rádio

V Canal de voz

DT Canal de transmissão de dados

III Subestação de Foz do Iguaçu

3 Híbrido

TP Canal de teleproteção

TLX Canal de telex

Fig. 13.48 Rádio UHF

I Usina

II Subestação da margem direita

1 Telepar

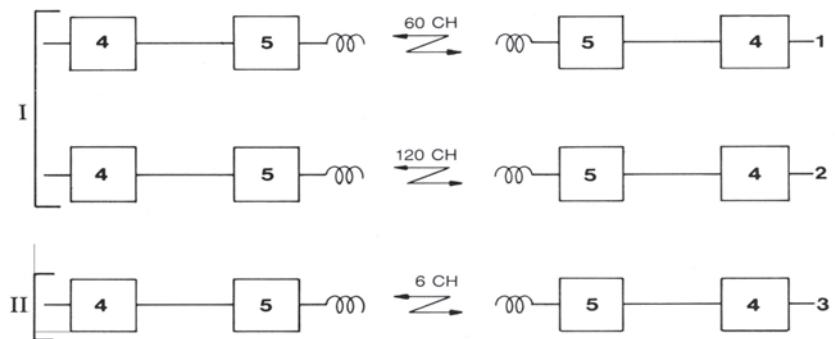
2 Antelco

3 Subestação de Acaray

4 MUX

5 Rádio

CH Canal



Rádio VHF

O rádio VHF é usado somente para comunicações por voz na área do projeto, e consiste de uma estação base na casa de força com 20 transceptores móveis (veículos) e 20 walkie-talkies. Há quatro canais disponíveis na faixa de frequência de 160 MHz. O sistema pode ser interligado com as estações PABX na casa de força; ver Fig. 13.49

Sistemas de chamada (paging)

Os sistemas básicos de busca são do tipo com alto-falantes, com um sistema no setor de 50 Hz e outro no setor de 60 Hz.. Eles podem ser interligados para operação comum. Cada sistema tem uma unidade de intercomunicação principal (UIP), várias unidades secundárias (UIS) e um extenso sistema de alto-falantes, tipos de área (AF) e de sala (CAC). Totalizam 360 (UIS), 1030 (AF) e 100 (CAC); ver Fig. 13.50.

Para as áreas fora do alcance dos alto-falantes fixos do sistema básico, incluindo as áreas residenciais, é usado um sistema de beeper (BIP). Na casa de força existe uma estação mestra consistindo de um sistema de rádio, console de comando, unidade de codificação e duas interfaces com as estações de PABX.

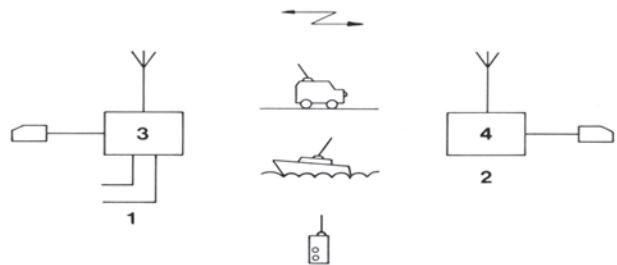


Fig. 13.49 Rádio VHF

1 Casa de força

3 Estação base

2 Subestação da margem direita

4 Estação fixa

Transmissores repetidores são usados para cobrir zonas afastadas da casa de força. O sistema utiliza 70 beepers de bolso com visores de números de código para as mensagens; ver Fig. 13.51.

Suprimentos de corrente contínua

Os sistemas de comunicações têm seus próprios suprimentos de força em c.c. Eles consistem de baterias, carregadores, quadros de distribuição, e em alguns casos, conversores de 125/48 V, como mostra a Tabela 13.5.

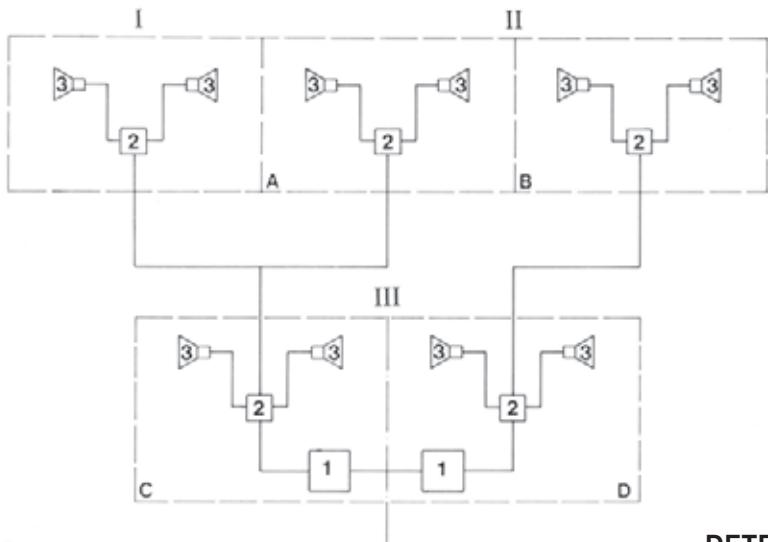


Fig. 13.50 Sistema de busca

- I** Vertedouro
- II** Barragem principal
- III** Casa de força
- A** Blocos F1 / F24
- B** Blocos F25 / F36, H1 / H14, I1 / I21
- C** AMD1 / U9A
- D** U10 / U18A
- 1** Intercomunicação primária
- 2** Intercomunicação secundária
- 3** Alto-falante

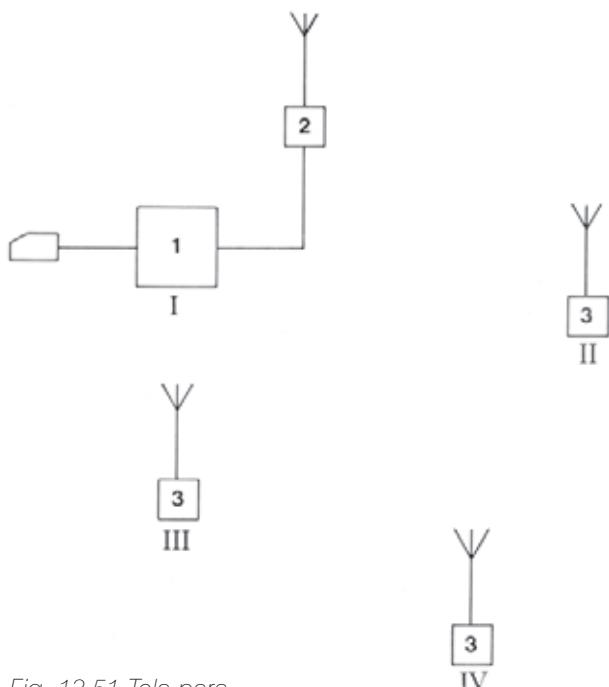


Fig. 13.51 Tela para mensagens do BIP

- I** Área do projeto de Itaipu
- II** Área residencial da margem esquerda
- III** Área residencial da margem direita e Ciudad del Este
- IV** Foz do Iguaçu
- 1** Unidade central
- 2** Estação mestra
- 3** Estação repetidora

DETECÇÃO DE INCÊNDIO

O combate efetivo ao incêndio exige uma detecção precoce do fogo e uma indicação precisa da sua localização. Para conseguir isto o projeto foi subdividido em áreas ou zonas, cada uma equipada com uma rede extensiva de detectores ligados a unidades automáticas de alarme. Além de dar o alarme, o sistema em algumas áreas executa funções de operação tais como parar o equipamento de ventilação e fechar portas corta-fogo.

O sistema foi desenvolvido em dois estágios, e embora o equipamento e as funções sejam similares, os projetos são um tanto diferentes. O estágio inicial usou um sistema de quatro fios com uma mistura de relés eletrônicos e eletromecânicos. O estágio posterior usa um sistema de dois fios e é totalmente eletrônico. Ambos os sistemas incluem extensas instalações de autovigilância e de teste para confirmar a prontidão do equipamento para funcionar.

O sistema usa uma variedade de detectores de fogo e de produtos de combustão dependendo da localização e do tipo de incêndio esperado. As unidades principais são:

- Detectores de ionização. Neles, os produtos da combustão, visíveis ou não, que penetram no detector causam a perda de equilíbrio entre duas câmaras de ionização.
- Detectores ópticos. Neles, os produtos da combustão, predominantemente visíveis (fumaça), que penetram no detector causam uma perda de equilíbrio entre duas câmaras de luz.
- Detectores de calor. Nos quais a taxa de elevação da temperatura ou uma temperatura limite fixa é excedida. (Principalmente para áreas onde produtos de combustão podem estar presentes em operação normal.)

Tabela 13.5 Sistema de comunicações – Suprimentos de corrente contínua

Área	Equipamento			
	Carregador	Painel de distribuição	Baterias	Conversor
Casa de força (setor de 50 Hz)	48V/150A	48V/400A	48V/700Ah	
Casa de força (setor de 60 Hz)	48V/150A	48V/400A	48V/700Ah	
Casa de força (U9 / El.124)	48V/75A	48V/200A	48V/330Ah	
Barragem principal				125/48V/40A
Subestação margem direita	48V/50A	48V/200A	48V/235Ah	

- Estações manuais. Aqui o fogo é percebido visualmente e uma estação tipo “quebre o vidro” é usada.

A aplicação do tipo de detector foi feita por uma avaliação do tipo de fogo que poderia ocorrer e a área envolvida. Em geral, os detectores de ionização e óticos foram usados para cobrir uma área de 81 m² e montados numa altura máxima de 8m, enquanto os detectores de calor foram usados para cobrir 36 m² a uma altura de 7m.

O sistema de detecção de fogo da casa de força que formou o primeiro estágio de quatro fios consiste de 22 unidades locais de controle (LCUs), 276 detectores de ionização, 168 óticos, 20 de taxa de elevação da temperatura e 68 estações manuais. As áreas cobertas são:

- Galeria de equipamento de excitação (El. 98,5) com 10 LCUs e 20 circuitos (um para cada área de gerador).
- Galeria de cabos (El. 127,6) com 4 LCUs e 22 circuitos.
- Galeria de cabos (El. 108 acima das salas de controle locais), com 4 LCUs e 22 circuitos.
- Salas dos geradores diesel de emergência, com uma LCU e um circuito para cada das duas salas.
- Salas dos conversores de frequência de reserva, com uma LCU e um circuito em cada das duas salas.

O alarme do sistema toca localmente na LCU associada e remotamente na sala de controle local (painéis ASLP-01 e ASLP-02) e no sistema Scada. Nenhuma operação secundária como controle de ventilação é efetuada. A tela local mostra não só o circuito, o detector ou estação manual que iniciou o alarme, mas vários tipos possíveis de falhas dos circuitos e permite o teste de circuitos.

O sistema de detecção de fogo da casa de força que formou o estágio de dois fios cobriu:

- Salas de comunicações (área de controle central), com uma LCU com dois circuitos e um reserva em cada uma das duas salas.

- Área de despacho de carga, com uma LCU e 15 circuitos na sala de despacho e área dos visitantes.
- Salas de controle local (El. 108), com uma LCU com dois circuitos e três reservas em cada uma das dez salas.
- Sala de controle central, com uma LCU com dois circuitos na sala de controle e quatro circuitos na sala de serviços auxiliares.

O alarme do sistema toca localmente na LCU associada e remotamente na sala de controle central (painel ASP) e no sistema Scada. Sinais audíveis e visuais são dados em alguns locais. A tela local mostra não só o circuito, o detector ou estação manual, indicando o alarme, mas permite ser rearmado e efetuar teste funcional.

A subestação da margem direita, que formou parte do segundo estágio de dois fios, cobriu:

- Casa de relés, com uma LCU com oito circuitos no primeiro andar e nove circuitos no segundo andar.

Além de sinais audíveis e visuais, em ambos os andares, o sistema dá um alarme audível externo, sinais remotos na sala de controle central da casa de força e no Scada, e para os sistemas de ventilação e ar condicionado.

CONTROLE, SUPERVISÃO E PROTEÇÃO

INTRODUÇÃO	14.3
CONTROLE	14.3
Descrição Geral	14.3
Controle das Unidades Geradoras	14.5
Salas de Controle Locais	14.8
Instalações Externas às Salas de Controle Locais	14.11
Sala de Controle Central	14.13
Centro de Despacho de Carga	14.19
SUPERVISÃO	14.19
Unidades Geradoras	14.20
Transformadores Elevadores	14.21
Equipamento de Manobra Isolado a Gás (GIS)	14.21
Medição para Faturamento	14.22
Sistema de Supervisão TADMIC	14.22
SISTEMA SCADA	14.22
Descrição Geral	14.22
Funções do Sistema	14.23
Configuração do Sistema	14.24
Aspectos de Projeto e Desempenho	14.25
PROTEÇÃO	14.25
Unidades Geradoras	14.25
Transformadores Elevadores	14.27
Transformadores Auxiliares das Unidades	14.27
Transformadores de Corrente Especiais	14.28
Barramento Isolado a Gás de 500 kV (GIS)	14.28
Linhas de Transmissão de 500 kV (50 Hz)	14.29
Linhas de Transmissão de 500 kV (60 Hz)	14.30
Interface com a Estação Conversora ATCC (HVDC)	14.30
Esquema de Isolação Forçada	14.30
Painéis de Proteção	14.30

CONTROLE, SUPERVISÃO E PROTEÇÃO

INTRODUÇÃO

As características de controle, operações, supervisão e proteção do equipamento da Usina de Itaipu cobrem todas as partes do projeto e envolvem a geração, a transformação de força, as linhas de transmissão, subestações, sistemas auxiliares da usina, gerenciamento do uso da água, programação de operação e manutenção, treinamento e segurança das instalações do projeto. Estes sistemas estão descritos neste Capítulo. Estão excluídos os sistemas e equipamentos usados na operação e manutenção da usina, tais como pontes rolantes, ventilação, água potável e outros equipamentos similares, não essenciais.

CONTROLE

DESCRIÇÃO GERAL

O controle básico das unidades geradoras da usina e equipamentos periféricos pode ser efetuado de dois locais diferentes: a sala de controle local da unidade e a sala de controle central da usina. A instalação inicial do sistema de controle utiliza circuitos de condutores para efetuar as funções de controle da usina. No futuro o sistema analógico convencional atual será suplementado por um



Sala de Controle Central

sistema digital supervisório e de aquisição de dados (Scada = Supervisory Control And Data Acquisition) que incluirá controles e informação adicional detalhada para melhor monitoração da usina, e terá aproximadamente 25 mil pontos de dados e 1.000 pontos de controle.

Quando o novo sistema digital Scada estiver em operação, o sistema analógico atual servirá como retaguarda (*back-up*). O diagrama de blocos do futuro esquema de controle da usina está mostrado na figura 14.1. As principais características do sistema de controle da usina são:

- Sala de Controle Central (CCR) localizada na estrutura principal da usina, a jusante de parte dos blocos 9A e

10, e conta com instalações para controle e supervisão da usina e da subestação da Margem Direita.

- Salas de Controle Locais (LCR). São dez salas de controle locais. Cada par de unidades geradoras tem uma sala de controle local em comum. Em cada LCR duas unidades geradoras podem ser controladas e monitoradas, incluindo a respectiva linha de transmissão para a subestação.
- A sala de controle da subestação da margem direita fica na própria subestação. Tem as instalações para controlar as linhas de transmissão de 500kV e 220kV que levam energia de 50 Hz para o Paraguai e para a subestação conversora de Foz do Iguaçu ATCC (HVDC) no Brasil.

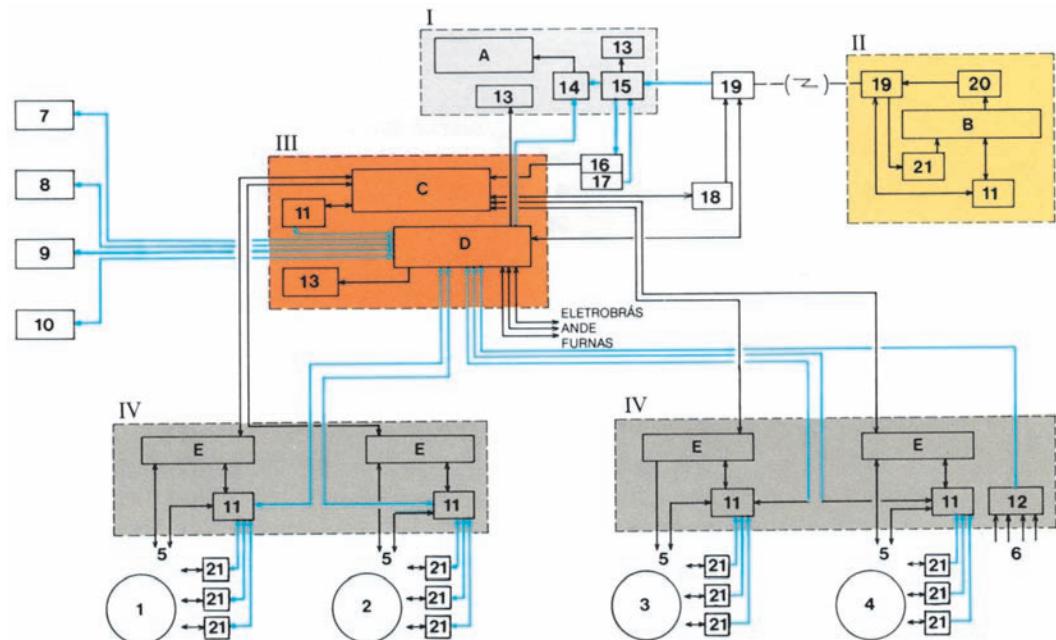


Fig. 14.1 Controle da Usina – Diagrama de Blocos Geral

- I Sala de Despacho de Carga
- II Subestação da margem direita
- III Sala de Controle Central (CCR)
- IV Sala de Controle Local (LCR)
- A Barramento Mímico e registradores
- B Painéis de Controle 500kV, 220kV, 66kV e serviços auxiliares
- C Painéis de Controle (sistema convencional)
- D Estação central Scada
- E Painel de controle de unidade (convencional)
- 1,2,3,4 Geradores
- 5 Para equipamentos da unidade
- 6 Dos equipamentos de monitoração
- 7 RTU - Unidade remota do vertedouro

- 8 RTU / MOD - Unidade terminal remota / módulo de aquisição de dados e controle da barragem, típico (4)
- 9 RTU / MOD de serviços aux., típico (10)
- 10 RTU / MOD 500kV SF₆, típico (6)
- 11 RTU – Unidade terminal remota, típica (2)
- 12 RC – Painel de equipamentos (MONDIG)
- 13 Monitores e impressoras
- 14 CPMR – Controlador da barra mímica e dos registradores (TADMIC)
- 15 TDC – Terminal de despacho de carga(TADMIC)
- 16 CRMP- Controlador do painel da S/E Margem Direita (TADMIC)
- 17 TCC – Terminal de controle central (TADMIC)
- 18 PTC – Painel de telecontrole

- 19 MCW – Micro-ondas
 - 20 TMD – Terminal da margem direita (TADMIC)
 - 21 Modem
 - SCADA** - Controle supervisório e aquisição de dados
 - TADMIC** - Sistema digital de aquisição de dados (S/E margem direita)
 - MONDIG** - Subsistema de monitoração e diagnóstico
 - MOD** - Módulo de aquisição de dados e controle
 - Cabo de controle
 - Cabo de fibra ótica
- Nota: Números entre parênteses indicam quantidade

- A sala de controle da subestação de Foz do Iguaçu está situada na subestação e controla a transmissão da energia em 60 Hz e ATCC para o Brasil.
- A sala de controle do vertedouro está localizada no lado esquerdo da estrutura do vertedouro e tem os controles para abrir e fechar as 14 comportas

Em geral controles locais também estão disponíveis junto aos equipamentos. Esses controles não são utilizados no modo normal de operação, mas existem somente para testes e manutenção. Onde existem dois ou mais equipamentos, como, por exemplo, bombas ou resfriadores, uma pré-seleção de um equipamento líder é feita no local.

O modo normal de operação é o controle central da usina. O controle a partir das salas de controle locais das unidades é primariamente usado durante o comissionamento, testes, operação inicial e em caso de emergência em que a sala de controle central não esteja disponível. Devido ao grande número de unidades geradoras, e à possibilidade de ter um número limitado de operadores numa emergência, uma quantidade considerável de controles automáticos está incorporada nas salas de controle locais das unidades.

Os controles locais só funcionam quando o seletor correspondente "local – central" localizado na sala de controle central estiver na posição "local".

Em geral todos os níveis de controle são mutuamente exclusivos, cada equipamento está sob controle "central" ou "local" mas nunca simultaneamente sob os dois. Há exceções a esta regra onde o equipamento funciona independente do nível de controle escolhido, por exemplo:

- Equipamentos de proteção, como os disparos para abertura de disjuntores.
- Equipamentos de parada de emergência das unidades.
- Fechamento das comportas das tomadas d'água.
- Disparo da proteção de CO₂ contra incêndio nos geradores.
- Intertravamentos de segurança.
- Instrumentação
- Aviso de alarmes.

Os pontos de alarme nos anunciantes locais são combinados em grupos antes da transmissão da informação à CCR para reduzir o número de pontos no anunciar da CCR.

As instalações de controle local no vertedouro e nas subestações estão descritas nas seções respectivas dessas áreas. A seguir vem a descrição dos controles da usina.

CONTROLE DAS UNIDADES GERADORAS

Sequência de partida

A sequência de partida de uma unidade divide-se em três etapas distintas:

- Preparação para a partida
- Partida
- Sincronização

As duas primeiras etapas podem ser executadas automaticamente ou manualmente na sala de controle local da unidade; entretanto a sincronização só pode ser efetuada manualmente.

O controle manual da unidade só é possível na sala de controle local, e prevê-se que seja empregado somente durante condições extraordinárias de operação tais como teste da unidade, falha do sistema de controle automático e treinamento de operador.

Preparação para a partida – Modo automático

Apertando o botão "preparação para a partida" levará automaticamente todos os equipamentos e aparelhos auxiliares à sua posição pronto para a partida. Conforme programarem, todas as operações sequenciais são mostradas nos indicadores de sequência, e quando todas as operações sequenciais são completadas, a indicação "preparação para a partida completada" é mostrada. O tempo total deste processo é supervisado, e se for maior do que um limite prefixado, um relé de tempo interromperá a sequência e disparará um alarme. Aparelhos que já estavam atuados permanecerão assim, e observando o indicador de sequência, o evento falso na sequência de partida pode ser identificado. Para retornar a unidade para a condição inicial depois que uma sequência de "preparação para a partida" é completada ou interrompida, o comando de parada (stop) deve ser dado.

Preparação para a partida – Modo manual

Para executar a "preparação para a partida" manualmente, as seguintes ações devem ser efetuadas pelo operador:

- Colocar o seletor na posição de controle manual
- Abrir a válvula de água de refrigeração da unidade
- Dar partida na refrigeração da excitação
- Dar partida na refrigeração do transformador elevador
- Dar partida nas bombas de óleo do regulador
- Aplicar os freios do gerador.
- Verificar a posição dos disjuntores de campo (normalmente fechados)

- Colocar o limitador das comportas da turbina em 100%
- Ajustar o controle de carga-frequência na posição nominal “speed-no load”
- Ajustar os controles de excitação para a partida. O regulador de tensão deve ser ajustado para a tensão nominal sem carga .

Partida automática

Neste modo uma unidade geradora só pode partir se a sequência de “preparação para a partida” foi completada e todas as pré-condições necessárias estão atendidas quanto a tomada d’água , turbina e regulador. Os freios do gerador devem ser soltos, os relés de bloqueio rearmados, os centros de controle de motores energizados, o sistema de água de refrigeração deionizada está em operação, o disjuntor do circuito de excitação inicial do campo fechado e outras condições necessárias de pré-partida estão atendidas.

Quando o comando de partida é dado, é registrado no indicador de sequência como “unidade partindo”. Essa indicação permanece até ser completada a sequência de partida, quando o indicador muda para “pronto para sincronizar”.

A partida da unidade é supervisada por um relé de tempo que disparará um alarme e retornará a unidade para a condição “preparação para a partida” caso o tempo prefixado se esgote antes de se completar a sequência de partida da unidade, de modo que depois de localizado e corrigido o defeito, uma nova partida automática possa ser tentada.

Partida manual

Para executar uma partida manual as seguintes ações devem ser executadas pelo operador:

- Colocar o seletor na posição de controle manual
- Dar partida na bomba de óleo de alta pressão do mancal de escora
- Soltar os freios do gerador
- Abrir a válvula do tanque de óleo de pressão do regulador de velocidade
- Soltar as travas do servo-motor da turbina
- Colocar os solenoides de parada de emergência na “posição de partida” (o regulador da turbina assume controle da aceleração da unidade)
- Aplicar excitação (nesta etapa o sistema de água deionizada de refrigeração do estator deve estar em funcionamento)

Quando a máquina alcança 90% da velocidade nominal e da tensão, a partida da unidade está completa e a máquina está pronta para sincronização.

Sincronização

Na sala de controle local da unidade somente é possível a sincronização manual. No futuro, quando o sistema Scada estiver em operação, a sincronização manual a partir da sala de controle central também será possível. O operador, usando um sincronoscópio, um voltímetro de escala dupla e um frequencímetro de escala dupla, inicia o fechamento do disjuntor quando as condições estão apropriadas.

Normalmente, a sincronização é feita no disjuntor da unidade (152 U), para a seção adjacente do barramento de 500kV principal. Entretanto, também é possível sincronizar a unidade pelo disjuntor central de 500 kV (152 T), para o gerador adjacente e o barramento alternativo principal de 500 kV. Duas chaves seletoras de sincronização (com punhos removíveis) asseguram que o correto barramento de potencial seja usado. A tensão das barras, obtida de transformadores de potencial, é designada como “ativa” (*running*) e a tensão do gerador, obtida do dispositivo capacitivo de potencial da bucha de alta tensão do transformador da unidade é “entrando” (*incoming*)

O fechamento do disjuntor é supervisionado por um relé de verificação do sincronismo, que requer que:

- a diferença de tensões seja menor que 3%
- a diferença de ângulo seja menor que 30°
- a frequência de escorregamento seja menor que 0,02 Hz.

Parada normal da unidade

Sendo iniciado o comando de parada normal da unidade, ela será completada sem qualquer outra ação do operador, e independente do modo de operação selecionado. A carga da unidade é reduzida automaticamente pelo regulador da turbina, e quando as pás da turbina estão na posição de velocidade em vazio (*speed-no-load*), a unidade é desligada do sistema. As pás da turbina são fechadas, a excitação é desligada, e as etapas seguintes são feitas automaticamente até que a unidade para e os sistemas auxiliares são desligados. A operação do sistema de água de refrigeração deionizada para o enrolamento do estator é mantida para conservar a temperatura do enrolamento acima do ponto de condensação. São ligados aquecedores caso a unidade deva ficar parada por um período longo de tempo.

Todas as etapas principais desta sequência são supervisionadas por relés temporizadores que disparam alarmes e tomam outras medidas se necessário. A unidade pode ser posta de novo em serviço antes de completar-se a sequência, mas somente depois de a unidade parar. Para nova partida da unidade, o botão da "preparação para a partida" deve ser pressionado, e seguido pelo comando de partida.

Parada de emergência

A parada de emergência é necessária para segurança da unidade e redução dos danos possíveis ao equipamento devido a uma falha, que também tipicamente resulta em rejeição da carga e portanto em sobrevelocidade da unidade. Em casos como alta temperatura nos mancais, a sobrevelocidade poderia sujeitar os mancais a maiores danos, e por isso a parada de emergência iniciada por detecção de alta temperatura nos mancais não permite sobrevelocidade.

Alguns relés de proteção estão associados a tipos de falhas que exigem a inspeção da unidade antes de nova partida, e assim estes esquemas de proteção utilizam relés de bloqueio (*lockout*) que só podem ser rearmando manualmente.

Outras operações de proteção, como as ligadas a perturbações no sistema de transmissão ou sobrecarga de equipamento, normalmente não causam danos ao equipamento e portanto são do tipo sem bloqueio e não requerem rearne manual. Para certas falhas não é necessário parar a máquina, sendo suficiente desconectar a unidade do sistema e continuar operando em vazio à velocidade síncrona. Desta forma pode-se voltar mais rápido a recolocar a unidade em operação, depois de verificar a importância da falha e ter certeza da segurança da unidade.

Todas as combinações de paradas de emergência de uma unidade são as seguintes:

D	E	F	G
A	05	86M	05A
B	86N		05B
C	86E/86TR		

- A Com sobrevelocidade, sem desligar excitação
- B Sem sobrevelocidade
- C Com sobrevelocidade e desligamento da excitação
- D Com bloqueio
- E Sem bloqueio
- F Com bloqueio e fechamento da comporta da tomada
- G Sem bloqueio e sem parada (*speed no load*)

Seguem-se descrições detalhadas das funções dos relés individuais empregados:

Relés de bloqueio 86E e 86TR. Os relés de proteção que atuam nestes relés de bloqueio são os que detectam falhas internas no gerador, no sistema de excitação, nos transformadores auxiliares da unidade, no barramento de fases isoladas e nos transformadores elevadores. Estes tipos de falhas exigem a desconexão mais rápida possível da unidade do sistema, rápida desexcitação do gerador e completo fechamento das pás do distribuidor da turbina. Nestas condições, a unidade é sujeita a sobrevelocidade.

Relé de bloqueio 86M. Este relé de bloqueio é atuado pela chave mecânica de sobrevelocidade e inicia uma completa parada de emergência da unidade, com fechamento de emergência das comportas de tomada. Se necessário, o operador pode operar o relé 86M apertando simultaneamente dois botões de parada de emergência, ou no painel ULP na sala de controle local, ou na mesa de controle da sala de controle central.

Relé de bloqueio 86N. Este relé de bloqueio opera quando os relés de proteção e aparelhos de monitoramento requerem uma completa parada de emergência da unidade, para permitir ação corretiva, mas a natureza da falha é tal que durante a parada a unidade deve ser descarregada, e não ocorre sobrevelocidade.

Relé de completa parada de emergência 05 (sem bloqueio). O relé de proteção 05 detecta condições insatisfatórias de operação na unidade e inicia uma completa parada da unidade, mas devido à natureza transitória e de autorremoção dessas falhas, tipicamente a unidade poderá dar partida imediatamente.

Relé de parada parcial 05A (sem bloqueio). Este relé de parada parcial é usado em conjunto com os relés e equipamentos de proteção que detectam condições insatisfatórias de operação externas à unidade e requerem que a unidade seja rapidamente separada do sistema de força. Como a falha é externa à unidade, uma parada completa não é necessária e o relé dispara somente os disjuntores da unidade e atua uma parada parcial para trazer a unidade à rotação nominal em vazio (*speed no load*). A ação de disparo é imediata e a unidade é submetida a sobrevelocidade.

Relé de parada parcial 05B. Os relés e equipamentos de proteção que respondem a condições insatisfatórias de operação de possível natureza temporária na unidade trazem a unidade à velocidade nominal em vazio sem sobrevelocidade. Alarmes tais como alta temperatura nos mancais (primeiro estágio dos relés de temperatura), vibração excessiva da unidade, deflexão excessiva do eixo e operação de alguns dispositivos que monitoram o sistema de refrigeração do estator com água deionizada requerem que a unidade continue girando, de modo que o comportamento do mau funcionamento da unidade possa ser verificado e a necessária ação corretiva aplicada.

Alarmes de dispositivos de proteção. Alguns dispositivos de proteção associados à operação da unidade não iniciam uma parada, mas apenas disparam um alarme. É responsabilidade do operador tomar a necessária providência corretiva, e se essa ação não dá resultado dentro de um tempo prefixado, ou se a condição defeituosa atinge um nível indesejável, a unidade entra numa completa parada de emergência.

Ensaio de rotina dos circuitos de disparo.

Facilidades de teste são disponíveis para permitir a atuação de um relé de bloqueio especial de teste para examinar a integridade de qualquer circuito de entrada dos relés de disparo. Antes de tal ensaio, o relé correspondente de parada de emergência tem a operação bloqueada.

SALAS DE CONTROLE LOCAIS

Existem dez salas de controle locais (LCR), uma para cada duas unidades geradoras, incluindo as futuras unidades 9A e 18A. As salas de controle locais também incluem controles para as linhas aéreas de transmissão de saída correspondentes, de 500kV.

As salas de controle locais estão localizadas na elevação 108, a jusante das unidades geradoras. Todas as salas de controle locais medem 32 m por 12 m, têm ar condicionado e pisos com amortecimento de vibrações. A disposição típica de uma sala de controle local é mostrada na Fig. 14.2, e o painel de controle local de uma unidade (UPL) tem seu arranjo mostrado na Fig.14.3. O painel UPL é formado por seções que incluem os dispositivos descritos a seguir:



Painéis da sala de controle local

Painel ULP/ 01, 04, 07 e 09

- Blocos terminais

Painel ULP/02

- Instrumentos indicadores para temperatura dos mancais de escora e de guia da unidade (Dispositivo 38)
- Instrumentos indicadores do nível de óleo dos mancais da unidade (Disp. 71).
- Registrador de temperatura para detetores de temperatura selecionados da unidade (doze pontos)
- Instrumento indicador para detetores de temperatura selecionados da unidade.
- Receptáculo para um registrador de temperatura portátil

Painel ULP/03

- Instrumentos indicadores de pressão de água na caixa espiral da turbina e tubo de succão
- Instrumentos indicadores de temperatura da água de refrigeração.
- Instrumentos indicadores da vazão de água na turbina
- Instrumentos indicadores da condutividade da água do sistema de refrigeração direto do enrolamento do estator (água deionizada).
- Dois indicadores de ordens, com 20 pontos cada.
- Controles para bombas de óleo do regulador, válvula principal de água de refrigeração, sistema de água pura do enrolamento do estator, ventiladores de resfriamento do sistema de excitação, e trocadores de calor dos transformadores elevadores da unidade.

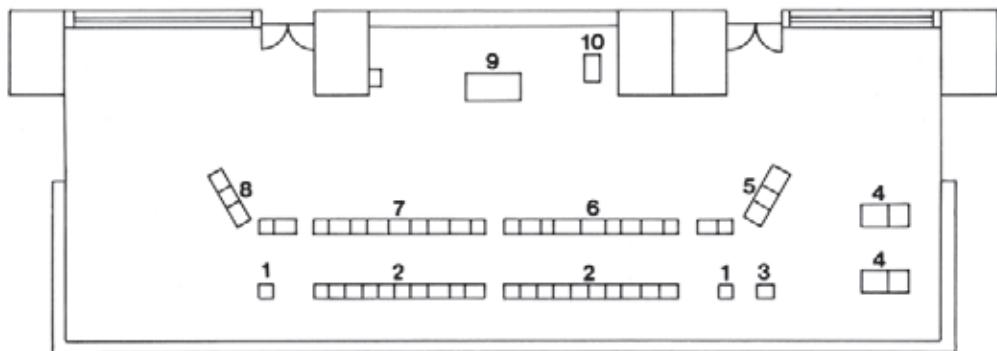


Fig. 14.2 Arranjo de sala de controle local

- | | |
|--|---|
| 1 Painéis da turbina | 6 Painel de controle do gerador nº2 |
| 2 Proteção e auxiliares | 7 Painel de controle do gerador nº1 |
| 3 Sincronização de linha | 8 Painel de controle do transformador auxiliar principal |
| 4 Unidade terminal remota Scada | 9 Mesa do operador |
| 5 Painel de controle da linha de 500 kV | 10 Painel de controle de proteção contra incêndio (CO ₂) |

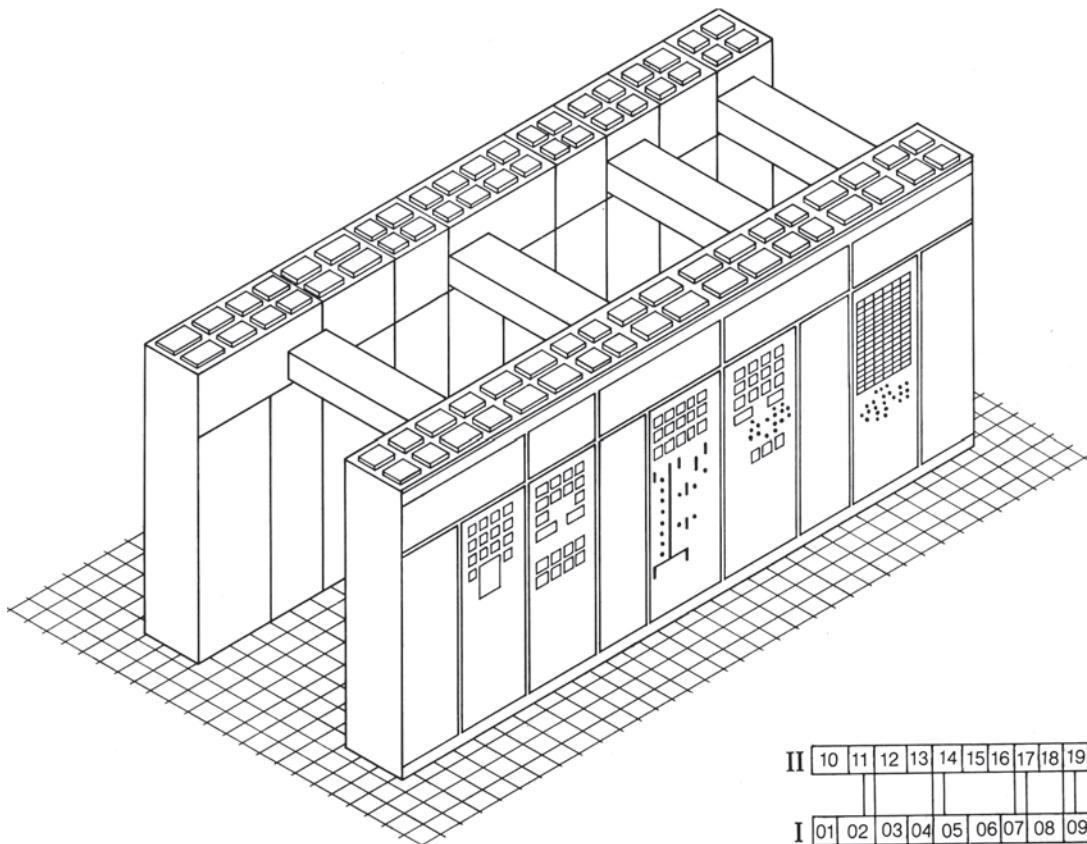


Fig. 14.3 Esquema do painel da sala de controle local

- | | | |
|---------------------------------------|--|---|
| I Painéis frontais (controles) | 01/04 Painéis de blocos terminais | 13 Distribuição de corrente contínua |
| 02/03 Instrumentos indicadores | 07/09 Painéis de blocos terminais | 11/14 Painéis de blocos terminais |
| 05/06 Controle e indicação | II Painéis traseiros (proteção) | 15/16 Relés auxiliares |
| 08 Anunciadores | 10/12 Proteção da unidade | 17/18 Painéis de blocos terminais |
| | | 19 Indicação e alarmes |

Painel ULP/05

- Medidores da corrente de saída do gerador, tensão nos terminais, potência ativa e reativa.
- Indicadores do ajuste carga-frequência.
- Síncronoscópio com dois medidores de tensão e dois de frequência.
- Chaves do disjuntor associado e chaves desligadoras, e indicadores de posição das chaves de aterramento, todos incorporados no diagrama mímico do painel. Para o segundo gerador da mesma baia de disjuntor e meio, somente anunciantes são incluídos, e os controles estão no outro conjunto ULP.
- Controles do disjuntor 52T (disjuntor central no esquema de disjuntor e meio), os quais são duplicados em ambos os conjuntos ULP. Dois seletores de sincronização permitem a conexão do equipamento de sincronização sobre o disjuntor do gerador (52U) ou sobre o disjuntor de interligação (52T)

Painel ULP/06

- Controles do sistema de excitação do gerador para regulação de tensão manual e automática.
- Instrumentos indicadores da velocidade, equilíbrio do regulador de tensão, ajuste do limitador das comportas da turbina e posição do limite das comportas da turbina da unidade.

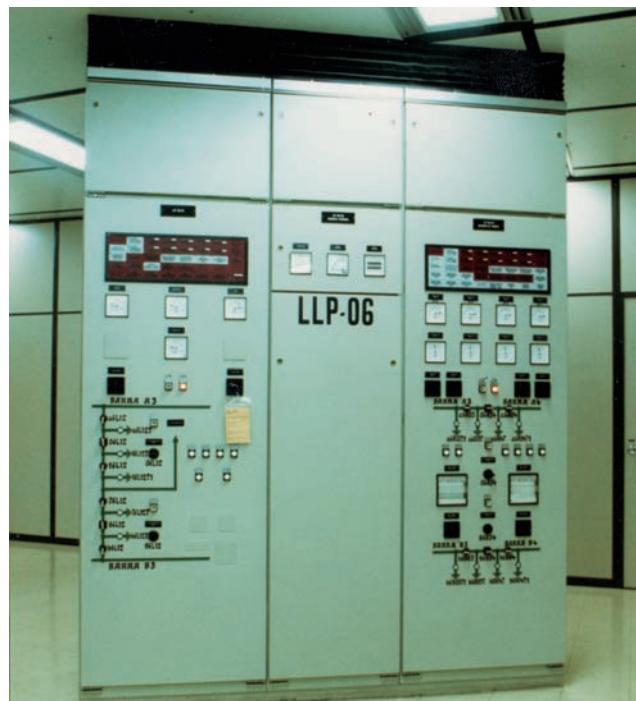


Fig.14.4 Painel de controle local da linha de transmissão

- Controles para ajuste da tensão de referência do regulador automático de tensão, chaves seletoras da regulação de tensão automática ou manual, excitação manual e abertura das comportas da turbina.
- Dois indicadores de ordem, 20 pontos cada
- Solenoides de parada parcial e parada de emergência da unidade.
- Chaves para abrir ou fechar a válvula isoladora do tanque de pressão de óleo do regulador de velocidade.
- Controles para aplicação manual dos freios do gerador e remoção ou aplicação das travas do servomotor.
- Controles para colocar o solenoide de parada nas posições de partida ou parada e para preparação para partida da unidade.
- Controles para ajuste do regulador da turbina e do regulador de tensão nas posições de partida da unidade, ligação da excitação e rearmação do detector de movimento (creep) da unidade.
- Controles para fechamento de emergência das comportas da tomada d'água.
- Chaves seletoras para controle manual ou automático do estabilizador do sistema de força e controles da partida e parada da unidade.

Painel ULP/08

- Anunciador de alarme (24 x 8 pontos) colocado em recinto comum com os botões de controle associados.
- Lâmpadas indicadoras para supervisão da continuidade do circuito das bobinas de disparo dos cinco relés de parada (86E, 86N, 86M, 05A, 05B).

Painéis traseiros

Localizados atrás dos painéis de controle da ULP há uma fileira de painéis traseiros contendo os relés de proteção do gerador, acessórios do sistema de proteção e blocos de terminais associados.

Os painéis são os seguintes:

ULP 10 e 12	Proteção da unidade
ULP 13	Distribuição de c.c.
ULP 15 e 16	Relés auxiliares
ULP 19	Relés de anunciador
ULP 11,14,17 e 18	Blocos terminais

Painel de controle local da linha de 500 kV (LLP)

(Fig.14.4)

- Diagrama mímico e chaves de controle para os dois disjuntores de 500 kV

- Controles para disjuntores 500 kV das linhas L3 e L6
- Controles para disjuntores 500 kV seccionadores de barra
- Indicadores de posição das chaves de aterramento
- Instrumentação das linhas (amperímetro, voltímetro, medidores de watts e de vars)
- Alarmes
- Anunciador de 40 pontos

Painel de controle local de serviços auxiliares (ASLP)

- Controle do conversor de frequência
- Controle dos geradores diesel de emergência
- Controle dos transformadores reguladores
- Anunciadores de serviços auxiliares
- Diagrama mímico dos serviços auxiliares

Painel de controle da proteção contra incêndio do gerador (GFP)

Painel de controle isolado para o sistema de proteção de CO₂ contra incêndio do gerador. Um painel para cada dois geradores.

Descrição dos painéis de controle

Os seguintes componentes de painéis são idênticos ou muito semelhantes:

- Anunciadores. Cada janela tem 4 lâmpadas que operam em 24 V c.c. Uma janela é usada para supervisão da c.c. e é energizada por um conversor de 120 V c.a. para 24 V c.c.. A falta da c.c. também atua uma buzina de alarme de 120 V c.a.. Cada anunciador tem um jogo de botões para as seguintes funções: reconhecimento de evento, teste de função, rearne de lâmpada, teste de lâmpada e buzina desligada. Um evento de alarme é indicado por uma lâmpada piscando na respectiva janela e o som da buzina. A operação do botão de reconhecimento silencia a buzina e muda a luz piscante para luz fixa. A lâmpada do anunciador permanece acesa até que o evento que iniciou o alarme seja eliminado e o botão de rearne da lâmpada seja apertado. O botão de buzina desligada permite o desligamento da buzina quando não é necessária, como nas salas de controle local onde há diversos anunciadores e diversas buzinas dentro da mesma sala.

- Barras mímicas e símbolos. Todos os circuitos de 500kV são verdes, com símbolos quadrados para os disjuntores e redondos para chaves seccionadoras.

- Chaves de controle: todas as chaves de controle dos disjuntores e chaves seccionadoras são do tipo discrepância. Quando ocorre uma mudança na posição do equipamento devido a um evento externo, a luz no punho da chave pisca até que o operador manualmente recoloque a chave na posição correta.

As chaves de aterramento não são operadas remotamente, mas o operador na sala de controle sabe sua posição por anunciantes, que ficam a 45° fora do alinhamento da barra mímica quando a chave de aterramento está aberta.

- Todos os instrumentos indicadores têm 96 x 96mm
- Relés auxiliares estão instalados nos conjuntos ULP para multiplicação de contatos, e quando as unidades geradoras estão sob controle central, relés auxiliares de interposição proporcionam separação do suprimento de c.c. da CCR e da sala local.
- Os instrumentos indicadores do painel de controle e medição da unidade (ULP/05) relacionados com o gerador e o transformador elevador são ligados aos secundários de transformadores de instrumentos. Outros instrumentos recebem seu sinal via transdutores com características variadas, porém a maioria para 4-20 mA.

INSTALAÇÕES EXTERNAS ÀS SALAS DE CONTROLE LOCAIS

Unidade geradora

Fora da sala de controle local, cada unidade geradora possui quatro painéis auxiliares para supervisão da unidade. Esses painéis são:

- Painel de instrumentação local (LIP Local Instrumentation Panel) localizado na elevação 92,4, num recesso na parede da galeria de acesso ao poço da turbina.
- Painel de medidores do gerador (GGB Generator Gage Board) colocado na galeria de jusante da casa de força, El. 98,5.
- Painel local (CLD) contendo os contatores de partida de motores auxiliares da turbina.
- Painéis auxiliares da turbina e do gerador (TGA) localizados na elevação 98,5. O arranjo do painel está mostrado na Fig. 14.5.

Os painéis LIP e GGB têm funções muito semelhantes. O LIP contém dispositivos auxiliares associados aos sensores pertencentes à supervisão dos acessórios da turbina, tais como mancais da turbina, caixa de vedação do eixo, pás do distribuidor, servomotores, etc. O GGB contém



Fig. 14.5 Painel auxiliar da turbina e gerador

dispositivos semelhantes para os mancais de escora e de guia do gerador, monitoramento de vibração e deflexão do eixo do gerador, supervisão do entreferro (*air gap*), detecção de água no óleo dos mancais e sensores de umidade.

Os relés auxiliares dentro dos painéis LIP e GGB são para multiplicação de contatos, necessários para anunciação, alarme, disparo e entradas para o sistema Scada. Alguns instrumentos para indicação de temperaturas, pressões e vazões também estão colocados nestes painéis. Outros instrumentos estão montados diretamente nas tubulações de ligação ou, no caso de indicadores de nível, nos recipientes.

O painel CLD contém os contadores de partida para o motor da bomba de drenagem da tampa da turbina e o motor da bomba de óleo de lubrificação.

Os painéis TGA têm anunciador com informação detalhada de alarmes na área das unidades geradoras. Os alarmes são arranjados em grupos funcionais e um alarme comum representando cada grupo é transmitido para o anunciador localizado na sala de controle local. Nos painéis frontais dos painéis da esquerda e da direita há anunciadores de 72 pontos para monitorar o regulador da turbina e os sistemas auxiliares do gerador respectivamente. Dentro do painel há relés auxiliares e terminais. O painel central contém terminais para interligação do TGA com dispositivos externos.

Transformadores elevadores

O controle local e a supervisão do banco de transformadores elevadores estão concentrados no conjunto de painéis KT, localizado na galeria dos transformadores na elevação 108.

O conjunto de painéis KT consiste de quatro painéis blindados, um para cada transformador monofásico e um painel comum para o banco trifásico. As funções de supervisão e de controle para os transformadores elevadores são:

- Anunciação de alarme de defeitos nos componentes dos transformadores e sistemas auxiliares.
- Seleção de trocadores de calor óleo-água e do modo de operação manual ou automático.
- Monitoração do sistema de água de refrigeração incluindo vazões de óleo e de água e nível da água no tanque de suprimento.
- Escolha de derivação (*tap*) dos enrolamentos dos transformadores e verificação da posição da derivação.
- Transmissão de alarmes selecionados e indicações para a sala de controle local.

Um painel de controle local (ATLP) para transformadores de serviços auxiliares GA e TB é mostrado na Fig. 14.6.

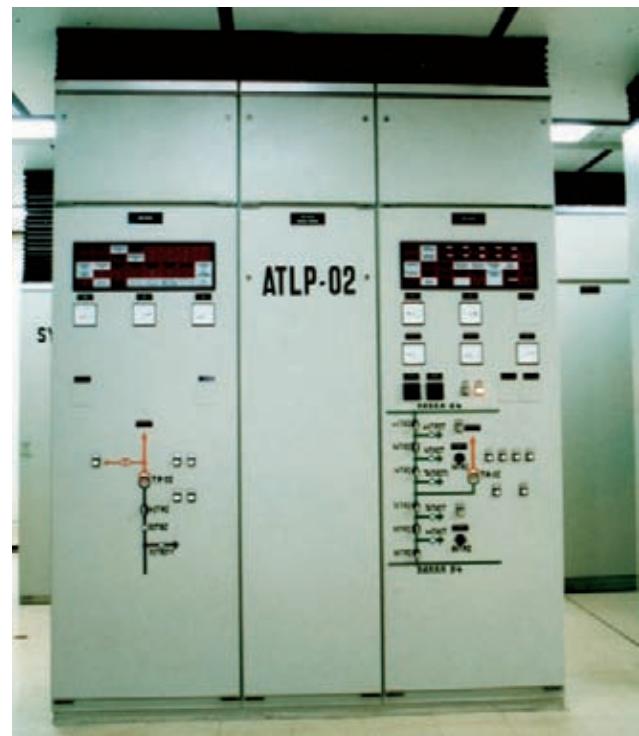


Fig. 14.6 Controle local do transformador de serviços auxiliares (ATLP)



Fig. 14.7 Painel de controle local de 500 kV da GIS

Galeria do Equipamento de Manobra Isolado a Gás SF₆ da GIS

Os controles locais e dispositivos de supervisão para o equipamento de manobra de 500 kV GIS estão colocados nos seguintes painéis localizados na galeria da GIS, na El. 128.2

- Equipamento de controle e supervisão para a GIS (Fig 14.7)
- Painéis XC de transdutores para as linhas de transmissão de 500 kV e os bancos de transformadores de força auxiliares da usina.
- Painel supervisório CSF para os circuitos das bobinas de disparo dos disjuntores de 500 kV.
- Painel BBP para proteção diferencial primária das barras de 500 kV.
- Painel BAP para proteção diferencial alternada das barras de 500 kV.
- Painel OP para o osciloperturbógrafo para monitorar eventos de defeitos nas barras de 500 kV e linhas de transmissão.
- Oscilógrafos associados à monitoração dos geradores.
- Painel CSP contendo medição para faturamento e proteção de sobretensão nas barras.
- Painel LPP para proteção primária de linha para as linhas de 500 kV.
- Painel LAP para proteção alternada para linhas de 500 kV.
- Painéis PLC para equipamento de carrier das linhas.
- Unidade terminal remota (RTU) para o sistema Scada.
- Painel de isolamento forçada FIP (inclui interface de equipamento de controle entre a usina geradora de Itaipu, a estação conversora de ATCC (Alta Tensão Corrente Contínua, HVDC em inglês) e o sistema de transmissão paraguaio).

- Painel CIC (A, B e C) para interface entre a usina geradora de Itaipu e a estação conversora ATCC (HVDC).

Intertravamentos das chaves de aterramento

Este sistema de intertravamento assegura que as chaves de aterramento da GIS não podem ser fechadas quando a seção de 500 kV associada está energizada. Três relés monofásicos de subtensão estão conectados aos potenciais correspondentes do equipamento e, quando energizados, o fechamento da chave de aterramento é bloqueado por um solenoide de 125 V c.c.

SALA DE CONTROLE CENTRAL

A sala de controle central (CCR) está localizada na El. 135,8 a jusante nos blocos das unidades 9A e 10. Adjacentes à CCR ficam a sala de computadores, salas de equipamentos de comunicação, oficina de reparos de pequenos instrumentos, sala de arquivos e salas de treinamento de operadores. Imediatamente por baixo da CCR, na El. 131,5, há uma grande sala de cabos onde todos os painéis de terminação de cabos (TACs) e equipamentos acessórios estão localizados.

A CCR tem uma área de 520 m² com piso resistente a vibrações. Acima da CCR há uma galeria de observação para visitantes com janelas inclinadas voltadas para a CCR abaixo.

Dois sistemas de controle e supervisão separados e independentes estão instalados na sala de controle central: o sistema convencional de controle e supervisão e o sistema digital Scada.

Quando a instalação do sistema Scada for completada, o sistema Scada passará a ser o sistema primário de controle e monitoração, e o sistema convencional servirá como retaguarda.

O sistema convencional de controle central funciona pela operação de chaves de controle e botões na CCR, os quais energizam relés de interposição nos painéis da sala de controle local da unidade. Por questões de confiabilidade, os relés de interposição não são usados para funções de operação de emergência.

A escolha do modo de operação é feita pelo uso das chaves seletoras de controle local-central instaladas nas mesas de controle da CCR. Essas chaves por sua vez operam relés biestáveis de transferência colocados nas várias instalações locais. As bobinas dos relés de



Sala de controle central – painéis de 50 Hz e mesa de controle

interposição são energizadas a partir de fonte separada de corrente contínua 125 V. Há uma completa separação entre o sistema de c.c. da CCR e os sistemas de c.c. dos controles locais. Isto melhora a confiabilidade do sistema local de controle e torna o sistema independente do sistema da CCR. Os circuitos de c.c. para controle remoto do equipamento do vertedouro são alimentados via conversores c.c./c.c., que oferecem uma separação similar.

Controles iniciados por botões (tais como aumentar-diminuir, seleção do modo de controle conjunto-individual, ou operação das comportas do vertedouro) exigem a depressão simultânea do botão de controle e do botão auxiliar comum permissivo. Para operações de emergência associadas às unidades geradoras, dois botões de controle devem ser operados simultaneamente.

Arranjo

O arranjo geral da sala de controle central está mostrado na Fig. 14.8. Nesse arranjo as seguintes diretrizes foram observadas:

- O operador da usina está normalmente numa das mesas supervisórias digitais (DSD), de onde o controle e a verificação de estado de todo equipamento e sistemas

podem ser efetuados e monitorados via Scada.

- Da mesma posição o operador pode facilmente observar os painéis verticais do sistema convencional.
- Os controles convencionais estão arranjados para uso conveniente na mesa de controle.
- Normalmente as unidades estão sob controle conjunto e são operadas do console de controle conjunto (JCC).
- Quando o modo de controle convencional é usado, operações como partida ou parada de uma unidade, ajuste de referências, verificações de estado, sincronização, parada de emergência, etc. são efetuadas desde as mesas de controle (CD).
- Outras operações menos frequentes, como manobra de linha de transmissão e de barramento, operação das comportas do vertedouro, etc. são efetuadas nos painéis de controle verticais.

Painéis da sala de controle central

Os conjuntos de controle e supervisão convencional na CCR são de dois tipos básicos: painéis verticais e conjuntos de controle tipo mesa, ver Fig. 14.9. Os painéis tipo vertical incluem painéis metálicos do tipo convencional e painéis tipo mosaico com controles e instrumentos miniaturizados.

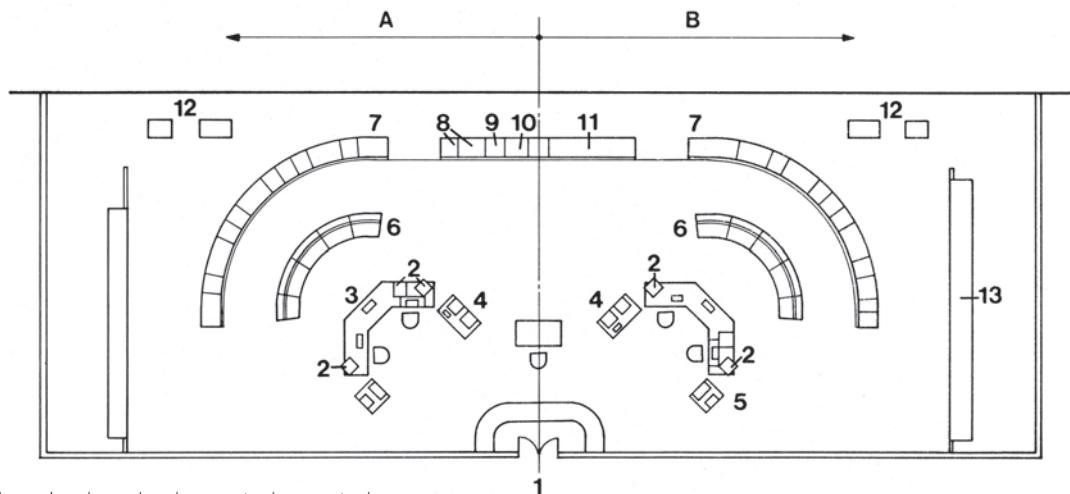


Fig. 14.8 Arranjo da sala de controle central

- | | | |
|---|--|--|
| A Bloco da unidade nº 10 | 5 Impressora | 10 Medidores totalizadores |
| B Bloco da unidade nº 9A | 6 Mesa de controle de geradores | 11 Controle da subestação da margem direita |
| 1 Entrada | 7 Painéis de controle, instrumentos e indicação | 12 Equipamento de controle conjunto |
| 2 Monitor CRT (cathode ray tube) | 8 Controle do vertedouro | 13 Painéis de serviços auxiliares |
| 3 Mesa digital | 9 Controle hidráulico | |
| 4 Consola de TV | | |

Os conjuntos principais de controle e supervisão localizados na CCR e suas abreviações são como segue:

Painel vertical unitário

(um conjunto completo para setores de 50Hz e 60Hz)

Seção	Quantidade	Descrição
GUS	5	Controle e supervisão unidades geradoras
L	4	Linha transmissão 500 kV
AUX	1	Transformador de serviços auxiliares
JC	1	Controles conjuntos
BUS	1	Secionamento de barras 500 kV
SYB	2	Painéis de sincronização

Supervisão de unidade geradora (GUS). Estes painéis têm anunciação, instrumentação e representação mímica requeridas para a supervisão pelo operador de duas unidades geradoras adjacentes. O painel vertical contém apenas alguns dispositivos de controle, necessários para operações infrequentes. Os dispositivos de controle para as operações normais estão localizados nas seções correspondentes da mesa de controle (CD)

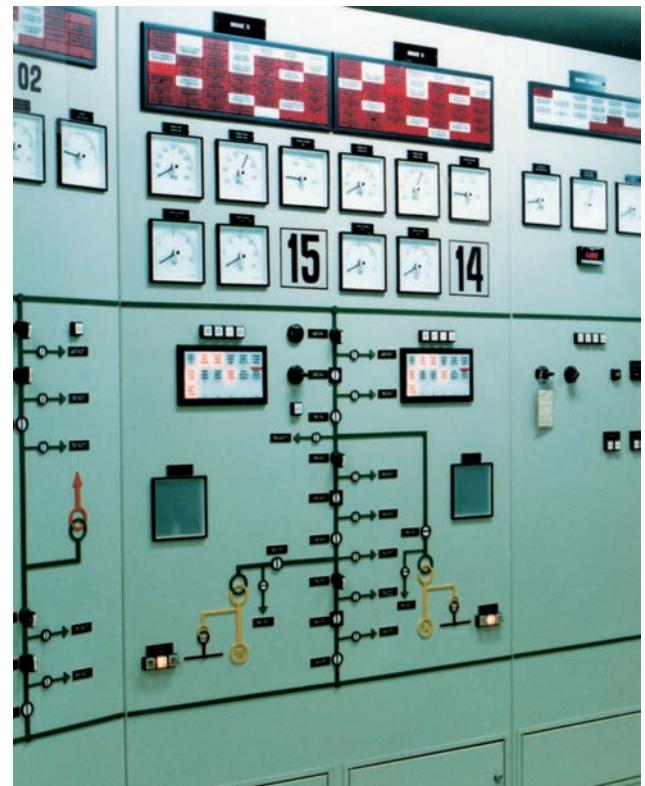


Fig. 14.9 Detalhes do painel da sala central de controle

Os anunciadores de alarme ficam no topo dos painéis GUS. Instrumentos indicadores de corrente, tensão, potências ativa e reativa estão na parte superior do painel GUS.

A parte inferior do painel GUS tem o diagrama mímico, os indicadores de posição dos disjuntores da GIS, chaves de aterramento, chaves seccionadoras, indicadores de ordem de sequência para partida da unidade e espaço para os registradores de tendências.

Linha de transmissão de 500 kV (L). Esta seção contém instrumentos da linha de transmissão de 500 kV e também os controles para os disjuntores e chaves seccionadoras associados. A seção está equipada com duas chaves seletoras de sincronização para permitir sincronização de linha de qualquer das outras barras principais de 500 kV à linha de transmissão.

A manobra de linha de transmissão é considerada uma operação infrequente, normalmente não necessitando de sincronização. Assim os controles de linha estão nos painéis verticais e não na mesa de controle. O modo de sincronização é somente manual.

Esta seção do painel também tem instrumentos, lâmpadas indicadoras e chaves de teste para testar a onda portadora (*carrier*) da linha e os canais de comunicação por micro-ondas necessários aos relés de proteção da linha.

Transformador de serviços auxiliares (AUX). Contém controles e instrumentos para os transformadores auxiliares principais de 500 – 13.8 kV (TA-01 / 02). Uma chave seletora “central – local” e duas chaves seletoras de sincronização permitem a sincronização entre as duas barras principais de 500kV.

Controle Conjunto (JC). Acomoda os instrumentos indicadores para as nove unidades geradoras de cada frequência. Os instrumentos montados neste painel são MW, MVar e o indicador de ajuste da inclinação de decaimento de velocidade (*speed droop*) para as unidades em controle conjunto o qual funciona em conjunção com o console do controle conjunto (JCC). As seções do painel de controle conjunto para 60 Hz e para 50 Hz são idênticas, exceto que a seção de 50 Hz tem um conjunto de 9 botões para a seleção de uma turbina específica para operar com inclinação de decaimento de velocidade igual a zero.

Seção de secionalização de barramento (BUS). Esta seção de painel contém instrumentos, dispositivos de

controle e anunciador para as seções de barramento de 500 kV isolados a SF₆ A1, A2, B1 e B2 do setor de 50 Hz e A3, A4, B3 e B4 do setor de 60 Hz.

Como existem quatro seções de barramento para cada setor de frequência, estão instalados quatro voltímetros e quatro frequencímetros. Duas chaves seletoras de sincronização permitem que o mesmo equipamento de sincronização seja usado para ler tensões e frequências de qualquer dos pares de barramentos.

O modo de sincronização é somente manual. A seção de painel também tem espaço para dois registradores de tendência (*trend recorders*) para o sistema Scada, chave seletora de controle local-central e dois amperímetros. Os amperímetros mostram as correntes nas barras de 500 kV, que dependem da configuração relativa das seções de barramento, unidades geradoras e linhas de transmissão.

Quadros móveis de sincronização (SYB). São usados para auxiliar o operador ao sincronizar unidades geradoras, linhas de transmissão e seções de barramento manualmente. Cada quadro contém um sincronoscópio, um voltímetro de escala dupla e um frequencímetro de escala dupla.

Painéis verticais comuns

(para ambas as frequências)

Seção	Descrição
HYP	Indicação de estado hidráulico
SWP	Controle e supervisão do vertedouro
TOP	Totalização de produção
CLP	Relógios da usina

Seção hidráulica (HYP). Acomoda anunciadores de alarme, registradores indicadores e instrumentos para nível de água na tomada d’água e no canal de fuga e sua diferença. Os sinais procedem de medidores de nível tipo bolha: dois na barragem principal (Blocos E5/6, F35/36) e dois na casa de força (U7, U18). Esta seção de painel também abriga dois registradores indicadores , o primeiro totalizando a vazão através das turbinas de 50 Hz, e o segundo totalizando a vazão através das turbinas de 60 Hz, e dois integradores da vazão total de água.

Seção de controle das comportas do vertedouro (SWP). Contém indicadores de posição, controles e anunciação de alarme para as comportas do vertedouro e

seus auxiliares. A posição de cada comporta é indicada. A operação das comportas pode ser individual ou simultânea para todas as comportas de uma calha do vertedouro.

Painel totalizador (TOP). Tem três jogos de medidores indicadores de MW e MVar. Um jogo é para a geração de 50 Hz, o segundo para a de 60 Hz e o terceiro para o total. Também tem quatro registradores indicadores de dupla escala para tensões e frequências, dois jogos para 50 Hz e dois para 60 Hz das barras da GIS, e chaves seletoras para escolher a seção de barramento desejada para medição.

Painel do sistema de relógios (CLP). Contém dois relógios de sistema, um para o sistema de 50 Hz e um para o sistema de 60 Hz, e dois relógios secundários de referência, com chaves de ajuste do tempo. Os relógios têm mostradores de 24 horas. O padrão final de referência é um relógio eletrônico a quartzo, com duas unidades mestras de controle. Uma unidade opera como unidade principal transmitindo impulsos para 25 relógios secundários localizados nas salas de controle locais, áreas dos geradores, áreas de montagem, etc. A segunda unidade é uma reserva ativa.

Painéis verticais do tipo mosaico

Seção	Descrição
RMP	Subestação da Margem Direita (um conjunto)
ASP	Serviços Auxiliares (um conjunto para cada setor)

Subestação da Margem Direita (RMP). Acomoda anunciadores de alarme, instrumentos e dispositivos de controle para controle da subestação da margem direita, incluindo setores de 500 kV, 220 kV e 66 kV.

Os controles incluem manobra dos disjuntores nos três níveis de tensão, manobra das chaves seccionadoras associadas, seleção do modo de operação manual ou automático dos reguladores de tensão de 220 kV e controles manuais para os reguladores de tensão.

Painel de serviços auxiliares (ASP). Contém anunciadores de alarme, instrumentos e dispositivos de controle para o controle centralizado dos principais elementos dos sistemas auxiliares de 50 Hz e 60 Hz. Os dois painéis são praticamente idênticos, exceto por

diferenças menores na nomenclatura. Os painéis têm controles para:

- Seleção da fonte de suprimento para os serviços auxiliares da usina, manobra das interconexões entre os conjuntos de manobra QA e QP, etc.
- Controles dos mecanismos de mudança de derivações dos transformadores reguladores de tensão (TD-01/02 e TD-03/04).
- Controles de partida e parada dos geradores diesel de emergência (GD-01/02 e GD-03/04).
- Equipamento de manobra de emergência CS para partida e operação dos conversores de frequência (HF 01/02 e HF 03/04). Uma parte de cada painel contém anunciadores de alarme para os componentes do sistema auxiliar.

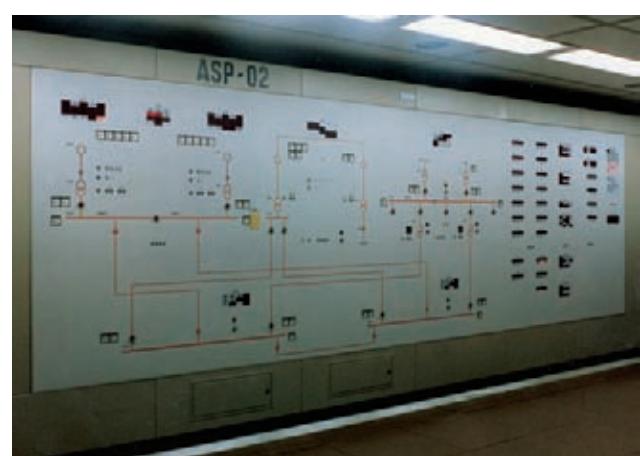
Conjuntos tipo mesa (desk type)

(dois conjuntos, um para 50 Hz e um para 60 Hz)

Seção	Descrição
CD	Mesa de controle de unidade geradora
JDC	Console do controle conjunto

Mesa de controle de unidade geradora (CD).

Acomoda os controles para partida da unidade, sincronização, operação, seleção dos modos de operação, paradas normais e de emergência. A mesa consiste de cinco seções. Cada seção tem os controles e instrumentos de duas unidades adjacentes. A parte superior vertical do CD contém dois grupos idênticos de seis instrumentos para indicação das quantidades associadas à partida da unidade, excitação e carregamento.



Painel mímico de serviços auxiliares da sala central de controle

Jogos de botões permitem o ajuste de valores de referência, controle de partida e parada da unidade, seleção do modo de operação, seleção da fonte de suprimento do UMCC e verificação de estado. Existem chaves para seleção de sincronização manual ou automática. O diagrama mímico incorpora as chaves de controle do disjuntor e da chave seccionadora do transformador da unidade.

Durante a operação, a seção específica do CD é associada à seção correspondente do GUS, onde instrumentos grandes proporcionam a necessária exibição para supervisão da unidade.

Console do controle conjunto (JCC). Há um console JCC para cada setor de frequência. Cada console funciona em conjunto com a seção correspondente JC dos painéis verticais (GUP). O console JCC contém medidores indicadores digitais de Hz, MW e MVar, total para cada setor e o total para as unidades colocadas em controle conjunto. Também há medidores digitais para a tensão das barras de 500 kV e o correspondente ajuste de tensão de referência.

Quatro jogos de pares de botões são usados para fazer ajustes. Nove jogos de indicadores de ordem com três lâmpadas mostram o estado de cada unidade geradora, ou seja, sob controle conjunto de MW, controle conjunto de MVar, ou sob controle conjunto pelo Scada. Também há uma lâmpada indicadora indicando controle do centro de despacho do sistema de força (Furnas). Dois botões de contato momentâneo são usados para aumentar ou diminuir o total de MW da usina.

Mesa supervisora digital (DSD)

Há duas mesas supervisoras idênticas, cada uma com dois teclados de controle digital e um painel de comunicação. Cada teclado também controla duas unidades de exibição de vídeo (VDU) localizadas na frente das mesas respectivas. Os armários para o equipamento periférico estão na mesma área, mas próximos da parede da frente da sala central de controle.

Painéis dos dispositivos de terminal e auxiliares (TACs)

Estes ficam localizados no piso abaixo da sala central de controle. Contém blocos terminais para a fiação de interconexão dos vários painéis na CCR e para a fiação dos painéis de controle local de todas as unidades. Também contém certos dispositivos auxiliares, tais como

disjuntores de c.c., relés auxiliares para separação galvânica dos anunciadores, conversores c.c./ c.a., lógica dos anunciadores, etc.. A interligação dos vários painéis locais aos TACs é feita por cabos múltiplos de controle blindados. A ligação dos TACs com os painéis correspondentes na CCR é feita com condutores blindados com conectores tipo tomada (plug-in) instalados em calhas metálicas.

O arranjo dos TACs na sala permitiu a terminação conveniente dos cabos, o teste de circuitos em ambas as direções, reduziu ao mínimo a interferência entre as unidades já em operação e permitiu o teste conveniente dos circuitos das unidades em instalação.

Características específicas de projeto

Os conjuntos de painéis verticais metálicos de tipo convencional (GUS, L, HYP, SWD, AUX, etc.) empregam componentes e detalhes muito semelhantes aos usados nos painéis locais das unidades. Certas características, entretanto, são diferentes:

- Os instrumentos indicadores têm dimensões de 144mm x 144mm.
- Sinais de transdutores são usados em todos os instrumentos.
- Todos os painéis contendo instrumentos têm facilidades de teste do tipo tomada adequados para a baixa corrente dos transdutores.
- Os painéis ficam normalmente escuros, com as lâmpadas indicadoras apagadas. As lâmpadas indicadoras acendem somente quando há mudança de estado ou quando a verificação de estado é solicitada pelo operador.

O barramento mímico dos painéis obedece a um código de cores que representam as tensões, como se segue:

500 kV	Verde
230 kV	Vermelho
66 kV	Preto
18 a 25 kV	Amarelo
4 a 16 kV	Laranja
460 V	Castanho

Painéis do tipo mosaico (RMP, ASP-1 e ASP-2) têm uma estrutura de chapa e um painel frontal composto dos azulejos mosaicos de 25 mm x 25 mm, que compõem os elementos modulares. Os instrumentos recebem sinais de transdutores e são tipo miniatura (25 mm x 25 mm). Os dispositivos de controle, instrumentos indicadores e anunciadores também

são tipo miniatura e dimensionados para encaixar em múltiplos dos azulejos.

CENTRO DE DESPACHO DE CARGA

Devido à importância do projeto e ao papel que a geração de Itaipu representa na operação dos sistemas de força brasileiro e paraguaio, à complexidade das condições hidrológicas e às numerosas interligações de transmissão elétrica com as empresas de eletricidade, a usina tem um centro de despacho de carga. As principais funções do centro de despacho de carga são a previsão de disponibilidade da geração de Itaipu e a correlação com as necessidades dos dois sistemas de força. São levadas em conta as condições hidrológicas, o programa de manutenção das unidades e a estimativa de tempo parado devido a possíveis paradas forçadas.

A sala do centro de despacho de carga fica localizada acima da estrutura principal da casa de força, no edifício da administração na El. 145,65. O arranjo geral da sala é mostrado na Fig. 14.10. A sala tem um grande barramento mímico dinâmico com exibição de estado e medidores registradores. Estão instalados equipamentos de comunicação e o console de despacho, que inclui quatro monitores para acesso a dados necessários para o efetivo despacho da usina. O equipamento do centro de despacho de carga tem interface com o equipamento localizado na sala central de controle, sistema TADMIC, e terá interface com o futuro sistema Scada.

Toda a fiação de controle para o centro de despacho de carga é reunida no painel de terminais TCC que está localizado

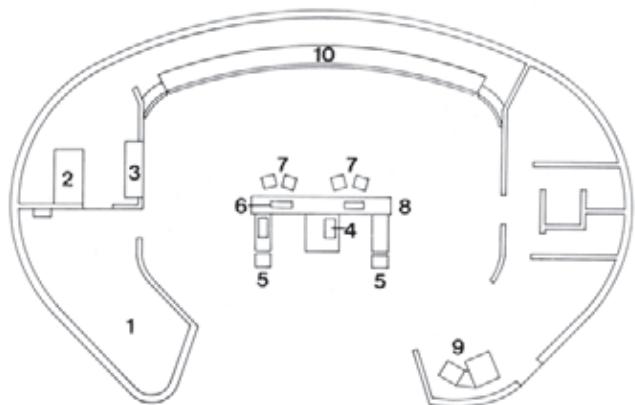


Fig. 14.10 Arranjo da sala do despacho de carga

- | | |
|---|---|
| 1 Sala do equipamento de comunicação | 5 Impressoras |
| 2 RTU (unidade terminal remota) | 6 Teclado |
| 3 Instrumento registrador | 7 Monitores CRT (Cathode ray tube) |
| 4 Equipamento de comunicação | 8 Console do despachante |
| | 9 Console de treinamento |
| | 10 Quadro mímico |

adjacente aos TACs. A interligação entre TACs e TCC é feita por cabos de controle, e do TCC para as exibições do despacho da usina por cabos de fibra ótica. Atualmente as exibições dinâmicas da subestação da margem direita são acionadas pelo sistema TADMIC mas no futuro receberão os sinais através do novo sistema Scada.



Quadro mímico da sala de despacho de carga

SUPERVISÃO

A maior parte da supervisão da usina, bem como os controles, é efetuada em dois locais: as salas de controle local das unidades e a sala central de controle. O controle e sistema de supervisão convencionais inicialmente instalados estão sendo suplementados por um novo sistema Scada digital que terá aproximadamente 25 mil pontos de dados disponíveis para os operadores na sala central de controle.

Dependendo da natureza dos parâmetros supervisionados, o ponto de dados pode servir apenas para observação, dar alarme, ou atuar uma parada de emergência. As facilidades de alarme e parada são parte do esquema geral de proteção que está descrito na seção da proteção.

UNIDADES GERADORAS

Os seguintes componentes críticos de cada unidade geradora são supervisionados:

Geral

- Temperaturas do óleo e das sapatas do mancal da unidade geradora, níveis de óleo, presença de água no óleo, vazão da água de refrigeração e temperaturas da saída da água de refrigeração.
- Sistema de alta pressão de óleo de elevação do mancal de escora do gerador
- Caixa de vedação do eixo.
- Sistema de água de refrigeração do gerador
- Bombas de drenagem da tampa da turbina
- Sobrevelocidade da unidade
- Detecção do movimento (creep) da unidade
- Todos os suportes de mancais estão equipados com dispositivos de detecção de vibração, e as deflexões do eixo são monitoradas no local do mancal de guia da turbina.

Gerador

As temperaturas dos enrolamentos do estator são continuamente monitoradas por meio de detectores de temperatura por resistência (RTDs) nas ranhuras do estator. A temperatura da água de refrigeração desionizada das barras do enrolamento do estator é monitorada na entrada e na saída das tubulações de água. A supervisão dos trocadores de calor de água bruta para ar do gerador inclui a monitoração da vazão da água de refrigeração e temperaturas da água na entrada e na saída. A temperatura do ar de resfriamento em cada trocador é monitorada por RTDs. Chaves de nível e de água no óleo são do tipo sonda capacitiva, onde o vaso e a sonda atuam como eletrodos e o líquido é o eletrólito.

A deflexão de posição e oscilações do eixo são principalmente monitoradas por dispositivos captadores sem contatos, com transmissores onde a sonda é fixada à parte móvel.

Detectores de temperatura por resistência (RTDs) são usados para supervisão contínua e em combinação com indicadores e registradores de temperatura. Os RTDs são de platina, de 100 ohm, três fios. Também são usados termopares para medição de pontos quentes, calibração e testes periódicos.

Todas as medições de corrente, tensão e outras são convertidas por transdutores em sinais de 4 a 20 mA c.c., que são transmitidos por cabos blindados de par trançado até os respectivos dispositivos indicadores.

A temperatura do ar no alojamento do conjunto dos anéis de contato do gerador também é monitorada.

Monitoração do entreferro (air gap)

O sistema de monitoração do entreferro do gerador verifica a uniformidade do entreferro e é capaz de detectar um desvio de 0.5 mm entre os eixos verticais do estator e do rotor. O desvio aparece nos instrumentos como uma deflexão constante do ponteiro. Excentricidades ou saliências no rotor aparecem como uma deflexão oscilante do ponteiro.

Os sensores do sistema são semicondutores cuja resistência aumenta proporcionalmente à intensidade do campo magnético circundante. Quatro grupos de sensores estão instalados, cada grupo consistindo de dez magnetoresistores ligados em série.

Considerando a importância da uniformidade do entreferro, o sistema presente será suplementado por um sistema de monitoração por fibra ótica, que proporcionará uma medição mais precisa das variações do entreferro e mostrará as distorções no rotor e no estator, incluindo desvio no eixo da unidade.

Detecção de ozônio

A presença de ozônio no ar ambiente dentro do alojamento do gerador é uma indicação de descargas elétricas parciais que são prejudiciais para a vida do isolamento das barras do enrolamento do estator. Um detector de ozônio (Disp. 45) é usado para monitorar a presença de ozônio dentro do alojamento do gerador. O detector analisa o conteúdo de gás com um alto grau de precisão usando fotômetros de operação contínua. O ar ambiente dentro do alojamento do gerador é amostrado em quatro pontos e passado por filtros até o detector. O sinal de saída do detector em 4-20 mA aciona um instrumento indicador com escala de 0-10 mg/m³.

Monitoração de perturbações no sistema

Falhas e perturbações no sistema que influenciam o comportamento do gerador e do sistema de excitação são registradas por oscilógrafo. Cada gerador tem um oscilógrafo registrador de eventos de alta velocidade com 16 entradas analógicas e 32 entradas digitais, facilidades

para teste, suprimento de força e um modem de dados. A informação coletada é transmitida em forma digital para a unidade processadora central (CPU). Os oscilógrafos estão localizados na galeria de montante na elevação 98,5, próximos ao equipamento de excitação do gerador. A CPU e seu equipamento periférico (impressora, VDU e teclado) estão localizados na sala central de controle. A memória da CPU consiste de discos rígidos e flexíveis. As seguintes variáveis são monitoradas: correntes do estator do gerador (cada fase), corrente do neutro dos transformadores elevadores, potência real, frequência, corrente de campo, corrente de campo da ponte negativa de tiristores, sinal de controle da ponte positiva, sinal de controle da ponte negativa, tensões do lado de c.a. do suprimento para a ponte negativa (três fases) e tensões nas pontes positiva e negativa.

Descargas parciais

As descargas parciais no enrolamento do estator são detectadas por detectores do tipo acopladores capacitivos que são ligados às terminações do neutro do enrolamento do estator, um acoplador capacitivo para cada um dos seis circuitos paralelos, ou um total de 18 acopladores por unidade.

Vibrações

Além dos sensores de proteção normais instalados na unidade, os seguintes dispositivos adicionais são usados:

- Sensores de vibração radial do eixo para cada um dos mancais de guia, duas sondas colocadas em quadratura.
- Sensores de vibração radial dos mancais de guia instalados em quadratura.
- Dois sensores de vibração axial para o mancal de escora.
- Quatro sensores tangenciais nas placas de suporte da carcaça do estator

As saídas desses sensores serão interfaceadas com o novo sistema Scada, onde serão comparadas com leituras anteriores, indicando assim mudanças nos padrões de vibração devido a desequilíbrios mecânicos, magnéticos ou térmicos, ou excitação hidráulica anormal. Os sensores da carcaça do estator detectam oscilações de baixa frequência atribuídas às interfaces com o sistema de transmissão e com a operação da estação conversora de ATCC (HVDC) no caso das máquinas de 50 Hz.

TRANSFORMADORES ELEVADORES

Cada transformador tem sensores para monitorar as temperaturas do óleo e dos enrolamentos, níveis de óleo, circulação de óleo, vazão de água de refrigeração, aumento súbito de pressão do gás, e válvulas de alívio de pressão. As buchas de alta tensão e de neutro têm transformadores de corrente para relés de proteção e entrada do dispositivo tipo réplica de medição de temperatura e monitoração. O transformador da fase "B" tem na bucha de alta tensão um dispositivo de potencial de bucha que proporciona tensão para sincronização da unidade.

EQUIPAMENTO DE MANOBRA ISOLADO A GÁS (GIS)

Existem dois oscilógrafos, um para o setor de 50 Hz, e um para o setor de 60 Hz, cada um consistindo de 32 canais e 16 sensores de partida. Os canais são utilizados como se segue:

- Dezesseis canais analógicos são usados para supervisão de tensão nas barras (fases A, B e C e o residual de cada seção de barramento).
- Doze canais analógicos são usados para supervisão das correntes de linha (fases A, B e o residual de cada linha)
- Um canal analógico é reserva.
- Dois canais marcadores de eventos são usados para supervisionar 16 eventos (energização de bobina de disparo de cada disjuntor)
- Um canal para marcação de tempo.

Os 16 sensores de partida estão ligados como se segue:

- Quatro sensores monofásicos de sobrecorrente estão ligados aos circuitos residuais dos transformadores de corrente da proteção alternativa (um para cada linha de 500 kV)
- Quatro sensores trifásicos de sobretensão em sequência negativa estão ligados aos transformadores de potencial das barras (um para cada seção de barramento de 500 kV)
- Quatro sensores trifásicos de sobretensão (ligados como acima)
- Quatro sensores trifásicos de subtensão com limitador de operação (ligados como acima)

Os painéis dos oscilógrafos, OP-01 e OP-02, estão localizados na galeria da GIS.

O equipamento de manobra isolado a gás tem um sistema de alarme de dois estágios de baixa densidade do gás. Ambos os estágios de indicação de baixa densidade do gás dão somente alarmes e não iniciam disparo de disjuntores.

MEDIDA PARA FATURAMENTO

Há dois sistemas separados para medição para faturamento, um para o setor de 50 Hz e outro para o de 60 Hz.

A energia para o setor de 50 Hz é medida nos seguintes locais:

- Na casa de força para as duas linhas de transmissão de saída de 500 kV, L3 e L4 que transmitem força diretamente para a estação conversora ATCC de Foz do Iguaçu.
- Na subestação da margem direita para as duas linhas de transmissão de 500 kV (L9 e L10) que transmitem força para a estação conversora de ATCC de Foz do Iguaçu, para as quatro linhas de transmissão de 220 kV (L1, L2, L3 e L4) interligadas com o sistema de força da Ande, e para a linha de 66 kV para a subestação de Foz do Iguaçu.

A energia medida na subestação da margem direita, das linhas de saída de 500 kV e 220 kV, é processada por um instrumento programável de telemedição (TPI) e impressa localmente e remotamente (na sala do centro de despacho de carga na casa de força).

A energia medida na casa de força (linhas de 500 kV L3 e L4) é processada por um TPI e impressa na sala do centro de despacho de carga.

A energia para o setor de 60 Hz (linhas de 500 kV L5, L6, L7 e L8) é medida na casa de força, depois processada por um TPI e impressa na sala do centro de despacho de carga na casa de força.

Os valores impressos em todos os casos são kWh e kVAh e incluem totais horários, diários e mensais e os máximos.

SISTEMA DE SUPERVISÃO TADMIC

Este sistema é empregado para coletar e multiplexar dados de supervisão na subestação da margem direita de modo a minimizar o número de canais de micro-ondas requeridos para transmissão dessa informação às telas do centro de despacho de carga na casa de força. O sistema TADMIC

tem a capacidade de 1.000 pontos digitais e 300 sinais analógicos e inclui provisões para expansão futura. A arquitetura do sistema consiste de uma rede local de micro computadores que são compatíveis com o computador pessoal IBM. O sistema consiste de uma unidade mestra, unidades terminais remotas para captação de dados e interfaces para atuação de quadros mímicos e unidades de vídeo VDUs.

O sistema TADMIC é um sistema de supervisão flexível que fornece informação sobre o desempenho de subsistemas elétricos e mecânicos e mede quantidades elétricas em tempo real. Os principais componentes e o arranjo funcional dos sistemas TADMIC são mostrados na Fig. 14.11.

SISTEMA SCADA

Descrição Geral

O objetivo geral do novo sistema Scada é proporcionar um sistema moderno e altamente flexível, não só para controle e supervisão da usina inteira mas também para gerência de energia, monitoração e funções de diagnóstico das unidades geradoras.

O sistema Scada consiste do subsistema digital (SCD) de controle da usina e do subsistema de monitoração e diagnóstico das unidades geradoras (Mondig).

O subsistema SCD fornece aos operadores da usina e despachantes de carga informação em tempo real das condições existentes de operação do equipamento e também fornece facilidades para a execução de controle e supervisão através das telas de vídeo e teclados. O subsistema SCD também fornece interfaces *on line* com os operadores dos sistemas da Eletrobrás, da Ande e de Furnas, e emprega uma variedade de programas de aplicação de software para otimizar a geração da Itaipu.

O subsistema Mondig irá monitorar o desempenho das unidades geradoras, detectando anormalidades e alertando quanto a possível deterioração das condições de operação de forma a evitar inspeções desnecessárias nas unidades geradoras e minimizar a duração e o número de tais inspeções. Os parâmetros-chave do diagnóstico das condições da unidade são vibração, variação do entreferro, descargas parciais e temperatura. Os resultados

da monitoração e procedimentos de diagnóstico são apresentados aos operadores da usina através do subsistema SCD.

O sistema Scada também é interligado com outros sistemas digitais internos isolados da usina, tais como SOM (sistema de operação e manutenção), SCH (sistema de controle hidrometeorológico), TADMIC (quadro mímico) e SIS (sistema integrado de segurança).

FUNÇÕES DO SISTEMA

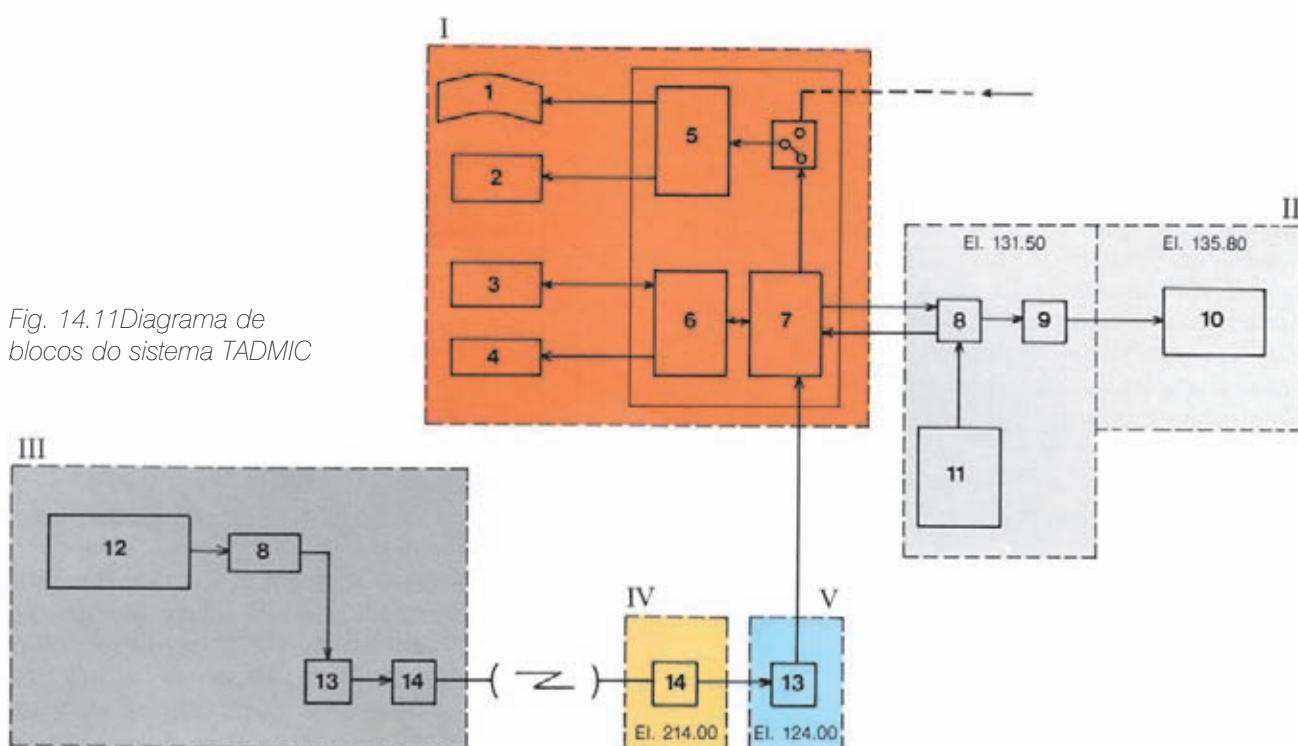
As funções do sistema Scada são agrupadas como descrito abaixo:

- Funções gerais como aquisição, processamento e armazenagem de dados, apresentações visuais, gravação de dados, controle supervisório e troca de informações com sistemas internos e externos.
- Funções de programação de operação da usina tais

como previsão hidrológica, programação de geração e manutenção e provisão de orientação para operação dos sistemas elétrico e hidráulico.

- Funções de supervisão e controle como monitoração dos sistemas elétrico e hidráulico; geração automática e controle de tensão; estimativa de estado; monitoração e diagnóstico de unidades geradoras; análise de perturbações, procedimentos para restauração do sistema de energia, e recolhimento de dados históricos.
- Relatórios pós-operação como elaboração de dados estatísticos, relatórios operacionais e contabilidade de intercâmbio de energia.
- Outras funções miscelâneas tais como base de dados para software, desenvolvimento e manutenção da apresentação, treinamento de despachante / operador, estudos de engenharia do sistema, manutenção preventiva e corretiva do hardware e armazenagem e revisão de regras e instruções de operação.

Fig. 14.11 Diagrama de blocos do sistema TADMIC



I Sala de despacho

II Sala de controle central

III Subestação da Margem Direita

IV Barragem principal

V Bloco da unidade nº 9

1 Quadro mímico

2 Instrumento registrador

3 Monitor CRT

4 Impressoras

5 Controlador nº 1

6 Controlador nº 2

7 Processador central

8 RTU unidade terminal remota

9 TACs 561 – 566

10 Painel de controle

da Subestação da

Margem Direita

11 TACs 532-535/541-545/
632-634/ 641-646

12 Quadros de controle

13 Multiplex de micro-ondas

14 Transmissor/ receptor de
micro-ondas

CONFIGURAÇÃO DO SISTEMA

O sistema Scada consistirá de uma estação-mestra, 38 unidades terminais remotas (RTU), 59 módulos de aquisição de dados (MOD) e dez gabinetes de equipamento de subsistemas Mondig (cinco para monitoração de vibração de unidades geradoras e cinco para monitoração do entreferro dos geradores).

O sistema Scada será funcionalmente dividido nas seguintes partes: computadores, aquisição e controle de dados, interface homem-máquina e subsistema de desenvolvimento e treinamento. A configuração básica do sistema está mostrada na Fig. 14.12.

Computadores

Três computadores idênticos são responsáveis pelo desempenho de todas as funções descritas acima e por gerenciar toda a configuração do sistema. Uma rede Ethernet padrão dupla da área local (LAN) será usada para conectar todos os componentes do sistema, com exceção dos terminais de suporte como PCs para desenvolvimento de software, programação e manutenção que se comunicarão com os computadores via dois sistemas LAN separados.

Quando todos os três computadores estiverem disponíveis, o primeiro computador operará em modo primário, o segundo computador num modo de prontidão

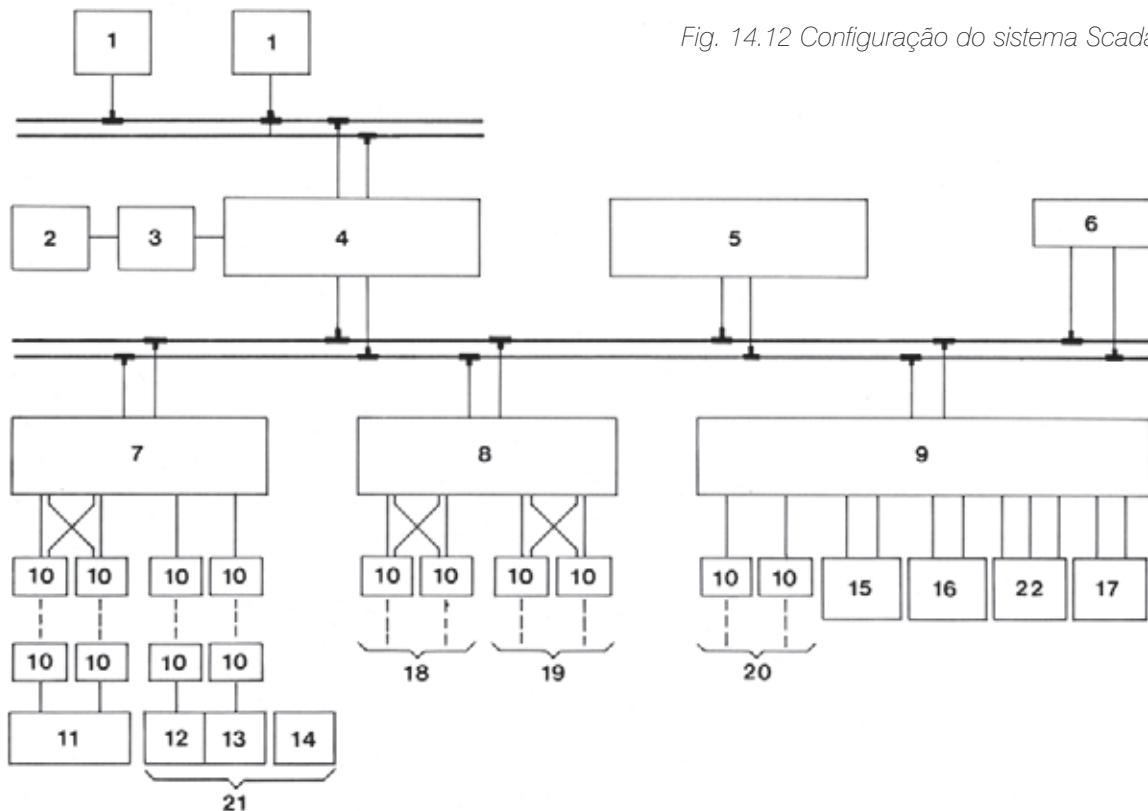


Fig. 14.12 Configuração do sistema Scada

1 PCs e impressoras (9)

2 Impressoras (3)

3 Terminais do sistema

4 Computadores principais cada um com dois discos e uma fita (3)

5 Estações de trabalho, cada uma com 2 monitores e 4 copiadoras de vídeo (8)

Nota: números entre parênteses indicam quantidades

6 Estação de trabalho e projetor de vídeo (1)

7 Interfaces A e B de telecontrole (4)

8 Portas A e B (4)

9 Servidores A, B e C (3)

10 Modems (38)

11 RTUs (38) e MODs de dados (59)

12 Gabinete de equipamento para monitoração de vibração (5)

13 Gabinete de equipamento para monitoração do entreferro (5)

14 PCs (2)

15 Sistema de tempo e frequência

16 Unidades de alarme audível

17 Impressoras de linha (2)

18 Sistemas externos (Eletrobrás, Ande e Furnas)

19 Sistemas internos (SOM, SIS)

20 Sistemas internos (TADMIC, SCH)

21 Mondig

22 Impressoras (11)

imediatamente disponível e o terceiro computador será usado para treinamento e desenvolvimento de software. Em caso de só dois computadores estarem disponíveis, o primeiro operará no modo primário e o segundo desempenhará as duas funções restantes. Se um só computador estiver disponível, somente as funções do modo primário serão atendidas.

Aquisição de dados e controle

Este sistema será composto de interfaces de telecontrole (TCIs), RTUs, MODs e portas, e servirá igualmente aos sistemas externos da Eletrobrás, da Ande e de Furnas, e ao sistema interno da usina.

Os TCIs farão a interface dos computadores com aproximadamente 25.000 pontos de dados coletados nas RTUs e nos MODs bem como nos gabinetes de equipamento dos Mondig. Além de executar funções básicas de comunicações, os TCIs também executam funções de pré-processamento tais como verificar com validade a conversão de unidades de engenharia e a manobra automática de canais em falha.

As RTUs serão ligadas ponto a ponto com a estação mestra por uma rede de fibra ótica. Empregarão MODs que serão localizados perto do processo físico real, assegurando maior confiabilidade e melhor resposta. Os MODs são conectados às RTUs via rede de área local que usará ligações de fibra ótica.

As portas e servidores interligarão os sistemas externos e internos bem como as impressoras à rede LAN de duplo processo. Esse equipamento consistirá de microcomputadores industriais compatíveis com PC.

Interface homem – máquina

Este subsistema consiste de quatro consoles de operadores, dois consoles de despachantes, um console de demonstração com projetor de vídeo e terminais de suporte do subsistema. Os consoles são estações de trabalho do tipo gráfico pleno, com *panning*, *zooming*, *decluttering* e *windowing* para melhor acesso à informação e apresentação.

Os terminais de suporte serão microcomputadores tipo PC. O projetor de vídeo será ligado a uma estação de trabalho exclusiva sem afetar a operação do sistema em tempo real.

Desenvolvimento e treinamento

Este subsistema permitirá a simulação de condições reais de operação para treinamento de operadores e despachantes e também terá meios para desenvolver e

manter software. Consiste de dois consoles, terminais associados e outros dispositivos periféricos. Os consoles serão idênticos aos da interface homem-máquina.

ASPECTOS DE PROJETO E DESEMPENHO

O critério de projeto usado para o sistema Scada leva em consideração todos os requisitos funcionais da operação da usina e adotará a tecnologia mais atualizada, com os seguintes aspectos inovadores:

- Uma configuração com sistema de arquitetura inteiramente aberta, com todos os elementos de hardware funcionais interligados via redes de área local.
- Três computadores principais, cada um capaz de desempenhar o conjunto completo de funções operacionais críticas, oferecendo benefícios impossíveis na configuração tradicional de dois computadores.
- RISC (*reduced instruction set computer* = computador com jogo de instruções reduzido) estações de trabalho gráficas para os consoles da interface homem – máquina.
- Computadores pessoais em lugar dos tradicionais terminais de programador de vídeo.
- Um projeto de RTU de arquitetura aberta com módulos de entrada / saída distribuídos.

PROTEÇÃO

UNIDADES GERADORAS

As unidades geradoras são protegidas por grupos convencionais de relés tipo estático. A lista de dispositivos de proteção da unidade é como se segue:

Dispositivo

tivo nº Funcão

87V	Relé diferencial para proteção da seção de 500 kV (SF_6) entre a bucha do transformador elevador e os disjuntores da unidade
21	Relé de impedância de retaguarda
40	Relé de perda de campo e subexcitação
46	Relé de desbalanço da carga do gerador (corrente de sequência negativa)
51/50A	Relé de sobrecorrente do suprimento de força de serviço da unidade

Dispositivo nº	Função
51N	Relé de sobrecorrente de terra do transformador elevador
51NA	Relé de sobrecorrente de terra do transformador de serviço da unidade
59	Relé instantâneo de sobretensão do gerador, com compensação de frequência
59T	Relé de sobretensão com retardo do gerador, com compensação de frequência
60	Relé de balanceio de tensão. Bloqueia os 64SA e 21
64SA	Relé detector de terra no estator do gerador (90%)
64SB	Relé detector de terra no estator do gerador (100%)
87G	Relé diferencial do gerador
87SP	Relé diferencial de fase dividida do gerador
87TA	Relé diferencial do transformador de serviço da unidade
87U	Relé diferencial da baía da unidade
87TR	Relé diferencial do transformador elevador
87TRG	Relé diferencial de terra do transformador elevador
95-1/2/3	Relé de proteção de sobrefluxo volt/hertz

Os relés de proteção usados e suas funções estão descritos abaixo:

Proteção contra perda de excitação e subexcitação (Disp. 40)

Protege o gerador contra falha da excitação ou contra excessiva redução da corrente de campo que poderia resultar em operação assíncrona do gerador e superaquecimento da unidade. Um retardo de aproximadamente 0,1s permite que o regulador automático de tensão tome ação corretiva antes da parada de emergência ser iniciada pelo relé de bloqueio Disp. 86N e 05A.

Proteção de retaguarda (Disp. 21/50V)

Esta proteção consiste de um relé tipo distância de dois estágios cuja operação é iniciada por uma queda de tensão e aumento da corrente. O primeiro estágio tem característica tipo "mho" e alcança 30% no enrolamento do transformador e opera com um pequeno retardo. O segundo estágio alcança o sistema de transmissão e tem um retardo maior para permitir que outros dispositivos de proteção isolem a falta antes da operação deste relé.

O primeiro estágio desta proteção opera o relé de bloqueio 86E e o segundo estágio opera o relé 05A.

Proteção diferencial do gerador (Disp. 87G)

A zona de proteção deste relé para detecção de falha entre fases no enrolamento do estator estende-se desde o neutro do enrolamento de fase do gerador até as buchas terminais do gerador. Ele compara a corrente entrando num enrolamento de fase com a que sai e produz uma saída retificada proporcional à diferença, que opera o relé de bloqueio 86E se o ajuste mínimo for excedido. Há um enrolamento estabilizador para tornar este relé inoperante no caso de altos valores de correntes de defeito para faltas externas.

A proteção é efetiva para a detecção de falhas entre fases no enrolamento do estator do gerador, mas por causa da alta resistência do aterramento do neutro, em caso de falha para a terra, a corrente é limitada a um valor baixo (aproximadamente 20 A) tal que a proteção diferencial permanece inoperante.

Proteção diferencial de fase dividida do gerador (Disp. 87SP)

Este relé detecta barras ou grupos de barras em curto circuito em cada fase do enrolamento do estator. Cada um dos condutores de fase acima do final do neutro no enrolamento do estator é dividido em dois condutores paralelos, cujas correntes são medidas pelos transformadores de corrente e comparadas pelo relé. Em condições normais as correntes são iguais. Entretanto, se uma parte do enrolamento está em curto circuito, surge uma corrente de circulação, que é percebida por esta proteção, que por sua vez inicia a parada de emergência através do relé de bloqueio 86E.

Proteção diferencial geral do gerador e transformador (Disp. 87U)

Esta proteção é similar às outras proteções diferenciais. A zona protegida inclui o enrolamento do estator, ambos os enrolamentos do transformador elevador da unidade e uma seção da barra de 500 kV SF₆ da GIS até os disjuntores. Ela serve como retaguarda para os relés 87G, 87TR, e 87V. O relé 87U opera para todas as faltas entre fases dentro da zona protegida e também faltas a terra no enrolamento de alta tensão do transformador. Não opera para faltas a terra no enrolamento do estator do gerador ou no enrolamento de baixa tensão do transformador. Esta proteção opera o relé de bloqueio 86E.

Proteção do gerador contra carga não balanceada (Disp. 46)

Este relé protege o rotor do gerador contra contribuição prolongada da unidade para uma condição externa de carga desbalanceada, como a causada por um condutor de fase rompido, contatos de disjuntor impropriamente fechados, etc. As correntes de sequência negativa que circulam durante a condição de carga desbalanceada induzem correntes de dupla frequência no rotor as quais podem superaquecer a estrutura do rotor.

O relé de proteção de estado sólido é um relé de sequência negativa do tipo imagem térmica, cujo primeiro estágio dá um alarme e o segundo estágio opera o relé de parada parcial 05A.

Proteção de balanço de tensão (Disp. 60)

Esta proteção monitora a tensão de suprimento ao equipamento de excitação (não há fusíveis primários) e a tensão de suprimento aos relés de proteção (com fusíveis primários) e bloqueia a operação das proteções 21 e 64SA quando as duas tensões são diferentes.

Proteção de falha a terra 90% do enrolamento do estator do gerador (Disp. 64SA)

A zona de proteção deste relé, para faltas fase para a terra no enrolamento do estator, estende-se desde os terminais de linha do gerador até aproximadamente 10% do neutro. As faltas para a terra ocorrem quando há uma falha do isolamento entre a barra do condutor e o ferro da ranhura do estator. O deslocamento de tensão resultante é detectado pelos transformadores de potencial do gerador com a saída do secundário em delta aberto aplicada ao relé que opera o relé de bloqueio 86E.

Proteção de falha a terra 100% do enrolamento do estator do gerador (Disp. 64SB)

A função deste relé é similar à do 64SA, exceto quanto à zona de proteção que é 100% do enrolamento do estator, incluindo o neutro. Um sinal de 20 Hz produzido pelos transformadores de potencial em Y do gerador é superposto no circuito secundário do transformador de aterramento do neutro do gerador, fazendo uma corrente baixa de 20 Hz circular pela resistência e capacidade para a terra do gerador. No relé essa corrente é compensada por uma segunda corrente de 20 Hz no circuito de medição do relé, de modo que quando uma falha interna ocorre a corrente de operação aumenta devido ao decréscimo da impedância

para a terra, o relé responde ao desequilíbrio entre as duas correntes e opera o relé de bloqueio 86N.

As proteções de 90% e 100% têm uma diferença conceitual importante. Com a proteção de 90% a sensibilidade na detecção de falhas é máxima perto dos terminais do gerador e decresce em direção ao neutro, enquanto com a detecção 100%, a sensibilidade máxima está no neutro e decresce em direção aos terminais do enrolamento.

Proteção de sobretensão (Disp. 59/59T)

Este relé de proteção impede sobretensões sustentadas causadas por operação defeituosa do regulador automático de tensão ou por uma rejeição de carga plena com o sistema de excitação em controle manual. É ajustado para tensão e tempo de modo que numa rejeição de carga plena com o regulador de tensão operando corretamente, ele não opera. A proteção opera o relé de parada 05 (59T e 05A) e tem dois estágios. Uma forte sobretensão resulta numa parada após um curto retardo, enquanto uma pequena sobretensão inicia a parada depois de um retardo maior.

TRANSFORMADORES ELEVADORES

Proteção de falta a terra restrita do transformador (Disp. 87TRG)

A zona de proteção deste relé para falhas a terra no enrolamento do transformador é 90% do enrolamento começando da bucha de alta tensão. O relé opera o relé de bloqueio 86E.

Proteção diferencial do transformador (Disp. 87TR)

Este relé protege os transformadores elevadores desde as buchas de alta até as buchas de baixa e para estabilização utiliza o segundo harmônico da corrente de magnetização inicial (*inrush*) quando o disjuntor se fecha. Essa proteção opera o relé de bloqueio 86E e o relé de bloqueio local 86TR

Proteção volts / hertz do transformador (Disp. 95)

Este relé protege o núcleo do transformador contra fluxo excessivo medindo a relação entre tensão e frequência. Um aumento nessa relação indica um aumento na densidade de fluxo magnético, que por sua vez resulta em saturação no núcleo de ferro e correntes parasitas excessivas nas partes de ferro do transformador e estruturas adjacentes. A proteção tem um retardo e opera o relé de bloqueio 86E.

Proteção de sobrecorrente de terra do transformador (Disp. 51N)

A zona de proteção deste relé para falhas a terra no enrolamento do transformador não é limitada e irá operar para falhas na GIS e nas linhas de transmissão. Ele executa a mesma função que o 87 TRG – proteção de falha a terra restrita, e é coordenado com outras proteções por meio de um retardo. O relé opera o Disp. 05A.

Proteção diferencial de barras curtas de 500 kV (Disp. 87V)

A zona de proteção deste relé para os trechos curtos de barras de 500 kV isoladas a gás, desde a bucha de alta tensão do transformador até a GIS 500 kV incluindo dois disjuntores de 500 kV (52U e 52T). O relé opera o relé de bloqueio 86E e o relé de bloqueio auxiliar 86SF.

TRANSFORMADORES AUXILIARES DAS UNIDADES

Proteção de sobrecorrente de fase do transformador (Disp. 51/50A)

No lado de 18 kV o transformador é protegido por três relés de sobrecorrente de tempo inverso (Disp 51) que têm disparos instantâneos (Disp. 50). A proteção opera para falhas e sobrecargas no lado de 460 V e ativa o bloqueio 86E. As falhas a terra no lado de 18 kV são percebidas pela proteção de terra do estator do gerador (Disp. 64SA e 64SB)

Proteção diferencial do transformador (Disp 87TA)

Esta proteção é efetiva para faltas internas entre fases mas não opera para faltas de linha para a terra. O relé opera o bloqueio 86E.

Proteção de sobrecorrente de terra do transformador (Disp. 51N)

O relé está instalado na conexão a terra do zig-zag secundário, enrolamento de 460 V, e opera o bloqueio 86E.

TRANSFORMADORES DE CORRENTES ESPECIAIS

Os relés de proteção 87G, 87U, 87TR, 87SP operam pelo princípio da comparação de correntes em dois ou mais circuitos para detectar as falhas. Para um estado normal de operação, essas correntes são praticamente iguais e estão na mesma posição vetorial, de modo que basicamente se cancelam e somente uma pequena corrente residual circula no relé.

Quando ocorre uma falha externa, fora da zona protegida, a corrente transitória que atravessa pode causar saturação do TC, que resulta em correntes desbalanceadas e perigo de uma operação do relé. Por esta razão, um tipo especial de TC indevida com entreferro é usado em ITAIPU.

BARRAMENTO ISOLADO A GÁS DE 500 kV (GIS)

Um isolamento muito rápido de um trecho de barramento defeituoso da GIS é necessário para prevenir um possível rompimento do invólucro de alumínio, que poderia resultar em liberação de gases tóxicos. Para minimizar essa possibilidade dois esquemas de proteções diferenciais de barra ultrarrápidas são usados. Para evitar falha de modo comum, os dois esquemas de proteção são independentes e usam princípios de operação diferentes. Os dois esquemas de proteção são:

- Proteção diferencial primária de barra (87P)
- Proteção diferencial alternada de barra (87A).

Os esquemas de proteção são idênticos para os setores de 50 Hz e de 60 Hz. A ação dos dois esquemas de proteção diferencial é similar e executa as seguintes funções:

- Energiza ambas as bobinas de disparo dos disjuntores.
- Energiza relés de bloqueio para bloquear qualquer tentativa de fechar um disjuntor na seção defeituosa de barramento.
- Inicia a proteção de falha de disjuntor
- Aciona sinal de alarme na sala de controle local.

Proteção diferencial primária de barra (87P)

Cada sistema de proteção (setores de 50 Hz e 60 Hz) consiste de quatro zonas diferenciais para acomodar duas barras de 500 kV, cada barra sendo longitudinalmente seccionada em duas partes. Os quatro jogos de painéis de proteção estão instalados na galeria da GIS, cada conjunto contendo duas proteções diferenciais (BBC tipo IZX1), uma para a seção de barra A e outra para barra B. Adicionalmente há dois jogos de teste, relés de bloqueio e lâmpadas indicadoras, relés de disparo de alta velocidade, minidisjuntores para proteção de circuitos auxiliares, filtros para harmônicos transitórios, conversores c.c. – c.c. e módulos para supervisão e anunciação. O conjunto tem iluminação interna, aquecimento e tomadas de energia.

Esta proteção é do tipo de alta impedância. Em serviço normal, a diferença entre as correntes do alimentador

entrando e saindo é zero. Durante uma falha na barra há uma corrente diferencial que passa através de alta impedância dentro do relé IZX1 e produz uma queda de tensão maior do que o ajuste do relé, e portanto o relé de proteção opera.

Em operação, esta proteção supervisiona automaticamente os circuitos diferenciais e circuitos internos do relé e defeitos são indicados por alarme audível e sinal visual.

Proteção diferencial alternada de barra (87A)

Esta proteção cobre as mesmas seções de barras que a proteção primária descrita acima. Localizados nos mesmos painéis estão relés associados com a proteção de “falha do disjuntor” para as seções de barra. Cada conjunto consiste de dois painéis. A proteção é BBC tipo INX2 que usa o princípio da comparação direcional e dispara se o seguinte ocorrer simultaneamente:

- Todas as correntes de alimentador estão indo para a barra.
- A corrente diferencial excede o valor prefixado.

Há uma unidade de teste automático que verifica regularmente se a proteção está “pronta para operar”. Esta verificação é efetuada por uma supervisão contínua e por uma sequência automática de teste. A supervisão contínua verifica os circuitos internos principais e as tensões do suprimento auxiliar. A sequência de teste automática supervisiona as funções mais importantes de proteção e é iniciada periodicamente através de um temporizador interno ou manualmente a qualquer momento. Defeitos são indicados por alarme audível e sinal visual.

Proteção contra falha de disjuntor (50/62BF)

Cada disjuntor de 500 kV da GIS está equipado com proteção contra falha de disjuntor. Quando ocorre uma falha no equipamento, ela deve ser detectada e corrigida no mesmo terminal, de acordo com a filosofia de “retaguarda local”.

Sempre que um disparo de proteção de um disjuntor é iniciado, o esquema de falha do disjuntor também é iniciado. Se o disjuntor dispara e interrompe o circuito dentro do tempo prescrito, a proteção de falha do disjuntor rearma. Se, entretanto, o disjuntor deixa de disparar ou de interromper a corrente de defeito, a proteção contra falha do disjuntor completa seu ciclo, e dispara todos os disjuntores adjacentes.

O esquema de falha do disjuntor consiste de três relés sensores de corrente (50BF), um relé temporizador (62BF)

e um relé de bloqueio (86BF). Para defeitos que não envolvem correntes elevadas o suficiente para operar os relés de corrente (50BF), a proteção também pode ser atuada por contatos auxiliares do disjuntor.

Sistema CSF de supervisão de bobinas de disparo

Este sistema, que é contínuo e automático, é efetivo quando o disjuntor está fechado. Ele usa um relé auxiliar de baixa corrente em série com um resistor ajustável e com bobina de disparo. Havendo interrupção do circuito de disparo, o relé de corrente cai e atua, com um retardo, um relé auxiliar com contatos auxiliares de alarme. Existem seis jogos do equipamento por disjuntor, um para cada bobina de disparo.

A corrente através do relé é limitada pelo resistor a um valor tão baixo que não pode causar disparo. O relé está continuamente energizado, mas caso alguma das seis bobinas de disparo abra, o relé cai, e após um retardo, atuam os alarmes local e remoto.

Cada painel CSF tem iluminação interna, aquecedores controlados por termostato e minidisjuntores.

LINHAS DE TRANSMISSÃO DE 500 kV (50 Hz)

O esquema de proteção das linhas de transmissão pode detectar defeitos trifásicos, monofásicos, entre fases, e duas fases para a terra. Dois sistemas independentes, basicamente idênticos, proporcionam uma proteção primária (LPP) e uma alternada (LAP) para as linhas. Cada uma consiste de um relé de distância (21) e um relé de sobrecorrente direcional de terra (67N) associados com canais de comunicações por onda portadora e micro-ondas para formar um esquema permissivo, com sobrealcance, sem bloqueio, com transferência de disparo. O relé de distância também aciona um temporizador para cobrir a possível perda de canais de comunicação de teleproteção durante um defeito em linha. Além disso, sempre que qualquer proteção dispara os disjuntores, o terminal remoto também é disparado através de canais de transferência de disparo.

Ambos os sistemas atuam nas bobinas de abertura dos disjuntores de linha em um tempo máximo de 2,5 ciclos após a ocorrência da falta. Também é provido releamento de falha do disjuntor. Os relés de proteção de ambos os esquemas são do tipo estático.

Os painéis de proteção de linhas estão localizados na galeria da GIS próximo aos disjuntores de linha, ver Fig. 14.13.



Fig. 14.13 Painéis de proteção primária e alternada das linhas de transmissão de 500 kV (50 Hz)

LINHAS DE TRANSMISSÃO DE 500 kV (60 Hz)

O esquema de proteção pode detectar as mesmas falhas que o do setor de 50 Hz, mas aqui o sistema de proteção primária é diferente da proteção alternada.

O sistema primário consiste de um esquema de proteção diferencial de linha usando canal de comunicação por fibra ótica e é suplementado por um relé de sobrecorrente direcional de terra associado com canais de micro-ondas para formar um esquema permissivo, com sobre alcance, sem bloqueio, com transferência de disparo (87LP/67NP).

A ligação em fibra ótica para o diferencial (87P) é redundante e tem duas rotas, uma aérea e outra subterrânea. Em caso de uma falha na linha, a proteção primária dispara ambos os terminais da linha por meio do sinal de transferência direta de disparo através do elo de comunicação de fibra ótica. O sinal de fibra ótica é

continuamente monitorado, e ocorre um alarme se o sinal é perdido ou cai abaixo de um nível aceitável.

O sistema de proteção alternada é um esquema permissivo, com sobrealcance, sem bloqueio, com transferência de disparo, atuado por um relé de distância (21A), que emprega a ligação de comunicação por onda portadora (*power line carrier*) como canal de teleproteção.

INTERFACE COM A ESTAÇÃO CONVERSORA ATCC (HVDC)

O número de geradores em serviço na usina de Itaipu do sistema de 50 Hz deve ser adequado para suplementar os requisitos de potência reativa na estação conversora de ATCC de Foz do Iguaçu. O computador da subestação de Foz do Iguaçu recebe continuamente informação sobre o estado de operação dos geradores de 50 Hz na usina e, dependendo de várias configurações de filtros e conversores de ATCC, inicia os necessários sinais para ação corretiva.

ESQUEMA DE ISOLAÇÃO FORÇADA

A capacidade da usina hidrelétrica de Acaray da Ande no Paraguai não é suficiente para suprir as necessidades de potência reativa da estação conversora de ATCC de Foz do Iguaçu sem contribuição dos geradores de Itaipu. Se a contribuição de potência reativa de Itaipu é perdida, o sistema Ande deve ser imediatamente isolado. O esquema de proteção de isolamento forçada (FIP) que implementa essa ação consiste de duas instalações. O painel FIP1 é localizado na galeria da GIS na usina e o painel FIP2 fica localizado no edifício de controle da subestação da margem direita.

Os dispositivos de proteção no painel FIP1 detectam a perda da última linha de interconexão de 500 kV ou a perda da última unidade geradora na usina e envia um sinal de transferência de disparo para abrir todos os disjuntores de linha de 220 kV na subestação da margem direita, isolando o sistema da Ande do sistema de Itaipu.

O equipamento do painel FIP2 detecta variadas perturbações do sistema, como sobretensão ou subfrequência, reversão do sentido de potência, etc. que indicam a perda da contribuição da geração da usina de Itaipu, e dispara todos os disjuntores de linha de 220 kV como descrito acima.

PAINÉIS DE PROTEÇÃO

A construção dos painéis de proteção é similar à dos painéis de controle, exceto que o acesso frontal e traseiro é por portas com abertura externa. O acesso aos painéis de terminais e aos dutos de fiação superiores é por chapas de aço removíveis. Os relés de proteção são do tipo estático e têm as seguintes características:

- Tempos de disparo curtos, que facilitam a coordenação de relés e tendem a reduzir os danos ao equipamento protegido.
- Baixo consumo de energia, reduzindo a carga nos transformadores de instrumentos.
- Módulos padronizados, assegurando componentes bem experimentados.
- Vulnerabilidade reduzida a vibrações.
- Sinais de disparo de baixa tensão e corrente, programados em matriz de disparos.
- Jogos de teste incorporados para rápida verificação da prontidão de cada relé de proteção.
- Conectores tipo tornada (*plug-in*)

A fiação secundária dos transformadores de potencial e corrente da unidade é ligada por conectores tipo tornada à frente das sub-bandejas associadas. Os sinais eletrônicos internos são conduzidos em sub-bandejas, proporcionando uma separação física entre as duas classes de fiação.

O SISTEMA ELÉTRICO

INTERLIGADO

GERAL	15.3
SISTEMA DE 50 HZ	15.6
Subestação da Margem Direita	15.6
Linhos de Transmissão de 500 kV	15.13
Sistema de Transmissão de Alta Tensão em Corrente Contínua (HVDC)	15.14
Controle de Operação	15.22
Linhos de Transmissão de Alta Tensão em Corrente Contínua (HVDC)	15.27
SISTEMA DE 60 HZ	15.29
Descrição e Características Principais	15.29
Subestação de Foz do Iguaçu	15.29
Linhos de Transmissão	15.36

O SISTEMA ELÉTRICO INTERLIGADO

GERAL

Os setores brasileiro e paraguaio da usina hidrelétrica de Itaipu geram energia respectivamente a 60 e a 50 Hz, de acordo com as frequências existentes nos respectivos países. A energia gerada a 18 kV é transformada na casa de força para 500 kV, para transmissão para os sistemas do Brasil e do Paraguai.

O setor de 60 Hz da casa de força é ligado por quatro linhas de 500 kV de Itaipu à subestação de Foz do Iguaçu, localizada na margem esquerda do rio e operada por Furnas. Lá a tensão é elevada para 765 kV (durante a fase de viabilidade do projeto a tensão correspondia a 750 kV). Da subestação de Foz do Iguaçu a energia é transmitida por três linhas de 765 kV para a subestação de Tijucó Preto, na região de São Paulo. Existem também duas subestações intermediárias, Ivaiporã e Itaberá.

O setor de 50 Hz foi projetado para acomodar futuras modificações no sistema. Os requisitos iniciais foram para um suprimento de energia confiável, para o Paraguai em 220 kV, mas relativamente pequeno, e o restante da energia vendida para o Brasil. Gradualmente isto irá mudar, com mais energia sendo usada em 50 Hz, primeiro em 220 kV e depois, no futuro, para o sistema paraguaio em 500 kV.



Vista aérea da subestação
de Foz do Iguaçu

O setor de 50 Hz da casa de força é ligado por quatro linhas de 500 kV com a subestação da margem direita. Então parte da produção é rebaixada para 220 kV e transmitida para o Paraguai, e o restante é transmitido à subestação de Foz do Iguaçu no Brasil, onde, de acordo com decisão tomada em 1978 (ver Capítulo 2), é convertida para corrente contínua e transmitida por duas linhas de \pm

600 kV Alta Tensão em Corrente Contínua (HVDC) para a região de São Paulo, onde ela é reconvertida para 60 Hz.

Os aspectos principais do sistema de transmissão da usina de Itaipu para o Brasil e o Paraguai estão mostrados de forma simplificada na Fig. 15.1.

As Figs. 15.2 e 15.3 mostram os sistemas elétricos do sul do Brasil e do Paraguai interligados com Itaipu.

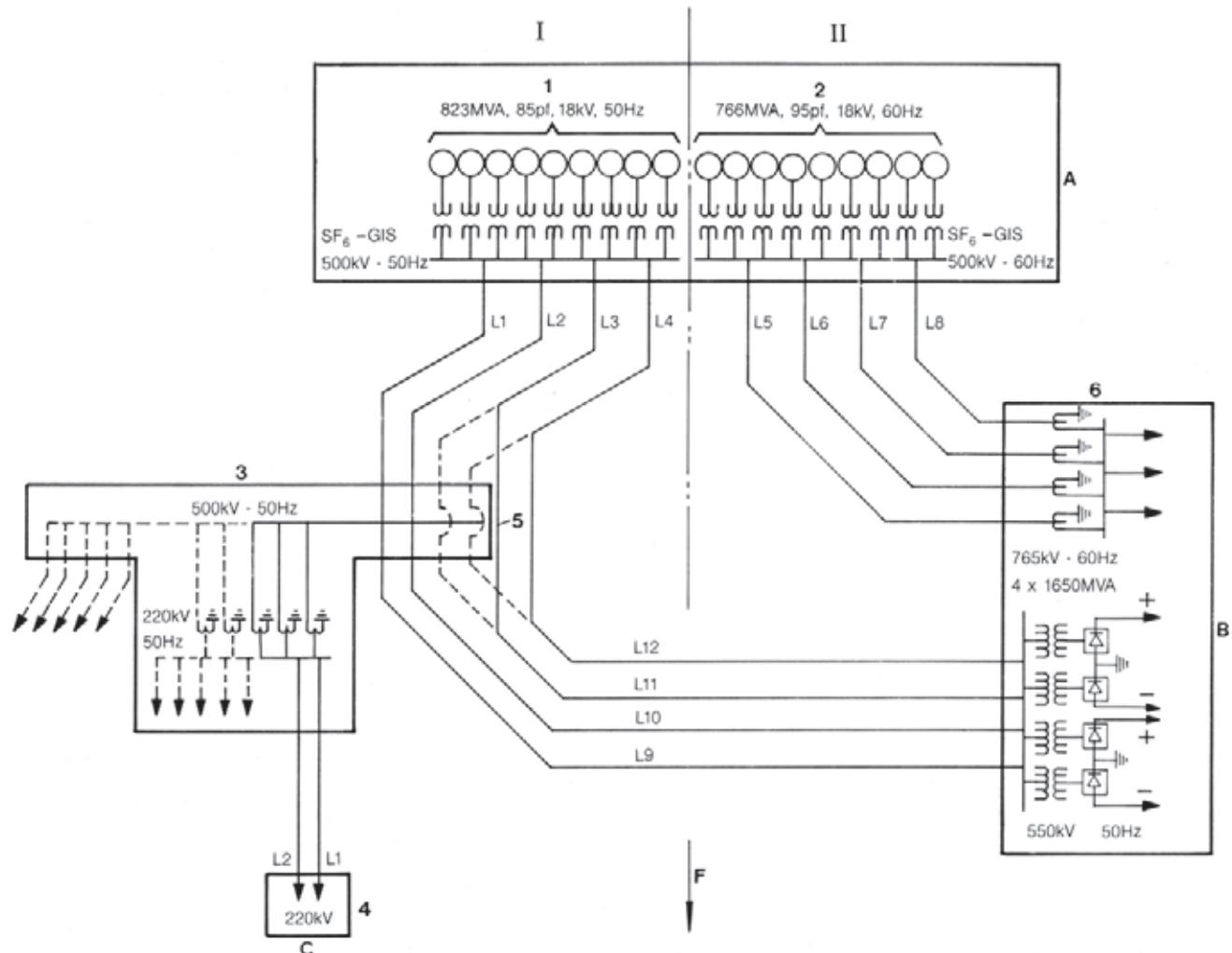


Fig. 15.1 Diagrama elétrico simplificado – área do projeto de Itaipu

I Paraguai

II Brasil

A Casa de força

B Sistema da Eletrobrás

C Sistema da Ande

1 Unidades 1 a 9

2 Unidades 10 a 18

3 Subestação da margem direita

4 Usina de Acaray (ANDE)

5 Ligação provisória

6 Subestação de Foz do Iguaçu (Furnas)

F Direção do fluxo do rio Paraná

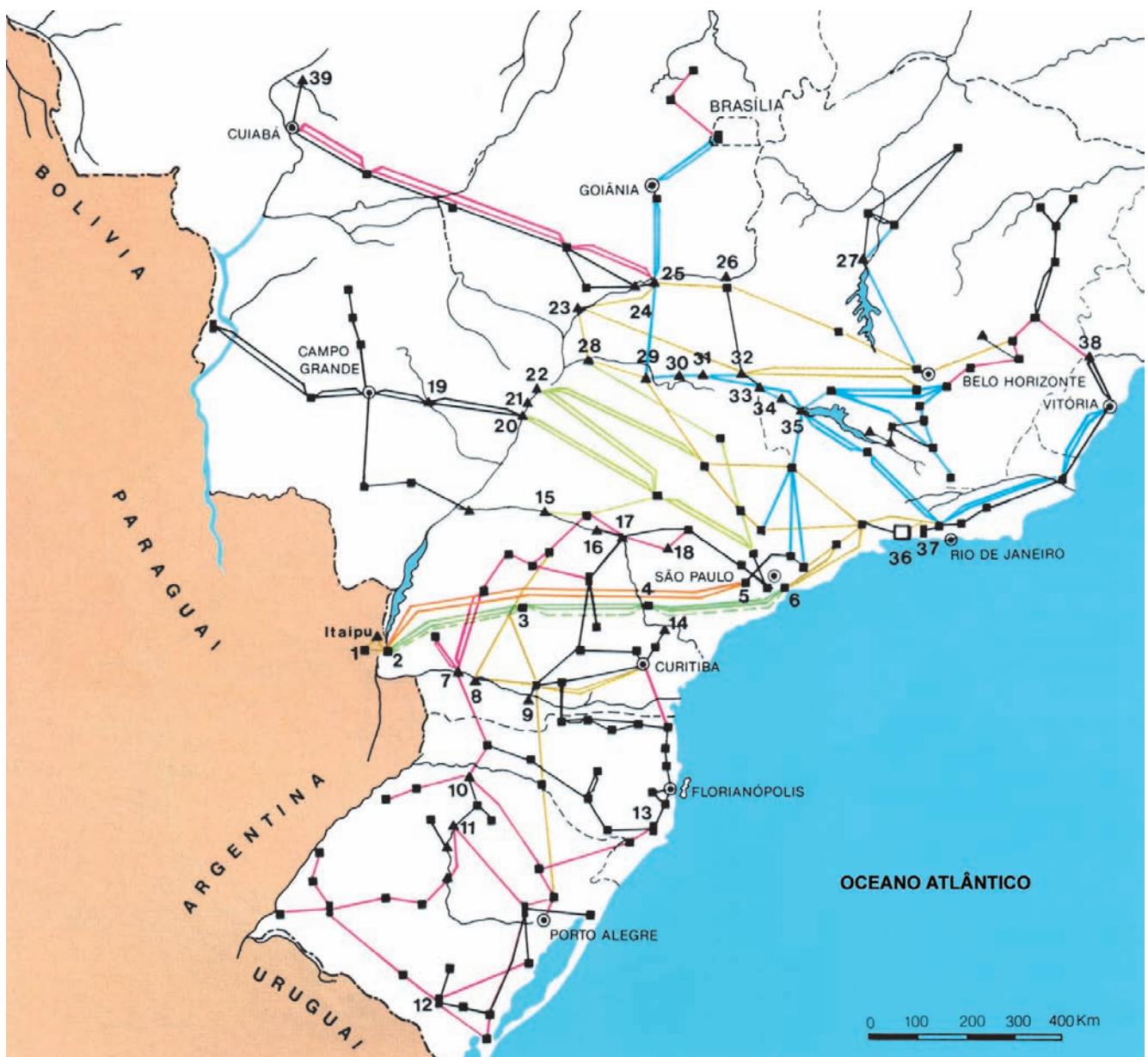


Fig. 15.2 Sistema elétrico do sul do Brasil – 1991

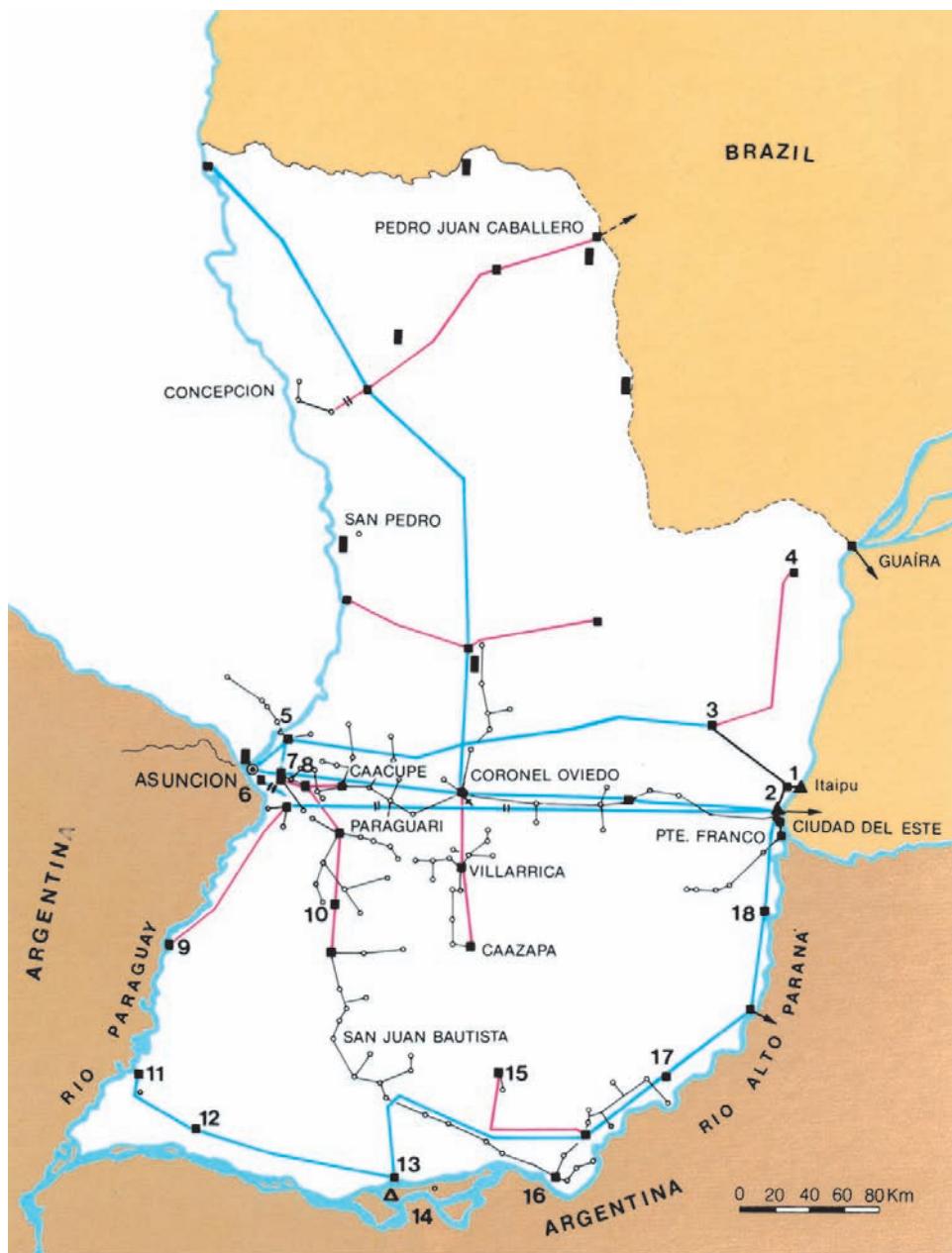
- | | |
|--------------------------------|--------------------------|
| 1 Subestação da margem direita | 14 Gov. Parigot de Souza |
| 2 Foz do Iguaçu | 15 Capivara |
| 3 Ivaiporã | 16 Saito Grande |
| 4 Itaberá | 17 Xavantes |
| 5 Ibiuna | 18 Jurumirim |
| 6 Tijuco Preto | 19 Mimoso |
| 7 Salto Osório | 20 Jupiá |
| 8 Salto Santiago | 21 Três Irmãos |
| 9 G.B.Munhoz | 22 Ilha Solteira |
| 10 Passo Fundo | 23 São Simão |
| 11 Passo Real | 24 Cachoeira Dourada |
| 12 P. Medici | 25 Itumbiara |
| 13 J. Lacerda | 26 Emborcação |

- | |
|-------------------|
| 27 Três Marias |
| 28 Água Vermelha |
| 29 Marimbondo |
| 30 Porto Colômbia |
| 31 Volta Grande |
| 32 Jaguara |
| 33 L.C.Barreto |
| 34 M. Moraes |
| 35 Furnas |
| 36 Angra dos Reis |
| 37 Santa Cruz |
| 38 Mascarenhas |
| 39 Casca III |

- ▲ Usina hidrelétrica
- Usina nuclear
- Usina Térmica
- Subestações
- Linhas de 765 kV
- Futuras linhas de 765 kV
- Linhas de ± 600 kV c.c.
- Linhas de 500 kV
- Linhas de 440 kV
- Linhas de 345 kV
- Linhas de 230 kV
- Linhas de 138 kV

Fig. 15.3 Sistema Elétrico do Paraguai – 1991

- 1 Subestação da margem direita
 - 2 Acaray
 - 3 Itaquyry
 - 4 Catuete
 - 5 Limpio
 - 6 Lambaré
 - 7 San Lorenzo
 - 8 Itauguá
 - 9 Alberdi
 - 10 Quindý
 - 11 Pilar
 - 12 Villabín
 - 13 Ayolas
 - 14 Yacyreta
 - 15 San Pedro del Paraná
 - 16 Encarnación
 - 17 Natalio
 - 18 Paranambú
 - 19 Cruce Bella Vista
 - 20 Horqueta
 - 21 San Estanislao
 - 22 Rosário
 - 23 Caruguaty
- ▲ Usina hidrelétrica
 △ Usina hidrelétrica (em construção)
 ■ Usina térmica
 ■ Subestação
 — Linhas de 220 kV
 — Linhas de 66 kV
 — Linhas de 23 kV



SISTEMA DE 50 Hz

SUBESTAÇÃO DA MARGEM DIREITA

A subestação da margem direita leva a energia do setor de 50 Hz da usina de Itaipu para a rede paraguaia. Essa força é a principal fonte de energia para o Paraguai, e portanto a maior preocupação no projeto da subestação foi obter alta confiabilidade, junto com a necessária

facilidade de expansão e flexibilidade de operação.

A configuração inicial da subestação inclui duas linhas de 500 kV da usina de Itaipu, duas linhas de 500 kV para a subestação conversora de HVDC de Foz do Iguaçu, duas linhas de 220 kV para a usina hidrelétrica de Acaray, três autotransformadores trifásicos de 525/241,5 kV, 375 MVA, com transformadores reguladores de tensão separados, dois transformadores auxiliares de 8,3 MVA, três enrolamentos 200/66/13,8 kV, uma linha de 66 kV para a estação conversora de Foz do Iguaçu e um cabo isolado a óleo de 66 kV para a usina de Itaipu.

A subestação pode ser ampliada para incluir, na configuração final, um total de quatro "bays" de linhas de 500 kV e sete de 220 kV, e cinco transformadores de 375 MVA.

O esquema de disjuntor e meio foi adotado nos pátios de 500 e 220 kV. Os estágios inicial e final da subestação estão mostrados no diagrama unifilar da Fig. 15.4.

Os barramentos principais da subestação são combinações de cabos condutores tracionados e barras rígidas de tubo de alumínio.

As estruturas que suportam os cabos tracionados são de aço tipo treliça. As estruturas de suporte de equipamento são de concreto armado. As chaves seccionadoras são do tipo de abertura vertical.

As estruturas e as barras rígidas são projetadas para cargas de vento resultantes de três rajadas a 167 km/h, (correspondentes a um tempo de recorrência de 50 anos), com os barramentos rígidos projetados adicionalmente para esforços de curto circuito coincidentes com 15 rajadas a 140 km/h.

A proteção contra incidência direta de raios é feita por cabos para-raios sobre a subestação, projetados para interceptar 99,9% das incidências ao nível isoceráunico de 100 (20 incidências por km²/ano).

Os sistemas de fiação estão instalados em canaletas e caixas de passagem de concreto. Para o controle e proteção são usados cabos multicondutores, e para força auxiliar são usados cabos de um só condutor. A subestação é dividida funcionalmente em setores, como descrito a seguir:

Pátio de 500 kV

As quatro linhas aéreas de 500 kV da usina são interligadas com as quatro linhas para a estação conversora nos mesmos "bays" de disjuntor e meio. Isto permite a conexão direta entre as linhas se necessário. Na realidade, no arranjo inicial

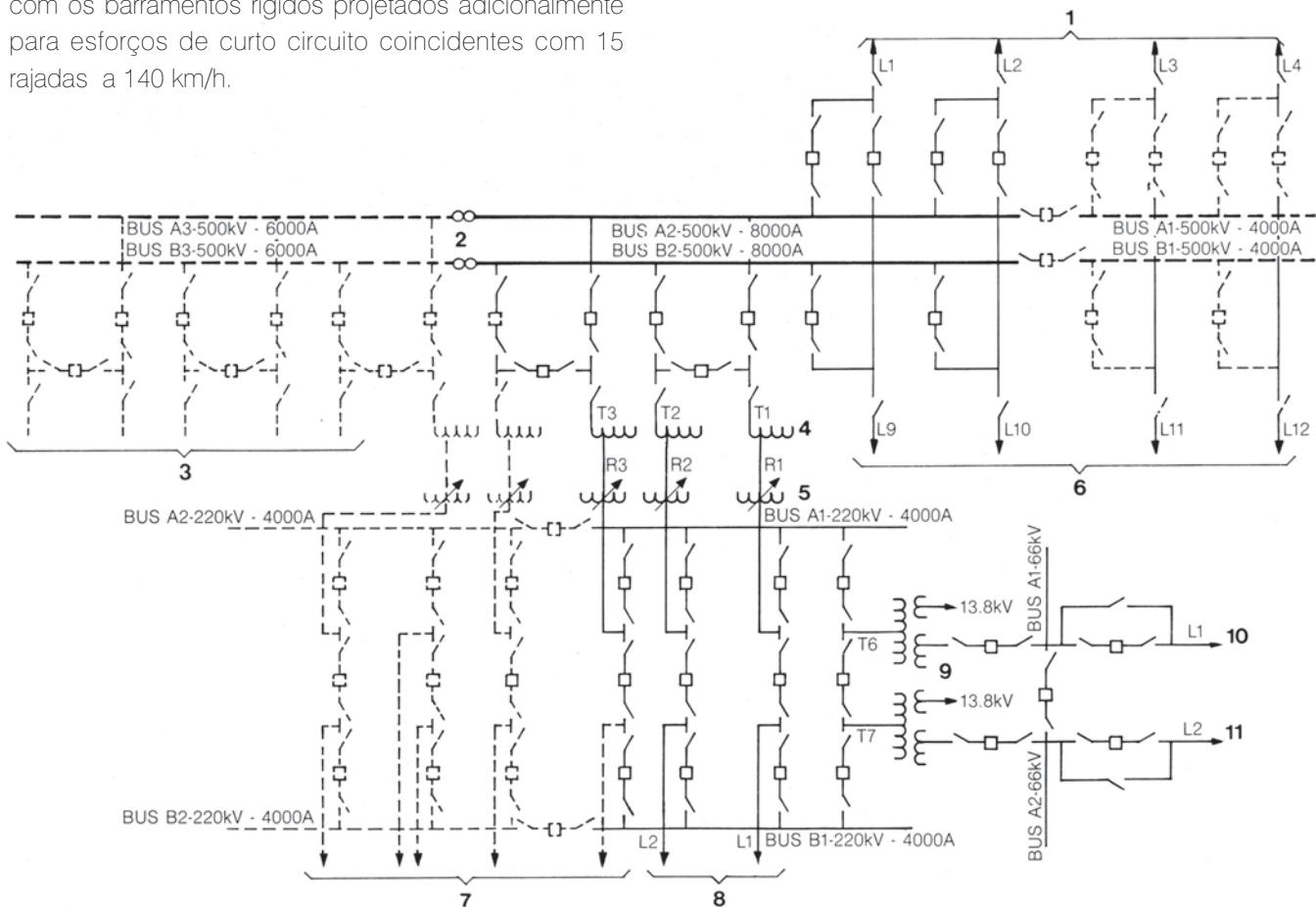


Fig. 15.4 Subestação da margem direita – diagrama unifilar

1 Linhas de 500 kV da usina de Itaipu

2 Ligação removível

3 Linha de 500 kV futura

4 Autotransformador trifásico 375 MVA (típico)

5 Regulador de tensão trifásico 375 MVA (típico)

6 Linhas de 500 kV para a subestação Foz do Iguaçu

7 Linha de 220 kV (futura)

8 Para a usina de Acaray

9 Transformador trifásico 25 MVA

10 Para a usina de Itaipu

11 Para a subestação Foz do Iguaçu



Vista aérea da subestação da margem direita

das duas linhas passavam por fora da subestação. O esquema de disjuntor e meio é um arranjo com a barra invertida, ou seja, com a barra principal colocada centralmente em relação à linha e às saídas para os transformadores. Este arranjo evita três níveis de condutores mas requer um considerável aumento na largura do "bay", tornando-o mais caro. Mesmo assim foi adotado, devido às futuras modificações no número de entradas e saídas dos circuitos de 500 kV. O arranjo adotado, colocando as barras principais no nível mais baixo reduzindo a altura geral, tem o benefício adicional de melhorar a estética e a confiabilidade.

Já que as linhas vindo da usina e indo para a estação conversora aproximam-se das barras principais de direções opostas, foi usado o arranjo em "C" com disjuntores de ambos os lados das barras principais. Para os autotransformadores e outras linhas de 500 kV, que se encontram de um lado só das barras, foi adotado o arranjo em "U" com os disjuntores de um só lado.

Com as quatro linhas da usina ligadas em um extremo das barras principais e, as cinco linhas do sistema de 50 Hz no outro, ao final, a parte central das barras principais

irá transportar a potência total em 50 Hz da usina. Para tal, essa parte das barras é constituída por um tubo de alumínio com 254 mm de diâmetro, dimensionado para 6000 A em serviço normal (70°C) e 8000 A em emergência (90°C). O restante das barras principais e das auxiliares é constituído por um tubo de alumínio de 127 mm de diâmetro ou, onde é necessária maior flexibilidade para conexão de equipamento, são usados feixes de dois condutores 4000 ASC, dimensionados para 3000 A em serviço normal e 4000 A em emergência.

Devido ao longo período de construção e à alta probabilidade de contaminação por pó, as buchas do equipamento e todos os isoladores têm um nível básico de impulso (BIL) de 1800 kV.

Os para-raios são de óxido metálico, 420 kV para uma tensão máxima permanente de 340 kV L-N. Os disjuntores a ar comprimido tem uma capacidade contínua de 4000 A, uma capacidade de interrupção de 50 kA e BIL de 1800 kV. Os disjuntores de SF₆ têm capacidade contínua de 2000 A e no mais são semelhantes aos disjuntores a ar comprimido.

As distâncias de segurança adotadas para o pátio de 500 kV são:

	Nominal (m)	Mínima (m)
Fase a terra (metal a metal)	4,5	4,1
Fase a fase (metal a metal)	6	5,3
Fase a fase (linhas de centro)	9	
Distâncias verticais:		
Barra principal	11	
Barra auxiliar	10	
Cabos tracionados	22	
Barramento - estrada p/ veículo pesado	16,5	
Cabo para-raios	27	

Transformadores abaixadores e reguladores de tensão

No arranjo inicial, três autotransformadores de 525/241,5 kV são usados, cada um de 375 MVA. No arranjo final, quatro dos cinco autotransformadores, alimentando o pátio de 220 kV, são instalados em "bays" de disjuntor e meio, enquanto o quinto é interligado com uma das linhas de 500 kV.

Para assegurar a completa independência da tensão requerida pelo sistema de energia da Ande sob diferentes condições de operação e a tensão nas barras de 500 kV, os autotransformadores abaixadores são ligados a

transformadores reguladores separados, para regulação da tensão.

As características dos transformadores abaixadores principais são:

Autotransformadores

Tensão (kV)	525/241,5/13,8
Ligaçāo	estrela/estrela/delta
Poténcia (MVA)	375/375/12,5
Resfriamento	OA/FOA/FOA
Nível de Impulso do enrolamento (kV) (crista)	1550/950/110
Nível de impulso da bucha (kV) (crista)	1800/1050/150

Transformador regulador de tensão

Tensão	241,5 ± 10%
Poténcia (MVA)	375
Resfriamento	OA/FOA/FOA
Nível de impulso (kV) (crista)	950

Pátiode 220 kV

O pátiode 220 kV também tem seu arranjo no esquema de disjuntor e meio convencional, com os três disjuntores em linha, três níveis de condutores, e as barras principais por fora do equipamento. Esse arranjo foi escolhido devido ao número de circuitos entrando e saindo nas barras, e sendo assim os carregamentos são aproximadamente iguais.



Vista parcial do pátio de 500 kV



Disjuntor de 500 kV

As cinco barras suspensas de cabos das áreas dos autotransformadores e reguladores são interligadas com as linhas de transmissão de 220 kV. Os dois transformadores de 25 MVA alimentando os sistemas de 66 kV e 13,8 kV são interligados e alimentados de um "bay" na extremidade, e as duas linhas restantes de 220 kV são interligadas na outra extremidade do pátio.

Como as linhas de 220 kV têm uma capacidade de 2.000 A cada uma, é possível, embora muito pouco provável, que as barras principais suportem a saída de quatro autotransformadores, 1.500 MVA (4.000 A). Assim elas são tubos de alumínio de 127 mm de diâmetro ou feixes de dois cabos ASC de 4.000 kcmil com capacidade de 2.000 A em serviço normal (70°C) e 4.000 A para emergência (85°C).

As buchas do equipamento e os isoladores têm BIL de 1.050 kV.

Os para-raios são de óxido metálico, 240 kV, com capacidade máxima contínua de 171 kV L-N. Os disjuntores de SF₆ têm uma capacidade contínua de 2.000 A, capacidade de interrupção de 31,5 kA e BIL de 1050 kV.

As distâncias de segurança adotadas na subestação de 220 kV são:

	Nominal (m)	Mínima (m)
Fase a terra (metal a metal)		2,1
Fase a fase (metal a metal)		2,7
Fase a fase (linhas de centro)		
Rígida	4,5	
Flexível	5	
Distâncias verticais		
Altura da barra principal	8	
Condutores flexíveis	17	
Barra s/ estrada de veículos leves	8,5	
Cabos para-raios	22	

Pátio de 66 kV

A subestação de 66 kV tem uma única barra seccionada e disjuntores para alimentadores radiais. Cada um dos dois transformadores de 220/66/13,8 kV é interligado com um circuito externo numa seção da barra principal. Um circuito de cabo a óleo provê energia de reserva para o setor de 50 Hz da usina. O outro circuito alimenta com energia de 50 Hz a subestação Foz do Iguaçu. Os transformadores têm capacidade em 220/66/13,8 kV (estrela aterrada/estrela aterrada/delta) de 25/25/8,33 MVA (ONAN/OFAN/OFAN) e têm nível de impulso básico de 950/350/150 kV.

Os disjuntores têm uma capacidade de interrupção de 31,5 kA simétricos, um BIL de 350 kV e uma capacidade contínua de corrente de 1.000 A. Os pára-raios são de 72 kV.

Serviços auxiliares da subestação

A tensão primária de distribuição para os serviços auxiliares é de 13,8 kV e é derivada do enrolamento terciário delta dos dois transformadores abaixadores de 220/66/13,8 kV. Cada enrolamento terciário é ligado por um cabo subterrâneo a um transformador auxiliar estabilizador de 3.000 kVA ligado em delta / estrela aterrada / estrela aterrada nas tensões respectivas de 13,8 / 13,8 / 1,34 kV (o último enrolamento não tem conexões externas).

Os enrolamentos secundários em estrela aterrada dos transformadores estabilizadores alimentam, através de cabos subterrâneos, dois painéis tipo externo metálicos de 13,8 kV.

A tensão auxiliar final da subestação é de 460 V derivada de dois transformadores de 1.000 kVA, 13,8 kV – 460 V alimentados pelo painel de 13,8 kV. As barras de 460 V, que são alimentadas por cabos subterrâneos desde os transformadores, estão localizadas na casa de relés e consistem de três seções, interligadas por disjuntores. A seção central alimenta as cargas essenciais e pode ser energizada por qualquer das outras seções ou por um grupo gerador diesel de emergência de 75 kVA.

Recursos de controle

A subestação da margem direita foi projetada ou para operação remota desacompanhada ou para operação local da sala de controle que fica na casa de relés.

O controle remoto é efetuado pelo painel RMP da sala de controle central da usina (CCR), e é considerado o modo normal de operação. A seleção de modo de controle "remoto" ou "local" é feita na chave seletora localizada no RMP.

Todos os controles na subestação têm fiação. O controle remoto de equipamento essencial como chaves desligadoras dos disjuntores e mecanismos de mudança de derivações dos reguladores de tensão é feito através do sistema de micro-ondas. Conexões por cabos entre a casa de força e a subestação da margem direita não foram consideradas devido a possíveis diferenças de potencial transitórias elevadas. A grande quantidade de informações como alarmes, instrumentação e indicação de situação, que é transmitida da subestação para a casa de força, precisou de um sistema auxiliar digital de aquisição de



Transformador abaixador de 500/220 kV

dados (TADMIC), que reduziu o número de canais de micro-ondas necessário.

Casa de relés

A casa de relés é um edifício de dois andares com ar condicionado. Cada andar do edifício tem cerca de 500 m². O primeiro andar tem bandejas de cabos e cubículos de terminais de cabos que são usados para a transição dos cabos externos multicondutores para as conexões internas de feixes de cabos. Também acomoda as baterias e os carregadores de baterias, equipamento de ar condicionado, central telefônica (PAX), e cubículos contendo os terminais de TADMIC e Scada.

O segundo andar abriga a sala de controle principal, com painéis de controle, painéis de relés de proteção, painéis de serviços auxiliares, salas separadas para equipamento de onda portadora (*carrier*) e micro-ondas e facilidades para manutenção e testes de relés e equipamentos de comunicação.

Relés de proteção

Linhas de transmissão de 500 kV. O esquema de proteção para todas as linhas de 50 Hz, 500 kV (L1 a L4 e L9 a L12) é o mesmo que o instalado nos terminais das linhas na casa de força, ver Capítulo 14.

Barramento de 500 kV. Há dois esquemas independentes de proteção do barramento; primário 87P e alternado 87A.

Cada esquema de proteção inclui dois grupos de relés, um para a barra A e outro para a barra B.

Autotransformadores de 525/241,5 kV. Todos os autotransformadores abaixadores são protegidos por proteções diferenciais primárias 87TP. Além disso, os transformadores reguladores são protegidos por uma proteção diferencial aternada 87TA. A proteção de retaguarda dos transformadores consiste de um relé de sobrecorrente 51OL com unidade de disparo instantâneo 50. A proteção contra falhas à terra é feita por relé de sobrecorrente 51NT.



Casa de relés



Sala de controle da subestação da margem direita

Reguladores de tensão. Os reguladores de tensão são protegidos por proteções diferenciais 87VR. A proteção contra falhas à terra é feita pelo relé 51NVR.

Barramento de 220 kV

- Proteção diferencial de barra 87A, 87B
- Proteção contra sobretensão 59A, 59B

Linha de transmissão de 220 kV

- Proteção de distância de linha (Primária e secundária) 21P, 21A
- Relé de bloqueio de disparo por oscilações de força 68B
- Relé de disparo por oscilações de força 68T
- Proteção contra subtensão 27L

Transformador 220 – 66 kV

- Proteção diferencial 87T
- Proteção de sobrecorrente 51
- Sobrecorrente de neutro 51NT (enrolamento secundário ligado em Y)
- Sensor de falha à terra 64T (enrolamento secundário ligado em delta)

Circuitos de transmissão em 66 kV

- Proteção de sobrecorrente 50, 51
- Proteção de sobrecorrente residual 50, 51N

Falha de disjuntor. Todos os disjuntores de 500 kV e de 220 kV estão equipados com proteção contra falha de disjuntor 50BF

Proteção por isolação forçada (FIP)

Este grupo de dispositivos de proteção detecta perturbações que são perigosas ou indesejáveis para o sistema de 220 kV da Ande.

As perturbações do sistema podem ocorrer por rejeição de carga no sistema de transmissão em corrente contínua., bloqueio de tiristores, perda de geração em Itaipu ou perda de interligações entre a subestação da margem direita e a conversora de Foz do Iguaçu. Este esquema de proteção dispara todos os disjuntores de 220 kV.

As perturbações do sistema são medidas através dos dispositivos de potencial capacitivos ligados às barras principais de 500 kV e incluem os seguintes relés de proteção:

Sobrefrequência	81
Sobretensão	59
Subtensão	27
Sobrecorrente direcional	67

Sincronização

Na sala de controle da casa de relés é possível somente a sincronização manual. Um grupo de instrumentos pode ser ligado ou a uma das linhas de 220 kV ou aos disjuntores dos autotransformadores de 220 kV. Não há ajuste de velocidade das unidades geradoras a partir da sala de controle da casa de relés. Quando necessário, isto é feito nas casas de força de Acaray ou de Itaipu.

Proteção contra incêndio e contenção de óleo

Todos os transformadores grandes (três autotransformadores, três reguladores de tensão e dois transformadores de serviços auxiliares, no estágio inicial) são protegidos contra incêndio por um sistema de dilúvio.

Paredes à prova de fogo separam os autotransformadores e reguladores de tensão, para impedir a propagação do fogo para as unidades vizinhas.

Havendo um incêndio, o óleo e a água do sistema de proteção contra incêndio são recolhidos em reservatórios de contenção cheios de pedra britada. O volume dos reservatórios é uma vez e meia o volume de óleo do respectivo equipamento, assim sendo o reservatório tem capacidade para água de chuva e da proteção contra incêndio.

LINHAS DE TRANSMISSÃO DE 500 kV

As características principais físicas e elétricas das linhas de transmissão de 500 kV são:

Características físicas

Comprimento da linha (km)

Casa de força à subestação da margem direita	2,1
Subestação da margem direita à estação conversora de Foz do Iguaçu.	8,9

Vôo (m)

Médio	400
Máximo	650

Distância de segurança mínima no meio do vôo (m)

12,5

Arranjo das fases

Horizontal

Distância entre fases (m)

11,5

Arranjo dos condutores no feixe

Quadrado

Distância entre condutores no feixe (m)

0,457

Tipo de torre (%)

Suspensão	66
Terminal	32
Especial	2

Condições de projeto

Velocidade máxima do vento (km/h) 168

Temperatura ambiente (°C)

Máxima	40
Mínima	-5
Máximo esforço no condutor a 15°C com vento de 168 km/h	45% da resistência à tração
Esfogo normal a 20°C, sem vento	18% da resistência à tração
Nível isoceráunico	80
Amortecedores: espaçamento aprox. (m)	75
Largura da servidão de passagem por linha (m)	70

Características elétricas

Tensão nominal (kV)	500
Tensão máxima de operação (kV)	550
Capacidade normal (MVA)	2470
Condutor	ACSR "Rail" 954 kcmil, formação 45x7
Número de condutores por feixe	4
Nível básico de impulso BIL (kV)	1800
Isoladores de suspensão	28 por penca. Tipo disco padrão 254 mm x 146 mm, resistência 120 kN. Disco para névoa 280 mm x 146 mm, resistência 120 kN.
Cabos para-raios	ACSR "Partridge" 266,8 kcmil, formação 26 x 7, dois cabos na proteção normal, 4 cabos nos três primeiros vôos desde a casa de força.
Contrapeso	Cobre nu radial, 2 AWG (34 mm ²) ou fio de aço galvanizado 4 BWG (28,75 mm ²)

Desenho de uma torre típica de 500 kV autoportante é mostrado na Fig. 15.5.



Torre da linha de transmissão de 500 kV (sobre a barragem lateral direita)

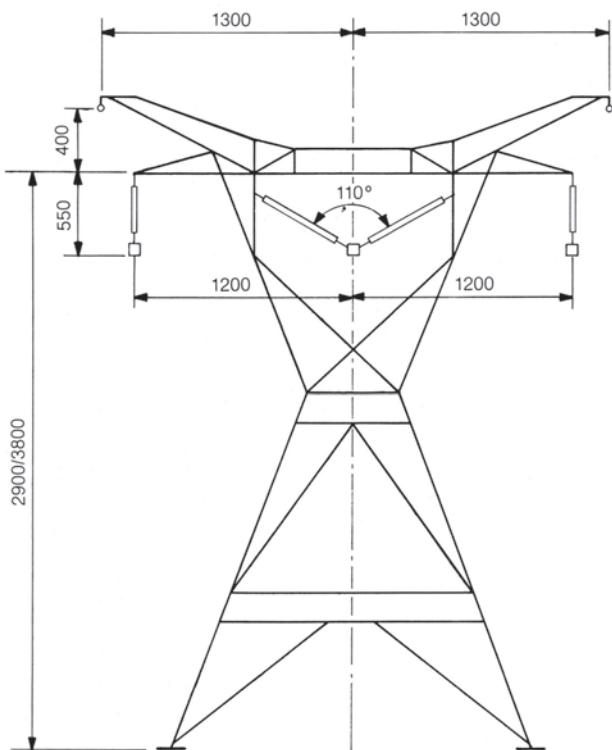


Fig. 15.5 Linha de 500 kV c.a. –
Torre típica autoportante

SISTEMA DE TRANSMISSÃO DE ALTA TENSÃO EM CORRENTE CONTÍNUA (HVDC)

Geral

Atualmente, uma grande parte da produção de Itaipu em 50 Hz é convertida de 50 Hz para corrente contínua e transmitida até São Paulo no Brasil, por duas linhas de transmissão bipolares de ± 600 kV c.c.

A estação conversora de Foz do Iguaçu, localizada próxima da usina de Itaipu, opera como um retificador com dois conversores bipolares alimentando duas linhas de transmissão bipolares. A estação de Ibiúna, perto de São Paulo, opera como um inversor com dois conversores bipolares recebendo a potência transmitida em corrente contínua. A direção normal do fluxo de força é de Foz do Iguaçu para Ibiúna, mas o reverso é possível se for necessário. Um diagrama unifilar simplificado do sistema todo é mostrado na Fig. 15.6.

As barras da estação conversora em Foz do Iguaçu são de 500 kV em corrente alternada e em Ibiúna são de 345 kV. Ao final, a estação conversora de Ibiúna será conectada ao sistema recebendo energia via seis linhas de transmissão de 345 kV, bem como via autotransformadores de conexão de 345/500 kV.

As duas estações têm as seguintes características gerais:

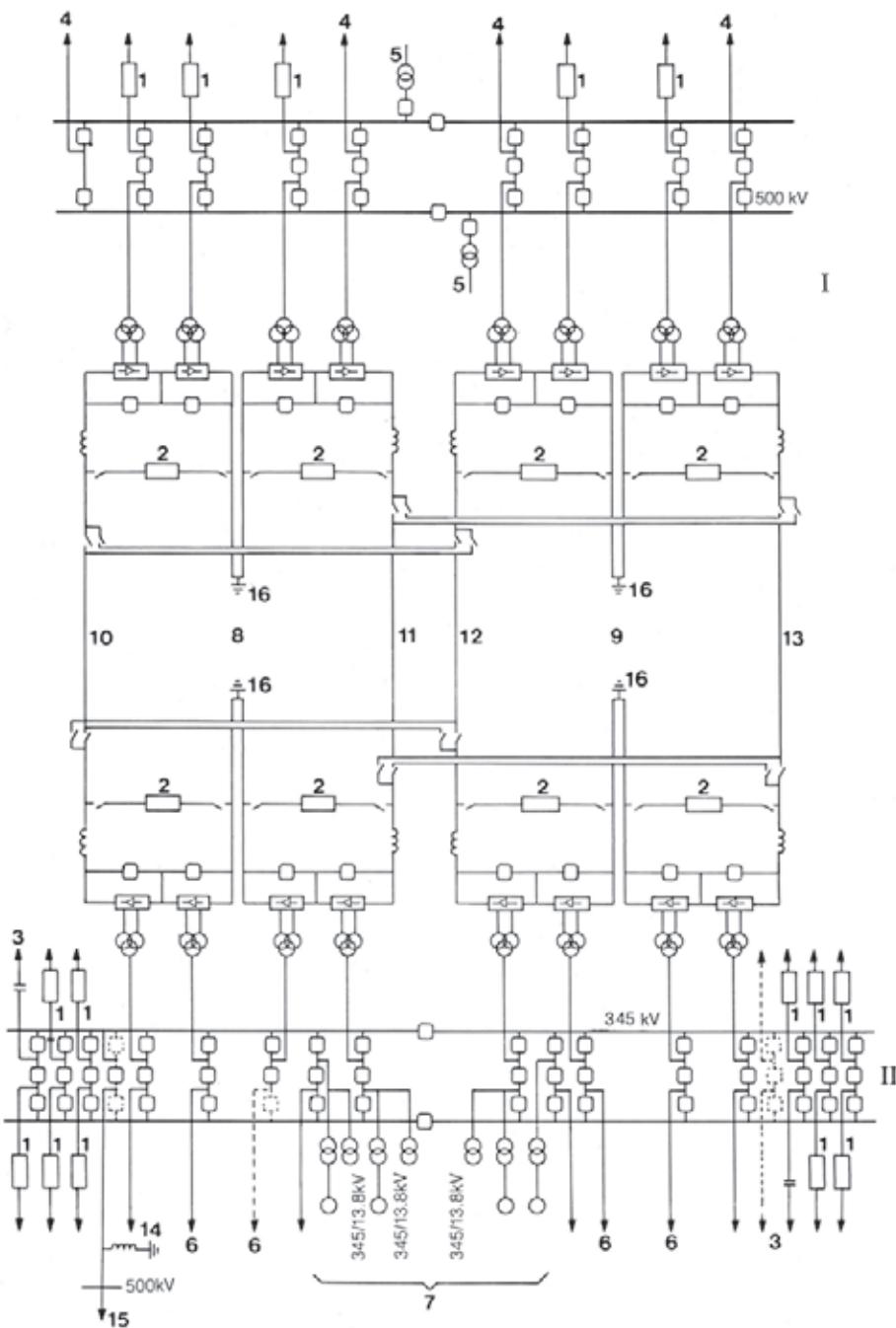


Fig. 15.6 Diagrama unifilar simplificado do sistema de transmissão em HVDC de Itaipu

- I Foz do Iguaçu
- II Ibiúna
- 1 Filtro de c.a.
- 2 Filtro de c.c.
- 3 Capacitor shunt
- 4 Linha para a casa de força de Itaipu
- 5 Transformador de serviço auxiliar
- 6 Linhas de 345 kV
- 7 Conversores síncronos
- 8 Bipolo 1
- 9 Bipolo 2
- 10 Polo 1
- 11 Polo 2
- 12 Polo 3
- 13 Polo 4
- 14 Interconexão 500/345 kV.
- 15 Linha para Campinas
- 16 Linhas de eletrodos e eletrodos de terra

As estações conversoras de A.T. em corrente contínua (HVDC)

A estrutura geral de ambas as estações pode ser dividida nas seguintes partes:

- Casa de controle da estação
- Pátio de corrente alternada, incluindo equipamento de manobra e barras para interligação com as linhas de transmissão de c.a., conversores, filtros de c.a., bancos de capacitores *shunt*, compensadores síncronos (só em Ibiúna) e os transformadores auxiliares principais.

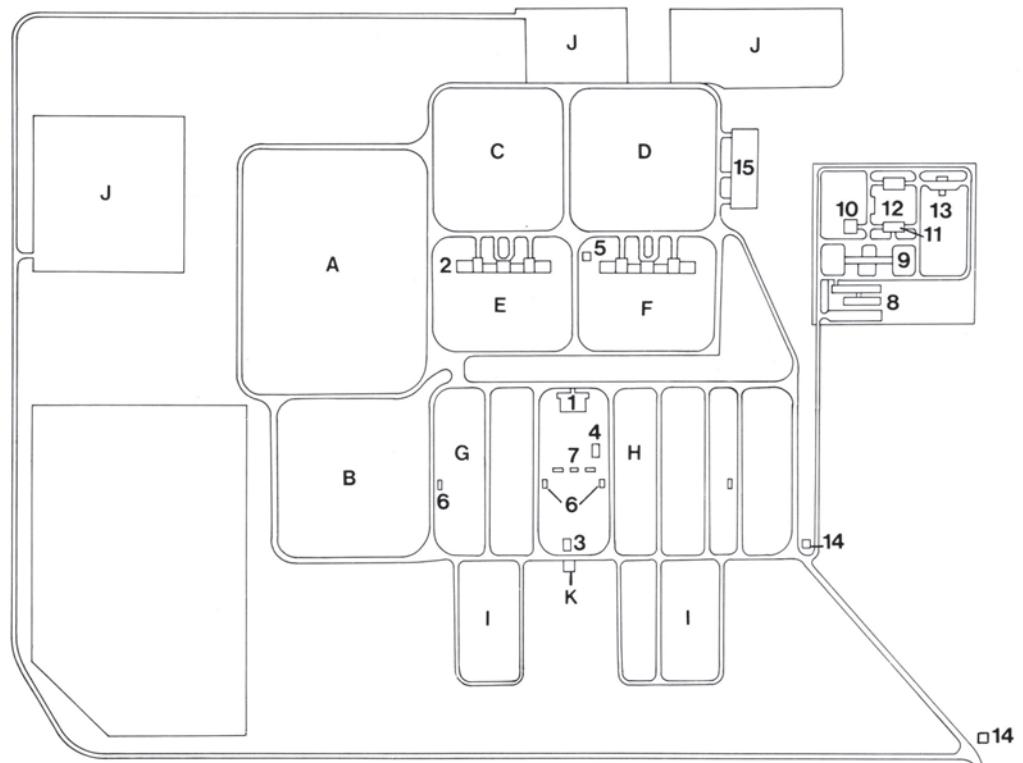
- Área do conversor, incluindo os transformadores conversores e as válvulas de tiristores, colocadas nos edifícios das válvulas.
- Pátio de corrente contínua, incluindo as terminações das linhas de c.c., reatores de alizamento, filtros, equipamento para paralelismo de linhas, equipamentos de “by-pass” dos conversores e de isolamento, e barramento de neutro. Os arranjos gerais das estações conversoras de Foz do Iguaçu e Ibiúna estão mostrados nas Figs. 15.7 e 15.8.



Vista geral da estação conversora

Fig. 15.7 Estação conversora de Foz do Iguaçu – arranjo geral

- A** Pátio de 765 kV 60 Hz
- B** Pátio de 500 kV 60 Hz
- C** Pátio de 600 kV c.c. – bipolo 2
- D** Pátio de 600 kV c.c. – bipolo 1
- E** Transformadores do conversor – bipolo 2
- F** Transformadores do conversor – bipolo 1
- G** Pátio de 500 kV 50 Hz
- H** Pátio de 500 kV 50 Hz – bipolo 1
- I** Filtro de c.a.
- J** Instalações temporárias da obra
- K** Subestação de 66/13,8 kV
- 1** Casa de controle da estação
- 2** Edifícios dos conversores
- 3** Casa de relés
- 4** Casa do grupo diesel de emergência



- 5** Casa do compressor de ar de serviço
- 6** Estação central de ar comprimido para os disjuntores de 500 kV
- 7** Painel metálico de 13,8 kV
- 8** Edifício da administração
- 9** Edifício do transporte
- 10** Oficina eletromecânica
- 11** Almoxarifado principal
- 12** Almoxarifado de isoladores e tambores
- 13** Almoxarifado de material combustível
- 14** Guarita
- 15** Estação de tratamento dágua

As características básicas de um bipolo em cada estação é a seguinte:

	Foz do Iguaçu	Ibiúna
Temperatura ambiente máxima		
Potência nominal de entrada (MW/bipolo)	3150	3010
Corrente nominal permanente (A)	2610	2610
Tensão nominal (kV)	± 600	$\pm 576,6$
Tensão máxima contínua (kV)	$\pm 613,6$	$\pm 613,6$
Corrente contínua máxima (A)	260	260
Baixa temperatura ambiente (24°C)		
Potência máxima permanente (MW/bipolo)	3392	Não definida
Corrente máxima permanente (A)	2840	2840

As capacidades de sobrecarga de curto prazo de cada bipolo, baseadas nas respectivas capacidades em condições de temperatura ambiente máxima ou baixa, são 3.310 A, ou 3.590 A durante 5 segundos seguido de uma sobrecarga de 3.030 A ou 3.290 A durante 20 segundos mais.

Os dois bipolos de 3.150 MW HVDC são projetados para operar independentemente, de modo que nenhuma contingência isolada na estação conversora pararia um bipolo completo. A operação temporária no modo monopolar com retorno pela terra é possível, quando um pólo está inoperante.

A conversão de força de corrente alternada para corrente contínua e vice-versa requer tanto uma fonte de energia reativa quanto filtros harmônicos importantes. Como estes requisitos variam com as condições de carga e os sistemas de c.a. associados, existem diferenças significativas entre as duas estações, especialmente nas partes de corrente alternada.

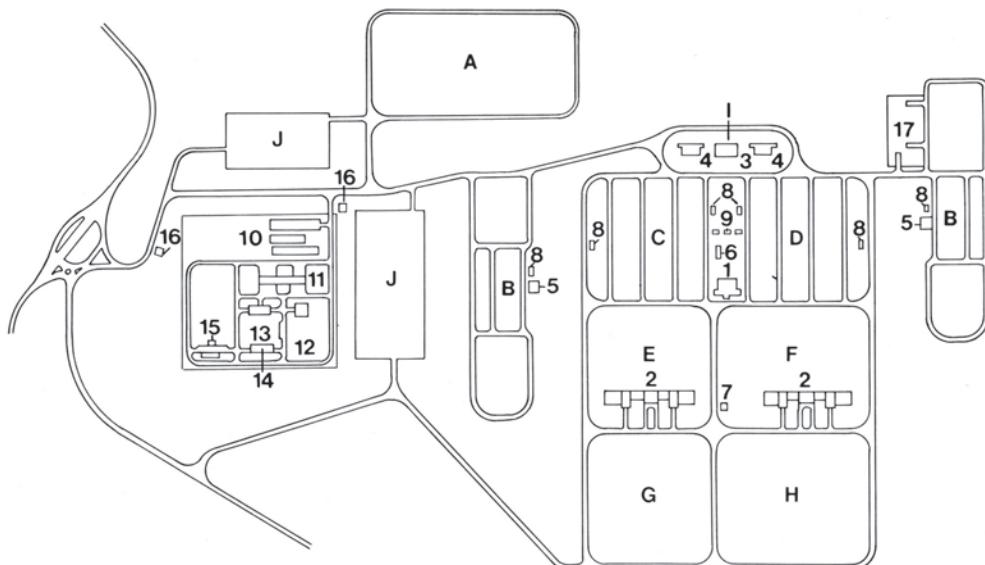


Fig. 15.8 Estação conversora de Ibiúna – arranjo geral

- | | | |
|--|---|---|
| A Pátio de 500 kV c.a. | 1 Casa de controle da estação | 9 Painel metálico de 13,8 kV |
| B Baías de filtros c.a. | 2 Edifícios dos conversores | 10 Edifício da administração |
| C Pátio de 345 kV c.a. – bipolo 2 | 3 Casa de controle dos compensadores síncronos | 11 Garagem |
| D Pátio de 345 kV c.a. – bipolo 1 | 4 Edifício dos compensadores síncronos | 12 Oficina eletromecânica |
| E Transformadores do conversor – bipolo 2 | 5 Casas de relés | 13 Almoxarifado principal |
| F Transformadores do conversor – bipolo 1 | 6 Casa do grupo diesel de emergência | 14 Almoxarifado de isoladores e tambores |
| G Pátio de 600 kV c.c. – bipolo 2 | 7 Casa do compressor de ar de serviço | 15 Almoxarifado de material combustível |
| H Pátio de 600 kV c.c. – bipolo 1 | 8 Estação central de ar comprimido para os disjuntores de 345 kV | 16 Guarita |
| I Compensadores síncronos | | |
| J Instalações temporárias da obra | | |

Pátios de corrente alternada

O pátio de c.a. de 345 kV em Ibiúna e o de 500 kV em Foz do Iguaçu são arranjos do esquema convencional de disjuntor e meio. A estação de Ibiúna tem compensadores síncronos e bancos de capacitores além dos conversores, e filtros em c.c. e c.a.

Os barramentos principais são de cabos condutores ACSR. Foi escolhido uma formação de quatro condutores de 1.431 kcmil por conta de efeitos corona. Com base na capacidade térmica, as barras de aterramento têm três subcondutores. Para maior confiabilidade, as barras principais são seccionadas através de disjuntores.

As interligações de equipamentos em nível mais baixo são feitas com tubos de alumínio de 152 mm de diâmetro. Todas as estruturas de suporte são de aço tipo treliça.

No conjunto todo são usados disjuntores a ar comprimido. Estudos da tensão transitória de retorno mostraram que o pico da tensão de retorno nos disjuntores de 550 kV de Foz do Iguaçu pode ser mais alto do que o valor padrão da IEC, e assim foram usados disjuntores reforçados. Todos os disjuntores são equipados com resistores de fechamento. Todos os para-raios são do tipo óxido metálico, para 420 kV.

Área dos conversores

Filtros de c.a. e equilíbrio de VAR. Para reduzir as tensões harmônicas a um nível aceitável, filtros harmônicos de c.a. estão instalados em ambas as estações conversoras. Os filtros são circuitos RLC ligados de fase à terra. Eles são sintonizados ou a uma frequência harmônica específica, para a qual o ramal do filtro tem baixa impedância, ou operam como filtros passa-alto com baixa impedância para uma larga faixa de frequências. Os filtros de c.a. também servem como fontes de energia reativa para compensar a energia reativa absorvida pelos conversores.

O projeto dos filtros de c.a. e o estudo do equilíbrio de energia reativa progrediram em conjunto para assegurar um desempenho ótimo dos filtros, considerando o equilíbrio de energia reativa e as restrições de manobra impostas. Como resultado, foram adotados nas duas estações filtros de c.a. consideravelmente diferentes.

Em Foz do Iguaçu, uma grande parte da energia reativa consumida pela estação conversora é fornecida pelos geradores de 50 Hz, que têm fator de potência 0,85. Isto permitiu a redução do tamanho dos bancos de capacitores dos filtros e minimizou o risco de autoexcitação dos



Vista parcial do pátio de c.a., mostrando os filtros

geradores no caso de perda imprevista de alguns dos geradores ligados. Assim, os filtros harmônicos 11° e 13° e o 3° e o 5° atuam como ramais de filtros de dupla sintonia para produzir mínima energia reativa e ainda cumprir a filtragem devida. Tipos diferentes de filtros passa-alto são usados para otimizar o desempenho em relação ao fator de interferência telefônica (TIF).

Para a estação conversora de Ibiúna, os requisitos de compensação de energia reativa tinham que ser atendidos com uma troca mínima de MVA com a rede receptora. Portanto, a maior parte da energia reativa é suprida pelos bancos de capacitores. Quatro compensadores síncronos de 300 MVA e dois bancos de capacitores shunt de 294 MVA também estão instalados. Consequentemente o 11° e o 13° harmônicos são filtrados por ramais de filtros individuais de uma sintonia; tipos diferentes de ramais de filtros passa-alto são usados para evitar variação muito grande de tensão com a manobra de filtros. Filtros pequenos de 3° e 5° harmônicos de dupla sintonia foram usados, já que a sua geração de energia reativa não é importante para o equilíbrio da energia reativa.

Conversores. Cada um dos polos de 600 kV c.c. consiste de dois conversores ligados em série de 300 kV, 12 pulsos, dando um total de oito conversores por estação. Um diagrama unifilar simplificado de um pólo de conversor é mostrado na Fig. 15.9.

Existem dois pátios externos de transformadores, cada um com dois bancos de três transformadores monofásicos.

Cada banco de transformadores alimenta três válvulas quádruplas de tiristores localizadas nas salas de válvulas. No lado primário, os bancos de transformadores são ligados em estrela aterrada. Cada transformador tem dois enrolamentos secundários, um ligado em estrela e o outro em delta. Este arranjo reduz os harmônicos no lado de c.a. do conversor. Dispositivos de mudança de derivação em carga colocados no neutro dos enrolamentos do lado de c.a. têm uma faixa de $+ 20 \times 1,25\%$, $- 6 \times 1,25\%$, e permitem a operação da transmissão em HVDC na tensão nominal de c.c. por toda a faixa de carga e sob diferentes condições na rede de c.a.

As válvulas tiristores do conversor são arranjadas em conjuntos quádruplos nos quais quatro válvulas são colocadas verticalmente em um conjunto. Cada válvula

consiste de oito módulos, cada módulo contendo 12 tiristores ligados em série. Portanto cada válvula tem 96 tiristores e uma quadri-válvula tem 384 tiristores.

No sistema bipolar, um conversor (alta tensão) é ligado à linha de transmissão de c.c. e o outro (baixa tensão) ao eletrodo de terra. As características básicas das válvulas conversoras são as seguintes:

	Foz do Iguaçu	Ibiúna
Corrente permanente (A)	2610	2610
Corrente em sobrecarga de 20s (A)	3030	3030
Corrente mínima (A)	260	260
Tensão nominal (kV)	150	144,2
Tensão em vazio (kV)	172	164,7

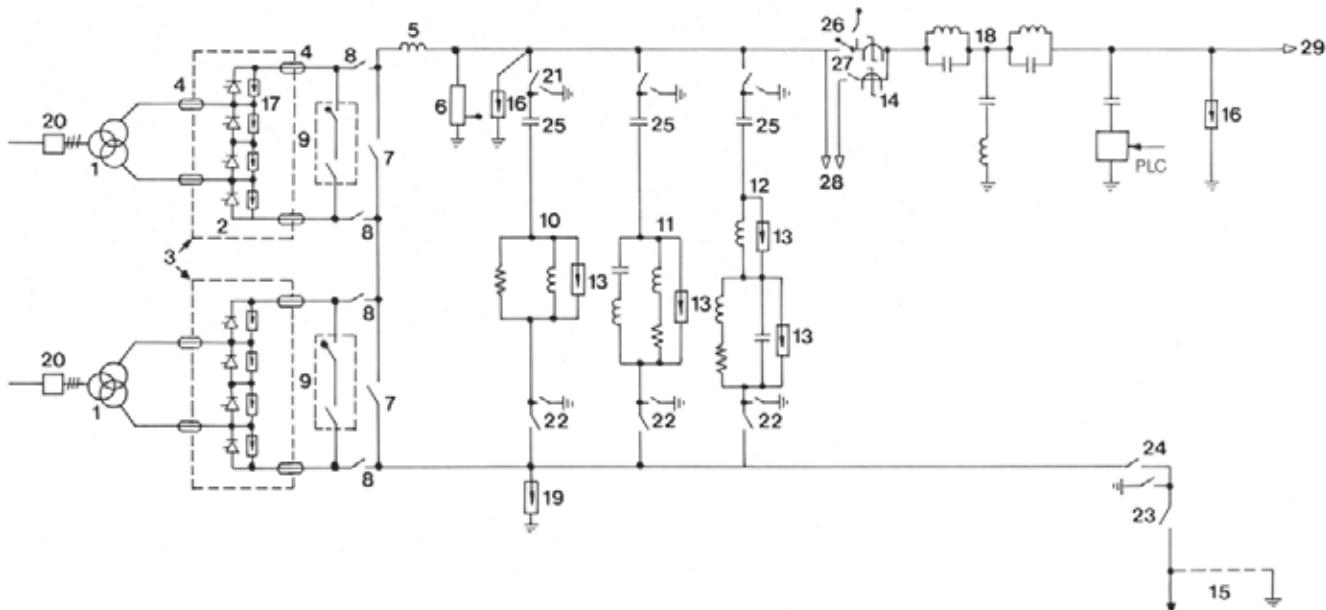


Fig. 15.9 Diagrama unifilar simplificado de um polo da estação conversora

- | | | | |
|---------------------------------------|---|---|---|
| 1 Transformador do conversor | 10 Filtro c.c. passa-alto | 18 Filtro de carrier | 24 Chave desligadora em carga da barra de neutro |
| 2 Válvula tiristor | 11 12º filtro c.c. | 19 Para-raios da barra de neutro | 25 Capacitores do filtro de c.c. |
| 3 Salão das válvulas | 12 2º/6º filtro c.c. | 20 Disjuntor | 26 Desligadora da linha de c.c. c/ lâmina de terra |
| 4 Bucha na parede | 13 Para-raios de filtro | 21 Desligadoras superiores de filtro c.c. c/ lâmina de terra | 27 Desligadora de paralelo c.c. |
| 5 Reator amortecedor | 14 Medição de corrente c.c. | 22 Desligadoras inferiores de filtro c.c. c/ lâmina de terra | 28 Paralelo para o bipolar 2 |
| 6 Divisor de tensão | 15 Linha do eletrodo e eletrodo de terra | 23 Desligadora de neutro | 29 Linha de c.c. ± 600 kV |
| 7 Desligadora de by-pass | 16 Para-raios de linha c.c. | | |
| 8 Chave isoladora do conversor | 17 Para-raios de válvulas | | |
| 9 Disjuntor de by-pass | | | |



Válvula tiristor conversora

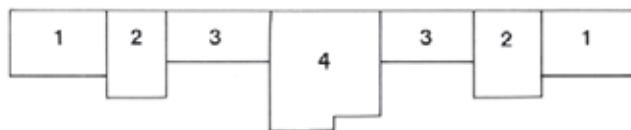


Fig. 15.10 Arranjo do edifício dos conversores de HVDC

1 Seção de válvulas de alta tensão

2 Serviço

3 Seção de válvulas de baixa tensão

4 Seção de controle

As válvulas tiristores são resfriadas com água desmineralizada e desionizada. O sistema de resfriamento consiste de um circuito fechado de água purificada, trocadores de calor e um circuito secundário de água de resfriamento usando torres de resfriamento colocadas no topo dos edifícios das válvulas. O sistema é montado de forma que um módulo componente da válvula pode ser removido e substituído sem abrir o circuito de água.

As válvulas de cada bipolar estão localizadas em edifício separado, cada um compreendendo sete seções; ver Fig. 15.10. As seções 1 e 3 do edifício, além das válvulas, também contêm buchas na parede, para-raios e chaves de aterramento. Telas de blindagem estão instaladas nas paredes, teto e piso, para minimizar a propagação de campos eletromagnéticos. O edifício tem ar condicionado para assegurar condições de ar seco e limpo.

Qualquer conversor pode ser tirado de serviço e desligado para manutenção, sem interferir com a operação do resto da estação.

Pátio de c.c.

Filtros de c.c. Os filtros de c.c. ligados entre cada barra de 600 kV da estação e a barra de neutro reduzem as correntes harmônicas na linha de transmissão de corrente contínua tanto na operação bipolar quanto na monopolar. Os filtros em ambas as estações têm o mesmo projeto com três ramais de filtro de c.c. por polo, um com sintonia dupla no 2º e no 6º harmônicos, um com sintonia simples no 12º harmônico e um ramal de filtro passa-altas.

Cada ramal de filtro tem chaves seccionadoras operadas a motor, completas com lâmina de terra, tanto no lado de 600 kV como no lado da barra de neutro do pólo da estação. Assim, qualquer ramal de filtro de c.c. das estações pode ser conectado ou isolado numa sequência inteiramente automática.

Para maior confiabilidade, as unidades de capacitores dos filtros de c.c. têm fusíveis internos e resistores internos para gradação das tensões de c.c., tudo localizado dentro de invólucros à prova de tempo. Os capacitores principais são suspensos de estruturas de aço tipo pôrtico. Os reatores dos filtros de c.c. são do tipo isolado a ar. Parafaios de óxido metálico são empregados para proteção contra sobretensões derivadas dos ramais de baixa tensão do reator / resistor.

Reator de alisamento. O reator de alisamento de c.c. reduz as correntes harmônicas geradas pelo conversor e limita os surtos de corrente contínua no caso de falha a terra na linha de c.c. Existe um reator isolado a óleo por polo, inserido entre a barra de 600 kV da estação e a linha de transmissão em c.c.



Equipamento de by-pass e desligamento do conversor. Cada conversor está equipado com equipamento de by-pass e desligamento, localizado no pátio de c.c. fora dos salões das válvulas. O equipamento consiste de uma chave seccionadora de by-pass, duas seccionadoras isoladoras, e um disjuntor de by-pass.

As chaves seccionadoras de c.c. são lentas, operadas a motor, sem qualquer capacidade de interrupção.

O disjuntor de by-pass é usado para by-pass rápido ou liberação do conversor, sem interrupção de qualquer outro conversor em serviço no bipolo, e tem capacidade de interrupção e de retorno de tensão. Cada disjuntor de by-pass consiste de uma unidade interruptora que corta a corrente ondulada na partida de um conversor, e uma unidade isoladora para operação normal com o caminho de by-pass aberto. A operação do disjuntor de by-pass é manual ou em resposta a um relé de proteção.

Chave de abertura em carga da barra de neutro. Cada barra de neutro de pólo do conversor é equipada com uma chave de abertura em carga de c.c. do neutro, entre a barra de neutro e a linha de eletrodos. Normalmente essa chave de abertura em carga opera sob condições de corrente zero. Para uma falha à terra na estação, que leva a uma operação monopolar permanente, a chave de abertura em carga da barra de neutro deve comutar a corrente contínua do outro pólo para a linha de eletrodos de terra.

Equipamento de paralelismo. No caso de uma interrupção prolongada do bipolo ou polo de uma das linhas de transmissão de c.c., o(s) polo(s) afetado(s) da estação conversora pode(m) ser ligado(s) para operar em paralelo com o(s) polo(s) correspondente(s) do outro bipolo, usando a linha de transmissão de c.c. remanescente. O equipamento para o paralelismo inclui chaves de paralelismo de c.c. operadas a motor, barramento de paralelismo e equipamento para medição de corrente.

Pátio de corrente contínua –
detalhes dos filtros

As sequências para entrar e sair do paralelismo são iniciadas pelo operador e completadas automaticamente. Só é possível o paralelismo de polos de mesma polaridade com capacidade de operar a plena tensão. A operação de entrada em paralelismo é feita baseada por polo, isto é, o paralelismo do pólo número 1 implica na conexão do polo nº 1 do conversor à linha de transmissão de c.c. do polo nº 3 e subsequente partida do polo nº 1.

Proteção contra sobretensão. A interface para o esquema de proteção contra sobretensão da estação conversora de HVDC são os transformadores conversores, já que este equipamento pode ser estressado pelos transitórios, seja do lado de c.a., seja do de c.c. A proteção contra sobretensão é feita pelos para-raios do tipo óxido metálico.

Para a parte de corrente alternada, cada componente importante ligado a uma barra de c.a., como transformador conversor, linha de transmissão de c.a., compensadores síncronos (em Ibiúna), transformador elevador e transformador auxiliar, tem proteção individual com um para-raios por fase. As exceções a isto são os bancos de capacitores do filtro de c.a. principal e os bancos de capacitores shunt (em Ibiúna) que só são protegidos contra surtos de manobra pelos outros para-raios ligados a barras de c.a., já que eles não são expostos a descargas atmosféricas. Os ramais de baixa tensão dos reatores e resistores dos filtros de c.a. são protegidos individualmente.

Para a parte de c.c., a capacidade de energia exigida na maioria dos para-raios é maior do que a capacidade de uma só coluna de para-raios. Assim, a capacidade de energia requerida é obtida ligando um número suficiente de colunas de discos em paralelo. Em para-raios com duas ou mais colunas em paralelo, a corrente em qualquer coluna não se altera mais de $\pm 10\%$ do valor médio por coluna, na faixa de 100 a 50% da corrente máxima de projeto.

Sistema de eletrodos de terra

O sistema de eletrodos de terra para operação monopolar temporária consiste de quatro eletrodos de terra (um por estação para cada bipolo) localizados em pontos remotos para minimizar os efeitos adversos das correntes de terra. Os locais dos eletrodos estão aproximadamente a 65 km da estação conversora de Ibiúna e a 15 km da estação conversora de Foz do Iguaçu. A ligação entre as estações conversoras e os eletrodos é feita por linhas aéreas específicas, uma para cada bipolo. Não se faz paralelismo nem das linhas nem dos eletrodos de terra dos dois bipolos.

Todos os quatro eletrodos de terra são projetos de tipo raso circular, e têm um diâmetro aproximado de 740 m para Ibiúna e 870 m para Foz do Iguaçu. Os eletrodos consistem de muitas hastes de 5 cm de diâmetro de ferro-silício, enterradas numa camada de 50 cm x 50 cm de coque granular a uma profundidade de 3 m, e são projetados para conduzir :

- 2,5% da corrente nominal do bipolo continuamente.
- A corrente nominal do bipolo 2,5% do tempo total.
- A corrente nominal do bipolo continuamente por 30 dias uma vez na vida do sistema. Neste caso a elevação máxima de temperatura de projeto é de 50°C acima de uma temperatura inicial do solo de 25°C.

CONTROLE DE OPERAÇÃO

Controle da HVDC

A estrutura do sistema de controle da HVDC é mostrada na Fig. 15.11. Para maior disponibilidade da transmissão, todos os controles estão nos níveis mais baixos possíveis da hierarquia, dando máxima independência de operação dos blocos de energia.

Cada bipolo é controlado pelo operador usando qualquer uma das quatro mesas de controle similares localizadas nas salas de controle de cada estação e bipolos. A qualquer tempo só uma mesa de controle de bipolo pode estar ativada em cada estação, e uma das estações deve ser selecionada como mestra. As salas de controle dos bipolos são usadas principalmente durante testes e comissionamento, e depois como retaguarda. Para operação normal, todos os comandos de controle são da sala de controle do inversor da estação de Ibiúna.

Controle remoto de alguns comandos e ajustes é possível desde os centros de operação do sistema de Furnas no Rio de Janeiro e em Campinas. Comunicações entre o Scada do sistema de Furnas e os controles da HVDC são feitas através de um computador Sindac que também é usado para o alarme principal da estação e o sistema de monitoração da situação. Cada mesa de controle consiste do seguinte:

Controle da estação. Cuida dos aspectos do terminal de HVDC que requerem ação coordenada e que não podem ser implementados em um nível mais baixo da hierarquia. Como os dois bipolos operam independentemente tanto quanto possível, somente os filtros de harmônicos do lado

de c.a. e outras fontes de energia reativa são comuns a ambos os bipolos. O controle da estação, portanto, supervisiona a conexão e a desconexão dos filtros de c.a. e bancos de capacitores *shunt* em resposta a uma análise rápida e contínua dos requisitos de filtragem harmônica e do equilíbrio de energia reativa no terminal.

Em ambas as estações conversoras, o controle da estação determina o número mínimo e tipo dos filtros a serem ligados, monitorando o nível de transmissão de energia em c.c. e o número de conversores em operação. Estes são diretamente relacionados com o nível de geração de correntes harmônicas e requisitos de filtros de c.a.. Os filtros de c.a. e bancos de capacitores *shunt* são usualmente ligados de acordo com uma ordem predeterminada, que assegura suficiente filtragem de todos os harmônicos para todas as condições de operação.

Em Ibiúna, além de atender aos requisitos de filtragem, o controle da estação também assegura que as fontes estáticas de energia reativa ligadas mantêm um equilíbrio adequado de reativos, além de manter contato, através do Scada do sistema de Furnas, com os centros de operação do sistema.

Canais de comunicação por micro-ondas e onda portadora são usados para o controle integrado entre o controle da estação conversora de Foz do Iguaçu e os controles centrais da casa de força de Itaipu.

Controle de bipolar. Comunica-se com níveis de controle mais altos e mais baixos, e compensa a perda de transmissão de energia em um bipolar mandando uma ordem adicional de energia para o outro. Maneja entradas de ordens adicionais de energia no nível de bipolar, faz a

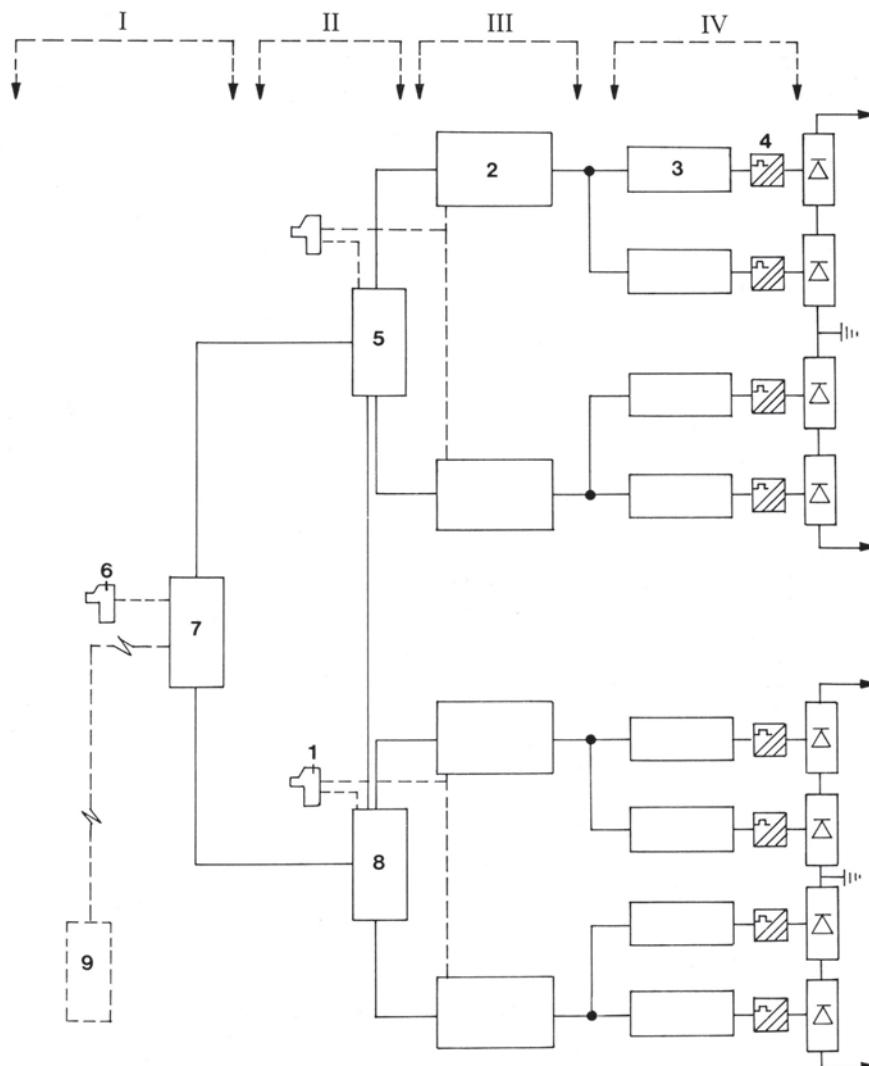


Fig. 15.11
Hierarquia de controle

- I Nível de estação
- II Nível de bipolar
- III Nível de polo
- IV Nível de conversor
- 1 Mesa de controle de bipolar
- 2 Controle de polo
- 3 Controle de conversor
- 4 Controle de válvula
- 5 Controle do bipolar 2
- 6 Mesa de controle da estação
- 7 Controle da estação
- 8 Controle do bipolar 1
- 9 Controle do sistema de c.a.

supervisão da corrente nos eletrodos, e executa as sequências do bipolo, que incluem localização do controle e direção da energia.

Controle de polo. Pode executar ordens e limites de energia/corrente, mudanças de modo de operação e ordens de partida e parada. O controle de energia do polo recebe a ordem de energia e calcula a corrente a ser entregue, aplicando funções e limites específicos de controle. O controle de corrente do polo, que aceita a ordem de corrente, compara-a com a corrente real medida e passa o sinal de erro para o controle de ignição do conversor. Também há o controle de sequência do polo, que cuida das mudanças de modo de controle, partida e parada automáticas e sequências de conexão / isolamento, e controle de mudança de derivações no nível de polo.

Controle do conversor. Executa o controle da ignição, que controla o ângulo de retardo e produz os pulsos de controle para o controle das válvulas. Também maneja as sequências do conversor, controle de proteção e mudança de derivações (que estendem as funções relacionadas do nível de polo), e controle das válvulas, que supervisiona e distribui os pulsos para as válvulas através de um sistema de fibra ótica.

Controles especiais. Adicionalmente às várias funções de controle descritas acima, há outras que não são especificamente ligadas a qualquer modo de operação em particular. São as seguintes:

- Limitação de tensão em c.a. em Foz do Iguaçu. Este tipo de controle foi introduzido para aumentar o consumo de energia reativa e assim controlar a tensão em c.a.
- Modulação do ângulo de comutação. A modulação do ângulo de comutação dos inversores melhora o amortecimento de transitórios do sistema. O regulador para este amortecimento é colocado no controle do conversor e, na realidade, os conversores são usados como dispositivos estáticos reativos controláveis.
- Operação a tensão reduzida de c.c. Para possibilitar operação contínua numa linha de c.c., que tem a capacidade de isolamento abaixo da nominal (isolador



Sala de controle de HVDC

quebrado, poluição e umidade excessivas), qualquer polo pode ser operado entre 75 e 100% da tensão nominal.

Operação normal

Parte de corrente contínua. A operação da parte de c.c. do sistema requer coordenação considerável entre as estações conversoras terminais, a usina de Itaipu e o centro de operações de Furnas. Embora os dois sistemas bipolares sejam basicamente independentes, sua operação também deve ser coordenada para várias condições de operação, especialmente quando o sistema de comunicações e/ou elementos do conversor estão fora de serviço.

O modo normal de operação é o controle síncrono de energia constante, que tem a vantagem de minimizar o efeito nos sistemas de c.a. fornecedores ou recebedores da perda de conversores, polos ou linhas de c.c. Adicionalmente, facilita a coordenação do despacho entre a transmissão de HVDC e a usina de Itaipu.

Dentro da hierarquia do sistema de controle, o controle de energia é feito no nível de pólo. Supõe-se que esteja funcionando a telecomunicação completa entre as estações, e que a ordem de corrente seja automaticamente sincronizada no retificador e no inversor.

A ordem de energia feita pelo operador na mesa de controle ativa no centro de operações do sistema sempre se refere à energia requerida por bipolo. Usando um controle adjacente, o operador também pode ajustar a taxa de variação da ordem de energia e o limite máximo de energia do bipolo. Isto, adicionado ao limite de ordem de energia

do outro polo, não deve exceder a capacidade de geração disponível na usina de Itaipu.

Independentemente da localização do controle usado, a ordem de energia do bipolo é transmitida para o equipamento de cada controle de energia de polo (PPC) na estação líder (normalmente Foz do Iguaçu) onde as funções de controle de energia são executadas. Depois de receber a ordem de energia e a taxa de variação requerida, que pode ser entre 0,1 e 10 MW/s por bipolo, o PPC aumenta a ordem de energia em degraus de 5 MW a intervalos determinados pela rampa de energia requerida. Enquanto o processo de estabelecer uma nova ordem de energia está em progresso, o controle de estabelecimento da energia na mesa de controle permanece iluminado.

Para aumentar a flexibilidade e disponibilidade do controle de c.c., três outros modos de controle são possíveis. Normalmente, esses modos são usados somente se a telecomunicação entre as estações for perdida, ou durante a manutenção do controle de energia do polo, e são:

- Energia assíncrona constante
- Corrente constante
- Controle automático da margem de corrente (AMC)

A mudança de um modo de operação para outro não resulta em alterações bruscas na energia transmitida. Se há uma falha na telecomunicação ou no controle de energia de um polo, o modo de operação muda automaticamente para o de energia assíncrona ou o de controle da corrente, respectivamente, mantendo a ordem em vigor congelada até que uma nova ordem venha do operador. Durante este processo, todas as condições são analisadas pelo controle de sequência, o qual, se necessário, bloqueia a mudança de modo até que o operador tenha tomado as providências necessárias ou as condições do sistema estejam adequadas.

Quando ocorre uma falha em um só polo do bipolo, é possível manter o controle de energia síncrono do bipolo completo. Se, entretanto, a ordem de energia do bipolo é alterada, ou pelo operador ou devido a mudanças nos sinais de ordens de energia adicionais no polo em funcionamento, então haverá passagem de corrente na conexão do neutro.

O modo de corrente constante é necessário quando o controlador de energia do polo está fora de operação e a energia transmitida pelo polo deve ser alterada. Os operadores atuam diretamente na ordem de

corrente do polo, mantendo contato telefônico para coordenar suas ações.

Quando o contato entre as duas estações é completamente perdido, a energia ou a corrente de um polo só pode ser alterada no controle automático de margem (AMC). O uso do AMC é condicionado à perda da telecomunicação entre os controladores de energia dos polos e a alteração deve ser iniciada na estação retificadora. No caso de perda simultânea de telecomunicações entre ambos os controladores de energia dos polos e os controladores de sequência dos polos nos dois polos de um bipolo, a operação muda para AMC.

Operação anormal

Nos anos iniciais de operação, a combinação da carga relativamente pequena ligada diretamente ao sistema de 50 Hz da Ande, a grande carga do conversor do sistema de HVDC, e os grandes geradores na usina de Itaipu podem levar a frequências e tensões fora dos limites aceitáveis, altos níveis de harmônicos e possível autoexcitação dos geradores, durante operação anormal do sistema, como descrito a seguir:

Sobrefreqüência transitória. Com a perda súbita de carga, os geradores de Itaipu são submetidos a sobrevelocidade transitória cuja magnitude depende da carga rejeitada. A inércia do sistema Ande que permanece ligado aos geradores de Itaipu tem efeito insignificante na sobrevelocidade. O limite aceitável para os transitórios de sobrefreqüência é 10%, que corresponde à perda de aproximadamente 40% da carga das unidades de 50 Hz de Itaipu.

No caso de perda de um ou mais polos do conversor de HVDC, os polos remanescentes podem ser temporariamente sobrecarregados para reduzir a alteração de energia nas unidades de Itaipu. Outra possibilidade é desligar um dos geradores de Itaipu, mas isto só pode ser feito quando seis ou mais unidades de Itaipu estão ligadas aos filtros do conversor de HVDC, o que mantém margem suficiente contra o risco de autoexcitação. A Ande pode ser alimentada por uma unidade separada de Itaipu, mas mesmo assim um esquema de proteção é necessário para isolar o sistema Ande da usina de Itaipu, quando os limites estabelecidos de sobrefreqüência são superados.

Subfreqüência. A perda de geração na usina de Itaipu resulta em subfreqüência no sistema Ande, e um dispositivo especial de estabilização é usado no controle mestre de

HVDC para limitar isto. O controlador reduz a ordem de energia para o conversor de HVDC, assim restabelecendo o equilíbrio de energia ativa e evitando o colapso da frequência. O ganho do “estabilizador de 50 Hz” é ajustado para manter a frequência acima de 49,5 Hz para uma perda de até 50% da geração de Itaipu. A resposta dinâmica é um compromisso entre o limite do transitório de subfrequência do sistema de 50 Hz e o transitório de carga no sistema de 60 Hz. Além do “estabilizador de 50 Hz”, um esquema de proteção isola o sistema Ande da Itaipu para transitórios severos de subfrequência (48 Hz).

Autoexcitação dos geradores de Itaipu e Acaray. Os filtros de c.a. na estação de Foz do Iguaçu dão energia reativa capacitiva que em operação normal compensa a maior parte da energia reativa indutiva absorvida pelo conversor. Quando os conversores são bloqueados, uma carga capacitiva súbita é aplicada aos geradores de Itaipu, resultando em uma sobretensão transitória. O limite de energia reativa subexcitado de um gerador de Itaipu em rejeição de plena carga pode compensar a absorção de reativo de um filtro e manter a regulação correta de tensão.

Fora de um filtro por gerador, a regulação de tensão já não é mais possível e, quando o desequilíbrio filtros / geradores é maior do que dois filtros por gerador, uma sobretensão rápida e severa com autoexcitação ocorre imediatamente. A elevação da tensão é limitada pela saturação das máquinas e transformadores e finalmente pelos para-raios de óxido metálico em 2 p.u.

O desequilíbrio da capacidade filtro / gerador é mais crítico para os geradores de Acaray que permanecem ligados aos filtros de HVDC sem os geradores de Itaipu e com o conversor bloqueado. Isso ocorre quando há completa perda de geração em Itaipu ou perda das linhas ligando a usina de Itaipu à subestação da margem direita com bloqueio simultâneo do conversor, mas a probabilidade disso acontecer é muito baixa.

Com um filtro permanecendo ligado aos quatro geradores de Acaray, o transitório é uma sobretensão muito rápida limitada somente pelos para-raios. Para dois ou mais filtros ligados aos quatro geradores de Acaray este transitório resulta em correntes e torques que excedem os valores de projeto e os disjuntores. Assim, a única solução é assegurar que essas condições não ocorram.

Durante os estágios iniciais da operação do projeto o equipamento GIS na usina de Itaipu foi usado com linhas separadas, deixando as duas barras na subestação da

margem direita abertas. Com este esquema nenhum defeito deixaria a Ande e Furnas ligadas sem os geradores de Itaipu.

Para os estágios posteriores da operação do projeto, foi usado um esquema de proteção coordenada, “Proteção de Isolação Forçada” (*FIP Forced Isolation Protection*). Os principais propósitos do esquema de proteção FIP são:

- Assegurar automaticamente que há mais geradores do que filtros ligados. A informação sobre o número de geradores de Itaipu ligados ao sistema é transmitida via onda portadora à sala de controle da estação conversora, onde, no caso de perda de geração em Itaipu, automaticamente são desligados os filtros em excesso.
- Proteção de sobretensão. Através do sistema de controle do conversor, para sobretensões acima de 1,2 p.u. há um desligamento sequencial dos filtros, e para sobretensões acima de 1,5 p.u. as linhas de 500 kV alimentando a subestação de Foz do Iguaçu são abertas.
- Limitador de ordem de corrente delta. Este controla a tensão através da energia reativa absorvida pelo conversor. Para uma tensão acima de 1,25 p.u., regula o controle de energia e o estabilizador de frequência.
- Estabilizador de frequência delta. Este cria características estáveis de energia / frequência para a carga de HVDC semelhantes à autorregulação natural característica de uma carga em c.a. Também limita a potência transmitida na ligação HVDC em caso de perda de geração em Itaipu.
- Proteção de perda do último gerador. Para o último gerador ou perda da última linha, o sistema Ande é isolado.
- Proteção contra reversão de potência. Esta é sensível à reversão do fluxo de força entre Itaipu e o sistema Ande, e isola o sistema Ande no caso de perda de geração em Itaipu.
- Esta proteção é mais rápida do que a proteção de subfrequência.
- Proteção de subfrequência. Quando a frequência cai no sistema de 50 Hz em consequência da perda de geração em Itaipu, a proteção isola o sistema Ande. Esta proteção é redundante à proteção contra reversão de potência.
- Proteção de subtensão. Quando a tensão neste sistema de 500 kV fica abaixo de 0,5 p.u. por mais de 380 ms, a proteção isola o sistema Ande.

Tabela 15.1 Distorção harmônica: limites máximos admissíveis para o sistema Ande

	barras de 220 e 66 kV		barras de 23 kV	
	ordem par	ordem ímpar	ordem par	ordem ímpar
Distorção harmônica individual (%)	0,5	1	1	2
Distorção harmônica total em tensão (%)		1,5		3
TIF – Fator de interferência telefônica		25		50

Sobretensões transitórias. Quando ocorre uma falha no sistema de 500 kV, a tensão nas fases afetadas pela falha cai a zero, e quando a falha é liberada a plena tensão é subitamente replicada. Isto pode resultar, especialmente no caso de falhas em duas ou em três fases, em correntes pesadas de retorno, com sobretensões com um conteúdo relativamente alto de harmônicos de baixa ordem.

As sobretensões resultantes estão dentro dos limites aceitáveis para o sistema Itaipu, mas as correntes harmônicas de baixa ordem injetadas no sistema Ande resultam em sobretensões inaceitáveis em algumas partes da rede, especialmente nas linhas longas radiais de baixa carga. As ações estudadas para resolver o problema foram:

- Instalar filtros série nas entradas das linhas de 220 kV na subestação da margem direita e amortecedores ressonantes em certos pontos do sistema Ande.
- Para-raios de óxido metálico com alta capacidade de sobrecarga térmica.
- Reatores manobráveis e relés de sobretensão nos pontos críticos do sistema Ande para desligar o sistema.

Como a probabilidade de falhas bi ou trifásicas no sistema de 500 kV, com suas linhas muito curtas, é muito reduzida, o desligamento do sistema Ande por relés de sobretensão pode ser adotado.

Harmônicos de tensão e corrente. Mesmo que os harmônicos de tensão e corrente produzidos pelo conversor de HVDC estejam dentro dos limites especificados, seu efeito no sistema paraguaio, com suas linhas relativamente longas e de baixa carga, pode exceder os limites admitidos pelo Ande, veja tabela 15.1. Filtros ressonantes paralelos na

subestação da margem direita e na subestação de San Lorenzo podem resolver este problema. Os filtros absorverão os harmônicos gerados na estação conversora de HVDC mas não os harmônicos presentes no sistema paraguaio, que ocorrem sem a estação conversora de HVDC. Isso pode ser corrigido com medidas tomadas dentro do sistema Ande, incluindo a eliminação de possíveis condições ressonantes em algumas barras de subestações.

LINHAS DE TRANSMISSÃO DE ALTA TENSÃO EM CORRENTE CONTÍNUA (HVDC)

Os estudos de disponibilidade e confiabilidade, e mais as velocidades do vento e características topográficas do traçado, apontaram duas linhas de transmissão com um afastamento mínimo de 10 km. As principais características das duas linhas de transmissão de ± 600 kV c.c. são as seguintes:

Características físicas

Comprimento das linhas (km)

Itaipu – Ibiúna, rota sul	792
Itaipu – Ibiúna, rota norte	816

Traçados das linhas

Largura da servidão de uma linha (m)	72
Afastamento entre as duas linhas, mínimo (km)	10

Tipo de torre (%)

Estaiada	79
Autoportante	21

Altura máxima (m) (cruzeta ao solo)

Estaiada	43,5
Autoportante	58,5

Comprimento do vão médio (m)

Espaçamento mínimo dos polos (m)

Espaço livre mínimo, polo – terra (m)

Condições de projeto

Velocidade máxima do vento (km/h)

150

Temperatura ambiente ($^{\circ}$ C)

Máxima

40

Mínima

5

Nível isoceráunico

70

Altitude (m)

800

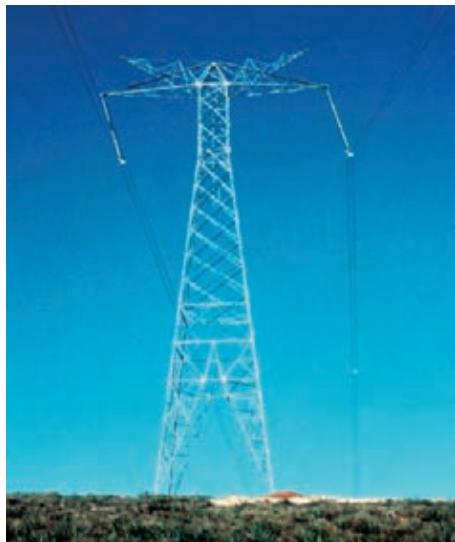
Média

1100

Máxima

Características elétricas

Tipo do condutor	4 x BITTERN ACSR – 1272 kcmil 45/7, Diâm. 34,12 mm
Isoladores	Penca simples "I" com 32 isoladores resistência 160 kN dist. descarga superficial 530 mm, modelo especial p/ c.c.
Cabos para-raios	Aço galvanizado EHS 7 pernas Diâm. 9,525 mm
Contrapeso	Copperweld nº 6 AWG



As falhas previstas devido à incidência de raios são de 1,2 – 1,7 / 100 km / ano, com base no nível isoceráunico de 70. A probabilidade de descarga (*flashover*) por sobretensões de surto de manobra na faixa de 1,7 – 2,0 p.u. fica entre 3×10^{-4} e 2×10^{-7} . O valor teórico mais alto da sobretensão de surto de manobra é de 1,8 p.u., ocorrendo em um dos condutores dos polos no caso de uma falha a terra no outro condutor de polo.

Torre de transmissão de 600 kV c.c.

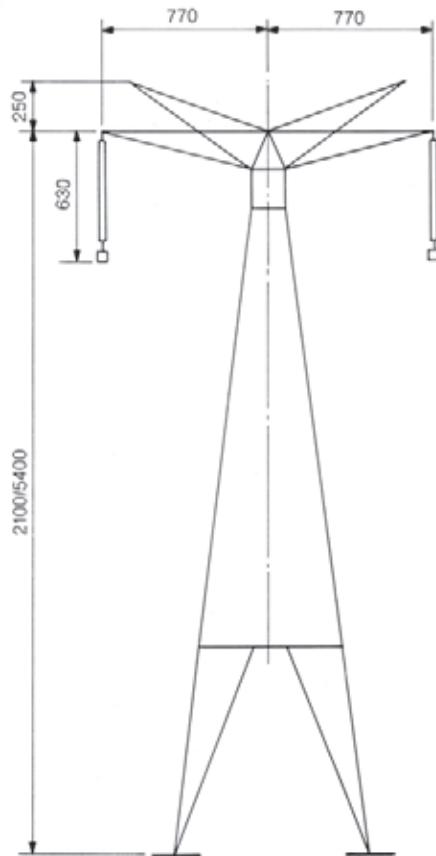


Fig. 15.12 Linha de 600 kV c.c. – torre autoportante típica

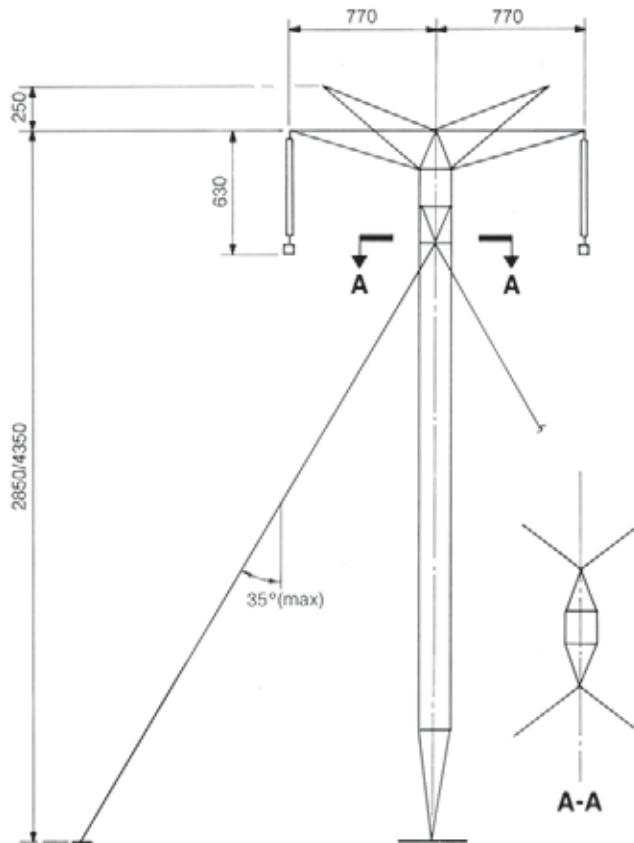


Fig. 15.13 Linha de 600 kV c.c. – torre estaiada típica

SISTEMA DE 60 Hz

Descrição e Características Principais

O sistema de transmissão de 60 Hz recebe energia dos nove geradores de 60 Hz de Itaipu, e transmite essa energia a 765 kV para a área de São Paulo, e proporciona interligação adicional intermediária com o sistema da Eletrosul. A energia gerada é elevada para 500 kV na usina e transmitida por quatro linhas aéreas até a vizinha subestação de Foz do Iguaçu.

Na subestação de Foz do Iguaçu a energia é elevada para 765 kV e então transmitida por três linhas aéreas para a região de São Paulo. Todas as três linhas são seccionadas na subestação de Ivaiporã (ponto de interligação com o sistema de transmissão sul brasileiro), na subestação de Itaberá, e em seguida terminam na subestação de Tijucu Preto, em São Paulo, para interligação com o sistema de transmissão do sudeste brasileiro, ver Fig. 15.14. As principais características elétricas do sistema de 60 Hz são:

	765 kV	500 kV
Tensão (kV)		
Nominal	765	500
Máxima	800	550
Corrente de curto		
simétrica (kA)	40	40
BIL (kV)	2100	1800

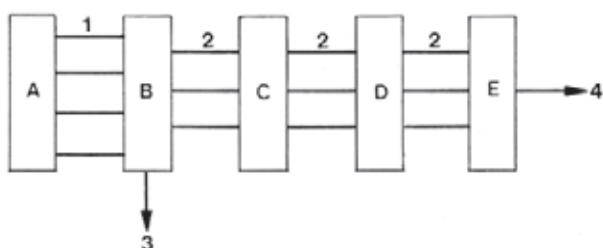


Fig. 15.14 Sistema de transmissão de 60 Hz

- | | |
|-------------------------------|---|
| A Usina de Itaipu (60 Hz) | 1 Quatro linhas de 500 kV |
| B Subestação de Foz do Iguaçu | 2 Três linhas de 765 kV |
| C Subestação de Ivaiporã | 3 Interligação com o sistema de transmissão sul |
| D Subestação de Itaberá | 4 Interligação com o sistema de transmissão sudeste |
| E Subestação de Tijucu Preto | |

SUBESTAÇÃO DE FOZ DO IGUAÇU

O setor de 60 Hz da subestação de Foz do Iguaçu é o ponto de interligação do sistema de Itaipu de 500 kV com o sistema de transmissão de Furnas de 765 kV. É ligado à usina de Itaipu por quatro linhas curtas de 500 kV (cerca de 8 km). Tem quatro autotransformadores de 1.650 MVA – 765/525/69 kV e três “bays” de linhas de transmissão de 765 kV. A Fig. 15.15 mostra o diagrama unifilar da subestação. A subestação é dividida em setores como descrito a seguir:

Pátio de 765 kV

O arranjo do pátio de 765 kV é no conceito disjuntor e meio, um arranjo convencional de três disjuntores em linha com os barramentos principais para fora do pátio. Embora isto requeira o uso de um terceiro nível de barramento para que as conexões externas cheguem à posição entre disjuntores, isto é feito em vãos relativamente curtos numa estrutura separada, para alta confiabilidade.

Três das quatro linhas aéreas a partir da área de autotransformadores são emparelhadas com linhas de transmissão de 765 kV em “bays” de disjuntor e meio. A quarta linha é ligada em sistema de disjuntor duplo num quarto “bay”, que pode ser convertida se outra posição de linha for necessária.

A largura dos “bays” é de 45 m, com uma separação de 39 m entre a segundo e o terceiro “bay” criando uma estrada de acesso para a casa de relés e a casa do gerador de emergência.

Os reatores shunt de 765 kV estão instalados no lado da estação onde saem as linhas de transmissão, inclusive



Vista parcial do pátio de 765 kV

uma unidade de reserva com uma barra cruzada para conexão. Os equipamentos terminais de linhas, para-raios para os reatores e terminações de linhas estão instalados neste mesmo local. Também há os dispositivos capacitivos de potencial, transformadores de corrente e filtros de onda para cada fase de linha.

O barramento mais baixo a 12 m acima do terreno é um tubo de alumínio de 152,4 mm de diâmetro usado para ligar os disjuntores, transformadores de corrente e chaves seccionadoras. O barramento mais alto, a 40 m acima do terreno, é um feixe de quatro condutores de 1590 kcmil ACSR (Falcon), como são também as

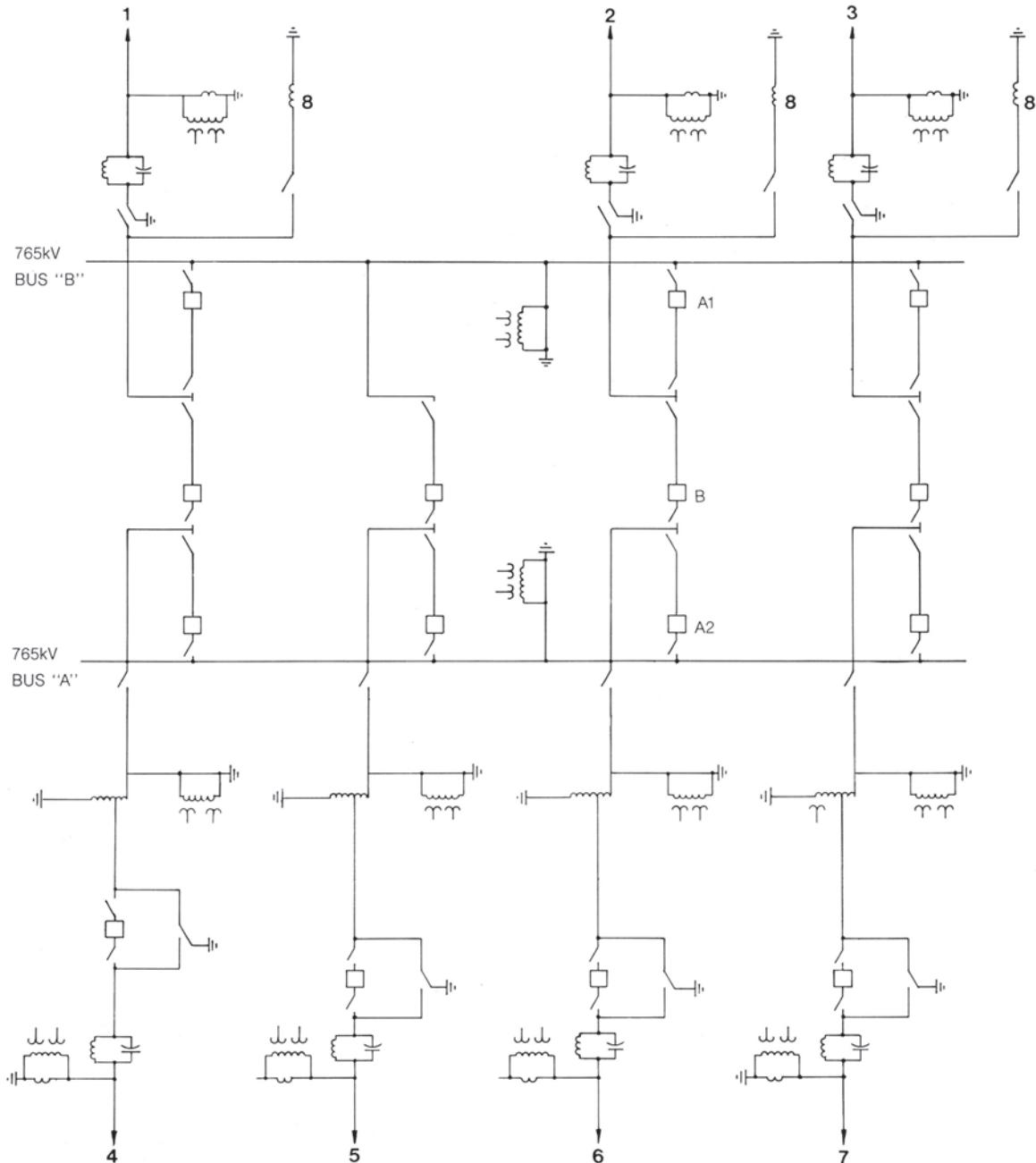


Fig 15.15 Subestação de 765/500 kV Foz do Iguaçu – diagrama unifilar

1 Linha de 765 kV Ivaiporá 3

2 Linha de 765 kV Ivaiporá 2

3 Linha de 765 kV Ivaiporá 1

4 Linha de 500 kV Itaipu 4

5 Linha de 500 kV Itaipu 3

6 Linha de 500 kV Itaipu 1

7 Linha de 500 kV Itaipu 2

8 Três reatores de $800/\sqrt{3}$ kV, 110 MVA

A1, A2, B1 Disjuntores

interconexões e descidas das barras. A barra principal, intermediária a 23 m do terreno, consiste de tubo de alumínio de 203,2 mm de diâmetro.

Os cabos para-raios, a 50 m acima do terreno, são cabos de aço EHS de 9,525 mm de diâmetro.

Setor de 765 kV

As principais características do equipamento-chave são as seguintes:

Disjuntores

Tipo	SF ₆ e jato de ar
Corrente permanente (A)	3150
Capacidade de interrupção (kA)	40
Nível de impulso (BIL) (kV)	2.100

Transformadores de corrente

Corrente permanente (A)	3.000
Relação 4	600/500/400/ 320/300 : 1
Relação 2	400/200 : 1
Precisão 4	C800
Precisão 2	0.3 B2
Chaves desligadoras	
Tipo	Abertura vertical
Corrente permanente (A)	3.150
Corrente momentânea (kA)	40
Nível de impulso (BIL) (kV)	2.100

Reatores shunt monofásicos

Tensão (kV)	800/ $\sqrt{3}$
Potência (MVA _r)	120
Nível de impulso (BIL) (kV)	1.800 e 1.950

Para-raios (kV)

Divisores capacitivos de tensão (kV)

BIL dos isoladores das barras (kV)

As distâncias nominais elétricas, em metros, são:

Fase a terra (metal a metal)	5
Fase a fase (metal a metal)	10
Altura de barra principal s/ solo	23
Altura de barra auxiliar s/ solo	12
Altura de barra flexível s/ solo	40
Altura de barra s/ veículos em estrada	23
Altura de cabo para-raios s/ solo	50
Largura de baia (linhas de centro)	45

Pátio de 500 kV

A subestação de 500 kV não tem barramentos principais, ver Fig. 15.15. Cada linha de 500 kV entrando vai diretamente através de um disjuntor e chave seccionadora associada para um banco de autotransformadores de 525/765 kV, um banco por linha. Portanto, há uma redução de capacidade de transferência de carga no caso de uma queda permanente de uma linha. Como as linhas de transmissão de 500 kV são projetadas conservativamente e são muito curtas, o risco envolvido foi considerado aceitável. Uma redução semelhante pode resultar de uma falha séria em um autotransformador, mas uma unidade de reserva (completa com barramento reconectável) está disponível, de modo que a interrupção seria de curta duração. Para quedas temporárias de linha, a capacidade de sobrecarga de curta duração das linhas e transformadores remanescentes pode ser usada para substituir a capacidade perdida. Durante a manutenção de disjuntor de 500 kV de linha / transformador, a proteção de linha e/ou transformador atua nos disjuntores de 765 kV dos transformadores e transmite um sinal de transferência de disparo para abrir o disjuntor de 500 kV da linha de transmissão na usina de Itaipu.

Como descrito acima, o setor de manobra de 500 kV não tem barramento. As interligações de equipamento e entradas de linhas são em arranjos de dois níveis de condutores. O mais baixo, 10 m acima do solo e com espaçamento entre fases de 9 m, é um tubo de alumínio de 154,4 mm de diâmetro suportado por isoladores de pedestal de porcelana, e é usado para interligar o equipamento principal. O nível mais alto, a 28,5 m acima do solo, é um feixe de quatro cabos de 954 kcmil ACSR, montados por espaçadores de 45,7 cm e ancorados em estruturas de treliça de aço autoportantes. O arranjo físico da subestação foi projetado com previsão para adição de um terceiro nível, a 16,5 m acima do solo. Este nível seria usado para barramento principal, caso se decidisse mudar do presente esquema de manobra para um esquema de disjuntor e meio.

A proteção da subestação contra descargas atmosféricas é feita por cabos para-raios de aço EHS de 9,525 mm de diâmetro instalados sobre a subestação a 33,5 m acima do solo.

Setor de 500 kV

As características principais dos equipamentos-chave são:

Disjuntores

Tipo	SF ₆ e jato de ar.
Capacidade de interrupção (kA)	40 e 31,5
Corrente permanente (A)	3.150
Nível de impulso (BIL) (kV)	1.550

Transformadores de corrente

Corrente permanente (A)	3.000
Relação 4	600/400/300/ 200/100 : 1
Relação 2	400/200 : 1
Precisão 4	C800
Precisão 2	0,3 B2

Chaves desligadoras

Tipo	abertura vertical e pantográfica
Corrente permanente (A)	3.150
Corrente momentânea (kA)	40
Nível de impulso (BIL) (kV)	1.550
Para-raios – óxido metálico (kV)	420
Divisor capacitivo de potencial (kV)	525
Filtros de onda (mH)	0,1
Isoladores de pedestal BIL (kV)	1.800

As distâncias nominais elétricas, em metros, são:

Fase a terra (metal a metal)	4,1
Fase a fase (metal a metal)	5,3
Fase a fase (linhas de centro)	9
Altura da barra principal s/ solo (futura)	16,5
Altura de barra auxiliar s/ solo	10
Altura de barra flexível s/ solo	28,5
Altura de barra s/ veículos em estrada	28,5
Altura dos cabos para-raios s/ solo	33,5
Largura das baias (linhas de centro)	32

Setor de autotransformadores 765 / 525 kV

São quatro os bancos de autotransformadores localizados na área entre os pátios de 500 kV e 765 kV. As unidades monofásicas estão espaçadas de 15 m nas linhas de centro, com uma parede corta-fogo entre elas. O bay de 45 m iguala a largura usada nos "bays" do pátio de 765

kV. Uma separação de 39 m entre o segundo e o terceiro bancos é para o transformador de reserva.

As barras flexíveis a 40 m de altura acima do solo, sobre os transformadores, ligam este setor com o pátio de 765 kV. Uma barra rígida monofásica cruzada facilita a ligação do transformador reserva à barra flexível.

Os condutores flexíveis do pátio de 500 kV terminam do outro lado da estrutura, e a ligação aos transformadores é feita por uma descida até uma barra rígida em um nível mais baixo. É possível ligá-la através de uma barra monofásica cruzada ao transformador reserva.

A potência do banco, formado por autotransformadores monofásicos, é de 765/525/69 kV (estrela/estrela/delta) 1650/1650/15 MVA, refrigeração ONAN/ONAF/ONAF, e o nível de impulso dos enrolamentos é de 1950/1550/350 kV ou 1950/1425/350 kV. O enrolamento de 69 kV em delta dos autotransformadores é usado como fonte de energia auxiliar de serviço. Para-raios de óxido metálico, que são montados próximo aos transformadores, são para 588 kV e 420 kV respectivamente para os sistemas de 765 kV e 500 kV. O enrolamento delta dos transformadores, quando usado para energia de serviços auxiliares é interligado por um sistema de barras rígidas tubulares de 76,2 mm de diâmetro. Um sistema separado monofásico de dois condutores estende o enrolamento delta do transformador reserva para permitir sua interligação, se necessário.

Dispositivos de controle

A subestação de 765/500 kV de Foz do Iguaçu foi projetada para operação assistida desde a sala de controle da subestação. Todo equipamento de controle está localizado nesta sala, enquanto todo equipamento de proteção, alarme e medição está localizado numa casa de relés separada ou na sala de relés localizada na casa de controle.

A operação da casa de relés é não assistida. O equipamento e as linhas que têm seu equipamento de proteção instalado na casa de relés terão suas funções de controle efetuadas na sala de controle através de relés selados de interposição interligados com os controles localizados na sala de controle por cabos de controle.

Para todas as funções de bloqueio necessárias na casa de relés, serão providos relés de bloqueio rearmados manualmente / eletricamente. O rearmamento remoto desses relés é feito de chaves localizadas na sala de controle. Funções de disparo e bloqueio requeridas na sala de controle serão efetuadas por meio de relés de

bloqueio de rearmamento manual, localizados nos painéis de controle na sala de controle.

A indicação de situação do equipamento é feita por lâmpadas indicadoras montadas nos painéis de controle localizados na sala de controle.

Existe um sistema de supervisão, o qual consiste de uma impressão sequencial dos eventos, efetuada pela unidade remota terminal (RTU) do sistema Scada e suplementada por alarme visual em painéis localizados na sala de controle da casa de controle e na casa de relés e/ou sala de relés da casa de controle. A impressão sequencial dos eventos fornece ao operador na sala de controle uma indicação prontamente usável e registro de cada alarme de problema individual e registro de eventos e da situação de todos os indicadores de relés localizados na casa de relés. No caso do sistema Scada estar fora de serviço, os alarmes visuais localizados na casa de relés junto com os indicadores dos relés de proteção formam um sistema de retaguarda para indicar localmente na casa de relés qualquer alarme ou evento, independentemente da indicação pelo sistema Scada. Um alarme visual localizado na sala de controle fornece uma indicação geral dos problemas em qualquer linha ou equipamento, tal como "linha para... em condições anormais" ou "transformador... em condições anormais". Um dispositivo de varredura das entradas está colocado na casa de relés de modo que não é necessário estender fiação de cada dispositivo iniciador desde a casa de relés até a casa de controle.

Casa de relés. A casa de relés é um edifício com ar condicionado localizado no pátio de 765 kV, afastado da casa de controle assistida. A casa de relés serve como um ponto central para fazer as conexões bem como local para a instalação de equipamento de proteção e medição de energia para todos os equipamentos dos pátios de 500 kV e 765 kV que ficam distantes da casa de controle. Entretanto, todo equipamento dos pátios que está localizado nas vizinhanças da casa de controle tem suas conexões feitas diretamente na casa de controle, onde há salas previstas para equipamento de controle (sala de controle) bem como para equipamento de proteção e medição de energia (sala de relés). Todos os dispositivos do painel de controle estão localizados na sala de controle, enquanto todo equipamento de proteção e medição, inclusive os relés de refechamento, estão localizados ou na casa de relés ou parte na casa de relés e parte na sala de relés da casa de controle.

Proteção do sistema

Proteção das linhas de transmissão de 765 kV. As linhas de 765 kV com compensação série do sistema de transmissão de Itaipu são protegidas por dois conjuntos iguais e independentes de relés de proteção (esquemas primário e alternativo de proteção). Cada esquema de proteção opera por canais independentes de comunicação. Cada um destes conjuntos de relés provê proteção primária de alta velocidade com operação correta independente de descargas nos capacitores série, e conter todos os elementos do esquema de proteção de retaguarda (sem levar em conta a operação dos canais de comunicação). O canal de comunicação da proteção primária opera através de canais de onda portadora, e a proteção alternativa irá operar através de canais de microondas. As duas primeiras linhas usam dois tipos diferentes de proteção atendendo aos critérios descritos acima. O primeiro esquema é uma comparação direcional com desbloqueio (tipo onda) com uma proteção suplementar de sobrecorrente direcional usando um canal de comunicação, e um esquema de bloqueio em descompasso e disparo em descompasso. O segundo esquema é um sistema convencional de comparação direcional com bloqueio usando corrente negativa para falhas não balanceadas, com disparo e bloqueio em descompasso.

O esquema de proteção de linha tem religamento automático de alta velocidade com retardo ajustável na faixa de 0,5 a 2 segundos. Somente um dos disjuntores da linha, em cada extremidade, fecha automaticamente. Os demais disjuntores fecham manualmente depois que a linha for reenergizada. Uma chave seletora é provida para permitir ao operador determinar quando uma linha deve ser religada automaticamente e qual disjuntor irá religar automaticamente. O religamento automático é iniciado depois que falhas de qualquer tipo tenham sido eliminadas pela operação da proteção de alta velocidade da linha, mas somente quando pelo menos um dos dois canais de transferência de disparo está em operação. É bloqueado depois de falhas eliminadas por proteção com retardo e outros disparos do disjuntor iniciados por defeito em disjuntor, reator, transformador, sobretensão, descompasso e proteção diferencial de barra. O religamento só é permitido quando pelo menos uma linha paralela está em operação. Um relé de verificação de sincronismo é usado para verificar essa condição operacional.

Também está instalada uma proteção de perda de tensão para todas as linhas de 765 kV, exceto a primeira, para evitar operação errônea dos esquemas de proteção de linha sob algumas condições particulares de operação, tais como perda da tensão de polarização devida a disparo do disjuntor do alimentador secundário ou devido a uma falha no alimentador secundário para os relés.

Proteção dos autotransformadores de 765/525 kV. O esquema de proteção dos autotransformadores consiste principalmente de dois esquemas de proteção independentes (primário e alternativo) ligados para operar relés de bloqueio separados que irão disparar e bloquear o fechamento e refechamento de todos os disjuntores do transformador. A proteção primária inclui um jogo de relés diferenciais de porcentagem, com restrição harmônica, e uma proteção de súbita elevação de pressão consistindo de um relé Buchholz e um relé de pressão instantâneo. A proteção alternativa consiste de um segundo jogo de relés diferenciais de porcentagem com restrição harmônica, para prover proteção para o transformador e conexões associadas na baia, e uma proteção de sobrepressão do transformador feita através de uma válvula de alívio de pressão com contatos de disparo e alarme.

Além dos dois esquemas de proteção principais, os transformadores têm as seguintes proteções adicionais, que disparam os disjuntores associados através de um relé de disparo de alta velocidade sem atuar o relé auxiliar de bloqueio dos esquemas de proteção principais:

- Proteção de sobrecarga. Jogo (um por fase) de relés não direcionais com unidades instantâneas e com retardo.
- Proteções de sobrecorrente. Um relé não direcional de sobrecorrente de tempo inverso ligado no circuito de corrente residual do lado de baixa tensão do transformador.
- Proteção de temperatura. Proteção de ponto quente do enrolamento através do uso de relé de imagem térmica para dar partida num relé de tempo, e uma proteção de alta temperatura do óleo através de um relé associado aos detetores de temperatura do óleo, para dar partida num relé de tempo. Depois de um retardo de 20 minutos, essas proteções irão disparar os disjuntores do transformador e ativar um alarme.

Proteção dos reatores de 765 kV. A proteção primária para os reatores é feita por relés diferenciais de alta velocidade, semelhantes aos usados para proteção de

geradores de c.a.. A proteção alternativa é provida por uma proteção de súbita elevação de pressão, uma válvula de alívio de pressão com contatos de disparo e de alarme, um relé de imagem térmica para proteção contra temperaturas excessivas, e um relé de sobrecorrente de tempo inverso não direcional ligado no circuito de corrente residual dos transformadores de corrente do lado de alta tensão do reator. Os dois esquemas de proteção atuarão dois relés auxiliares de bloqueio independentes que irão disparar e bloquear o refechamento de todos os disjuntores associados com os reatores, iniciar um sinal de transferência de disparo e também iniciar o bloqueio do religamento dos disjuntores associados no outro terminal da linha.

Proteção de barramento de 765 kV. As barras da subestação de 765 kV são protegidas por um esquema convencional diferencial de corrente de alta velocidade. A proteção opera um relé auxiliar para disparar e bloquear os disjuntores.

Proteção das linhas de transmissão de 500 kV. O esquema de proteção para as linhas de transmissão de 500 kV consiste de três sistemas independentes de proteção, como descrito a seguir:

- Proteção primária. Sistema diferencial de corrente de porcentagem de fases segregadas, usando quatro canais de fibra ótica de frequência modulada, dois para cada direção.
- Proteção alternativa. Dois esquemas de transferência de disparo de sobrealcance permissivo de zona, sobre quatro canais de onda portadora, dois para cada direção.
- Proteção suplementar. Para falhas a terra, usando relé de sobrecorrente direcional de sequência zero num esquema de transferência de disparo permissivo de sobrealcance, sobre quatro canais de micro-ondas, dois para cada direção.

Não é usado religamento no esquema de proteção. Durante a manutenção dos disjuntores de 500 kV, os transformadores e as proteções das linhas de 500 kV atuarão os disjuntores de 765 kV dos transformadores e enviarão um sinal de transferência de disparo para abrir o disjuntor da linha de 500 kV na usina de Itaipu.

Proteção de falha de disjuntor. O esquema de falha de disjuntor é composto de um relé indicador de posição do disjuntor, um relé de tempo e um relé de bloqueio para cada disjuntor e para cada barra de 765 kV. Quando

o relé de tempo desarma, atua o relé de bloqueio e efetua as seguintes funções:

- Dispara e bloqueia o fechamento e refechamento de todos os disjuntores adjacentes.
- Dispara e bloqueia o fechamento e refechamento de um disjuntor das linhas adjacentes no terminal remoto.

Proteção de rejeição de carga. O esquema de proteção da rejeição de carga para o setor de 765 kV da subestação consiste dos seguintes relés: sobrefreqüência, subfreqüência, sobretensão, subtensão e relés auxiliares de alta velocidade (máximo 8 ms) e de bloqueio (máximo 15 ms).

Proteção de zona morta. A seção de barramento entre um transformador de corrente e seu disjuntor (zona morta) é protegida por um esquema de proteção com retardo do terminal remoto da linha ou pela proteção de sobrecarga do transformador, em cuja zona de proteção fica tal zona morta.



Linhos de 765 kV de c.a.

Sincronização

Somente é possível sincronização manual na subestação de 765/500 kV de Foz do Iguaçu. As fontes de tensão para sincronização para todas as linhas de 765 kV e saídas dos transformadores estão disponíveis. Para permitir a verificação de sincronismo em qualquer das possíveis condições de operação, é usada uma chave de sincronização de duas posições quando tal chave é associada com o lado do barramento dos disjuntores A1 e A2, ver Fig. 15.15, e uma chave de quatro posições quando a chave é associada com o disjuntor B, ver Fig. 15.15.

Proteção contra incêndio e contenção de óleo

Há instalações para proteção contra incêndio nos equipamentos críticos para a operação da estação e para equipamentos com risco de incêndio significativo devido à sua construção ou conteúdo, isto é, equipamentos cheios de óleo ou resfriados a óleo. Os seguintes equipamentos e áreas específicos estão incluídos: transformadores, reatores, armazenagem e manuseio de óleo isolante e todos os edifícios. O sistema principal de proteção contra fogo consiste de um sistema de água de incêndio servindo à estação principal. Está instalado um sistema de alarme de incêndio, que inicia um alarme no painel de controle de alarme de incêndio da estação instalado na sala de controle. Os transformadores monofásicos e outros transformadores adjacentes são separados por paredes corta-fogo para proteger cada um dos efeitos de fogo em outra unidade. As paredes são projetadas e construídas para resistir a três horas de fogo e proteger contra os efeitos do calor radiante e fragmentos voando de um incêndio adjacente. Cada transformador e reator é equipado com um sistema automático de extinção de fogo a água tipo dilúvio.

Após um incêndio, o óleo e a água do sistema de proteção contra incêndio são coletados num tanque por baixo dos transformadores e reatores que é cheio de pedra britada. O volume de cada tanque de contenção é 80% do volume de óleo do equipamento. Os tanques de contenção podem ser drenados do óleo coletado, de água da chuva ou do sistema de dilúvio, para evitar o risco do fogo se espalhar devido ao transbordamento de óleo.

LINHAS DE TRANSMISSÃO

Linhas de transmissão de 765 kV

As três linhas de transmissão de 765 kV são linhas relativamente longas, entre a subestação de Foz do Iguaçu e a subestação de Tijucó Preto próxima de São Paulo. Os estudos de disponibilidade e confiabilidade, junto com as velocidades do vento e as características topográficas, indicaram que duas linhas poderiam compartilhar uma mesma servidão de passagem, mas a terceira linha deveria ficar separada por pelo menos 10 km. As linhas de 765 kV também estão no mínimo a 10 km de distância das linhas de 600 kV de corrente contínua.

Desenhos simplificados das torres autoportantes e estaiadas para as linhas de 765 kV são mostrados nas Figs. 15.16 e 15.17.

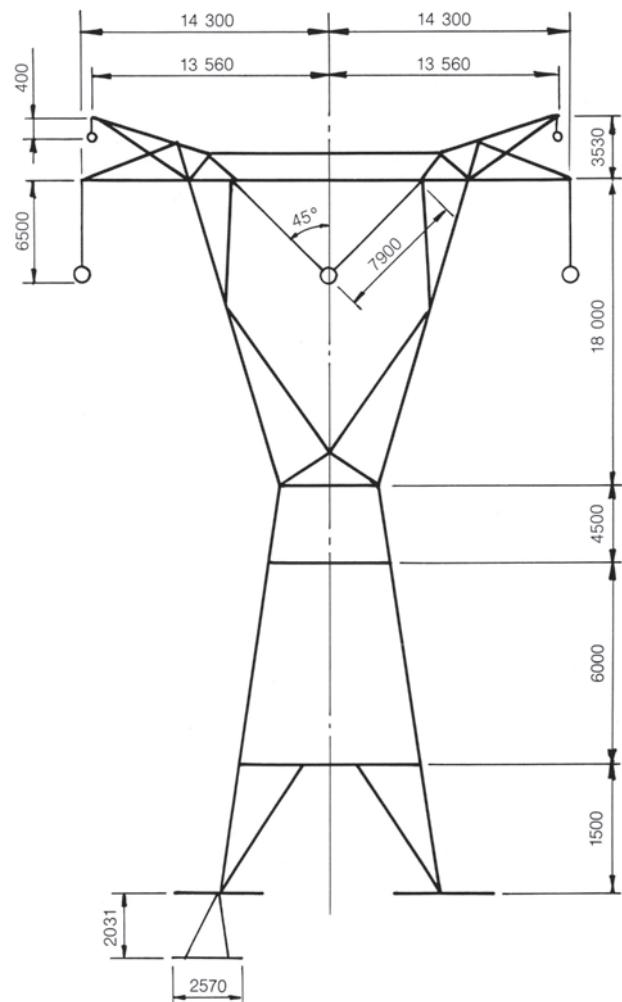


Fig. 15.16 Torre autoportante típica das linhas de 765 kV de c.a.

As características principais físicas e elétricas das linhas de transmissão de 765 kV são:

Características físicas

Comprimento da linha (km)

Foz do Iguaçu a Ivaiporã 320

Ivaiporã a Itaberá 265

Itaberá a Tijucó Preto 304

Vôo (m)

Comprimento médio 430

Comprimento máximo 930

Afastamento mínimo do solo no meio do vão (m)

15

Arranjo das fases

Horizontal

Distância entre as fases (m)

14,4 (torre rígida)

15,5 (torre estaiada)

Arranjo dos condutores no feixe

Quadrado

Distância entre condutores no feixe (cm)

45,7

Tipo de torre (%)

Suspensão estaiada 82

Suspensão autoportante 16

Terminal 2

Servidão de passagem (m)

94,5

Uma linha

175

Duas linhas

Condições de projeto

Carga máxima (kN)

44

Esforço a 15°C com vento de 150 km/h

33% da resistência à tração na ruptura

24

Carga normal (kN)

18% da resistência à tração na ruptura

Esforço a 20°C sem vento

18°C com ambiente a 40°C

24

Características elétricas

Tensão nominal (kV)

765

Tensão máxima de operação (kV)

800

Corrente máxima de operação (A)

2.000

Potência normal (MVA)

2.780

(60°C com ambiente a 40°C)

Condutor

1113 kmcil 45/7
ACSR "BLUEJAY"

Nº de condutores no feixe

4

Nível de impulso (BIL) (kV)

2.800

Isoladores

arranjo IVI tipo disco,
254mm x 146mm capacidade
120 kN, 35 isoladores por pena

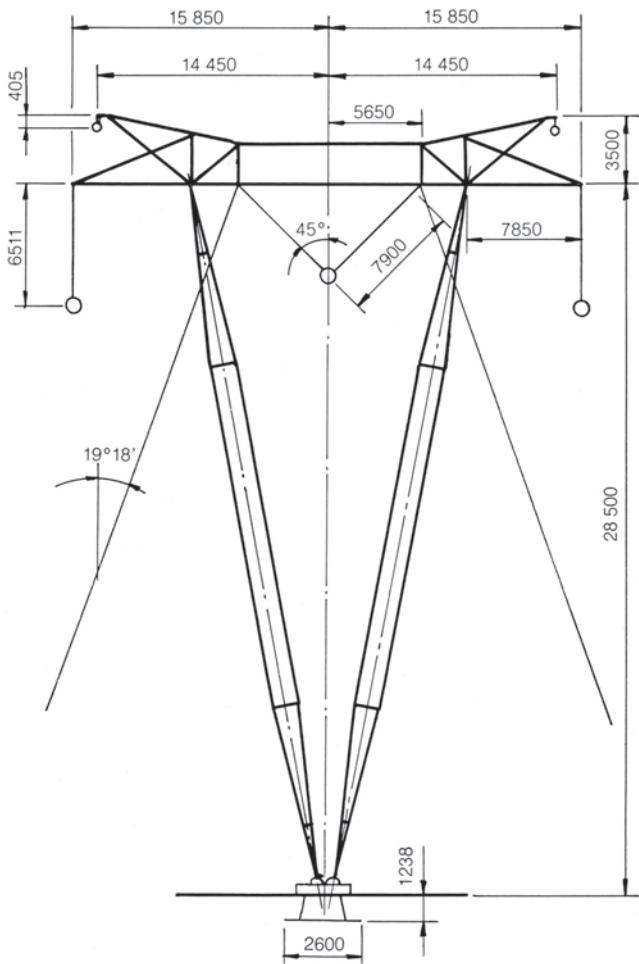


Fig. 15.17 Torre estaiada típica das linhas de 765 kV de c.a.

Cabos para-raios – 2 por linha	176,9 kcmil ACSR “Dotterel”
	110,8 kcmil ACSR “Minorca”
Contrapeso	Aço galvanizado 4 BWG e 9,525 mm SM (perto das subestações)

Linhas de transmissão de 500 kV

As linhas de transmissão de 500 kV 60 Hz são relativamente curtas, com 8,1 km de comprimento, entre a usina e a subestação de Foz do Iguaçu. As características físicas e elétricas principais são as mesmas das linhas de 50 Hz.

ASPECTOS AMBIENTAIS

E ECOLÓGICOS

CONSIDERAÇÕES BÁSICAS	16.3
Antecedentes	16.3
PLANO BÁSICO PARA A CONSERVAÇÃO DO MEIO AMBIENTE	16.4
LEVANTAMENTOS AMBIENTAIS	16.5
Meio Ambiente Físico	16.5
Meio Ambiente Biológico	16.6
Meio Ambiente Social	16.8
MEDIDAS DE PROTEÇÃO E VALORIZAÇÃO DO MEIO AMBIENTE	16.8
Proteção das Florestas Existentes e Reflorestamento	16.9
Reservas e Refúgios Biológicos	16.11
Resgate de Animais	16.12
Aquinatura	16.13
Recuperação e Paisagismo da Área da Obra	16.14
PLANO MESTRE PARA A UTILIZAÇÃO DA ÁREA DA BARRAGEM	16.15
REASSENTAMENTO DA POPULAÇÃO	16.15
EDUCAÇÃO AMBIENTAL	16.16
TURISMO	16.17
DESENVOLVIMENTO REGIONAL	16.18

ASPECTOS AMBIENTAIS E ECOLÓGICOS

CONSIDERAÇÕES BÁSICAS

ANTECEDENTES

A construção da Hidrelétrica de Itaipu criou um lago artificial de 170 km de comprimento, com uma profundidade máxima de 170 m e uma capacidade de armazenamento de 29 bilhões de m³ de água. O lago tem uma superfície total de 1.350 km², dos quais 780 km² estão em território brasileiro e 570 km² em território paraguaio; veja Fig. 16.1. É evidente que isso resultou em grandes mudanças ambientais na bacia do rio Paraná – a sétima em ordem de grandeza no mundo, com área de 30.000 km².

Prevendo que a realização do projeto teria um impacto significativo sobre uma grande área, foram realizados estudos para avaliar estas mudanças e mitigar os seus efeitos durante a fase de viabilidade, como também durante a execução das obras e os cinco primeiros anos de operação.

A primeira avaliação do impacto ambiental do projeto foi conduzida pelo consórcio Ieco-ELC em 1973. Como resultado destes estudos, um relatório denominado “Reconhecimento do Impacto Ecológico do Projeto” foi redigido para a Comissão Mista Técnica Brasileiro-Paraguai.



Vista do lago de Itaipu



Fig. 16.1 Lago de Itaipu

O objetivo do estudo era dar, num primeiro momento, informações concretas sobre os prováveis efeitos físicos, biológicos e sociais do projeto e fornecer diretrizes para a proteção e valorização do meio ambiente na área do projeto e nas regiões afetadas.

As mudanças inevitáveis e mais importantes sobre o meio ambiente foram as seguintes:

- Eliminação de um trecho de 170 km de curso livre do rio.
- Submersão das Sete Quedas ou Saltos del Guairá.
- Redução do habitat da vida selvagem.
- Eliminação de 700 km² de floresta virgem.
- Inundação de 600 km² de terras agrícolas.
- Submersão de possíveis jazidas de minérios ainda desconhecidas.
- Submersão de possíveis sítios históricos desconhecidos.

Levando em conta a enorme quantidade de energia a ser gerada e os seus benefícios sociais e econômicos decorrentes, o inevitável impacto ambiental negativo resultante do projeto foi considerado aceitável, principalmente se reduzido ao mínimo através da adoção de medidas corretivas adequadas.

PLANO BÁSICO PARA A CONSERVAÇÃO DO MEIO AMBIENTE

As investigações realizadas em 1973, como também os outros estudos efetuados anteriormente por empresas brasileiras e paraguaias da área elétrica, serviram de base para um programa de 1975 denominado "Plano Básico para a Conservação do Meio Ambiente", o qual definiu a política de conservação do meio ambiente a ser adotada por Itaipu; veja a Fig. 16.2.

As metas do plano eram elaborar diretrizes para o controle da qualidade do meio ambiente dentro da área em questão e definir as medidas necessárias para a proteção do meio ambiente e as áreas a serem objeto de estudos adicionais:

As principais atividades definidas no plano de estudo foram as seguintes:

- A elaboração de um levantamento ambiental da área do projeto.
- A elaboração de um plano-mestre para a utilização da área do reservatório.
- A aplicação de medidas de proteção ambiental.



Fig. 16.2 Resumo dos estudos realizados para o plano-mestre de conservação

LEVANTAMENTOS AMBIENTAIS

Para avaliar e quantificar os efeitos ecológicos e sociais do projeto foi feito um levantamento ambiental da área, organizado da seguinte forma:

- Meio ambiente físico.
 - Meio ambiente biológico.
 - Meio ambiente social.

MEIO AMBIENTE FÍSICO

O levantamento abrangia as seguintes atividades principais:

QUALIDADE DA ÁGUA. A qualidade da água a montante e a jusante da barragem foi monitorada tanto antes como depois da criação do reservatório. Antes do enchimento do reservatório, foram feitos estudos que compreendiam 40 parâmetros (físico, físico-químico, químico, biológico e bacteriológico) com a recompilação de mais de 40 mil pontos de dados para determinar as características limnológicas do sistema fluvial e do futuro lago. Durante os cinco anos que sucederam ao enchimento do reservatório, esse monitoramento foi levado adiante numa rede de 22 estações, coletando cerca de 30 mil pontos de dados por ano.

As principais características limnológicas do reservatório recém-formado assinalavam que nenhum processo de eutroficação estava ocorrendo; no entanto,

era necessário exercer um controle cuidadoso sobre o aporte de cargas de nutrientes provenientes dos afluentes. O reservatório foi classificado como sendo mesotrófico (nível intermediário da produção primária), sem nenhuma estratificação térmica ou química.

A concentração de oxigênio dissolvido era relativamente elevada durante o ano todo, sendo a sua saturação entre 80% e 100%. O fósforo parecia ser o fator limitante para a produtividade primária.

O tempo de permanência do volume do reservatório variava de 3 a 15 dias, dependendo das condições de armazenamento e do caudal fluviométrico.

As principais características limnológicas e químicas da água do reservatório eram as seguintes:

Temperatura	19 – 30	°C
Oxigênio dissolvido	6,82 – 8,18	mg/l
Turbidez	4,5 – 30	NTU
Valor do pH	6,9 – 7,9	
Condutividade	43 — 50	µmhos/cm
Alcalinidade total	18 — 22	mg/l
Nitrogênio total	0,15 – 0,36	mg/l
Fósforo total	0,005 – 0,022	mg/l
Fitoplânctons	65%	Nostocoficeae
	20%	Cloroficeae
Zooplânctons	55%	Rotiferos
	30%	Cladocerae
Clorofila a	2,6 – 7,3	mg/m ³
Coliformes fecais	5 – 20	MPN/100 ml

Pesticidas (nos sedimentos)

BHC	2,27	mg/kg
Lindane	1,53	µg/kg
TDE	28,85	mg/kg
DDT	16,07	µg/kg

Concluiu-se que o reservatório de Itaipu não degradava a qualidade da água do rio Paraná, a qual era apropriada para o abastecimento de água bruta dos sistemas municipais, para fins recreativos, pesca comercial e irrigação.

LIMPEZA DA ÁREA DO RESERVATÓRIO. Depois de efetuar uma avaliação aprofundada das consequências resultantes, a Itaipu resolveu não remover a vegetação dentro da área a ser inundada, já que a subsequente decomposição da mesma seria lenta e teria pouco efeito sobre a qualidade da água a longo prazo. No entanto, como medida preventiva, a vegetação foi removida numa área restrita englobando aproximadamente 100 km², entre a El. 200 e a El. 220, na qual havia floresta alta. O volume extraído foi pequeno, em torno de 10%, comparado com a biomassa total da floresta da área a ser inundada, estimada em aproximadamente 2 milhões de toneladas.

EFEITOS CLIMÁTICOS. O clima da área é classificado como subtropical úmido, com temperatura média de 22°C, máxima de 40°C nos meses de dezembro/janeiro e mínima de – 5°C em julho/agosto. A média anual da umidade relativa é de 80%. Um programa de monitoramento foi estabelecido para avaliar as possíveis modificações que o reservatório poderia causar no microclima da região adjacente ao projeto,. Com essa intenção, foram montadas seis estações agroclimatológicas e integradas à rede meteorológica brasileira. Os dados coletados durante oito anos indicam a ausência de qualquer tendência à variação do clima da região decorrente da criação do reservatório.

TRANSPORTE DE SEDIMENTOS. As características do transporte de sedimentos da bacia do rio foram estudadas paralelamente à sua correspondente entrada de carga no reservatório. A média anual da carga de sedimentos é estimada em 5 milhões de toneladas, indicando uma vida útil do reservatório de no mínimo 350 anos.

MEIO AMBIENTE BIOLÓGICO

Essas atividades de pesquisa foram desenvolvidas da seguinte forma:

LEVANTAMENTO FLORESTAL. As principais atividades incluíam a identificação da estrutura florestal e sua composição, a ecologia florestal e as suas relações com a fauna, a identificação das espécies botânicas, a elaboração de projetos de manejo florestal, a instalação de viveiros para armazenar as espécies coletadas e a elaboração de projetos de reflorestamento para a área adjacente ao reservatório.

Para este fim, foram levantados 3.860 km² em 1975 e identificadas as seguintes características de utilização do solo em ambos os lados da área do projeto:

Uso do solo	Brasil %	Paraguai %
Floresta	47,6	82,4
Agricultura	50,5	15,7
Brejos	0,7	0,9
Corpos de água	0,7	0,9
Áreas urbanas	0,5	0,1

Como se pode verificar pela tabela acima, os padrões de uso do solo variavam de forma significativa nas duas margens do rio, porém, em ambos os casos predominavam a floresta virgem e as terras agrícolas; veja Fig. 16.3.

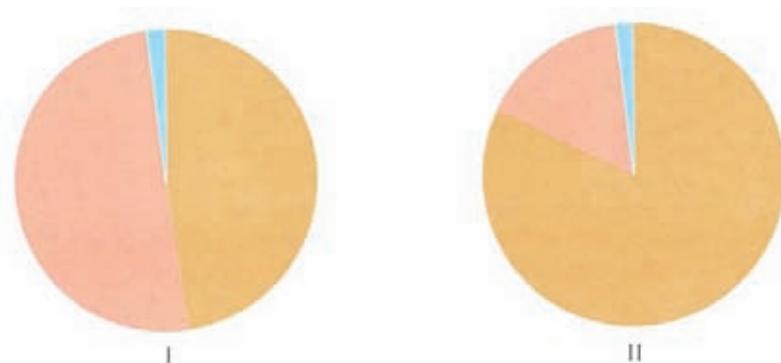


Fig. 16.3 Padrão de uso do solo na área do reservatório em 1975

I Brasil	Floresta
II Paraguai	Agricultura
	Outros



Fauna da área

A floresta nativa da área foi classificada como floresta pluvial subtropical. O levantamento identificou 110 espécies florestais de valor comercial, cujo volume médio na área total somava 191.500 m³/km². As espécies de maior valor comercial eram: cedro, ipê, pau-marfim, peroba e canela. Também foram identificadas 103 famílias e 463 espécies botânicas, com duas espécies raras, *Miconia Jucunda* e *Marsdenia SP*.

LEVANTAMENTO DA FAUNA. Foram identificadas e coletadas as espécies endêmicas e raras da área e estudados seus hábitos alimentares, seu habitat, ciclos migratório e reprodutivo. Outros estudos abrangiam projetos de manejo da vida selvagem para a futura relocação da população selvagem das áreas submersas e a elaboração de um projeto de resgate de animais a ser executado durante o enchimento do reservatório. A coleta de espécies também faz parte da criação do Museu de História Natural, visando abrigar exemplares da fauna regional. Tendo em vista que a maior parte das florestas virgens estava localizada do lado paraguaio, a maioria das atividades deste programa foi concentrada naquela área. A fauna foi identificada e classificada da seguinte forma:

- Mamíferos: 61 espécies, pertencentes a 24 famílias e 9 ordens.
- Pássaros: 323 espécies, pertencentes a 58 famílias e 20 ordens.
- Répteis: 28 espécies, pertencentes a 12 famílias e 3 ordens.
- Insetos: 116 famílias e 20 ordens.

LEVANTAMENTO DA PESCA. Os levantamentos tiveram como objetivo obter uma descrição geral do meio ambiente aquático e biológico, identificando e descrevendo as espécies que poderiam ser afetadas pelas mudanças no sistema fluvial, de condições de correnteza rápida para represamento. Uma identificação taxonômica das espécies foi efetuada, incluindo a composição e as inter-relações. As populações de peixes foram investigadas numa base sazonal, e foram avaliados seus requisitos de habitat, tais como alimento, áreas de desova e qualidade da água. Outras considerações incluíam cadeias alimentares, reprodução e ciclos de vida e rotas migratórias. As relações entre a dinâmica das populações de peixes, as condições da qualidade da água e o crescimento das plantas aquáticas foram avaliadas, dando ênfase especial no possível desenvolvimento dos vetores de doenças tropicais, tais como malária, esquistossomose e filariose. Outros estudos incluíam projetos de estações de aquicultura e repovoamento dos estoques pesqueiros.

Antes da criação do reservatório, 129 espécies pertencendo a 25 famílias foram identificadas. Após a criação do reservatório foram identificadas 82 espécies, incluindo 15 que não haviam sido encontradas anteriormente.

MEIO AMBIENTE SOCIAL

Dois aspectos foram abordados por este levantamento: os serviços sanitários e a saúde pública na área do projeto, e as investigações arqueológicas dos objetos de cerâmica e dos sítios históricos encontrados na região.

PROGRAMAS SANITÁRIOS E DE SAÚDE PÚBLICA.

Os requisitos básicos de infraestrutura sanitária necessária para a execução do projeto foram definidos juntamente com um estudo dos efeitos do projeto sobre a saúde da população.

O estudo identificou as condições anteriores à execução do projeto e traçou um programa sanitário para assegurar o bem-estar não somente da força de trabalho ligada ao projeto, mas, também, da população da região. Foi dada uma atenção especial à possível disseminação de doenças tropicais, como resultado da criação do lago.

INVESTIGAÇÕES ARQUEOLÓGICAS. As boas condições naturais do vale do rio Paraná favoreceram a sua densa ocupação por povos da tribo Tupi-Guarani durante os séculos XVI e XVII, e já eram citadas quando da primeira exploração espanhola e portuguesa da região meridional da América do Sul, como, por exemplo, nas expedições de Alejo García em 1522 e Álvaro Núñez Cabeza de Vaca em 1594. Por causa do Tratado de Tordesillas (1494), a área foi principalmente explorada pelos espanhóis, e a primeira colonização de Assunção ocorreu no século XVI. A região também foi o cenário de povoados indígenas fundados pelos Jesuítas no século XVII, conhecidos como Reduções ou Missões Jesuíticas.

A ocupação da área durante o final do século XIX foi estimulada pelas empresas madeireiras e ervateiras (erva-mate) inglesas e argentinas concentradas nos pequenos portos existentes naquela época sobre o rio Paraná.

Os artefatos pré-cerâmicos encontrados na região indicam possíveis ramificações do caminho Preambirú – uma conexão transcontinental entre os indígenas da costa atlântica e os Incas do Peru. Os artefatos encontrados na região se dividem em duas categorias, ou seja, aqueles existentes antes da chegada dos europeus e aqueles criados



Coleta de peixes



Vista do sítio da Missão Jesuítica

depois. Foi pesquisado um total de 237 sítios e 171.500 peças foram coletadas e analisadas, proporcionando um panorama geral da ocupação humana e da história da área desde 6.000 A.C. até 1920 D.C.

As pesquisas arqueológicas na área do projeto de Itaipu são de grande importância para a compreensão da etnologia da região. As peças encontradas formam parte do acervo do Museu de História Natural e do Ecomuseu, situados perto do local da obra.

MEDIDAS DE PROTEÇÃO E VALORIZAÇÃO DO MEIO AMBIENTE

Como parte do plano de conservação da Itaipu Binacional, as seguintes medidas foram tomadas com o objetivo de manter a qualidade do meio ambiente na área do projeto.



Coleção de cerâmica

PROTEÇÃO DAS FLORESTAS EXISTENTES E REFLORESTAMENTO

Como medida de proteção da área do reservatório, foi demarcada uma área de segurança ou zona de proteção, a qual margeia o reservatório na El. 225 m, com largura variando de 100 a 500 m do lado brasileiro e de 100 a 3.000 m do lado paraguaio; veja Fig. 16.4. As áreas correspondem a 280 km² no Brasil e a 354 km² no Paraguai. A linha que delimita esta área é chamada de polígono perimetral e mede 1.395 km.

Enquanto que, do lado paraguaio, 90% da área do reservatório estava coberta por floresta nativa, a situação era bem diferente do lado brasileiro, onde somente uns 8% da área estava ainda coberta por mata virgem por causa do intenso aproveitamento do solo para fins agrícolas. Em consequência, o projeto “Gralha Azul”, segundo o nome de um pássaro (*Cianocora Caeruleus*) conhecido por espalhar sementes de árvores da floresta, foi colocado em prática com o objetivo de restaurar a cobertura florestal na zona de proteção, em território brasileiro. Para reflorestar toda a área teriam sido necessários 22 milhões de árvores, mas, por causa da capacidade natural de regeneração da floresta existente, foram necessários apenas 15 milhões de árvores. O programa de reflorestamento teve início em 1983 e continuou até que toda a área de cobertura florestal

foi plantada. A zona de proteção ambiental teve várias finalidades, tais como:

- Redução da erosão da linha costeira do reservatório.
- Prevenção contra a contaminação do reservatório por resíduos agrícolas e as substâncias poluentes associadas.
- Formação de uma barreira natural contra o vento e a neblina.
- Prevenção contra o assentamento humano em áreas sujeitas a inundações.
- Servir como hábitat natural para a fauna silvestre.
- Realce paisagístico do meio ambiente.

Como medida complementar ao programa de reflorestamento na zona de proteção, a Itaipu criou também uma faixa verde permanente ao longo do polígono perimetral para servir de limite da área do reservatório previamente traçada.

Um milhão de árvores de 50 diferentes espécies nativas foram plantadas no cinturão verde em 1981 e 1982.

Para dar apoio ao programa de reflorestamento, foram montados viveiros para a produção de mudas de plantas nativas coletadas na área. Em 11 anos, os viveiros produziram em torno de 20 milhões de mudas, que foram usadas no programa de reflorestamento e também para fins paisagísticos nas áreas residenciais da Itaipu Binacional.

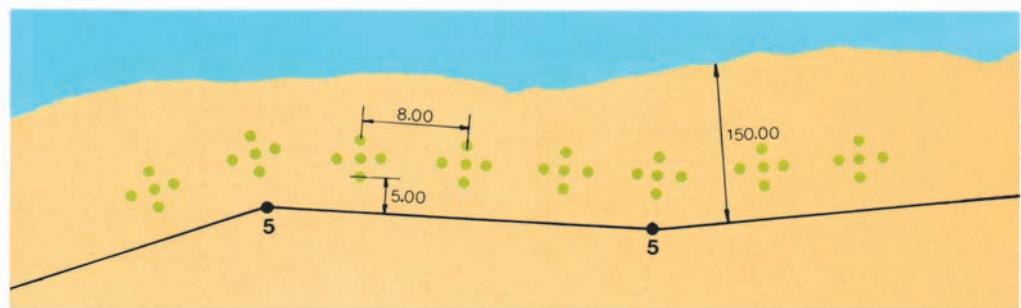
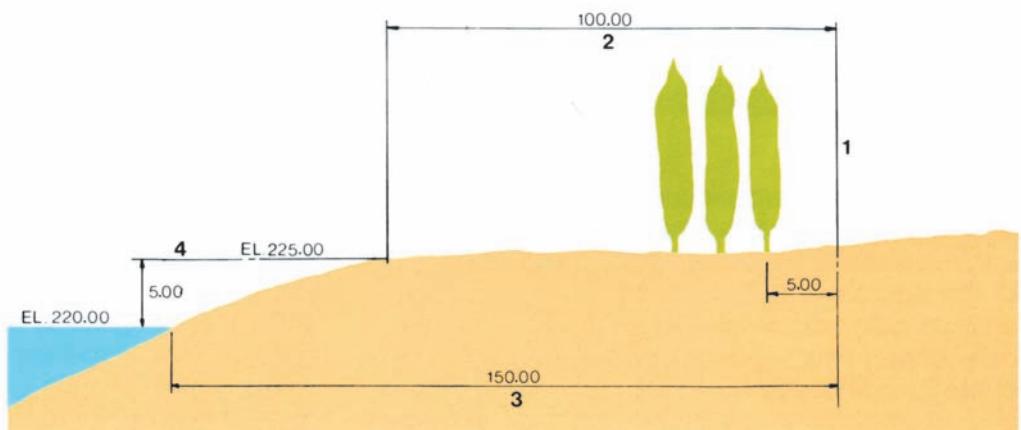


Fig. 16.4 Área de proteção do reservatório

- 1** Cinturão de floresta
- 2** Zona de preservação permanente
- 3** Zona de proteção
- 4** Zona de segurança
- 5** Polígono perimetral



Viveiros

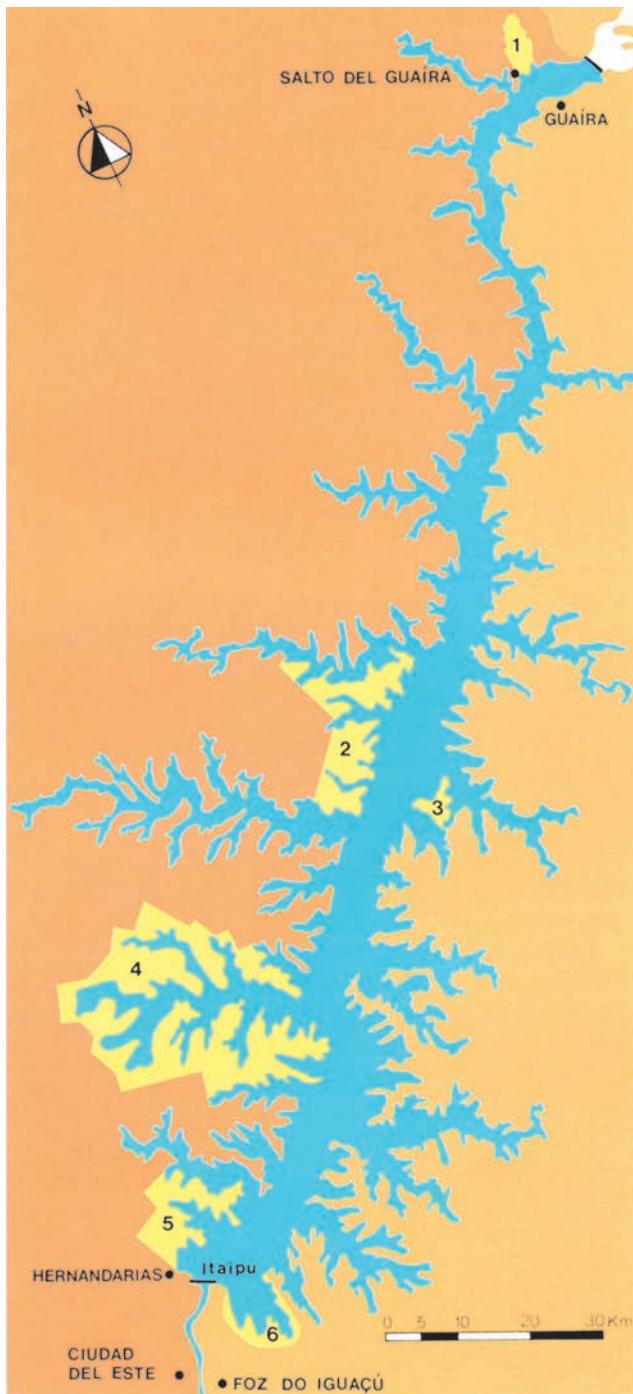


Fig. 16.5 Localização de reservas biológicas

- | | |
|----------------|--------------|
| 1 Maracaju | 4 Itabó |
| 2 Limoy | 5 Tati-Yupí |
| 3 Santa Helena | 6 Bela Vista |



Entrada da reserva biológica de Itabó

RESERVAS E REFÚGIOS BIOLÓGICOS

Outra medida tomada para garantir a sobrevivência de muitas espécies animais e vegetais foi a demarcação de áreas específicas de proteção, nas quais foram desenvolvidas atividades especiais de conservação, tais como proteção e recuperação das florestas existentes, repovoamento de animais, pesquisas ecológicas, manejo da vida silvestre e educação ambiental; veja Fig. 16.5

As seguintes áreas foram estabelecidas:

Localização	Nome	Área em km ²
Paraguai	Limoy	148
	Itabó	83
	Tati-Yupí	24
Brasil	Bela Vista	17
	Santa Helena	15
Fronteira Brasil/ Paraguai	Maracaju	14

Os seguintes aspectos foram considerados na seleção das áreas:

- Quantidade de superfície seca.
- Área de floresta nativa.
- Densidade e habitat das populações silvestres.
- Pressões demográficas.
- Potencial turístico e cultural.

As áreas de Limoy e Itabó foram classificadas como reservas em função do seu tamanho e condições naturais, enquanto que as outras foram classificadas como refúgios, por serem menores e já sujeitas a algum tipo de desenvolvimento humano.

Também uma área de 240 mil m², conhecida como Unidade de Flora e Fauna, foi estabelecida como centro

de pesquisa, viveiro de plantas, Museu de Ciências Naturais, zoológico regional, hospital para animais silvestres e centro logístico para os guardas florestais da área do reservatório. Essa unidade encontra-se do lado paraguaio, perto de Ciudad del Este, servindo assim de atração turística e ponto de interesse para a população local.

A criação destas áreas de proteção teve como resultado direto o aumento do número de espécies de aves aquáticas no reservatório, as quais não são encontradas nas outras regiões próximas.

RESGATE DE ANIMAIS

Com a intenção de mitigar os efeitos da inundação da área durante o enchimento do reservatório, foi desenvolvido um projeto de resgate de animais denominado Mymba Kuera (que significa “captura do animal” no idioma guarani).

Este projeto, planejado desde os primórdios do programa ambiental de Itaipu, apresenta os seguintes objetivos:

- Coleta de dados sobre a existência de espécies animais e sua densidade populacional correspondente.
- Estabelecimento de um programa para o resgate de animais antes, durante e depois do enchimento do reservatório.
- Reintrodução dos animais resgatados em áreas de proteção especiais, tais como reservas biológicas e refúgios.
- Monitoramento do ajuste do ecossistema da área do reservatório.

Visando adquirir experiência nas operações de resgate de animais, o pessoal da Itaipu participou de operações similares empreendidas por outros projetos hidrelétricos, tais como Água Vermelha, Salto Santiago e Foz do Areia. Também foi administrado um treinamento especial pelo Instituto Butantã de São Paulo e pelos Zoológicos de São Paulo e Curitiba.

O projeto Mymba Kuera foi conduzido em três etapas, da forma seguinte:

ETAPA I: o pessoal de resgate foi colocado em alerta em caso de subida excepcional do nível da água até a El. 142 durante a abertura do canal de desvio em 1978. Não foi necessário recorrer a esta etapa.

ETAPA II: esta etapa, com início em fins de 1978, abarcava as seguintes atividades:

- Identificação das ilhas temporárias que eventualmente

desapareciam e que serviam, então, de refúgios temporários para muitos animais.

- Identificação de áreas onde era de se esperar a concentração de animais.
- Relocação dos animais que, de outra forma, teriam pouca oportunidade de sobrevivência durante a inundação.
- Demarcação de áreas de reservas temporárias destinadas a receber os animais relocados durante o período.
- Investigação e estudos biológicos em apoio à operação de resgate e reassentamento.
- Treinamento do pessoal.

Durante esta etapa, aproximadamente 2 mil animais foram resgatados e relocados.

ETAPA III:posta em prática 8 meses antes da previsão de enchimento do reservatório, esta etapa consistia de:

- Implantação da infraestrutura necessária para a operação de resgate durante o enchimento, incluindo compra de equipamentos, assistência veterinária, assistência médica aos funcionários do resgate, transporte por terra e por água, comunicações, moradias, etc.
- Resgate de animais durante o enchimento do reservatório. Essa atividade foi dividida em duas etapas: de 13 a 31 de outubro de 1982, quando o resgate teve que ser intensificado devido à rápida elevação do nível da água, e de novembro de 1982 até fins de fevereiro de 1983, quando o reservatório já estava formado.
- Relocação dos animais resgatados nas reservas e nos refúgios biológicos já existentes.

Os animais raros foram enviados para institutos de pesquisa biológica. Grande parte das cobras resgatadas foi mandada para o Instituto Butantã em São Paulo.

Durante esta etapa, mais de 200 pessoas participaram da operação de resgate de cerca de 9 mil animais no território brasileiro e de 20 mil do lado paraguaio, sendo a diferença devida à maior extensão de floresta virgem do lado paraguaio. A porcentagem de animais resgatados foi a seguinte:

Classe de animais	%
Répteis	45
Mamíferos	27
Aracnídeos	21
Pássaros	7



Resgate de animais

AQUICULTURA

As atividades nesta área não consistiam apenas em proporcionar um equilíbrio para o novo meio ambiente aquático e em recuperar as condições naturais, mas também em avaliar a produção e o máximo rendimento sustentável da população de peixes.

As técnicas usadas foram:

- Manejo da população
 - Pesca seletiva
 - Reposição dos estoques
 - Criação de fazendas de piscicultura
- Manejo do habitat
 - Controle das plantas macrófitas
 - Controle do nível da água
 - Áreas artificiais de desova
- Regulamentação pesqueira
 - Gestão e controle da pesca comercial e esportiva
 - Proteção dos peixes jovens
 - Restrições à pesca em certas áreas e durante certos períodos

Em 1988, a produção média mensal de peixe no lago de Itaipu foi de 116 t. Cerca de 840 pescadores profissionais trabalharam na área, sendo que 57% deles iniciaram a sua atividade depois do enchimento do reservatório. As espécies mais comuns no comércio de peixe são: Curimba (*P. scrofa*), Curvina (*P. Squamosissimus*), Mapará (*H. Edentatus*) e Armado (*P. Granulosus*). Os inventários atestam que a espécie Curimba diminuiu após a criação do lago, enquanto que a espécie Mapará aumentou consideravelmente. Depois da formação do lago ocorreu um aumento de espécies que se alimentam de plâncton, insetos e peixes, e uma redução das variedades herbívoras e onívoras.

Parece que a reprodução estava ocorrendo em áreas distantes das águas tranquilas e que o pico reprodutivo ocorria entre outubro e fevereiro.

Tanques flutuantes eram usados como criatórios de peixes e como estações experimentais para o desenvolvimento de uma tecnologia de aquicultura para a reprodução e o repovoamento dos peixes nativos do rio Paraná; veja Fig. 16.6.

Fig. 16.6 Tanques experimentais para peixes

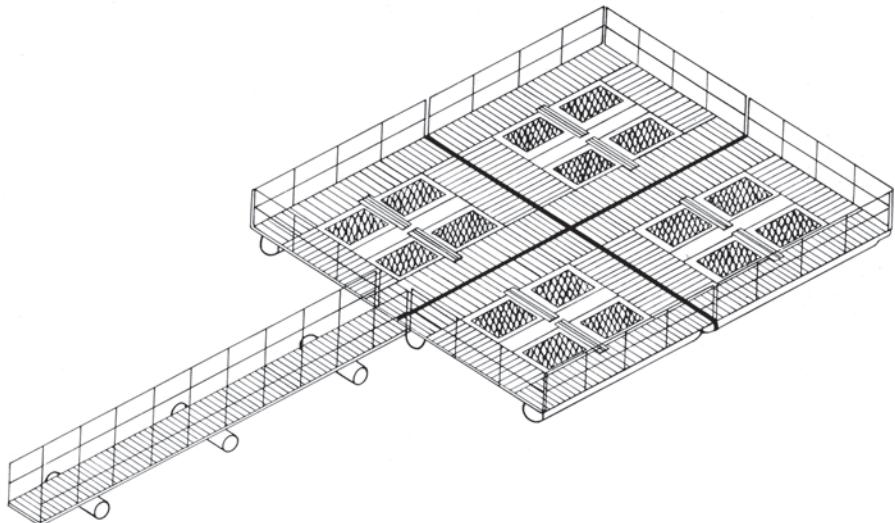
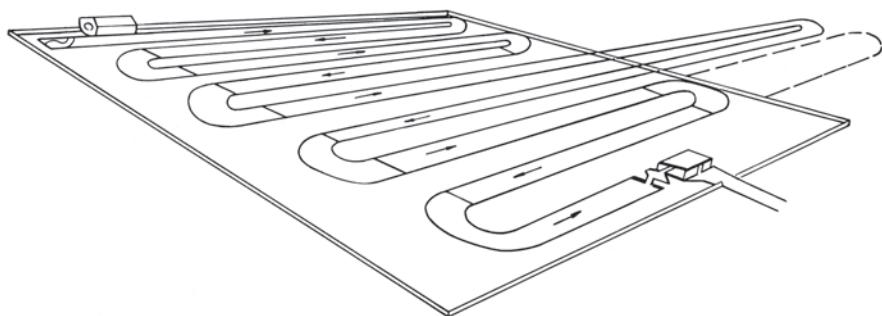


Fig. 16.7 Canais de desova



Por ser uma área de desova, era importante preservar a população de peixes na região logo a jusante da casa de força. É interessante observar que aproximadamente 2 toneladas / mês de peixes são resgatados durante os períodos de manutenção das turbinas e devolvidos à área de jusante do rio. Para atender a esta finalidade e permitir a desova natural, será construído um canal localizado a 5 km a jusante da barragem com 2 km de comprimento, 2 de largura e 1 m de profundidade; veja Fig. 16.7.

RECUPERAÇÃO E PAISAGISMO DA ÁREA DA OBRA

A área de construção da obra e adjacências representa uma área de aproximadamente 50 km² que foi recuperada depois da construção e devolvida à paisagem natural por não ser mais área operacional. As instalações do projeto, tais como estradas estacionamentos, subestações e linhas de transmissão, também foram submetidas a um tratamento paisagístico.

Primeiro foi realizado um levantamento da área, incluindo topografia, drenagem de superfície, solos e vegetação, que serviu de base para o plano de recuperação.

Para efeito de planejamento, a área foi dividida em 19 setores, e foram identificadas áreas específicas, tais como reservas biológicas, parques, linhas de transmissão, subestações, estruturas especiais e áreas residenciais, para determinar o tipo de tratamento a ser aplicado. Para cada área foi, então, elaborado um projeto paisagístico com vegetação apropriada.

Teve-se o cuidado de integrar as estradas à paisagem natural de acordo com sua função e com a circulação de veículos.

Foram criados pontos de observação (mirantes) em vários locais de beleza panorâmica, como também dentro da casa de força, dando assim aos visitantes uma visão geral do projeto e das instalações de geração de energia.



Instalações para a aquicultura

PLANO-MESTRE PARA A UTILIZAÇÃO DA ÁREA DO RESERVATÓRIO

Para conciliar as múltiplas e potencialmente conflitantes utilizações da área do reservatório, a Itaipu desenvolveu um Plano-Mestre para regulamentar o seu uso e sua preservação. O plano considerou os seguintes usos múltiplos: navegação, pesca, abastecimento de água para consumo doméstico e irrigação, turismo e lazer. O plano também definiu áreas na região do reservatório e determinou as atividades específicas e programas a serem desenvolvidos dentro dessas zonas.

ZONA DO RESERVATÓRIO. Compreende a superfície da água do reservatório ao longo da El. 220 até a barragem de Itaipu.

ZONA DO LITORAL. Compreende toda a terra adjacente ao reservatório, adquirida pela Itaipu. Dentro desta zona se encontra a área de proteção do reservatório.

Dentro das zonas, vários setores foram definidos para usos específicos, tais como:

- Setores especiais. Reservas biológicas, manejo da vida silvestre, conservação e recuperação do meio ambiente.
- Setores de aproveitamentos múltiplos. Zonas de pesca, de navegação e de abastecimento de água.
- Setores de lazer. Turismo e atividades culturais.
- Setores de integração urbana. Atividades ligadas ao desenvolvimento da rede viária, de programas de saúde pública, comunicações e fornecimento de energia.

Finalmente, o plano define os procedimentos administrativos para a gestão dos múltiplos usos da área do reservatório e sua coordenação com as autoridades dos governos locais.

Para assegurar os objetivos definidos no Plano Mestre, a Itaipu criou uma estrutura administrativa responsável pela sua aplicação e administração. Qualquer atividade a ser desenvolvida na área do reservatório está sujeita à aprovação de Itaipu, que supervisiona a aplicação e a operação das atividades de acordo com as diretrizes e os objetivos definidos no Plano.

REASSENTAMENTO DA POPULAÇÃO

A formação do reservatório de Itaipu inundou uma área de 1.460 km². Do lado brasileiro, a maior parte da área era ocupada por atividades agrícolas, e tornou necessária a aquisição de 1.000 km², incluindo 8.500 propriedades, das quais 6.900 eram rurais e 1.600 urbanas. A natureza fronteiriça da área, cuja maior parte havia sido povoada somente nos últimos 20 anos, tornava complexa a situação das propriedades. Isso exigiu um esforço integrado dos funcionários de Itaipu e dos órgãos do governo com o intuito de encontrar soluções aceitáveis para todas as partes. Aproximadamente 40 mil pessoas tiveram que ser reassentadas em outras áreas. Mais de 4 mil títulos de propriedade foram emitidos pelos governos para assegurar uma indenização a um grande número de posseiros.

O programa de aquisição de terras foi efetuado de 1978 a setembro de 1982. Durante o período entre 1974 e 1976, as aquisições restringiram-se às terras adjacentes ao projeto e às áreas destinadas às vilas residenciais dos funcionários. Com a finalidade de se obter a colaboração das pessoas afetadas, Itaipu organizou encontros periódicos apoiados por uma campanha em grande escala de relações públicas, incluindo a imprensa, rádio e televisão e visitas ao local das obras para demonstrar a necessidade e os efeitos do projeto.

Por causa das paredes escarpadas do cânion do rio Paraná, havia somente um número muito pequeno de assentamentos ao longo do rio. Na margem brasileira, cinco assentamentos constituídos de 1.145 casas foram submersos. Do lado paraguaio, de longe uma área menos povoada, cerca de 350 casas foram inundadas, e aproximadamente 25 mil pessoas tiveram que ser reassentadas.

Um total de 577 km de estradas foi submerso e 390 km tiveram que ser abertas com novo traçado. A média da densidade populacional na área rural era de 35 pessoas/km² e as propriedades tinham em média áreas de 100 mil m².

A perda das áreas cultiváveis em consequência do projeto Itaipu ocorreu principalmente do lado brasileiro e totalizou em torno de 1.000 km².

Cerca de 87% da população deslocada permaneceu nas proximidades da área do projeto. As novas terras adquiridas com a compensação recebida da Itaipu tinham, em média, uma área 50% maior que aquelas que haviam vendido ao projeto.



Instalações do museu

A compensação total paga pela Itaipu para a aquisição de terras foi equivalente a US\$ 190 milhões.

No Brasil, como parte de um programa de governo, várias famílias deslocadas foram reassentadas em áreas de projetos de assentamento especiais nos estados da Bahia (399 pessoas), Acre (1.193 pessoas) e Paraná (2.390 pessoas). Cada família reassentada recebeu uma casa e um lote de terra com área entre 200 mil m² e 400 mil m². Foi concedido um financiamento de dez anos a um juro anual de 6%.

EDUCAÇÃO AMBIENTAL

A Itaipu criou um programa de educação ambiental para o público em geral e, em particular, para a comunidade local, dotado de recursos destinados a dar informações sobre o meio ambiente. Foi também implantada uma rede de comunicação entre o projeto, os ambientalistas e o público em geral. Os dois museus — pontos centrais deste programa — estenderam desde então as suas atividades educativas ao incluir as reservas e refúgios biológicos para finalidades educativas.

O Ecomuseu, localizado sobre a margem brasileira, perto da entrada da área do projeto, ocupa uma área de 1.200 m² e compreende o seguinte:

- Um viveiro com área de 52 m², contendo 130 diferentes



espécies de plantas coletadas na área do projeto, principalmente da região das Sete Quedas.

- Um herbário contendo exemplares de 820 plantas, também coletadas da área do projeto.
- Doze aquários que reproduzem 12 diferentes ecossistemas aquáticos da área, com as respectivas espécies nativas.
- Salões de exposição que contêm:
Exemplares da fauna da região.
Mostras de artefatos de barro e cerâmicas encontradas nas escavações dos sítios arqueológicos.
Uma coleção de artefatos históricos pertencentes à área.
- Laboratórios de pesquisa.
- Bibliotecas.
- Auditórios para conferências.
- Oficinas.

O Museu de Ciências Naturais está localizado na margem paraguaia, perto da entrada da área do projeto. Com área de 2 mil m², abriga as seguintes instalações:

- Salões de exposição contendo exemplares da fauna, flora e de cerâmica encontrados no lado paraguaio.
- Laboratórios de pesquisa.

Os museus servem de unidades centrais para os programas de educação ambiental, com a promoção de atividades que estimulam o estudo, a discussão e o envolvimento direto do público.

Essas atividades incluem:

- Exibições.
- Conferências.

- Oficinas.
- Teatro.
- Visitas programadas para alunos.
- Visitas ecológicas às reservas biológicas.

Outras atividades desenvolvidas nos museus incluem pesquisa cultural e científica nas seguintes áreas:

- Arqueologia.
- Etnologia.
- Paleontologia.
- Antropologia.
- Zoologia.
- Botânica.
- Biologia aquática.

TURISMO

As instalações do projeto provaram ser uma atração turística de maior importância, recebendo uma média de 600 mil visitantes por ano. Como o nível do reservatório permanece praticamente estável, foi possível transformar a linha costeira num centro turístico lacustre, com balneários e marinas costeiras. O programa também prevê a construção de hotéis, camping, clubes esportivos e de campo, além de outras instalações para atividades recreativas, como navegação a vela, esqui aquático e pesca.





Instalações para turistas

Devido à sua proximidade às cidades de Foz do Iguaçu e Ciudad del Este, o projeto é de fácil acesso para os visitantes e as comunidades locais e forma junto com as Cataratas do Iguaçu uma região integrada e popular de turismo de nível internacional.

DESENVOLVIMENTO REGIONAL

A realização do projeto trouxe grandes mudanças no desenvolvimento social e econômico da região afetada, que podem ser avaliadas pelo aumento da população, melhorias e expansão da infraestrutura e das instalações municipais. Durante o pico da construção, aproximadamente 30 mil pessoas estavam trabalhando no projeto.

Cerca de 10 mil unidades habitacionais foram construídas nas várias áreas residenciais em ambos os lados, com estradas pavimentadas, eletricidade, abastecimento de água e sistema de tratamento sanitário. O impacto do poder aquisitivo nas cidades próximas de Foz do Iguaçu e Ciudad del Este foi considerável, e as capacidades do pessoal e seu envolvimento na sociedade local melhoraram o nível de vida das áreas urbanas próximas. Desde então, o fluxo de turistas vem dando continuidade ao processo. Conforme vimos anteriormente, em 1975, a área paraguaia afetada pelo projeto era menos desenvolvida que o lado brasileiro. Esta área, conhecida como o Paraguai Oriental, teve o seu desenvolvimento econômico iniciado no final do século XIX, quando colonizadores europeus iniciaram a exploração da madeira e da erva-mate da região. No entanto, esse desenvolvimento não foi suficiente para estimular uma maior expansão social e econômica na área.

Como parte de uma política do governo paraguaio, cujo objetivo era o de assegurar um acesso à costa do Atlântico para expandir o comércio e o desenvolvimento, foi fundada a cidade de Puerto Presidente Stroessner (agora denominada Ciudad del Este) em 1957. Posteriormente, ocorreu um certo desenvolvimento agrícola na área, influenciado especialmente por colonos brasileiros, mas ainda insuficiente para promover desenvolvimento e crescimento econômico. O desenvolvimento agrícola limitou-se principalmente a colheitas, em pequena escala, da cultura do milho e da soja. Em 1973, havia na região 64 mil habitantes, e os serviços de infraestrutura urbana, tais como residências, serviços públicos, escolas, saúde pública, instalações recreativas e transporte, eram bastante modestos. O desenvolvimento econômico da região ainda dependia principalmente da exploração madeireira e do comércio entre o Brasil e o Paraguai. Existiam somente quatro bancos comerciais na região. Com o início da construção do projeto de Itaipu, as características sócio-econômicas e demográficas da região mudaram substancialmente. Cerca de 10 mil pessoas estavam diretamente ocupadas com a construção, no local do projeto, e outras 40 mil estavam implicadas em nível regional. Em torno de 1988, a população regional havia alcançado a cifra de 267.900, da qual 61% era urbana. Isso representa um crescimento anual médio de cerca de 11% desde 1973. O padrão de uso do solo mudou também de forma drástica, conforme demonstrado abaixo:

Uso do solo	1974 %	1988 %
Floresta e natureza	91,4	53,0
Agricultura	7,5	41,0
Corpos d'água	0,6	4,5
Urbana	0,5	1,5

A diversificação das culturas, que, além do milho e da soja, incluiu o trigo, o algodão, a mandioca, a cana-de-açúcar e o arroz, causou uma expansão da utilização agrícola do solo, passando em 1974 de 1.150 km² para 6.000 km² em 1987. Outro desenvolvimento agroindustrial trouxe a criação de gado para abate, a criação de aves e a produção leiteira (17.000 l/dia).

Nenhuma indústria fabril importante se estabeleceu até esta data na margem paraguaia. No entanto, com a disponibilidade de energia produzida pela hidrelétrica e o aumento da oferta de mão-de-obra especializada, a situação

tende a mudar no futuro. A construção civil sofreu um impulso substancial para atender às necessidades do aumento da população. Em 1988, três indústrias forneciam material de construção, incluindo cimento e produtos de concreto. A agroindústria também vem recebendo maior atenção, com a construção de moinhos e silos de armazenagem de cereais. O mesmo ocorreu com o setor comercial, que aumentou sua atividade com 1.800 lojas, empregando cerca de 16 mil pessoas. Dezesseis bancos também prestavam serviço à comunidade. Em 1988, a estrutura ocupacional da população ativa da região era a seguinte:

Setor	Pessoas	%
Agroindústria	29.700	31
Comércio	18.300	19
Construção e mineração	14.700	15
Diversos	12.500	13
Serviços básicos	11.200	12
Indústria	6.800	7
Madeireiro, caça e pesca	3.400	3
Total	96.600	100

Na margem brasileira da área do projeto, já havia ocorrido um desenvolvimento considerável antes da construção de Itaipu. Esse desenvolvimento baseava-se principalmente nas atividades agrícolas e no turismo gerado pelas Cataratas do Iguaçu. No entanto, o projeto teve uma influência moderada na taxa de crescimento anterior. Se bem que, com o aumento contínuo do turismo, este crescimento teria ocorrido de qualquer forma, a obra de Itaipu servindo de elemento catalisador que assegurou o estímulo requerido para o crescimento. Em 1975, Foz de Iguaçu tinha 40 mil habitantes; em torno de 1988, alcançou 230 mil, o que corresponde a um aumento anual médio de 14%.

Embora antes do projeto de Itaipu a cidade de Foz de Iguaçu já tivesse uma boa infraestrutura, essa melhorou de forma substancial e expandiu-se durante a construção da barragem. Foram criadas mais de 350 mil m² de áreas de lazer. Foram pavimentados cerca de 400 mil m² de estradas e acessos e construídos 150 km de ferrovia, 120 km de pontes e 1.300 km de autoestradas. Centros educacionais, de turismo e de saúde pública foram criados, melhorados e expandidos. O aeroporto de Foz de Iguaçu foi modernizado e foi construída uma rede de esgoto composta de 120 km de canalização e uma rede de distribuição de água de 170 km.

INFRAESTRUTURA DA ÁREA DO PROJETO

ANTECEDENTES	17.3
INSTALAÇÕES	17.4
Moradias	17.4
Infraestrutura Social	17.6
Serviços de Utilidade Pública	17.8
Estradas de Acesso	17.9
Instalações para Turistas	17.9

INFRAESTRUTURA DA ÁREA DO PROJETO

ANTECEDENTES

Embora o projeto de Itaipu esteja localizado nas proximidades das áreas urbanas de Foz de Iguaçu e Ciudad del Este (veja o Capítulo 3), a infraestrutura física e social existente no início da construção era inadequada para atender às necessidades do projeto. Por esta razão, era preciso prover a área de condições apropriadas de moradia para os trabalhadores e suas famílias, como também estradas de acesso para o local da obra para assegurar o transporte adequado de material, equipamento pesado e pessoal.

Os critérios utilizados para montar a infraestrutura do projeto foram os seguintes:

- Definição das necessidades do projeto.
- Verificação da necessidade de infraestrutura adicional na área.
- Utilização, sempre que possível, da infraestrutura existente nas cidades próximas, melhorando e expandindo-a de acordo com a necessidade.
- Execução e coordenação, com agências do governo, da construção da infraestrutura necessária quando esta não se encontrasse disponível.
- Manutenção e operação dos serviços recém-estabelecidos.
- Eventual transferência dos serviços para os governos locais quando do término do projeto.



Vista da área residencial
de Itaipu

A infraestrutura adicional criada pelo projeto incluiu o seguinte:

- Construção de conjuntos habitacionais nas proximidades do projeto, incluindo serviços tais como tratamento e abastecimento de água, rede de esgoto e coleta de lixo, fornecimento de eletricidade e telecomunicações.
- Construção de uma infraestrutura com escolas, hospitais, centros comerciais, culturais, religiosos e de lazer.
- Meios de transporte.

Para assegurar uma infraestrutura adequada para a integração do projeto com as cidades vizinhas, foi elaborado um plano de desenvolvimento urbano para as cidades de Foz do Iguaçu e Ciudad del Este.

O plano serviu de diretriz para a construção de casas, serviços públicos e para o transporte em direção à obra, sempre em consonância com o crescimento ordenado e

integrado da região. O plano foi elaborado pela Universidade Federal do Paraná, para a cidade de Foz de Iguaçu, e pelo Instituto de Administração Municipal do Rio de Janeiro, para a cidade de Ciudad Del Este.

INSTALAÇÕES

MORADIAS

Estudos preliminares foram conduzidos em 1974 para determinar a localização das áreas residenciais do projeto de acordo com os seguintes critérios:

- Disponibilidade de terras nas proximidades do projeto.

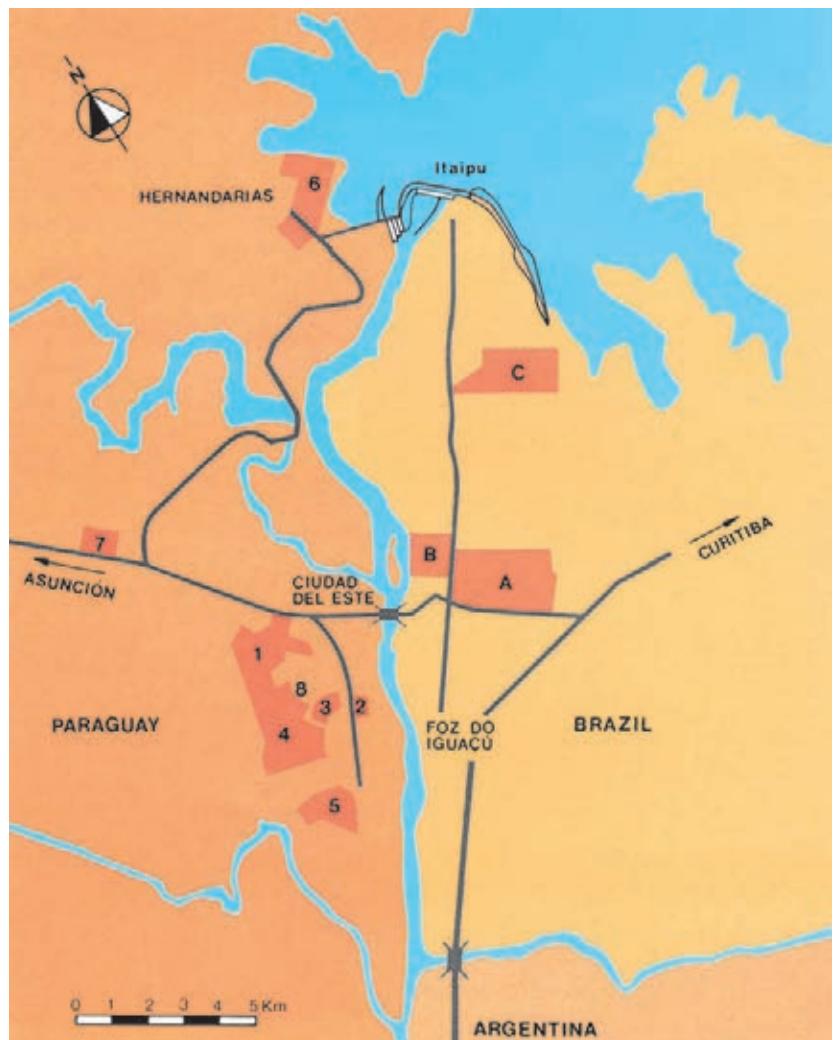


Fig. 17.1 Localização das áreas residenciais de Itaipu

A, B, C Vilas residenciais em território brasileiro

1, 2 ... 8 Vilas residenciais em território paraguaio

- Capacidade para construir vilas relativamente grandes, de forma rápida e contínua.
 - Integração urbana das vilas residenciais com as cidades de Foz de Iguaçu e Ciudad del Este.
 - Consideração da localização da autoestrada internacional que liga Ciudad del Este, Foz de Iguaçu e Curitiba, e sua interferência nas vilas. A Fig.17.1 mostra onde foram localizadas as áreas residenciais.
 - Eventual transferência das moradias para o público através do mercado imobiliário local.
- Três tipos de residências permanentes, com algumas

variações no projeto e no tamanho, foram adotados, de acordo com o que segue:

Tipo	Nível	Pessoal
Superior	1, 2, 3	Supervisão e Engenharia
Médio	4, 5, 6	Técnicos
Inferior	7, 8, 9	Construção

As casas eram agrupadas em vilas. São três vilas separadas em território brasileiro, ou seja, A e B (perto da cidade de Foz de Iguaçu) e C localizada na entrada da área do projeto.

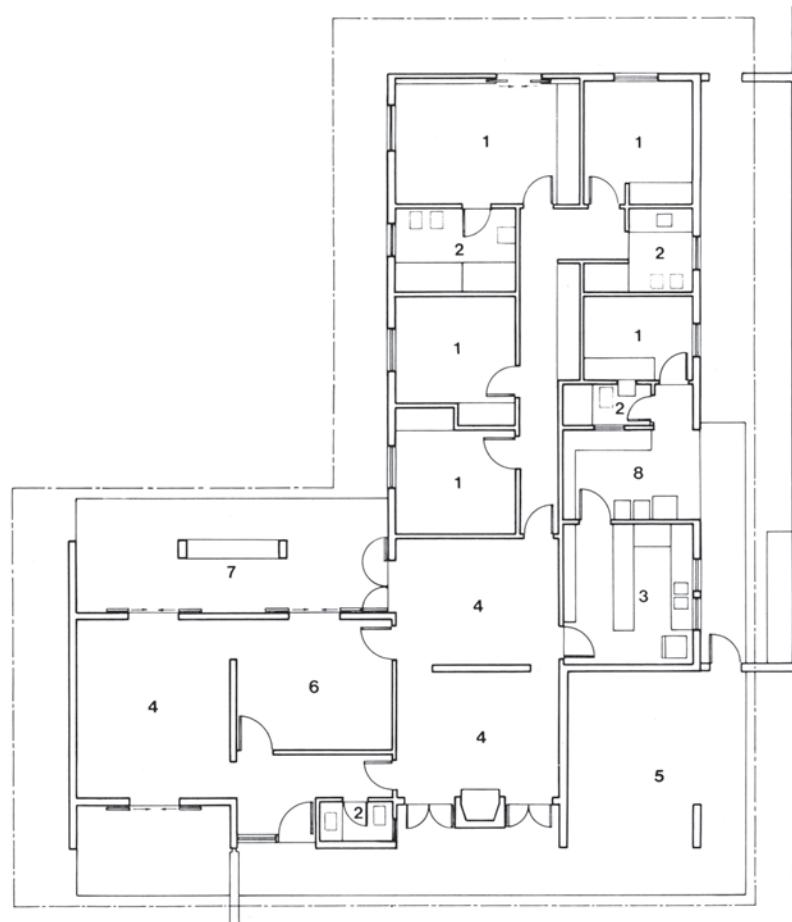


Fig. 17.2 Típica casa de nível 1

-
- | | |
|---|-----------------|
| 1 | Quarto |
| 2 | Banheiro |
| 3 | Cozinha |
| 4 | Sala |
| 5 | Garagem |
| 6 | Sala de jantar |
| 7 | Varanda |
| 8 | Área de serviço |
-

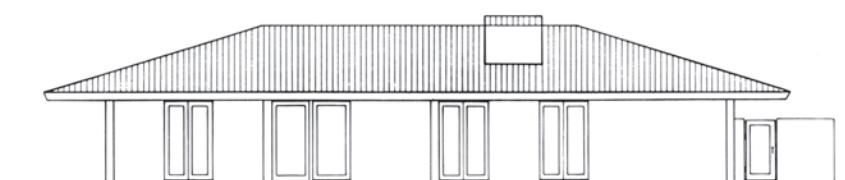
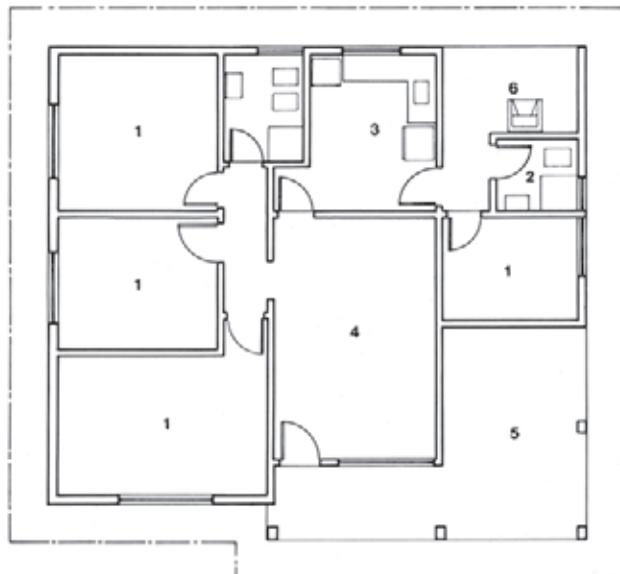


Fig. 17.3 Típica casa de nível 4

- 1 Quarto
- 2 Banheiro
- 3 Cozinha
- 4 Sala
- 5 Garagem
- 6 Área de serviço



Em território paraguaio existem oito vilas, das quais cinco (nº 1 a 4 e nº 8) estão localizadas nas proximidades de Ciudad del Este, uma (nº 5) perto de Puerto Presidente Franco, outra (nº 7) perto de Acaray e uma (nº 6) na entrada da margem direita do local do projeto.

As Fig. 17.2, 17.3 e 17.4 mostram o projeto de algumas típicas casas. Foi construído também um tipo temporário de residência multifamiliar para alojar a força principal da mão de obra da construção, que consistia de quatro casas adjacentes – duas com dois quartos e duas com três quartos; veja Fig. 17.5. Essas casas estão localizadas na área C, em território brasileiro, e na área nº 6 em território paraguaio.

As primeiras casas foram construídas no início de 1975 para atender às necessidades da força de trabalho do projeto. Essas casas eram pré-fabricadas e do tipo médio.

Antes de dar continuidade ao programa de construção das casas, estudos do mercado imobiliário das cidades de Foz de Iguaçu e Ciudad del Este foram conduzidos

para determinar o número e tipo de casas que o mercado local tinha capacidade de absorver após o término do projeto. Os estudos indicaram que 4 mil unidades deveriam ser construídas em cada lado do rio. Para atender às necessidades do projeto, o real número de casas construídas foi de 9.515, totalizando uma área de 816.000 m².

A tabela 17.1 indica o número de casas construídas em cada margem do rio.

INFRAESTRUTURA SOCIAL

Além da infraestrutura habitacional, foi também projetada uma infraestrutura social que incluía centros educacionais, de saúde pública, recreativos e comerciais. A Itaipu foi responsável pela construção das instalações e pela execução de medidas administrativas para a sua operação, porém os serviços em si foram providos por companhias especializadas contratadas por Itaipu.

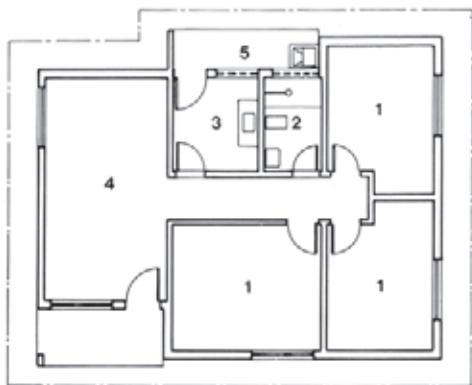


Fig. 17.4 Típica casa de nível 8

- 1** Quarto
- 2** Banheiro
- 3** Cozinha
- 4** Sala
- 5** Área de serviço

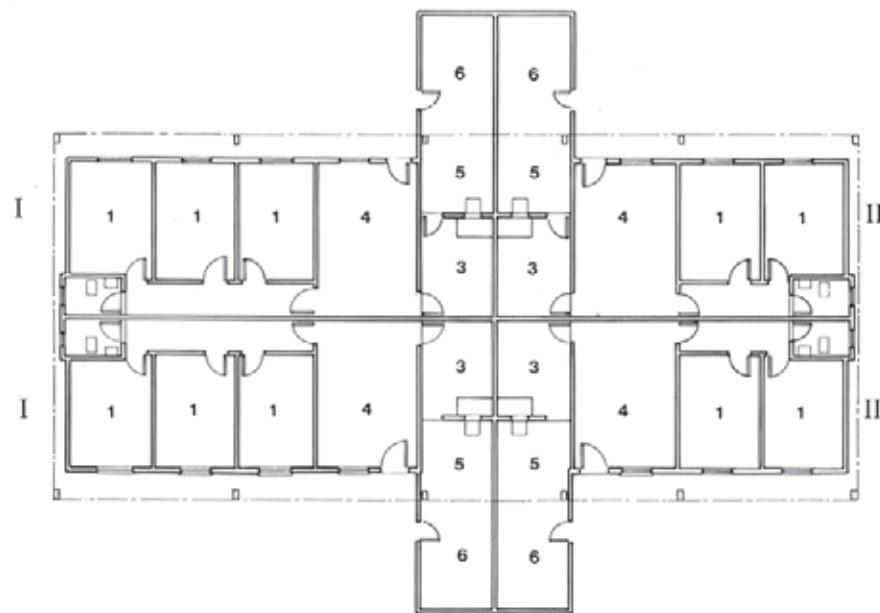
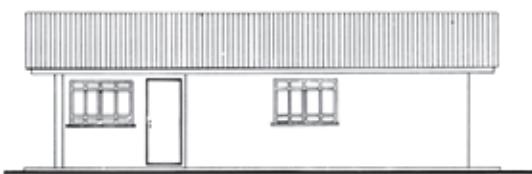
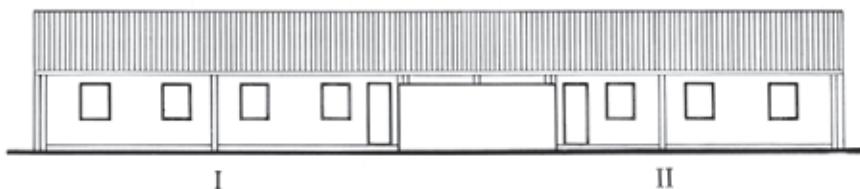


Fig. 17.5 Típica casa multifamiliar (nível 9)

- I** Casa de três quartos
- II** Casa de dois quartos
- 1** Quarto
- 2** Banheiro
- 3** Cozinha
- 4** Sala
- 5** Área de serviço
- 6** Jardim dos fundos





Vistas de típicas casas de Itaipu

Tabela 17.1 Quantidade de casas construídas por Itaipu

	Vilas	Quantidades
Brasil	A	2.105
	B	221
	C	2.500
Subtotal		5.226
Paraguai	1	276
	2	249
	3	378
	4	837
	5	652
	6	1.680
	7	53
	8	164
Subtotal		4.289
Total		9.515

A Tabela 17.2 mostra as instalações existentes em 1988, suas características e capacidades.

Tabela 17.2 Infraestrutura Social

Atividade	Instalações	Quantidade
Educação	Salas de aula	245
	Estudantes	20.000
Saúde	Centros Médicos	8 (50 leitos)
	Maternidades	2
	Hospitais	2 (300 leitos)
Social	Centros Comunitários	3
	Centros Comerciais	5
Lazer	Centros Recreativos	4 (8.000m ²)

SERVIÇOS DE UTILIDADE PÚBLICA

As vilas em ambas as margens tinham fornecimento de eletricidade e água, e rede sanitária. Desde o início, os serviços para as vilas A e B na margem brasileira, e nº 1 a 5 e nº 7 a 8 na margem paraguaia, foram integrados aos das cidades de Foz de Iguaçu e Ciudad del Este, respectivamente.

Os serviços públicos para as vilas C e nº 6 foram fornecidos desde a área do projeto.

Uma estação de tratamento de água, compacta, com capacidade para 250 m³/h, foi instalada e atende as vilas localizadas na entrada da área do projeto, além de outras instalações como o prédio de relações públicas e os



Vista do hospital de Itaipu



Vista das instalações escolares

museus. Os serviços de telecomunicação foram fornecidos pelas empresas estatais do Brasil (Telepar – Companhia de Telecomunicações do Paraná) e Paraguai (Antelco – Administración Nacional de Telecomunicaciones).

ESTRADAS DE ACESSO

Estradas pavimentadas permanentes até a área do projeto foram construídas por Itaipu para garantir o transporte adequado dos materiais, equipamentos e pessoal. Além disso, a rede viária existente foi melhorada e expandida para acabar de integrar as instalações do projeto com as

cidades da área, conforme previsto no plano de desenvolvimento urbanístico.

A Fig. 17.6 mostra a rede viária estabelecida.

INSTALAÇÕES PARA TURISTAS

Por causa do seu tamanho, sua importância e localização favorável, Itaipu tornou-se uma atração turística de destaque, complementando na região a já bem conhecida atração das Cataratas do Iguaçu. Além dos turistas regulares, o local é sede de congressos e recebe visitas de grupos de profissionais e autoridades.

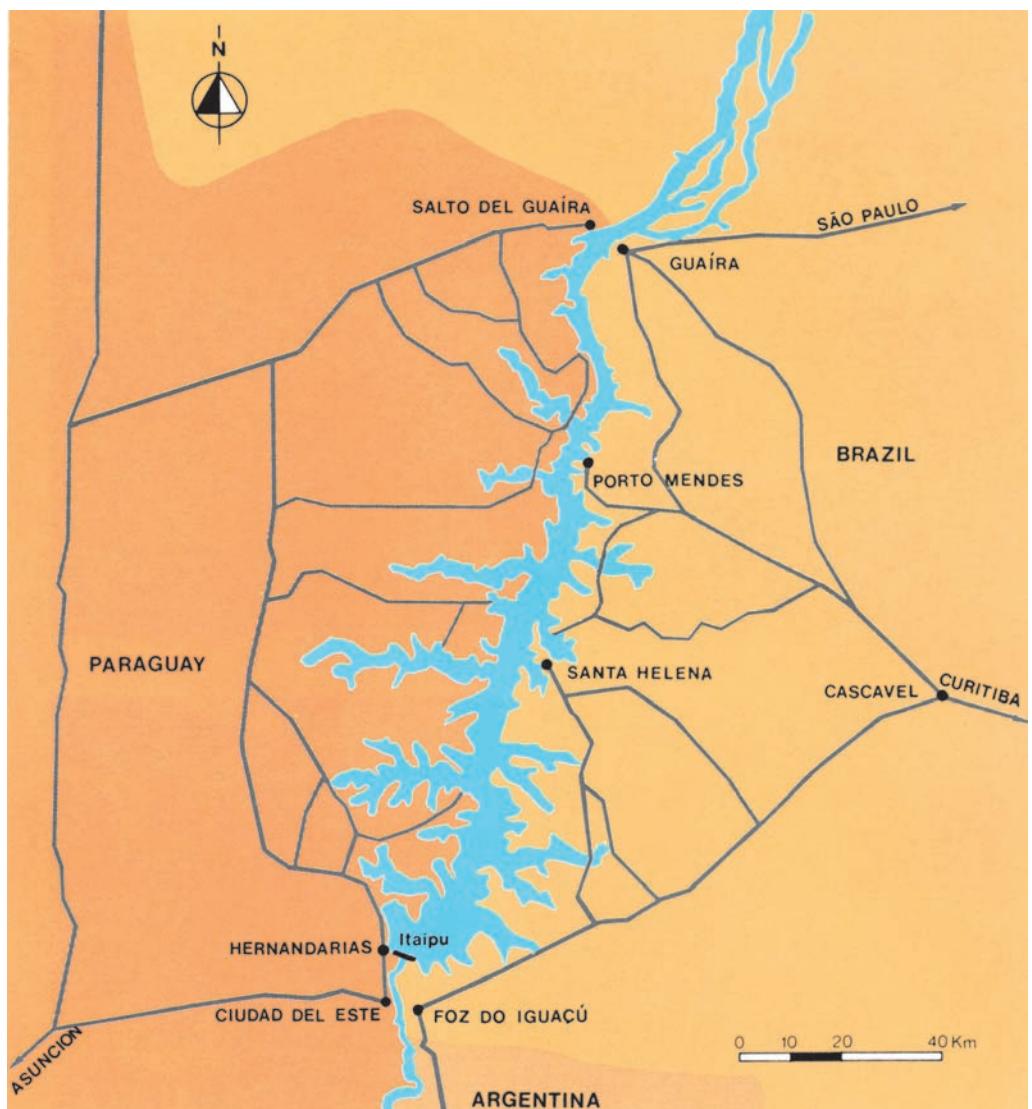


Fig. 17.6 Rede viária em torno do lago de Itaipu



Centro de Recepção na entrada da margem direita



Centro de Recepção na entrada da margem esquerda



Mirante da margem direita

A Tabela 17.3 mostra o número de pessoas que visitaram o projeto em 1988.

Tabela 17.3 Movimento mensal de visitantes em 1988

Mês	Quantidade
Janeiro	89.845
Fevereiro	60.809
Março	49.174
Abri	52.749
Maio	35.630
Junho	41.526
Julho	108.969
Agosto	56.904
Setembro	57.911
Outubro	60.471
Novembro	44.699
Dezembro	56.925
Total anual	715.612

As áreas de recepção para visitantes são as seguintes:

Acessos à área do projeto nas margens direita e esquerda.

Em cada margem há um prédio de recepção que contém um auditório, um salão para exposições permanentes e salas de exibição com funções especiais.

Mirantes nas margens direita e esquerda. Na margem esquerda, entre o Edifício de Recepção e a casa de força há uma área preparada para os visitantes, de onde se tem uma vista panorâmica da Central. Há uma área semelhante na margem direita, logo a jusante do vertedouro. Essas áreas foram usadas para cerimônias que marcavam etapas importantes, tais como a primeira operação do vertedouro e o fechamento das comportas do canal de desvio.

Áreas para visitas na casa de força. As áreas no edifício de montagem direito e no edifício da produção proporcionam uma vista até a El. 108 da casa de força. A área no edifício da produção dá acesso a uma galeria de observação sobre as salas de controle da central.

Torre de observação à esquerda do vertedouro.

Existe um projeto de construção de uma torre de observação à esquerda do vertedouro, que será acessível por teleférico desde as margens direita e esquerda.

REFERÊNCIAS E FONTES

PARA LEITURA ADICIONAL

GERAL	18.3
ENGENHARIA CIVIL	18.6
ENGENHARIA ELÉTRICA	18.12
ENGENHARIA MECÂNICA	18.24
MEIO AMBIENTE	18.24

REFERÊNCIAS E FONTES

PARA LEITURA ADICIONAL

GERAL

AMERICANO DA COSTA, J. & HABLITSCHECK, W. W. Estimativa de custos do projeto Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 26, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GTA/16. 11 p.

ARCE, O. B. Itaipu e o desenvolvimento da cooperação econômica entre Brasil e Paraguai. *Informativo da Fundação Getulio Vargas*, Rio de Janeiro, (6) : 84 8, jun. 1974.

ASSESSORIA DE RELAÇÕES PÚBLICAS DA ELETROBRÁS. As grandes usinas hidrelétricas do Paraná. *Referência em Planejamento*, (10), 1979, p. 34 37.

_____. A Itaipu Binacional. Panorama do Setor de Energia Elétrica no Brasil. *Memória da Eletricidade*. Rio de Janeiro, 1988. : 253 6.

ATLAS COPCO BRASILEIRA S.A. Itaipu: o maior complexo hidrelétrico do mundo. *Ar Comprimido*, São Paulo, 3 (27) : 14-20, set.1976.

_____. O projeto Itaipu. *Edição Especial*, p.15-19. s.d.

BETIOL, L. Itaipu: modelo avançado de cooperação internacional na Bacia da Prata. 1. ed. Rio de Janeiro, *Editora da Fundação Getulio Vargas*, 1983. 322 p.

BIBLIOTECA DO EXÉRCITO EDITORA. Itaipu e outros projetos internacionais. *A Energia Elétrica no Brasil*, Rio de Janeiro,: 197 202, 1979.

BLOCH EDITORES. Itaipu – crescimento de um gigante, *Revista Geográfica Universal*, 97,: 43 57, dez. 1982.

CAVALCANTI, J. C. A Itaipu Binacional. Um exemplo de cooperação internacional na América Latina. *Revista de Adm. Pública*, Rio de Janeiro, 10 (1): 19 68, jan./mar. 1976

CIER. Resumen sobre el proyecto Itaipu, *Boletin de la CIER*, s. i., (88), : 10, feb./mar. 1976.

CÍRCULO DE ENGENHARIA MILITAR. Itaipu A força do homem. *Círculo de Engenharia Militar*. 86,1983, p. 9 40.

COMISSÃO MISTA TÉCNICA BRASILEIRO-PARAGUAIA. Rio Paraná Study Itaipu Project. Final Report Project feasibility, Jul. 1974 (Portuguese/Spanish/English).

— Relatório. Resumo do Projeto Itaipu. 37 p.s.d.

COMITÊ BRASILEIRO DE GRANDES BARRAGENS. Itaipu. *Barragens do Brasil / Dams in Brazil*, Rio de Janeiro, : 104 7, 1982.

COMPANHIA EDITORA AMERICANA. Itaipu. A 1^a do mundo em futuro próximo. *Revista do Clube de Engenharia*, (405),:4 11, 1976.

— Os grandes projetos: Itaipu. Uma vitória sobre o tempo. *Revista do Clube de Engenharia* , (420), 8 13, dez. 1979.

COOPERATIVA MILITAR EDITORA E DE CULTURA INTELECTUAL. A Central hidrelétrica de Itaipu. *A Defesa Nacional*, s.l., (696): 5 20, jul./ago. 1981.

— As implicações geopolíticas de Itaipu. *A Defesa Nacional*, s. 1.. (683) : 5 16, 1979.

CORDOVA, E. Regimen laboral de obras fronterizas: el caso de Itaipu, *Revista Internacional del Trabajo*, 93 (3), : 335 349, may./jun. 1976

CORREA, A.V. Itaipu una usina contemporánea del futuro. *Revista Siderurgia Latino Americana* (277), 42 48, mayo 1983,

COTRIM, J. R. The Itaipu Hydroelectric plant An example of cooperation between two neighboring countries in the development of their energy resources. In: XIII CONGRESS OF THE WORLD ENERGY CONFERENCE, Cannes, Oct. 1986, 22p.

COTRIM, J.R.; KRAUCH, H.W.; GELAZIO DA ROCHA, J.; GALLICO, A.; SARKARIA, G.S. The bi national Itaipu hydropower project. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 29 (10, pt 1) : 40 7, oct. 1977. 29 '(11, pt 2)': 44 52,'no\i. 1977.

CORENA ED. ESPECIALIZADA DE CONSTRUÇÃO E RECURSOS NATURAIS LTDA. Itaipu sobe o rio, morre o salto, nasce o lago: a maior UH do mundo está pronta. *Construção Hoje*, 8 (11), : 15 25, 1982.

DA MATTA, C. J. O lago de Itaipu e sua importância para o transporte fluvial na bacia hidrográfica do rio Paraná. *Revista Marítima Brasileira*, s.l., (2ºtrim.) : 111 29, 1985.

DONADON, J.M. Algumas considerações comparativas entre as grandes hidrelétricas do Brasil e do Mundo. *RBE*, v. 3(1), 1988, n.p.

EDITORIA PINI LTDA. Hoje Itaipu está a 153 dias da data marco do desvio. *Construção São Paulo*, 31 (1579), : 8 13,. maio 1978.

EDITORIA VISÃO LTDA. Itaipu: o momento e o futuro. *Dirigente Construtor*, Rio de Janeiro, 14 (10) : 19 28, out. 1978.

EDITORIA TÉCNICA GRUENWALD LTDA. Sete Quedas, a Paulo Afonso da Região Sul do Brasil. *Mundo Elétrico*, (42), : 186 7, mar. 1963.

— Itaipu já é a maior hidrelétrica do mundo. *Mundo Elétrico*, 30 (360), : 89 93, out. 1989.

— Itaipu, hoje, uma realidade. *Mundo Elétrico*, 18 (217), : 20 25, out. 1977.

— A maior usina do mundo. *Mundo Elétrico*, 20 (248). : 114 117, set. 1979.

— Itaipu. Inaugurada a maior hidrelétrica do mundo, *Mundo Elétrico*, 24 (278),: 36 39, nov. 1982.

— Itaipu já está gerando energia. *Mundo Elétrico*, 26 (300), : 126 7, set. 1984.

— Itaipu desperta. *Dirigente Construtor*, Rio de Janeiro, 20 (11), nov. 1984. 1 p.

'ENGETEC. Usina hidrelétrica de Itaipu. *Engenharia Civil*, Rio de Janeiro, 6 (56) : 4 12, 1980.

FERRAZ, O.M. Aproveitamento do potencial do Salto de Sete Quedas (rio Paraná). In: CONFERÊNCIA SOBRE POTENCIAL HIDRELÉTRICO DE SETE QUEDAS, São Paulo, 1963, 27 p.

FERRAZ, O.M. ESCRITÓRIO TÉCNICO OMF LTDA. Relatório preliminar sobre o aproveitamento do Salto de Sete Quedas. *Ministério das Minas e Energia*, dez. 1962, 22 p.

- GABLE, H. Itaipu Wasser Kraftwerk der Superlative (Itaipu The gigantic hydropower station). *Elektrotech, ZETZ*, 103(10), : 522 8, may 1982.
- GRAMOW, A. Itaipu um desafio a caminho da consolidação. *Deutsche Brasilianische Hefte/ Cadernos Germano Brasileiros*, 2, : 94 101, 1983.
- GROSZ, H. Itaipu como catalisador no desenvolvimento industrial. *Energia Elétrica*, 6 (65) 20 22, set. 1983.
- GRUPO BORDIN. Itaipu Binacional. Complexo industrial, equipamentos a turbinas. *Informativo do Grupo BORDIN*, : 16 18, s. d.
- HECKER, M. Itaipu Binacional. *Mercedes Benz*, s.l., (179) : 5 13, 1982.
- INSTITUTO DE ENGENHARIA. Usina hidrelétrica de Itaipu. *Engenharia São Paulo*, (423) : 10 4, 1980.
- ITAIPU BINACIONAL. La hidroeléctrica de Itaipu. Prospecto. (11), 1976, 4 p.
- Itaipu hydroelectric powerplant 12.600 MW. Paraná River. Brazil Paraguay. 1977, 18 p.
- Mapa. Projeto. 1979, 4 p.
- Summary of Itaipu project (portuguese/ spanish/english), dec. 1980, 41 p.
- Projeto Itaipu, out. 1982, 47 p.
- Aspectos técnicos do empreendimento Itaipu, Rio de Janeiro, 1989, 111 p.
- A Usina hidrelétrica de Itaipu (portuguese/ spanish/english), Rio de Janeiro, set. 1990, 54 p.
- Itaipu hydroelectgic development. The project of the century,. *Itaipu Binacional*, Asuncion, may 1991. 87 p.
- Relatório Anual. 1974, 1975. n.p.
- Relatório Anual. 1975, 1976. n.p.
- Relatório Anual. 1976, 1977. 56 p.
- Relatório Anual. 1977, 1978. n.p.
- Relatório Anual. 1978, 1979. 95 p.
- Relatório Anual. 1979, 1980. 100 p.
- Relatório Anual. 1980, 1981. 105 p.
- Relatório Anual. 1981, 1982. 130 p.
- Relatório Anual. 1982, 1983. 135 p.
- Relatório Anual. 1983, 1984. 53 p.
- Relatório Anual. 1984, 1985. 75 p.
- Relatório Anual. 1985, 1986. 80 p.
- Relatório Anual. 1986, 1987. 78 p.
- Relatório Anual. 1988, 1989. 70 p.
- Relatório Anual. 1989, 1990. 72 p.
- KRAUCH, H. W.; FACETTI, C. A.; TARDIVO, F. J.; POPOW, M. An example of an integrated binational development with an energy project as base. In: XII CONGRESS OF THE WORLD ENERGY CONFERENCE, New Delhi, sept. 1983. Paper.
- LEÃO, M. L. O aproveitamento dos Saltos das Sete Quedas. *Revista Brasileira de Energia Elétrica*, Rio de Janeiro, (4) : 28 31, jan./fev., 1964.
- McGRAW Hill INC. Taming South America's Parana for 12.600 MW. *Engineering News Record*, New York, 202 (16) : 24 31, apr. 1979.
- Itaipu dam readied for filling. *Engineering News Record*, New York, 209 (7) : 29 31, aug. 1982.
- Construction begins on huge hydro plant. *Electrical World*, New York, 179: 46 49, july 1, 1977.
- MERMEL, T. W. Major dams of the world. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 30(8):43 53, aug. 1978.
- MM ED. LTDA. A balança das decisões. Eletricidade Moderna, São Paulo, 1 (8) : 36 8, jun. 1973.

___ Destino: Itaipu. *Eletrociadade Moderna*, São Paulo, 1 (8) : 46 49, jun. 1973.

MORRISON KNUDSEN CORP. Itaipu: biggest hydropower project under way with "IECO" in coordinator role. *The MKayan Magazine*, Idaho, 36(5): 10 3, june 1977.

NOVO GRUPO EDITORA TÉCNICA LTDA. O tratado de Itaipu. In: ANUÁRIO BRASILEIRO DE HIDRELÉTRICAS, s.l., : 38 52, 1974.

___ Itaipu. A obra, o homem. *Construção Pesada*, São Paulo, 9(98) : 3 106, mar. 1979.

___ O que pensam as companhias seguradoras a respeito dos riscos de engenharia. Como foram feitos os seguros de Itaipu a Tucuruí. *Construção Pesada*, São Paulo, 12(140) : 114 28, set. 1982.

___ Itaipu, o desafio. *Energia Elétrica*, São Paulo, 2 (18) : 16 50, set. 1979.

___ Entrevista com o Gen. Costa Cavalcanti. *Construção Pesada*, São Paulo, 12 (135) : 20 2, abr. 1982.

___ O tratado de Itaipu. *Energia Elétrica*, São Paulo, 50 (24) : 46 57, 1973.

___ Os principais dados sobre a maior hidrelétrica: Itaipu. *Construção Pesada*, São Paulo, 6(61) : 68 73, fev. 1976.

SM2 EMPRESA JORNALÍSTICA LTDA. Itaipu: um monumento da engenharia nacional. *Engenharia Civil*, São Paulo, (3), jun. 1983, 29 p.

SOUZA, S. Guaíra: 25 milhões. In: CONGREGAÇÃO DOS PRESIDENTES DE ÓRGÃOS DE CLASSES DE ENGENHEIROS E ARQUITETOS DO PARANÁ, CR 1961, 15 p.

THOMAS TELFORD LTD. All eyes on Itaipu. *World Water*, Liverpool, 5 (10) : 44 5, oct. 1982.

___ Power on the Paraná boosts Brazil's potential. *World Water*, Liverpool, 6 (10), oct. 1983.

WAPLER, H. Itaipu Binacional the superdam. *Indiaqua*, s.l., (26) : 73 5, mar. 1980.

ZADJ, L. Sete Quedas Eletrobrás estuda seu aproveitamento energético. Separata da Revista Brasileira de Energia Elétrica, (2), set./out. 1963, 19 p.

ZUPPKE, B. Die Wasserkraftanlage Itaipu in Brasilien. Wasser Und Boden (2) : 52 59, 1983.

ENGENHARIA CIVIL

ABRAHÃO, R.A. Seepage analysis for Itaipu dam through electrical analogy. In: SYMPOSIUM ON ROCK MECHANICS RELATED TO DAM FOUNDATION, Rio de Janeiro, sept. 1978, p. 129 43.

AMORIM, R. Aproveitamento hidrelétrico de Itaipu. Limpeza de fundação submersa das enseadeiras principais. In: XIII CBGB. SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais... Rio de Janeiro, abr. 1980, v.1. t. 3., p. 545 70.

ANDRIOLI, F.R. Controle de qualidade do concreto em construções de barragens. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais ..., Rio de Janeiro, abr. 1980, v.2, p. 379 406.

AYALA, A.C.C.; HAYASHIDA, T.; BETIOLI, I.; SQUEFF, L.F.A. Utilização de fôrmas deslizantes na construção da obra de Itaipu. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais..., Rio de Janeiro, abr. 1980, v.1, t.2, p. 345 76.

BARBI, A. L. & BARROS, F.P. de. Análise do comportamento das fundações das estruturas de concreto de Itaipu. In: CBGB. XV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1983. Anais ... , Rio de Janeiro, nov.20 23,1983, v.1. t. 3 p. 287 310,

BARBI, A. L. & PORTO, E. C. Aproveitamento hidrelétrico de Itaipu. Instrumentação das enseadeiras principais. In: CBGB. XVII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais... Rio de Janeiro, abr. 1980, v. 1. t. 3, p. 597 619,

BARBI, A. L.; GOMBOSSY, Z. M.; SIQUEIRA, G. H. Controle de qualidade de calda de cimento para injecção. Utilização de traço variável. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Recife, 1981. Anais... Recife, ago./set. 1981. v. 1 . t . 2. p. 207 23.

____Injeções de cimento na fundação da barragem principal de Itaipu. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Recife, 1981. Anais ... Recife, ago/set. 1981, v. 1. t. 2, p. 225 45.

BARROS, F. P. DE; MULLER, M.; MEYER, L. F.; SHAYANI, S. Monitoring system for seismic activity before and after filling binational Itaipu reservoir. In: CIGB. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, New Delhi, oct. 1979. v.II Transactions ... Paris, oct./nov., 1979. R5, p. 855 70.

BARROS, F. P. DE & GUIDICINI, G. Um processo natural de alívio de tensões e o projeto de drenagem das fundações da barragem de Itaipu. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Recife, 1981. Anais... Recife, ago./set. 1981. v. 1. t. 2. p. 519 39.

BARROS, F. P. DE; PANKOW, R. H.; BARBI, A. L. General behaviour of Itaipu dam foundations. In: XV CONGRESS ON LARGE DAMS, Lausanne, june, 1985. Transactions ... Paris, 1985, R.61. p 1 153 68.

BARROS, F. P. DE; CARVALHO, J. C.; MARTINEZ, L.; MARTINELLI, D. A.O.; FERREIRA, J. C. Itaipu project. Geomechanical model safety assessment. In: CIBG. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R72. p. 1219 44.

BARROS, F. P. DE; SILVEIRA, J. F. A.; ABRAHÃO, R. A. Fundações da barragem principal de Itaipu, projeto a desempenho durante a construção e enchimento parcial. *Construção Pesada*, São Paulo, 12 (140) : 64 86, set. 1982.

BARROS, F. P. DE; ABRAHÃO, R. A.; SILVEIRA, J. F. A. Itaipu main dam foundations. Design and performance during construction and preliminary filling of reservoir. In: V INTERNATIONAL CONGRESS ON ROCK MECHANICS, Melbourne, apr. 1983, p. 191 7.

BARROS, F. P. DE; COLMAN, J. L.; GALLICO, A.; MARTINELLI, D.A.O.; FERREIRA, J. C. Itaipu project: the

structural safety assessment through physical models. In: CIFB. XIV CONGRESS ON LAKE DAMS, Rio de Janeiro, may, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R7. p. 117 42.

BETIOLI, I.; SCANDIUZZI, L.. ANDRIOLI. F. R Concreto adensado com rolo vibratório. In: CBGB. XIII

SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Rio de Janeiro. Anais ... Rio de Janeiro, abr. 1980. v. 1. t. 2. p. 377 412.

BETIOLI, I.; SCANDIUZZI, L.; SONODA, A. Método de concretagem das chavetas da fundação da barragem principal de Itaipu. In: CGBG. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Recife, 1981. Anais ... Recife, ago./set. 1981. v. 2. t. 2. p. 87 109.

BRAGA, J.A. & SCANDIUZZI, L. Produção industrial de peças pré-moldadas curadas a vapor. In: CGBG. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais ... Rio de Janeiro, abr. 1980, v. 2. p. 407 35.

BRAGA, J. A. & SONODA, A.. Auxílio do foto cordinômetro digital no controle das estruturas de concreto de Itaipu. In: CBGB. XV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Rio de Janeiro, 1983. Anais ... Rio de Janeiro, nov. 1983. v. 1. t. 3. p. 493 511.

CARIC, D. M.; EIGENHEER, L. P.; URIARTE, J.; SZPILMAN, A. The Itaipu hollow gravity dam. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 34, (5) : 30 44, may 1982.

CARIC, D. M.; NIMIR, W. A.; EIGENHEER, L. P.; CARDOZO, F.S. Comparison of the recorded behaviour of the Itaipu hollow gravity dam with values obtained by mathematical and physical models. In: CIGB. XV CONGRESS ON LARGE DAMS, Lausanne, june, 1985. Transactions ... Paris, 1985. R11. p. 249 68.

CASANOVA, E. Concrete cooling on dam construction for world's largest hydroelectric power station. *Sulzer Technical Review*, 61 (1) : 3 19, 1979.

CESP. Abrem-se as comportas de Itaipu. *Cespaulista*, São Paulo, (39) : 19 21, 1983.

CHANTIERS MAGAZINE. La construction du complexe hydro électrique d'Itaipu (Brésil). *Chantiers Magazine*, s.l.,

(94) : 57 62, ao0t./sept., 1978.

CIER. Enchimento do reservatório de Itaipu. *Boletim do CIER*, Montevidéu, (150), feb./mar., 1983. 11 p.

CORENA EDITORA ESPECIALIZADA DE CONSTRUÇÃO E RECURSOS NATURAIS LTDA. Forma de grande área acelera concretagem em Itaipu. *Construção Hoje*, São Paulo, 5, (8) : 16 18, ago. 1979.

____ Itaipu sobe o rio, morre o salto, nasce o lago: a maior UH do mundo está pronta. *Construção Hoje*, 8 (11) , : 15 25, 1982.

COTRIM, J.R.; KRAUCH, H. W.; SZPILMAN, A.; MEDAGLIA, L. Instrumentation for evaluating the performance of Itaipu structures and foundations. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may 1982. Transactions ... Paris, 1982. R71. p. 1195 217.

COTRIM, J.R.; MEDAGLIA, L.; SARKARIA, G.S. Design and construction techniques for Itaipu. In: CIBG. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, New Delhi, oct./nov., 1979. Transactions ... Paris, 1979. C6. p. 101 25.

DI VICENZO, E. & SILVEIRA, J. F. A. Análise comparativa entre subpressões medidas e calculadas para as fundações das barragens de Água Vermelha e Itaipu. IN: CBGB. XVII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Brasília, 1987. Anais ... Brasilia, ago. 1987. v.1. t.1, p. 177 90.

DUARTE, J.D.C.; MARTINS, M.J.; BETIOLI, I. Orientações para concretagens com a utilização de equipamentos não convencionais. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais Rio de Janeiro, 1980. v.1. t.2. p. 315 43.

EDITORAS VISÃO LTDA. Itaipu: cinco anos de obras. *Dirigente Construtor*, Rio de Janeiro, 15 (8) : 5 25, set. 1979.

EMEP EDITORIAL LTDA. Itaipu: Projeto de engenharia define opções. *O Empreiteiro*, 8 (98), : 3 227, nov. 1977.

____ Equipamentos inéditos a técnicas avançadas lançamento concreto em Itaipu. *O Empreiteiro*, São Paulo, 10 (131), : 30 40, dez. 1978.

DONADON, J.M. A compressão dos prazos de construção da casa de força do canal de desvio de Itaipu. *RBE* 3(1), p. 15 34, 1988, UNICON.

____ A concepção do Projeto de Itaipu e seus principais aspectos construtivos. In: CGBG. XVIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Foz do Iguaçu, 1989. Anais ... Foz do Iguaçu, abr. 1989, t.4. p. 1243 69.

____ Estratégias de Planejamento adotadas na construção de Itaipu. In: CBGB. XIX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, p. 417 21. s.d.

FERRAZ, H. Itaipu, 14 anos depois ouro em pó. *Construção São Paulo*, (2170), : 13 15, set. 1989.

FERREIRA, C.; BARRETO, L. A. L.; AMARO DA SILVA, L. F. C.; DANTAS, H. M. G.; DIB, K. R. Estudos hidráulicos e energéticos para o enchimento do reservatório de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez., 1984. Trabalhos ... BSB/GOP/08.

FUKUROZAKI, Y.; BETIOLI, I.; SILVA, R. R. da; SONODA, A. Utilização de fôrmas deslizantes na execução da casa de força da hidrelétrica de Itaipu. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Recife, 1981. Anais ... Recife, ago./set., 1981. v. 2. T. 3. p. 241 64.

HOLTZ, A.C.T. The future of hydropower in Brazil. *Water Power and Dam Construction* , : 16 19, jan. 1985.

INSTITUTION OF CIVIL ENGINEERS. Dams. Clears the way for Itaipu. *New Civil Engineer International*, (5) 34 6, feb. 1979.

ISMES. Itaipu. The largest dam in the world. *ISMES News*, Bergamo, mar. 1979. 2 p.

ITAIPI BINACIONAL. Construção da Casa de Força no Canal de Desvio 1986/1990. *Itaipu Binacional*, 1989, 183 p.

____ The Itaipu hydroelectric project. 12.600 MW. Design and construction features. *Itaipu Binacional*. dec. 1981. 47 p.

KOHNE, R.E. Itaipu project. Stretching construction and equipment limits. In: ENGINEERING FOUNDATION CONFERENCE, Pacific Grove, apr./may, 1978.12 p.

KRAUCH, H. W. & SARKARIA, G. S. Interface scheduling construction planning and progress at Itaipu project. In: CIGB. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, oct./nov., 1979. Transactions ... Paris, 1979. R42. Discussion of Q48. 13 p.

LEWIS, A. A world beating power project that distracts even honeymooners. *Construction News*, : 20 25, sept. 1980.

_____. Itaipu progress a tribute to plant transport control. *Construction News*, : 17 22, sept. 1980.

LYRA, F. H. Planning and construction sequence at Itaipu. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 34 (5) : 27 30, may 1982.

MARTINEZ, L. A.; BARROS, F. P. de; OLIVEIRA, H. B. de. Vertedero de Itaipu: protección del talud de aguas abajo dei Salto Esqui. In: I SEMINÁRIO INTERAMERICANO DE MECÁNICA DE ROCAS, Bogotá, nov. 1982, 6 p.

MILLER FREEMAN PUB. Itaipu enters main construction phase. *Energy International*, San Francisco, 16(7) : 31 34, july 1979.

MONTEIRO, J.R. & PEYFUSS, K.F. Demolishing Itaipu's arch cofferdams. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 31 (11) : 91 4, nov. 1979.

MORAES, J. de; VILLALBA, J.R.; MELLO, W.F. de; POTY, L.C.; BERNY, O.; ACOSTA, A.G.; SARKARIA, G.S. Selection of basic design of Itaipu spillway. In: CIGB. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, New Delhi, oct./nov. 1979. Transactions ... Paris, 1979. R14. p.249 72.

MORAES, J. de; VILLALBA, J. R.; BARBI, A. L.; PIASENTIN, C. Subsurface treatment of seams and fractures in foundation of Itaipu dam. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R10. p. 179 98.

MORAES, J. de; VILLALBA, J. R.; SARKARIA, G. S. Itaipu project implementation of design concepts in construction. *Construction News Magazine*, s.l., (Part 1) : 18 23, mar. 1982, (Part 2) : 24 7, apr. 1982.

McGRAW Hill INC. Parana diversion drama starts at Itaipu. *Engineering News Record*, New York, 201 (18) 15 6, nov. 1978.

NOVO GRUPO ED. TÉCN. LTDA. Itaipu: planejamento geral da obra. Instalação do canteiro de obra. Progresso e acompanhamento dos serviços. *Construção Pesada*, São Paulo, 7 (82) : 3 227, nov. 1977.

_____. Itaipu. Resultados do pré-enchimento asseguram confiabilidade na etapa do enchimento do reservatório. *Construção Pesada*, São Paulo, 12 (140) 31 8, set. 1982.

_____. Itaipu. No término das obras de concreto Itaipu desmobiliza equipamentos. *Construção Pesada*, São Paulo, 12 (140) : 40 46, set. 1982.

_____. Itaipu. A obra atinge pico de concretagem de 15.000 m³ diários. *Construção Pesada*, São Paulo, 9 (1 10) : 56 64, mar. 1980.

_____. Planejamento da operação hidráulica do enchimento do reservatório de Itaipu. *Construção Pesada*, São Paulo, 12(142) : 129 35, nov. 1982.

_____. Itaipu se equipa para concretar no prazo a estrutura do desvio. *Construção Pesada*, São Paulo, 6 (66) : 8 22, jul. 1976.

_____. Projeto Itaipu. Geral. *Construção Pesada*, São Paulo, 10(122) : 4 170, mar. 1981.

PATERNO, N. T.; PIMENTA, M. A.; SCANDIUZZI L. Itaipu. Limitações de temperatura para estruturas metálicas de caixas espirais. In: CBGB. SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, 15, Rio de Janeiro, nov., 1983. Rio de Janeiro, 1983. Anais ... Rio de Janeiro, 1983. v. 1. t. 3. p. 229 48.

_____. Estudo térmico do contraforte de jusante da casa de força de Itaipu. In: CBGB. XV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, nov. 1983. Rio de Janeiro, 1983. Anais ... Rio de Janeiro, 1983. v. 1. t. 3. p. 211 27.

PROMON ENGENHARIA S.A. Itaipu, a realização de um sonho. *Promon Engenharia S.A.* maio, 1982. 9 p.

_____. Itaipu. Agora, é esperar que se esgote a enseada. *O Empreiteiro*, São Paulo, 10(131) : 41 6, dez. 1978.

SAMPAIO, A. J. M. Síntese da evolução das principais técnicas empregadas no tratamento das fundações de vertedouros em barragens do tipo gravidade. In: SIMPÓSIO

SOBRE GEOTECNIA DA BACIA DO ALTO PARANÁ, São Paulo, set. 1983, p. 289 313.

SANIER, E. & NEIDERT, S. H. Aprovechamiento Hidroeléctrico de Itaipu. Acciones erosivas aguas abajo del vertedero. In: IAHR. X CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA, Belo Horizonte, 1987, p. 430 40.

SANTOS, O. G. dos; BARBI, A. L.; SOERENSEN, A. J. A.; SONODA, A. Quality control and instrumentation of clay core placed in deep water for Itaipu cofferdams. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may 03 07, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R50. p. 841 71.

SANTOS, O. G. dos & AMORIM, R. Aproveitamento hidrelétrico de Itaipu. Execução dos diques de enrocamento, transições a argila submersa das enseadeiras principais. In: CGGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais ... Rio de Janeiro, abr. 1980., v. 1. t. 3. p.571 45.

SANTOS, O.G. dos & QUEIRÓZ, R.R.F. Aproveitamento hidrelétrico de Itaipu. Controle de qualidade do núcleo submerso das enseadeiras principais. In: CBGB, XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais ... Rio de Janeiro, abr. 1980. v. 1. t. 3. p. 571 96.

SARKARIA, G.S. Critical design decisions for Itaipu power project. In: WESTERN CONFERENCE ON WATER AND ENERGY, Ft. Collins, june 1982. 6 p.

SCHULMAN R.L; KRAUCH, H.W.; ZALESKI J.M.; SZPILMAN, A.; EMERSON, W.M.; PIASENTIN, C. Itaipu Project Spillway, behavior during the maximum recorded flood. In: COMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES, Q.63, R.74, San Francisco, 1988, p. 1239 60. SEIFART, S.L.A.; SZPILMAN, A.; PIASENTIN, C. Itaipu structures. Evaluation of their performance. In: CBGB. XV CONGRESS ON LARGE DAMS, Lausanne, june 04 25, 1985. Transactions ... Paris, 1985. R15. p. 287 317.

SILVA, R.F. da & SCANDIUZZI, L. Concreto com fibras de aço para combate aos efeitos de alta velocidade d'água. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, 1980. Anais ... Rio de Janeiro, abr. 1980. v.1. t. 1. p. 153 82.

SIQUEIRA, G. H.; BARBI, A. L.; GOMBOSSY, Z. M. Injeções profundas nas fundações da usina de Itaipu. Equipamentos a produção. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Recife, ago. 1981, v. 1. t. 2., p. 187 205.

SODETEC. Une concentration exceptionnelle d'équipements de forage, d'abattage et de sautage pour le creusement (22.000.000 m³) du canal de derivation de la centrale d'Itaipu. *Équipement Mécanique, Carriers et Matériaux*, Paris: 27 31, s.d.

SONODA, A. & BETIOLI, I. Métodos e processos de concretagem utilizados na construção da Hidrelétrica de Itaipu. Revista Engenharia Mackenzie, São Paulo 6 69, abr./jun., 1983.

SOUZA LIMA, V. M. & ABRAHÃO, R. A. Two practical examples of numerical approaches for solving discontinuity problems in dam design. In: SYMPOSIUM ON IMPLEMENTATION OF COMPUTER & STRESS, Chicago, aug. 03 06, 1981. 17 p.

SOUZA LIMA, V. M.; ABRAHÃO, R. A.; PINHEIRO, R.; DEGASPERE, J. C. Rock foundations with marked discontinuities criteria and assumptions for stability analysis. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may 27 30, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R69. p. 1155 82.

SOUZA LIMA, V. M.; SILVEIRA, J. F. A.; DEGASPERE, J. C. Nota sobre os deslocamentos horizontais na barragem principal de Itaipu. In: CBGB. XV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, nov. 20 23, 1983. Rio de Janeiro, 1983. Anais ... Rio de Janeiro, 1983. v. 1. t. 3. p. 155 67.

Horizontal and vertical displacements of the Itaipu main dam. A study on field measurements and theoretical predictions. In: CIGB. XV CONGRESS ON LARGE DAMS, Lausanne, june 04 25, 1985. Transactions ... Paris, 1985. R10. p. 229 46.

SZPILMAN, A.; AZEVEDO JUNIOR, N. L.; TAGLIATELLA, E. P.; HAHNER, I. Itaipu. Análise estrutural do concreto envolvente da caixa espiral. *Construção Pesada*, São Paulo, 12(140) : 88 113, set. 1982.

SZPILMAN, A.; MEDAGLIA, L.; MORI, R. T.; MEYER, L. F. Barrag. de terra a de enroc. de Itaipu. Transições entre seções homogêneas de terra a seções de enrocamento

com núcleo e correspondentes abraços com estruturas de concreto. In: CBGB. XIV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Recife, 1981. Anais... Recife, ago./set. 30 2, 1981, v. 1. t. 1. p. 71 103.

SZPILMAN, A.; MEDAGLIA, L.; NEIDERT, S. H. Vertedouro de Itaipu. Dissipação de energia e outros aspectos. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Rio de Janeiro, 1980. Anais ..., Rio de Janeiro, abr. 1980, v. 1. t. 1. p. 183 206.

SZPILMAN, A.; ROSSO, J. A; PIASENTIN, C.; FIORINI, A. S. Estabelecimento dos níveis das cristas das ensecadeiras do projeto Itaipu. Critérios de segurança hidrológicos adotados. In: CBGB. XVI SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Belo Horizonte, 1985. Anais ... Belo Horizonte, nov. 24 27, 1985, v. 1. t. 3. p. 667 96.

____ Barragem de Itaipu. Subpressão no contato concreto rocha. In: CBGB. XVII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Brasília, 1987. Anais ... Brasília, ago. 03 5, 1987, v. 1. t. 1. p. 93 116.

____ Vertedouro de Itaipu e região a jusante do trampolim comportamento hidráulico e estrutural após 8 anos de operação. In: XIX SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, s.d. p. 239 254.

SZPILMAN, A.; ROSSO, J. A.; PIASENTIN, C. Auscultação e inspeção durante o enchimento parcial e total do reservatório de Itaipu. In: CBGB. XV SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Rio de Janeiro, 1983. Anais ... Rio de Janeiro, nov. 20 23, 1983, v. 1. t. 3. p. 311 37.

SZPILMAN, A.; PIASENTIN, C. A concepção da barragem principal de Itaipu e seleção do tipo de barragem. In: XVIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Foz do Iguaçu, 1989. Anais Foz do Iguaçu, abr. 1989, t.4, p. 1205 27.

TARRICONE, N.L.; NEIDERT, S.; BEJARANO, C.; FONSECA, C.L. Hydraulic model studies for Itaipu spillway. In: CIGB. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, New Delhi, oct./nov., 29 2, 1979. Transactions ... Paris, 1979. R43. p. 749 66.

TENENGE. Itaipu: O desvio do rio Paraná. *Jornal da Tenenge*, s.l., (25), out./nov., 1978. 1 p.

THOMAS TELFORD LTD. Itaipu contractors win diversion race. *World Water*, Liverpool, 2 (1) : 18 24, jan. 1979.

____ Successful outcome to Itaipu dam. *World Water*, Liverpool, 5 (11), nov. 1982. p.9.

URIARTE, J. A.; CARIC, D. M.; NIMIR, W. A.; EIGENHEER, L. P.; NITTA, T. Itaipu main dam. Geological and geotechnical features affecting the design. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may 03 07, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R12. p. 219 40.

VASCONCELOS, G.R.L. de; SCANDIUZZI, L. Avaliação de compressões instaladas em estruturas de concreto, através de tensômetros elétricos. In: CBGB. XIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Rio de Janeiro, abr. 1980. Rio de Janeiro, 1980. Anais ... Rio de Janeiro, 1980. v. 2. p. 435 63.

VIANNA DE ANDRADE, R.; BOJANOVICH, F.L.; AMORIM, R. Construction and rockfill dikes transition zones and clay core placed in deep water for Itaipu cofferdams. In: CIGB. XIV CONGRESS ON LARGE DAMS, Rio de Janeiro, may 03 07, 1982. Transactions ... Paris, 1982. R4. p. 47 69.

VIANNA DE ANDRADE, R.; BOJANOVICH, F.L.; JUNQUEIRA NETO, J.A. Construction planning and interface scheduling for dams & other features of Itaipu project. In: CIGB. XIII CONGRESS ON LARGE DAMS, New Delhi, oct./nov., 29 2, 1979. Transactions ... Paris, 1979. R42. p. 749 78.

VIANNA DE ANDRADE, R.; SEIFART, L.; SZPILMAN, A.; MEDAGLIA, L. L'impianto idroelettrico di Itaipu sul Rio Paraná al confine tra Brasile a Paraguay. *Revista L'Industria Italiana del Cemento*, Roma, (11) : 668 91, nov. 1984.

VILLALBA, J. R.; SZPILMAN, A.; ROSSO, J. A.; SOERENSEN, A.; SILVEIRA, J.F.; PIASENTIN, C. Observação do comportamento dos drenos moldados no concreto dos blocos da barragem de Itaipú. CONFERÊNCIA IBERO-AMERICANA SOBRE APROVEITAMENTO HIDRÁULICO, Lisboa, 1987, n.p.

VILLALBA, J.R.; SEIFART S.L.A.; SZPILMAN, A.; ROSSO, J.A.; PIASENTIN, C.; FIORINI, A.S. Safety criteria adopted for construction of the Itaipu cofferdams. In: COMMISSION INTERNATIONALE DES GRANDS BARRAGES, San Francisco, 1988, p. 107 127.

WILKE, G. Cable cranes at Itaipu. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 34 (2) : 13 27, feb. 1982.

ZALESKI J.M.; SEIFART L.A.; BRAGA J.A.; ROSARIO, L.C. Concreto adensado com rolo vibratório dados sobre uso na Itaipu Binacional com aproximadamente 10 anos de idade. In: CGBG. XVIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS, Foz do Iguaçu, abr. 1989, t.1. p. 363 84.

ENGENHARIA ELÉTRICA

ABREU, M. A.; VILLALBA, J. R.; ANDRADE FILHO, G. D.; SALTARA, M.; REGGIANI, F. Limites de funcionamento dos geradores de Itaipu. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGM/13. 7 p.

ANDRADE FILHO, G. D.; CURVELO, W. L. F.; SANTANA, J. L.; FERNANDES FILHO, A. M.; DEMIANUK, J.S.; LOPES,A.A.V.; ABREU, M.A. Comissionamento de Itaipu. Planejamento, execução e resultados globais. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GTA/05. 8 p.

ANDREOLI, A. A Copel e Itaipu. *Revista Paranaense de Desenvolvimento* (37), : 7 35, abr. 1973.

ARAÚJO, K. S.; BRESSANE, J. M.; PINTO, L. J.; BRUZZI, R. L.; LOBLEY, D. J. Projeto eletromecânico dos barramentos 800 kV das subestações do sistema de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSE/16. 25 p.

BARAN, I. S.; SANTIAGO, N. H. C.; BRASIL, D. O. C.; TAHAN, C. M. V.; VIAN, A. Escolha de cabos pára raios para o sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/21. 13 p.

BARAN, I. S.; TAAM, M. Z.; JUSTO, F. P. Efeitos da transmissão em CCAT sobre as proteções de linha CA. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GPC/06. 6 p.

BARROSO, A.E.V.; OURIQUE, M. A. L.; SHAFA, M.; FERNANDEZ, M.; CACERES, C. R. B.; BRASA, R. Sistemas de serviços auxiliares da central de Itaipu: projeto, equipamentos, comissionamento, operação e manutenção. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GPH/14. 4 p.

BRASIL, D. O. C.; RESENDE, F.; JARDINI, J. A.; VIAN, A. Comportamento a descargas atmosféricas das linhas 800 kV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/35. 21 p.

BRASIL, D.O.C.; JARDINI, J. A.; VIAN, A. Investigações sobre os efeitos eletrostáticos nas linhas 800 kV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/37. 23 p.

BRITO JUNIOR, G.C.; ROMERO, A.V.M.; GONZALES, A.B.F., TEIXEIRA, P.H. Comparação dos métodos de medição de oscilação do eixo e de medição de vibração nos mancais, para fins de balanceamento, nos geradores de Itaipu. In: X SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba, 1989, Grupo V SGM 21. 5 p.

CAROLI, C. E.; SANTOS, N.; NAGOYA, J. T.; PEREIRA, J.C.C.; KOVARSKY, D.; MARQUES, M. A. M.; PINTO, L. J. Medição de potencial de toque em cercas a tubulações nas áreas de influência dos eletrodos do sistema CCAT de Itaipu. In: IX SEMINÁRIO DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BH/GSE/03. 6 p.

CAROLI, C.E.; SANTOS, N.; KOVARSKY, D.; FREIRE, P.E.F.; PINTO, L.J. Curvas de potencial dos eletrodos de aterramento do sistema CCAT de Itaipu: resultados das

medidas durante o comissionamento do Bipolo II. X SEMINÁRIO DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba 1989, Grupo VIII, GSE 11. 9 p. CAROLI, C.E.; SANTOS, N.; KOVARSKY, D.; MARQUES, M.A.; PINTO, L.J. Potenciais de toque medidos em tubulações metálicas durante o comissionamento do Bipolo II do sistema CCAT de Itaipu. Grupo IV, GSP, Curitiba 1989, GSP/37. 5 p.

CAROLI, C.; SANTOS, N. dos; PEREIRA, J. C. C.; KOVARSKY, D.; MARTINI, C.R.; PINTO, L. J. Medição dos potenciais na superfície do solo devido à operação monopolar do sistema CCAT de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/35. 10 p.

CARUSO, J. M.; RINGLEE, R. J.; REPPEN, N. D. Critérios de confiabilidade nos estudos do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GPO/33. 28 p.

CARVALHO, F. M. S; VAISMAN, R.; FONSECA, C.S. Reavaliação dos níveis de isolamento a impulso atmosférico dos transformadores das subestações de 500 kV do tronco de Itaipu. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/08. 6 p.

CASTELO BRANCO, A.; TAAM FILHO, M.Z.; PRACA, A.; BARAN, I.; SHORE, N.L.; RAMOS, A.; FIGUEIREDO, A.; BITTENCOURT A.S. Testes de sistema durante o comissionamento do estágio inicial do sistema CCAT de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/42. 11 p.

COHEN, A.; KEMPER, F.; CREMA, L.; SERTICH, A.; MEISEL, J. Critérios para especificação de interface homem máquina para sistemas SCADA/EMS. In: CIGRE III ENCONTRO REGIONAL LATINO AMERICANO, Foz do Iguaçu, abr./mai 1989, 6 p.

COHEN, A.; KEMPER, F.; CACERES, D.; CREMA, L.A., SERTICH, A. Sistema de supervisão e controle digital e gestão

de energia (SCADA/EMS) para a Central Hidrelétrica de Itaipu. In: VII CONGRESSO BRASILEIRO DE INFORMÁTICA ITA, São José dos Campos, 1988, p. 957 62.

COHEN, A.; KEMPER, F.; MARTINS, L.F.; SERTICH, A. Software de aplicación del sistema SCADA/EMS de Itaipu; Estrutura y organización. LATINICON 1988. In: CONFERÊNCIA LATINO AMERICANA IEEE, feb. 1988, 26 p.

COHEN, A.; KEMPER, F.; BACHMANN, E.; HANDEL, R.; COSTA FILHO, A.M. Sistema de monitoração e diagnóstico dos hidrogeradores da Usina de Itaipu. In: X SEMINÁRIO DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba 1989, Subgrupo I/II 01, SGM, 22. 7 p.

COHEN, A.; KEMPER, F.; CACERES, D.; ROSA E SILVA, F. Sistema de supervisão/control digital (SCADA/EMS) para la Central Hidrelectrica de Itaipu. LATINICON 1988. In: CONFERÊNCIA LATINO-AMERICANA IEEE, feb. 1988, 13 p.

COSTA FILHO, A. M.; SIMAO, J.; FLEMING, A. M.; GROSZ, H. Medição de resistência de isolamento em hidrogeradores resfriados por água pura. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGM/02. 6 p.

CRUSIUS, R. L.; ASSUNÇÃO, L.A. R.; NIGRI, A. I. Desempenho dos isoladores da linha de transmissão de corrente contínua ± 600 kV (Foz do Iguaçu - São Roque). In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GLT/03. 4 p.

DERZHKO, M.Z., KAMINSKII, P.V., KOZHAN, S.M. Features of the electrical portion of contemporary foreign bright power hydroelectric power generating installations. IZV. VUZ ENERG. (USSR) (4), Apr. 1983. p. 117 20.

DIAS, P.P.T.R.; VALVERDE, A.R.; LOURENCO A.A.; BROCHADO, A.C.; FERRAZ, A.V., SOUZA, H.S. Modelagem do sistema de regulação de tensão das máquinas 60 Hz de Itaipu no programa EMTP utilizando a rotina Tacs Transient Analysis of Control Systems. In: X SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba 1989, Grupo X, GOP 21, 8 p.

EDITORIA TÉCNICA GRUENWALD LTDA. Itaipu já é a maior hidrelétrica do mundo. *Mundo Elétrico*, 30 (360), 89 93, out. 1989.

ERIKSON, K.; MENZIES, D.; TAAM FILHO, M.Z.; FRAGA, R.M.; FRONTIN, S.O.; PORONGABA, H. D.; TOLEDO, P.F. de; XIMENES, M. J. Desempenho dinâmico do sistema de transmissão CCAT de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/36. 7 p.

ESMERALDO, P. C. V.; DIAS, L. E. N.; FONSECA, J. R. Calculation of minimum safety distances for live line maintenance. A statistical method applied to 765 KV AC Itaipu lines. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, 1 (2) : 264 71, apr. 1986.

ESMERALDO, P. C. V.; FONSECA, C. S.; RAJA GABAGLIA, C. P.; PEREIRA, M.P.; DIAS, L. E. N. Uma proposta alternativa para as linhas de transmissão de Itaipu em 765 KV CA: a torre de trapézio. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/G LT/15. 20 p.

ESPINOZA, H.; ELLIOT, R. A.; SOBRAL, S. T.; MUKHEDKAR, D.; FLEURY, V. G. P.; VILLALBA, J. R.; PEREIRA, F. A. Utilização de contrapesos contínuos nas imediações de subestações devido a problemas de ampacidade dos cabos pária raios. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 9, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GLT/12. 9 p.

FADINI, H. A. M.; MELLO, F.P.; MOUNTFORD, J. D. Estudo de fluxo de potência e estabilidade para a comparação das altern. do sist. de transmissão de Itaipu. Compensação série versus suporte de tensão. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GPO/32. 28 p.

FARIA, F.M.M.; PEDRASSANI, E.L., MARTINEZ, M.S. Subestação isolada a gás SF₆ de 500 KV de Itaipu. Comissionamento e experiência operacional relativa a todas as etapas (50/60 Hz). In: X SEMINÁRIO NACIONAL

DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba 1989, Grupo VIII, GSE 17, 5 p.

FERNANDES, C.; ARAUJO, K. S.; BRESSANE, J. M.; LOBLEY, D.J.; RODRIGUES, A. F. Arranjo físico e considerações sobre os efeitos eletrostáticos nas subestações 800 KV do sistema de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSE/15. 20 p.

FERNANDES, C.; SATO, W.; JARDINI, J. A.; VIAN, A. Linhas 800 KV de Itaipu Interferência em sinais de rádio e TV, ruído audível e efeito coroa visível. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/36. 37 p.

FERNANDES, D.; GUIMARÃES, E. B.; RODRIGUES, A. B.; GALIANO, D. B. Considerações sobre parâmetros meteorológicos para o projeto das linhas 800 KV do sistema de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/32. 14 p.

FERNANDES, D.; LOBLEY, D. J.; PINTO, L. J.; MARQUES, O. Considerações sobre o comportamento das cadeias de isoladores das linhas 800 KV de Itaipu quanto aos arcos de potência. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/34. 19 p.

FERNANDES, D.; OLIVEIRA, J. D.; ALBUQUERQUE, D.; PALADINO, L.; REINART, I. Considerações sobre o estudo dos solos e escolha dos tipos de fundações para as torres das linhas 800 KV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/33. 30 p.

FERNANDES, P. C. A.; BRASIL, D. O. C.; VEIGA, J. B.; FERREIRA, L. E. B. Programa digital para cálculo das condições em regime permanente do elo de corrente contínua de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA,

Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/22. 20 p.

FIGUEIREDO, A. G.; SHORE, N. L.; BJORKLUND, H.; PRACA, A. A. S.; FRAGA, R. Master control CCAT para as estações conversoras do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/36. 18 p.

FRANCO, N. The Superelectrification of Brazil. *IEEE Spectrum*, 19 (5), may 1982, p. 57 62.

— La superelettrificazion del Brasile. *L'Elettrotecnica*, LXX (5), : 397 402, Magg. 1983

FRANCO, N.; NEVILLE, J. E.; RENE, J. G. Estudo de viabilidade de transmissão de Itaipu. In: III SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba, out. 12 18, 1975. Trabalhos ... Curitiba, 1975. CTBA/GPO/10, p. 183 219.

FRONTIN, S. O.; KASTRUP FILHO, O.; MARCUZZI, E.; FAINGUELERNT, A. Interruption of induced currents by grounding switches at the HVAC lines of the Itaipu HVDC transmission system converter stations. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Paris, 1984. 15 p.

FURNAS CENTRAIS ELÉTRICAS S.A. Itaipu System, Rio de Janeiro, 005/2, mar. 1983, 23 p.

— Sistema de Transmissão de Itaipu. Rio de Janeiro, 028/2, out. 1987, 19 p.

GALVÃO, A.; OLIVEIRA FILHO, A.; PEREIRA, F. P.; MEDEIROS, J. R.; CORREA, R. L. D.; SOTO, A. R. S.; PORTELA, C. M. Método de medição do componente de seqüência negativa da tensão, aplicáveis às tensões das SE's conversoras de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/34. 9 p.

GARCIA, R. W. S.; FONSECA, J. R.; ASSUNÇÃO, L. A. R. Investigações sobre aspectos de segurança em manutenção de linhas de corrente contínua ± 600 kV. In: IX

SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GLT/16. 8 p.

GELÁZIO DA ROCHA, J.; VILLALBA, J. R.; SALATKO, V. F. Seleção das características do projeto para os hidrogeradores de 737 MVA de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GPH/10. 25 p.

GRAMOW, A. A Siemens e sua participação no aproveitamento hidrelétrico de Itaipu. *Revista Siemens*, s. I., 3 (1) : 15 7, jan./mar. 1983.

— ITAIPU. Refrigeração direta por água das barras estatóricas. *Energia Elétrica*, 5 (52), : 16 25, jul. 1982.

— O controle das unidades geradoras de Itaipu. *Revista Engenharia Mackenzie*, São Paulo:24 8, abr./jun. 1983.

GROSZ, H. W. Considerações sobre a importância da análise da combinação de materiais quando da avaliação dos critérios de inflamabilidade. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGM/03. 2 p.

GUIMARÃES, E. B.; JARDINI, J. A.; WEY FILHO, A.; PAAJARVI, B.; EKSTROM, A. Insulation coordination and arrester protections of the Itaipu HVDC stations. Part I insulation coordination. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, 1981. 29 p.

GUIMARÃES, E. B.; KASTRUP FILHO, O.; OLIVEIRA, G. S. G.; DRUMMOND, M.; WEY FILHO, A.; ERIKSSON, K. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. Estudos de dimensionamento dos pára raios dos filtros de corrente alternada a sobretensões temporárias. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/27. 13 p.

GUIMARÃES, E. B.; LESER, E.; SHEMIE, R.; EKLUND, L. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. Ensaios de válvulas a tiristores das conversoras CCAT. In:

VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 26, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/14. 20 p.

GUIMARÃES, E. B.; PEREIRA, M. P.; KASTRUP FILHO, O. Coordenação de isolamento e proteção por pára raios de óxido de zinco das estações conversoras de corrente contínua de Itaipu. In: COMISIÓN DE INTEGRACIÓN ELÉCTRICA REGIONAL. CIER, Lima, 1983. 14 p.

GUIMARÃES, E. B.; PEREIRA, M. P.; VAISMAN, R.; DRUMOND, M.; MOASSAB, P. J.; OLIVEIRA, G. S. G.; PAAJARVI, B.; EKSTROM, A. Itaipu HVDC converter stations. Overvoltages studies. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, aug. 1981. 16 p.

_____. Sistema de Itaipu em corrente contínua - Estudos de sobretensão e coordenação de isolamento das estações conversoras. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/26. 19 p.

HACKER, P. Itaipu hydroelectric giant makes tough demands on transformers. *Electrical Review*, Sussex, 212 (21): 31 3, June 1983.

JARDINI, J. A.; VIAN, A.; HEDMAN, D. E.; PEIXOTO, C. A. O.; FRONTIN, S. O. 800 kV Itaipu transmission system surge arrester and circuit breaker special duties. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Paris, aug. 1980. 14 p.

JARDINI, J. A.; ZANETTA, L. C.; SATO, W.; VIAN, A. Determinação das sobretensões de manobra no sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro. 1977. RJ/GSP/34. 16 p.

KASTRUP FILHO, O.; SATO, W.; MASUDA, M.; JARDINI, J. A.; VIAN, A. Coordenação de isolamento das linhas do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/38. 26 p.

KASTRUP FILHO, O.; ZANETTA, L. C.; BRASIL, D. O. C.; JARDINI, J. A.; VIAN, A. Coordenação de isolamento das subestações do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos . Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSE/13. 31 p.

KULICKE, B. & SCHRAMM, H. H. Clearance of short circuits with delayed current zeros in the Itaipu 550 kV substation. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, 99 (4) :1406 14, july/aug. 1980.

LEFEVRE, M. A. P.; ESCOBAR, O. B. V.; TRIGONA, G.; BANDAU, J. K.; ABREU, M. A.; VILLALBA, J. R. Interligação Itaipu/ANDE/FURNAS, 50 Hz. Experiência operativa. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GOP/14. 6 p.

LIMA JUNIOR, M. P.; UNDRILL, J. M.; HANNETT, J. N.; JOHNSON, B. K. Novo método para análise de ressonância subsíncrona e sua aplicação no sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSP/33. 24 p.

LIMA JUNIOR, M. P.; VIAN, A.; GRAHAM, J. F.; PINTO, E. M. Apresentação e análise dos estudos de ressonância subsíncrona no sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSP/25. 14 p.

MACHADO, G. U. A.; ANDRADE FILHO, G. D.; TAVARES, L. A.; VILLALBA, J. R.; SZWAKO, J.; VILLASSANTI, A. Treinamento de pessoal técnico para a operação e manutenção da Central Hidrelétrica de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GTA/17. 20 p.

MEDEIROS, J. R.; MORAIS, S. A.; SOTO, A. R. S.; CLARKE, C. D.; BRESSANE, J. M. Sistema de transmissão de Itaipu CC/CA. Determinação dos requisitos dos filtros nas estações terminais CA. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA

ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos... Camboriú, 1981. BC/GSP/30.21 p.

MEDEIROS, W. B.; DANZIGER, F. A. B.; PINTO, C. P. Análise do comportamento de fundações para estais a partir dos testes de carga do sistema de transmissão de Itaipu. VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GLT/20. 20 p.

MELLO, F. P.; MOUNTFORD, J. D.; VIAN, A.; JARDINI, J. A.; GRAHAM, J.F. Estudos preliminares para aplicação de compensação estática em alternativa com suporte de tensão para o sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSP/24. 11 p.

MENDEZ, J. C. V.B.; LOBO,S. E.; GIACOMET, L. F.; FERNANDEZ, L. F; GUILLEN, M. A.; TEME, PP; BRASA, R.; FLEMING, A. M. Problemas nos enrolamentos do estator do gerador 1 da central hidroelétrica de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/SGM/15. 15 p.

MENDONÇA, W. C.; OLIVEIRA, J. C. C.; WEY FILHO, A.; ADIELSSON, T. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. Análise das diversas condições de operação em regime permanente. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/24. 11 p.

MESSEGUER, F. L.; BARATA, G. O. Localizador de falhas a terra em sistemas alimentados em corrente contínua. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/G PC/12. 16 p.

MICKEVICIUS, A.; KAWAHATA, K. World's Largest SF6 gas insulated substation. In: ENVIRONMENTAL ENGINEERING PROCEEDINGS OF SPECIALTY CONFERENCE, 1986. EE Div. ASCE, CINCINNATI, OH, July 8 10. p. 746 55.

MM ED. LTDA. A dança dos bilhões. *Eletrocidade Moderna*, São Paulo, 1 (8) : 28 31, jun. 1973.

— Itaipu. Fiel aos prazos, apesar das pendências. *Eletrocidade Moderna*, São Paulo, 6 (65) 14 37, out. 1978.

— Nasce uma usina. *Eletrocidade Moderna*, São Paulo, 1 (8) : 32 5, jun. 1983.

MORAES E SILVA, J.M.; NORONHA, R.F.; PEDRASSANI, E. L.; CABOCLO, R. L. F.; ESTIGARRIBIA, E.A.; GIMENEZ, A.A.; RILINI, M.A.A.; SANABRIA F.R. Subestação isolada a gás SF6 de 500 kV da Usina Hidrelétrica de Itaipu. Comissionamento e experiência operacional relativa à 1ª etapa de 50 Hz. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos... São Paulo, 1986. SP/GSE/19.6 p.

MORAES J. de; VILLALBA, J.R.; SALATKO, V.F. Selection of design features for 737 and 823 MVA hydrogenerators for Itaipu project. *IEEE Trans. on Power Apparatus and Systems*, s.l., 98 (6) : 2329 37, nov./dec. 1979.

MORAES, J. J. R.; LISBOA, T. A.; PINHEIRO, J. T. Escolha das rotas e implantação do traçado das linhas de transmissão 800 kV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set.18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/27. 18 p.

MORAES, J. de & SALATKO, V. F. Coming: 12.600 megawatts at Itaipu Island. *IEEE Spectrum*, New York, 20 (8) : 46 52, aug. 1983.

MORAES, J. de; VILLALBA, J.R.; SALATKO, V. F. Electrical and related design aspects of Itaipu hydroelectric project. *IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems*, s. l., 101 (5) : 1012 20, may 1982.

MORAIS, S. A.; MEDEIROS, J. R.; TOLEDO, P. F.; BERGDAHL, B. L.; ERIKSSON, K.; LAZARS, T. Harmonic current calculations for Itaipu HVDC transmission system. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON HARMONIC IN POWER SYSTEMS. UMIST, Manchester, 1981, n.p.

MORAIS, S. A.; MENDES, R.; RUOSS, E.; WAADDLETON, M. P. Interrupção de correntes de falta com zeros atrasados pelos disjuntores de 550 kV de Foz do Iguaçu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E

TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/SGE/15. 20 p.

MORAIS, S. A.; MORAND, S. R.; ERIKSSON, K.; BERGDAHL, B. Sistema de transmissão CCAT de Itaipu. Impacto da indutância de barramentos no desempenho e sintonia dos filtros CA. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/10. 5 p.

MUSIL, R. V. & VOEGELE, H. Special design problems with large low speed hydrogenerators. In: CIGRE, INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, Nov. 1983. 16 p.

NASCENTES, J. C. M.; MARCHI, R. D.; VALDES, O. B.; TRIGONA, G.; WEINER, A. Aspectos da coordenação da operação de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GTA/04. 16 p.

NILSSON, A. & CUNHA, W. J. L. Transferência de tecnologia nos estudos e projeto das estações conversoras de CC/CA de Itaipu Organização e estágios iniciais. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GTA/12. 18 p.

NOGUEIRA, L.; DE CONTI, R.; ARANTES, J.; MOTTA A.; SIMERO, J.C.; STEFFEN, F.; BOVEDA, J.; RAMIREZ, H.; GARCIA, E.; FRIEDMAN, A. Aspectos relevantes da fase inicial de operação das três primeiras unidades da central hidrelétrica de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GPH/07. 15 p.

NOVO GRUPO EDITORA TÉCNICA LTDA. Itaipu. O desafio está sendo vencido. *Energia Elétrica*, São Paulo, 5 (45) : 14 45, dez. 1981.

_____. Itaipu. Sucesso na montagem nasceu da união de oito montadoras. *Energia Elétrica*, 5 (52) : 44 50, jul. 1982.

_____. CIEM. Cumprindo os objetivos com alta tecnologia. *Energia Elétrica*, : 37 42, jul. 1982.

_____. Itaipu. Ciem implanta minucioso trabalho de supervisão no canteiro de obras. *Construção Pesada*, São Paulo, 12(140) : 54 6, set. 1982.

_____. As linhas de Itaipu: uma das maiores tensões do mundo. *Energia Elétrica*, São Paulo, 1 (2) : 16 22, nov. 1977. Suplem. Bim. da Rev. *Construção Pesada*.

_____. Itaipu. Consórcio de montagem já executou 18% do total dos serviços contratados. *Construção Pesada*, São Paulo, 12 (140) : 48 52, set. 1982.

_____. Potencial hidrelétrico do Brasil. *Energia Elétrica*, São Paulo, 2 (20) : 64 75, nov. 1979.

_____. Montagem eletromecânica de Itaipu avança lentamente. *Energia Elétrica*, São Paulo, 6 (65) : 14 8, set. 1983.

OLIVEIRA, F. E.; PEDROSO, A.; OLIVEIRA, S. E. M. Estudos da fase de antecipação do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GPO/37. 19 p.

ORDACCI, J.M.; LOPEZ, L.A.Z.; MORAES, L.C. A primeira proteção diferencial de linha com comunicação via fibra ótica do Brasil. *Caderno de Engenharia Elétrica RBE*. 6 (1), 1980. 205 p.

OURA, J.M.; CABRAL, F.L.M. Uso de microprocessadores no registro da perturbação e ensaios da proteção. In: X SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba 89, Grupo V, GPC 17, 3 p.

OZELAME, M. L. FURMANN, J.C., COLOMBO, C. VELASQUEZ, M. Sistema de resfriamento a água pura dos geradores da Central Hidrelétrica de Itaipu. VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos...São Paulo, 1986. SP/SGM/13. 15 p.

OZELAME, M. L.; CUEVAS, C. C.; SILVA, M. D.; MAIMONE, E. C. C. Ensaios especiais em mancais de hidrogeradores de grande porte, para avaliação do desempenho dos mesmos e aferição do projeto. In: IX SEMINÁRIO

NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGM/12. 6 p.

PEER, F. & LUBASCH, R. Static excitation equipment for Itaipu. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 34 (9) : 25 6, sept. 1982.

Unitrol static excitation equipment for the generators of the world's largest hydro power plant Itaipu. *8rown Boveri Review*, Baden, 69(3) :65 8, 1982.

PEGADO, P. A. S.; FRONTIN, S.O.; ERIKSSON, K.; MADZAREVIC, V. Estudos de engenharia para o projeto das estações conversoras do sistema de corrente contínua de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/28. 25 p.

PEGADO, P. A. S.; GUIMARÃES, E. B.; MADZAREVIC, V.; WEY FILHO, A.; ERIKSSON, K. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua Estudos de sistemas para o projeto das estações conversoras. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/23. 11 p.

PEIXOTO, C. A. O. Itaipu 6300 MW HVDC transmission system. Feasibility and planning aspects. In: INCORPORATION HVDC POWER TRANSMISSION INTO SYSTEM PLANNING SEMINAR, Arizona, 1980, 32 p.

PEIXOTO, C. A. O.; CAROLI, C. E.; LOBLEY, D. J.; ARAUJO, K. S.; BRESSANE, J. M. Critérios de projeto das subestações 750/550/345 kV CA do sistema de transmissão de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/07. 23 p.

PEIXOTO, C. A. O.; CLARKE, C. D.; JARDINI, J. A.; MOUNTFORD, J. D. Simulator and digital studies on VAR compensation for the Itaipu HVDC. In: Institute of Electrical and Electronics Engineers Winnipeg, Canada, 1980, 30 p.

PEIXOTO, C. A. O.; ESMERALDO, P. C. V.; FONSECA, C. S.; BRESSANE, J.M.; MOUNTFORD, J. D. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Sobretensões dinâmicas e

transitórias e suas influências nas características dos equipamentos. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/33. 20 p.

PEIXOTO, C. A. O.; FERNANDES, D.; DART, F. C.; RODRIGUES, A. F. Desempenho da malha de aterramento da estação conversora de Foz do Iguaçu do sistema CCAT de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSE/19. 16 p.

PEIXOTO, C. A. O.; FIGUEIREDO, E. P.; FRONTIN, S. O.; TAAM, M. Z.; PORONGABA, H. D.; SVENSSON, S. Itaipu HVDC transmission system stability studies. In: CIGRÉ. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, 1981. 22 p.

PEIXOTO, C. A. O.; FRONTIN, S. O.; JARDINI, J. A. Engineering studies for Itaipu converter station design. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THYRISTOR AND VARIABLE STATIC EQUIPMENT FOR AC AND DC TRANSMISSION. IEEE. London, 1981, n.p.

PEIXOTO, C. A. O.; GABAGLIA, C. P. R.; JARDINI, J. A.; BRESSANE, J.M.; PORTELA, C.M. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Estudos elétricos das linhas CC a das linhas dos eletrodos. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GLT/22. 22 p.

PEIXOTO, C. A. O.; MELLO, F. P.; VIAN, A. Estudos para a seleção final do sistema de transmissão 800 kV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GPO/24. 21 p.

PEIXOTO, C. A. O.; MELLO, J. C. P.; SHEMIE, R. K.; JARDINI, J. A.; SANTOS SILVA, J. B. Análise da viabilidade da interligação dos barramentos 60 Hz a 50 Hz da Usina de Itaipu, utilizando-se estação conversora "back to back". In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/39. 12 p.

PEIXOTO, C. A. O.; MELLO, J. C. P.; SANTIAGO, R. C.; JARDINI, J. A. Isolamento das linhas de transmissão ±

600 KV CC de Itaipu, com destaque para as características dos isoladores especiais dessas linhas. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 26, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GLT/22. 17 p.

PEIXOTO, C. A. O.; MOUNTFORD, J. D.; SHEMIE, R. K.; VIAN, A.; MELLO, J. C. P. de. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Definição da configuração básica do sistema. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GPL/21, 21 p.

PEIXOTO, C. A. O.; OLIVEIRA, J. D. C.; SANTIAGO, R. C. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Projeto das linhas de transmissão CC e das linhas dos eletrodos. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GLT/23. 21 p.

PEIXOTO, C. A. O.; SANTIAGO, R. C.; LOBLEY, D. J.; MELLO, J. C. P. Estudos de otimização das linhas 800 KV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GLT/19. 28 p.

PEIXOTO, C. A. O.; SANTOS, N. dos; KOVARSKY, D.; SHEMIE, R. K.; PORTELA, C. M. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Eletrodos de terra e o impacto em seu meio ambiente. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/09. 28 p.

PEIXOTO, C. A. O.; SHEMIE, R. K.; MELLO, J. C. P.; VIAN, A. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Diretrizes para especificação de projetos "Turn key". In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GTA/10. 10 p.

PEIXOTO, C. A. O.; SOUZA, J. T. P.; MEDEIROS, J. R.; PATTERSON, N.A.; SOTO, A. R.S.; CLARKE, C. D. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Coordenação indutiva do sistema de corrente contínua. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/33. 33 p.

PEIXOTO, C.A.O; BRASIL, D. O. C.; CLARKE, C. D.; BROCHADO, A. C. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC. Utilização do simulador para avaliação do desempenho dos conversores de Itaipu e seus controles. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/31. 22 p.

PEIXOTO, C. A. O.; FERREIRA, L. E. B.; PACHECO, J. G.; VILLALBA, J. R.; KRONANDER, H.; ALVARENGA, L.; PORONGABA, H.D.; TOLEDO, P.F. de. Desempenho das proteções de C.A. da usina de Itaipu e subestações da margem direita diante da operação das estações conversoras CCAT do sistema de transmissão de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/44. 16 p.

PELOSI JUNIOR, A.; SOUSA, J. T. P.; FURLONI, W.; ALM, S.; BACON, J. Estudos de interferência para o sistema de ondas portadoras das linhas de CCAT de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 26, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GLT/10. 8 p.

PENEFER, F.; PEER, F.; SCHWEICKARDT, H.E. Static excitation system for the Itaipu generators. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, Nov. 1983, p. 10 16.

PEREIRA, F.P.; MEDEIROS, J. R.; SOTO, A. R. S.; BRASIL, D. O. C. Itaipu HVDC transmission line Aspects of inductive coordination. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Tchecoslovaquia, 1981. 17 p.

PEREIRA, M. P.; JUSTO, C. P.; BRESSANE, J. M.; RODRIGUES, A. F. Blindagem contra descargas atmosféricas das subestações 800 KV do sistema de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSE/09. 13 p.

PERES, L. A. P.; PORONGABA, H. D.; LUZ, G. S.; ROSENQVIST, R. Análise das interações subsíncronas entre a estação conversora CCAT de São Roque e turbogeradores do sistema receptor. In: VIII SEMINÁRIO

NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/33. 18 p.

PIERANTI FILHO, O.; MENEGALE, D.; ERIKSSON, K. Estudos e critérios de projeto para as estações de corrente contínua do sistema de transmissão de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/15. 17 p.

PINHEIRO, J. L. P.; CHAGAS, H. P.; WILHELMSSON, L. Critérios básicos para o projeto do sistema de serviços auxiliares para estações conversoras do sistema de transmissão em CCAT de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/14. 13 p.

PORTELA, C.; ESMERALDO, P. C. V.; MEDEIROS, J. R. Harmônicas provocadas pelo sistema de transmissão de Itaipu nas redes sudeste e sul. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSP/06. 19 p.

PULHEZ, N. V.; ERIKSSON, K.; SANTOS, N. dos. Aspectos do projeto do pátio de manobra para equipamentos de corrente contínua das estações conversoras do sistema de transmissão de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/11, 21 p.

RAJA GABAGLIA, C. P.; DART, F. C.; FERNANDES, C. Environmental effects of Itaipu 750 kV transmission lines. In: CIGRE. HV AND UHV TRANSMISSION LINES. OPEN CONFERENCE, Rio de Janeiro, 1983. 12 p.

REIS, L. B.; FRONTIN, S. O.; ERICKSSON, K. Operação do sistema de transmissão CCAT de Itaipu em carga leve. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/34. 5 p.

REIS, L. B.; SILVA, N. F. da; ROSEMBRACH, R.; KLINTERBACK, T.; CHAGAS, H.P. DUNA, R. Impacto da sobreexperiência no comportamento dos motores de

indução da subestação conversora CCAT de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/SGE/18. 8 p.

RESENDE, F. M. Capacitores série do sistema de Itaipu. Características elétricas básicas. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/12. 5 p.

RESENDE, F. M.; ROSS, R. P.D.; BRESSANE, J. M.; PEREIRA, S. T. Sistema de transmissão de Itaipu CA/CC Aplicação de capacitores série no tronco 750 kV de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/32.20 p.

ROBINSON, P. J.; EDLINGER, A.; SCHLICHT, D. W.; D'AVILA MELO, E. S.; SALATKO, V. F. Lightning overvoltage protection of the 550 kV Itaipu SF₆ gas insulated substation. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Paris, Sept. 1982. 7 p.

RUOSS, E. M.; MOASSAB, P. J.; FRONTIN, S.O.; AMON FILHO, J. Estudos de TTR para os disjuntores de 362 kV e de 500 kV das estações conversoras CC/CA de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/26. 19 p.

SALATKO, V. F.; VILLALBA, J. R.; FIESENIG, K. Mechanical design aspects of 737 and 823 MVA hydro generators at Itaipu power station. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, Nov. 1983. 6 p.

SALATKO, V.F. & GROSZ, H. W. Aspects of quality and reliability of hydrogenerators. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, nov. 1983. 4 p.

SALMEN, F.A.; FLETCHER, D. E.; MELLO, J. C. P. Aplicação de capacitores série no sistema 800 kV de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GSP/15. 19 p.

SALTARA, M. A concepção do estator dos geradores para Itaipu. *Energia Elétrica*, São Paulo, 5(52) : 13 14, jul. 1982.

SCHEIBENGRAD, H. & HERZOG, H. Interaction of the various limit controllers of a static excitation system with reference to the equipment for the Itaipu power plant. *Brown Boveri Review*, Baden, 69 (3) : 69 72, 1982.

SIEMENS. Itaipu: está nascendo um gigante. *Revista Siemens*, s.l., 3 (1) : 18 23, jan./mar. 1983.

SILVEIRA, J. R.; SANCHES, T. J.; FARIA, F. M. M.; CARVALHO, F. M.S.; SILVA, J. M. M. Avaliação dos surtos de manobra produzidos por seccionadoras, no setor de 60 Hz da GIS de Itaipu, usando o programa EMPT. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/01. 6 p.

SIMÃO, J.; LATINI, M. F.; MENDEZ, J. C. V .B.; TORALES, R. D. G.; GONZALES, A. F.; GUILLEN, M. A. Ensaio de alta tensão e de resistência de isolamento nos geradores da central hidroelétrica de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo. 1986. SP/SGM/14. 7 p.

SOARES NETO, J. B. G.; MIRANDA, L. F. S. A.; AZEVEDO FILHO, L.P. de; MOASSAB, P. J.; BIRON, B.: ALM. S. Estudo da confiabilidade das estações conversoras de Itaipu. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GPL/17. 13 p.

SOBRAL, S. T.; FLEURY, V. G. P.; SALATKO, V. F.; COELHO, A.S.R.; MUKHEDKAR, D. Distribuição da corrente de defeito nas SE'S do complexo gerador de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSE/09. 24 p.

SOBRAL, S.T.; FLEURY, V. G. P.; VILLALBA, J.R.; MUKHEDKAR, D. "Decoupled method" for studying large interconnected grounding systems using microcomputers. Part I. Fundamentals. *IEEE Power Engineering Society*, Summer Meeting, Mexico City, july 20 25, 1986. Paper n.86 SM 456 8. 9 p.

____ "Decoupled method" for studying large interconnected grounding systems using microcomputers. Part II. Utilization on Itaipu ground system and complementary aspects. *IEEE Power Engineering Society*, Summer Meeting, Mexico City, july 20 25, 1986. Paper n.86 SM 455 0. 8 p.

SOBRAL, S. T.; PEIXOTO, C. A. O.; FERNANDES D.; MUKHEDKAR, D. Grounding measurements at the Itaipu generating complex using the "extended eleck method". *IEEE Power Engíneering Society*, Summer Meeting, Mexico City, july 20 25, 1986. Paper n.86 SM 457 6. 10 p.

SOBRAL, S. T.; PEIXOTO, C. A. O.; FERNANDES D.; SALATKO, V.F.; MUKHEDKAR, D.; Medições no sistema de aterramento das principais subestações do complexo gerador de Itaipu. In: VIII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GSE/08. 13 p.

SOBRAL, S. T.; PEIXOTO, C. A. O.; MUKHEDKAR, D. Ground potential distribution in the neighbourhood of the Itaipu generation complex. *IEEE Trans. on Power Delivery*, New York, 1 (1) : 85 90, jan. 1986. paper 85.

SOTO, A. R. S.; JARDINI, J. A.; PEREIRA, F. P.; MEDEIROS, J. R.; MORAIS, S. A.; FRONTIN, S. O. Limitation of AC SIDE telephone interference for Itaipu HVDC project with consideration of series filters In: CIGRE. INTERNATIONAL CONFERENCE ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS. Rio de Janeiro. 1981. 25 p.

SOUZA, A. R. M.; HILDEN, V.; MAARTENSSON, H.; MONTEIRO, L. A. P.; DAVID, P. Descrição dos sistemas de alarme, monitoração e aquisição de dados das subestações conversoras de Foz do Iguaçu e São Roque. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GTC/19. 20 p.

SPINELLI, J. S.; NORONHA, R. F.; VILLALBA, J. R. Subestação isolada a gás SF₆ de 500 kV da Usina Hidrelétrica de Itaipu Aterramento e blindagens adicionais para condições transitórias. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BH/GSE/08. 6 p.

SUTTER, C. R.; BIRON, B. A.; ERIKSSON, K.; MENEGALE, D. Aspectos do projeto do pátio de manobra para transformadores conversores das estações conversoras do sistema de transmissão de Itaipu. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/13. 21 p.

SUTTER, C. R.; SANTOS, L. I. F.; ERIKSSON, K.; SANTOS, N. dos. Aspectos do projeto dos edifícios para válvulas a tiristores do sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSE/12. 19 p.

SZENTE VARGA, H. P. 550 kv SF₆ gas insulated switchgear for the Itaipu hydro power station. *Brown Boveri Review*, Baden, 68 (3/4) : 157 9, 1981.

TAAM FILHO, M. Z.; FRONTIN, S. O.; JUHLIN, L. E.; PORONGABA, H. D. Análise do fenômeno de auto excitação dos compensadores síncronos da subestação conversora de São Roque Aplicação da chave de amortecimento. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasília, 1984. BSB/GSP/29. 8 p.

TAAM FILHO, M. Z.; GRIBEL, J. B. S. N.; MARTIN, P.; REIS, L. B.; PETERSON, T. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua Compensação reativa das estações conversoras. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/25. 21 p.

TAAM FILHO, M. Z.; OGALE, A.; LOPES, J. C. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. Aspectos sobre a operação em paralelo das estações conversoras. In: VI SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Camboriú, out. 18 22, 1981. Trabalhos ... Camboriú, 1981. BC/GSP/21. 16 p.

TAAM FILHO, M. Z.; PRAÇA, A. A. S.; PORONGABA, H. D.; TOLEDO, P. F.; MENZIES, D. Sistema de transmissão de Itaipu Principais aspectos da interação CA/CC. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/GSP/11. n.p.

TAAM, M.Z.; FRAGA, R.; DAVID, P.A.M.S.; OLIVEIRA, C. H.V.D.R.; MENZIES, D.F. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua. Desempenho dinâmico da operação paralela das conversoras. In: X SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Curitiba, 89, Grupo X, GOP 17, 6 p.

THANASSOULIS, P; FRANCO, N.; CLERICI, A.; CAZZANI, M. Overvoltages on a series compensated 750 kV system for the 10000 MW Itaipu project. In: IEEE TRANS. ON POWER APPARATUS AND SYSTEMS, 94 (2) : 622 31, mar/apr. 1975.

TOLEDO, P. F.de; TAAM, M. Z.; ANDERSSON, G. Sharing the Brazilian experience. Reactive power balance and AC filter switching schemes of the Itaipu converter stations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON HVDC TECHNOLOGY, Rio de Janeiro, mar. 20 25, 1983. 16 p.

UNITED TRADE PRESS LIMITED. ITAIPU transformers and SF₆ switchgear break new ground. *Modern Power Systems*, London, 2 (2) 56 7, june 1982.

UTECHT, M. Vibration analysis for the Itaipu generator turbine units. In: CIGRE. INTERNATIONAL CONGRESS ON LARGE HIGH VOLTAGE ELECTRIC SYSTEMS, Rio de Janeiro, nov. 1983. 6 p.

VARGA, H.P.; SCHMIDT, K.D. 550 kv SF₆ gas insulated switchgear for the Itaipu Power Plant. *Brown Boveri Review*, out. 1986, p. 488 497.

VARGA, H. P. S. & SCHMIDT, K. D. Brasil. Paraguay. Compact switchgear fits in plant, eliminates long overhead lines. *International Power Systems*, 86:15 17, 1986.

VIAN, A.; GRAHAM, J. F.; COSTA, L. S.; SATO, W. Investigação dos níveis de sinais de rádio na rota das linhas 800 kV do sistema de transmissão de Itaipu. In: IV SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Rio de Janeiro, set. 18 23, 1977. Trabalhos ... Rio de Janeiro, 1977. RJ/GTC/15. 5 p.

VIEIRA FILHO, X.; CHIPP, H. J.; SARDINHA, S. L. A.; PRAÇA, A. A. S.; CALDAS, G. P.; POPOV, M.; XAVIER, E. M.; ROMEI, O. P. Estudo de regulação de frequência do sistema interligado de 50 Hz considerando o elo de transmissão em corrente contínua. In: VIII SEMINÁRIO

NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, São Paulo, maio 4 8, 1986. Trabalhos ... São Paulo, 1986. SP/GOP/23. 17 p.

WEY FILHO, A.; GUIMARÃES, E. B.; PAAJARVI, B. Sistema de transmissão de Itaipu em corrente contínua Esforços de corrente nas válvulas e no reator de alisamento. In: VII SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Brasília, dez. 2 6, 1984. Trabalhos ... Brasilia, 1984. BSB/GSP/40. 11 p.

ENGENHARIA MECÂNICA

DEL BRENNNA, F.; JIMENEZ, M. L.; KLEINMAN, M. O sistema de garantia de qualidade adotado para as unidades geradoras de Itaipu. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGM/17. 9 p.

EDITORAVISÃO LTDA. Itaipu. Já em montagem. *Dirigente Construtor*, Rio de Janeiro, 27 (11) : 12 20, dez. 1981.

FAGENBAUM, L. Brazil's Itaipu Dam. *Mechanical Engineering*, : 20 29, nov. 1982.

HARDT, E. Manufacture of a spiral case and runner for a Francis turbine. Voith Research and Construction, 32e Paper 4, 1986. 6 p.

INDÚSTRIA DE BASE. Pontes Rolantes para Itaipu. *Indústria de Base*, s.l., jul. 1979. 1 p.

LACHER, W. G. Peculiaridades do projeto das turbinas de Itaipu. *Energia Elétrica*, São Paulo, 5 (52) : 26 34, jul. 1982.

MORAES, J. DE; RODRIGUEZ, J.; GUMMER, J. H.; DEL BRENNNA, F. Turbines for Itaipu. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 33 (12), 36 41 (Part 1), dec. 1981, 34 : 28 33, (Part 2), jan. 1982.

NOVO GRUPO ED. TÉCN. LTDA. Itaipu. Joint Venture: equipamentos hidromecânicos. *Energia Elétrica*, São Paulo, 5 (52) : 52 4, jul. 1982.

Itaipu. O ritmo crescente da solda. *Soldas e Eletrodos*, São Paulo, (6) : 14 16, abr./maio 1978.

TEIXEIRA, A.; WEGNER, M.; SAURON, A.; DIANA, J.C. Itaipu. Exemple de resolution de problèmes posés par la conception et la réalisation des turbo machines de grande dimension. *Revue Technique*, Paris (3): 39 62, 1984.

VILLALBA, J. R.; MONTEIRO, R. C.; RAIUNEC, A. E.; GUMMER, J. H.; BAROUX, J. P. Use and re use of Itaipu's diversion gates. *International Water Power & Dam Construction*, Sutton, 36 (5, Part I): 24 8, may 1984. 36 (7, Part II) : 44 9, jul. 1984.

VOITH. Brazil/Paraguay. Itaipu Commissioning of the first 60 Hz turbines. *VOITH Information*, (1), 1987. n.p.

Itaipu hydroelectric power station. *VOITH Publication*, t 2658 e, s.d. 19 p.

WERNICKE, G. Protection of gate operating mechanism of large Francis turbines. In: IAHR. XI INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR HYDRAULIC RESEARCH SYMPOSIUM, Amsterdam, sept. 13 17, 1982. Proceedings ... v. 2. 10 p.

MEIO AMBIENTE

AGOSTINHO, A.A.; BORGHETTI, J.R.; DOMANICZKY, C.M.; NOGUEIRA, S.V.G.; OKADA, E.K. Produção Pesqueira e Situação da Pesca no Reservatório de Itaipu. In: CGBG. XVIII SEMINÁRIO NACIONAL DE GRANDES BARRAGENS. Foz do Iguaçu, 1989. Anais ... Foz do Iguaçu, abr. 1989, t.3. p. 1059 75.

ASSESSORIA DE RELAÇÕES PÚBLICAS DA ELETROBRÁS. Ecomuseu de Itaipu, único no gênero na América Latina. *Memória da Eletricidade*, (1), out. 1986.11 p.

CARVALHO E SILVA, J. Itaipu. Duas idéias, uma obra. *Deutsche Brasilianische Hefte/Cadernos Germano-Brasileiros*, Bonn, 2,: 1 23, 1983.

CHMYZ, I. Estado atual das pesquisas arqueológicas na margem esquerda do rio Paraná (Projeto Arqueológico Itaipu). *Estudos Brasileiros*, Curitiba, 8 (13) : 5 39, jul. 1982. 35 p.

COMISSÃO MISTA TÉCNICA BRASILEIRO-PARAGUAIA. Reconnaissance of the ecological impact of the project, apr. 1973.

COUTINHO, A. A proteção do ambiente na hidrelétrica de Itaipu. *Engenharia Sanitária*, Rio de Janeiro, 19 (3) 248 52, jul./set., 1980.

COUTINHO, A.; CERVERA, E. C.; MULLER, A. Hidrelétrica de Itaipu. Plano básico para conservação. *Engenharia*, São Paulo (415), : 2 7, abr. 1979,

COUTINHO, A.S. & CERVERA, E.C. Relatório de viagem: conservação ambiental (viagem de estudos). *Revista DAE da SABESP*, 39 (120) : 25 35, 1979.

FACETTI, C. A. Ações da Itaipu no meio ambiente. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGA/04. 5 p.

INSTITUTO PARANAENSE DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E SOCIAL. Alterações ecológicas decorrentes de Itaipu. *Fundação IPARDES*, Curitiba, jun. 1977. 113 p.

___ Impacto ambiental de Itaipu. *Fundação IPARDES*, Curitiba, nov. 1981. v. 2. 218 p.

___ Impacto ambiental de Itaipu. *Fundação IPARDES*, Curitiba, nov. 1981. v. 2, p. 36 40.

ITAIPU BINACIONAL. In: I SEMINÁRIO DE LA ITAIPU BINACIONAL SOBRE MEDIO AMBIENTE, Asunción, abr. 1979. 1 v. 347 p.

___ Ecomuseu de Itaipu, out.1987. 46 p.

___ In: II SEMINÁRIO DA ITAIPU BINACIONAL SOBRE ME10 AMBIENTE, Foz do Iguaçu, ago. 1987. v.1. 249 p.

KOHLHEPP, G. Itaipu. Socio economic and ecological consequences of the Itaipu dam and reservoir on the rio Parana (Brazil/Paraguay). Deutsches Zentrum für Entwicklungstechnologien GATE. Deutsche Gesellschaft für Tech. Zusamm. (GTZ) GmbH. Braunschweig, Friedr. Vieweg & Sohn, 1987. 100 p.

MINISTÉRIO DO INTERIOR. "MYMBA Kuera" resgata animais na área inundada pela represa de Itaipu. *Interior*, s.l., (46) : 12 3, set./out., 1982.

NOVO GRUPO ED. TÉCN. LTDA. Itaipu deixa espaço para implantar projeto ecológico. *Construção Pesada*, São Paulo, 12(140) : 60 2, set. 1982.

SZPILMAN, A.; COSTA, A. S.; GULINO, S. O.; CERVERA, E. C.; CHACEL, F. M. Projeto Itaipu. Metodologia e critérios adotados no tratamento dos impactos ambientais ocorridos na área de implantação das estruturas da usina. In: IX SEMINÁRIO NACIONAL DE PRODUÇÃO E TRANSMISSÃO DE ENERGIA ELÉTRICA, Belo Horizonte, out. 25 29, 1987. Trabalhos ... Belo Horizonte, 1987. BHZ/SGA/04. 5 p.

APÊNDICE

INTRODUÇÃO	19.3
ENGENHARIA DO PROJETO	19.3
CONSULTORES ESPECIAIS	19.4
ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ESTUDOS ESPECIAIS	19.4
CONSTRUÇÃO	19.5
Planejamento da Construção	19.5
Construção da Obra Civil	19.5
Recuperação Paisagística do Local da Obra	19.5
EQUIPAMENTOS ELETROMECÂNICOS PERMANENTES	19.5
DUAS NOVAS UNIDADES GERADORAS	19.7
Antecedentes e Especificações	19.7
Contrato	19.9
MAGNITUDE DA ITAIPU	19.10
NOVOS SISTEMAS IMPLANTADOS	19.11
Sistema Adas	19.11
Sistema Esai	19.11
Rádio Enlace Digital em Micro-ondas: Itaipu – Ande /Itaipu – Copaco	19.12
Sistema Scada/EMS	19.13
Sistema SCC	19.15
Sistema de Telemetria Hidrometeorológica - STH	19.16
Sistema de Telefonia Móvel Restrita - TMR	19.17

APÊNDICE

INTRODUÇÃO

Um número excepcionalmente grande de empresas e pessoas de diversas especialidades da engenharia, planejamento, construção e suprimento esteve ocupado, de uma maneira ou outra, na execução do projeto.

Entretanto, uma lista completa de tais participantes estaria algo fora do lugar num livro desta natureza, que se concentra principalmente nos aspectos de engenharia do projeto.

Portanto, somente as empresas e os consultores especiais implicados na engenharia do projeto executivo e da construção da obra, como também na fabricação dos principais equipamentos eletromecânicos permanentes, constam na lista deste Apêndice.

ENGENHARIA DO PROJETO

O projeto final e as especificações para o vertedouro e a barragem lateral direita de contrafortes, incluindo as comportas do vertedouro e equipamentos associados:

Consórcio Engevix-GCAP, formado por Engevix Engenharia S.A. e o Grupo Consultor Alto Paraná.

O projeto final e as especificações para a barragem principal de gravidade aliviada, incluindo os equipamentos das tomadas de água e os condutos forçados:

Consórcio Promon-GCAP, formado por Promon Engenharia Ltda. e o Grupo Consultor Alto Paraná.

O projeto final e as especificações para a casa de força e as áreas de montagem dos equipamentos, incluindo os equipamentos auxiliares da casa de força:

Consórcio THEMAG-GCAP, formado por Themag Engenharia Ltda. e o Grupo Consultor Alto Paraná.

O projeto final e as especificações para as barragens de aterro e as futuras instalações para a navegação: Consórcio Hidroservice-GCAP, formado por Hidroservice Engenharia Ltda. e o Grupo Consultor Alto Paraná.

Coordenação da engenharia:

Consórcio Ieco-ELC, formado por Ieco International Engineering Company Inc. e ELC-Electroconsult Spa com o apoio do consórcio brasileiro lesa-Enerconsult formado por lesa-Internacional de Engenharia S.A. e Enerconsult Engenharia Ltda., e o consórcio paraguaio PARELC-CII (formado por ELC-Electroconsult del Paraguay S.A. e CII Compañía Internacional de Ingeniería).

Projetos e especificações para as obras do desvio e a barragem de enrocamento:

Consórcios Ieco-ELC, lesa-Enerconsult e PARELC-CII.

Especificações e administração do contrato para turbinas, geradores, transformadores principais e o equipamento de manobra isolado a gás (GIS):

Consórcios Ieco-ELC, lesa-Enerconsult e PARELC-CII.

Interconexões aéreas de 500, 220 e 66 kV entre a casa de força e as subestações:

Consórcios Ieco-ELC, lesa-Enerconsult e PARELC-CII.

Subestação margem direita:

Consórcios GCAP-Electropar, Ieco-ELC, lesa-Enerconsult e PARELC-CII.

Expansão da subestação margem direita:

Consórcio PARELC-GCAP, com a coordenação dos consórcios Ieco-ELC e lesa-Enerconsult.

Sistema de corrente contínua da subestação de Foz do Iguaçu:

Consórcio Asea-Promon, formado por Asea Brown Boveri AB, Asea Brown Boveri e Promon Engenharia Ltda., com um contrato chave em mãos por Furnas.

Sistema de corrente alternada da subestação de Foz do Iguaçu:

Consórcio Electra-PTEL, formado por Electra-Eletrotécnica Consultoria e Projetos S.A. e Ptel-Projetos e Estudos de Engenharia Ltda.

CONSULTORES ESPECIAIS

A Itaipu manteve um painel permanente de consultores internacionais, que se reuniam regularmente para analisar aspectos especiais do projeto e da construção das obras civis.

Consultor	País	Especialidade
F.H. Lyra	Brasil	Presidente do Painel
C. Blanchet	França	Hidráulica
R.W. Carlson	E.U.A.	Tecnologia do Concreto
A. Casagrande	E.U.A.	Mecânica dos Solos
D.U. Deere	E.U.A.	Geologia e Mecânica das Rochas
K.W. John	A l e m a n h a Ocidental	Geologia e Mecânica das Rochas
L.D. Wilbur	E.U.A.	Arranjo do Projeto e Aspectos da Construção

Para os problemas relacionados ao projeto e à fabricação das unidades geradoras, foram utilizados os seguintes consultores:

Consultor	País	Especialidade
J. Parmakian	E.U.A.	Turbinas
M. Brailevitch	Grã-Bretanha	Turbinas
G. Wernicke	Alemanha	Turbinas
E.T. Metcalf	Grã-Bretanha	Geradores
E.C. Whitney	E.U.A.	Geradores

ENSAIOS DE LABORATÓRIO E ESTUDOS ESPECIAIS

Para definir aspectos especiais do projeto foram realizados os seguintes estudos e ensaios em modelo:

Otimização do arranjo e conformação das estruturas hidráulicas (estrutura de desvio, enseadeiras e vertedouro):

Centro de Estudos Hidráulicos Prof. Parigot de Souza (CEHPAR), Curitiba, Brasil.

Modelo geomecânico e estrutural da barragem principal e estrutura de desvio:

Istituto Sperimental Modelli e Strutture (Ismes), Bergamo, Itália, e Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), São Paulo, Brasil.

Equipamento Hidromecânico:

Société Grenobloise d'Études Hidrauliques (SOGREAH), Grenoble, França.

Características das turbinas:

Hydraulic Machine Institute of the Federal Institute of Technology of Lausanne (IMH), Lausanne, Suíça.

Sismografia:

Laboratório da Universidade de Brasília, Brasília, Brasil.

Interconexão dos sistemas elétricos de Itaipu, Furnas e Ande:

Consórcio Electropar-PTEL formado por Electropar S.R.L. do Paraguai e Ptel-Projetos e Estudos de Engenharia S.A. do Brasil.

Estudos sobre a penetração de harmônicas no sistema interconectado de Itaipu, Furnas e Ande:

Centro Sperimental Eletrotécnico Italiano (Cesi), Milão, Itália.

CONSTRUÇÃO

PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO

Consórcio Enge-Rio-Logos/GCAP, formado por Enge-Rio, Engenharia e Consultoria S.A. e Logos Engenharia S.A. e Grupo Consultor Alto Paraná.

CONSTRUÇÃO DA OBRA CIVIL

O contrato das obras civis foi adjudicado ao consórcio Unicon-Conempa, composto por cinco grandes empreiteiros brasileiros associados (Unicon): Cetenco

Engenharia S.A., Companhia Brasileira de Projetos e Obras-CBPO, Camargo Corrêa S.A., Andrade Gutierrez S.A., e Mendes Júnior S.A. e seis empreiteiros paraguaios também associados (Conempa): Barrail Hermanos S.A. de Construcciones, Cia. General de Construcciones S.R.L., Ing.Civil Hermann Baumann – Empresário de Obras, Ing. Juan Carlos Wasmosy y Asociados, e Jiménez Gaona y Lima Ingenieros Civiles – Empresa de Construcciones.

RECUPERAÇÃO PAISAGÍSTICA DO LOCAL DA OBRA

O local do projeto e a área adjacente foram recuperados após a construção devolvendo as áreas não operacionais ao paisagismo natural. Os serviços de paisagismo foram efetuados pela firma brasileira Arquitetura Ambiental S.C. Ltda. e o consórcio paraguaio PARELC-GCAP.

EQUIPAMENTOS ELETROMECÂNICOS PERMANENTES

Unidades geradoras, incluindo as turbinas e a curva inferior do conduto forçado, geradores, barramentos isolados, painéis de controle local e centros de controle de motores:

Consórcio Ciem, composto por seis empresas do Brasil: Bardella S.A. Indústrias Mecânicas, BSI – Indústrias Mecânicas S.A., Indústria Elétrica Brown Boveri S.A., Mecânica Pesada S.A., Siemens S.A., Voith S.A. Máquinas e Equipamentos; uma empresa do Paraguai: Consórcio de Ingeniería Electromecánica S.A. – CIE; formada pelas seguintes empresas paraguaias: Saguan S.R.L., 14 de Julio S.R.L., Oti, Electromec. S.A., Cotepa S.R.L. e Ing. Dorino da Re e sete empresas europeias: AG Brown Boveri & Cie. Da Suíça, Alsthom Atlantique, Creusot Loire e Neyric da França e Brown Boveri & Cie. AG, Siemens Aktiengesellschaft e J.M. Voith Gmbh da Alemanha.

Transformadores elevadores dos geradores:

Consórcio Citram, formado por Indústria Elétrica Brown Boveri S.A. e Tusa – Transformadores União Ltda.; e por Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A.

Equipamento de manobra de 500 kV isolado a gás SF₆: AG Brown Boveri & Cie.

Sistema centralizado de controle:
Brown Boveri & Cie AG e Cie-Siemens AG.

Comportas das adufas de desvio e das tomadas de água:
Mecânica Pesada S.A., Bardella S.A. – Indústrias Mecânicas S.A. e BVS – Bouchayer Viallet Schneider.

Comportas do vertedouro:
Badoni ATB Indústria Metal-Mecânica S.A., Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A. e Ishikawagima do Brasil Estaleiros S.A. – Ishibrás.

Condutos forçados (com exclusão da curva inferior):
Badoni ATB Indústria Metal-Mecânica S.A..

Transformadores de serviços auxiliares:
Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A..

Transformadores da subestação margem direita:
Consórcio Citram: Indústria Elétrica Brown Boveri S.A. e Tusa – Transformadores União Ltda.

Subestação da margem direita: equipamento de manobra principal em 500 kV e 220 kV: AG Brown Boveri & Cie.

Subestação da margem direita: chaves desligadoras tripolares de 500 kV:
Lorenzetti S.A. Indústria Eletro-Metalúrgica.

Subestação da margem direita: chaves desligadoras tripolares de 220 kV:
Lorenzetti S.A. Indústria Eletro-Metalúrgica.

Subestação da margem direita: disjuntores tripolares de 500 kV:
Camargo Corrêa Brown Boveri S.A.

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: transformadores de conversão 550 kV:
Asea

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: disjuntores de 500 kV ca:
Camargo Corrêa Brown Boveri S.A.

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: chaves desligadoras de 550 kV ca:
Lorenzetti S.A. Indústria Eletro-Metalúrgica.

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: disjuntores de 614 kV cc:
Asea.

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: chaves desligadoras de 614 kV cc:
Asea.

Subestação conversora de Foz do Iguaçu: filtros de 614 kV cc:
Asea.

Subestação elevadora de Foz do Iguaçu: transformadores 800/550 kV:
Brown Boveri e Toshiba.

Subestação elevadora de Foz do Iguaçu: disjuntores 800/550 kV ca:
Lorenzetti, Inebrasa e Brown Boveri.

Subestação elevadora Foz do Iguaçu: chaves desligadoras 800/550 kV ca:
Lorenzetti, Iafa e Alcace.

Equipamento de cc para o vertedouro, barragem principal, estrutura de desvio e serviços auxiliares da casa de força:
Nife Brasil Sistemas Elétricos Ltda..

Equipamento de ca para o vertedouro, barragem principal e estrutura de desvio:
Sigla – Equipamentos Elétricos Ltda..

Equipamento de ca para os serviços auxiliares da casa de força:
Siemens S.A., Inepar S.A. Industria e Construção e Tusa – Transformadores União Ltda.

Geradores diesel para a casa de força:
Consórcio Fincantieri formado por: Grandi Motori Trieste, Fiat, Ansaldo Spa. e C.R.D.A. Spa.

Painéis de controle e proteção para as subestações SF₆ e margem direita:
AG Brown Boveri & Cie.

Sistema de ventilação para a casa de força e áreas de montagem:

Gema S.A. Equipamentos Industriais, Trox do Brasil – Difusão de Ar, Acústica, Filtragem, Ventilação Ltda., Telemecanique S.A., Fonseca e Almeida – Comércio e Indústria S.A., Termocontrol S.A., Tecmont S.R.L. e Técnica Eletromecânica S.A..

Sistema de ar condicionado para a casa de força e áreas de montagem:

Sulzer do brasil S.A. Industria e Comércio, Inepar S.A. Indústria e Construção, Termocontrol S.A. e Tecmont S.R.L.

Grades para as tomadas de água:

Ishikawagima do Brasil, Estaleiros S.A. – Ishibrás, Coemsa – Construções Eletromecânicas S.A. e Badoni ATB Indústria Metal-Mecânica S.A.

Máquinas limpa-grades:

Bardella S.A. – Indústrias Mecânicas.

Comportas do tubos de sucção:

BSI – Indústrias Mecânicas S.A. e Mecânica Pesada S.A.

Pontes rolantes principais da casa de força:

Pohlig-Heckel do Brasil S.A. e Bardella S.A. - Indústrias Mecânicas.

Pontes rolantes auxiliares da casa de força:

Mecânica Pesada S.A. e Sermec S.A. - Indústrias Mecânicas

Pontes rolantes das áreas de montagem:

Ishikawagima do Brasil Estaleiros S. A. – Ishibrás e Mecânica Pesada S.A..

Pontes rolantes dos transformadores elevadores:

Equipamentos Villares S.A.

Pontes rolantes do equipamento SF₆:

Pohlig-Heckel do Brasil S.A.

Pórtico rolante das comportas dos tubos de sucção:

Equipamentos Villares S.A.

Pórtico rolante das comportas do vertedouro:

Equipamentos Villares S.A.

Pórtico rolante da estrutura de desvio e das tomadas de água:

Mecânica Pesada S.A., Bardella S.A. – Indústrias Mecânicas, BSI Indústrias Mecânicas S.A. e BVS – Bouchayer Viallet Schneider.

Sistema anti-inundação da casa de força:
KSB Bombas Hidráulicas S.A..

Estações de bombeamento e sistema de drenagem para a estrutura de desvio e a casa de força:

KSB Bombas Hidráulicas S.A.

Estações de bombeamento e sistema de drenagem para a barragem principal e a barragem lateral direita:

Bombas Esco S.A.

Estações de bombeamento e sistema de esgotamento para os condutos forçados e os tubos de sucção:
Sulzer-Weise S.A.

Filtro de água de resfriamento para as unidades geradoras e auxiliares:

AMF do Brasil S.A.

DUAS NOVAS UNIDADES GERADORAS

ANTECEDENTES E ESPECIFICAÇÕES

A largura de 34 m dos recintos das Unidades foi determinada pelo tamanho da caixa espiral e o acesso requerido para execução da soldadura. A disposição original previa a instalação de 20 Unidades, mas apenas 18 foram instaladas.

Os recintos vazios remanescentes foram identificados como Blocos 9A e 18A no arranjo geral. Perante a possibilidade destes recintos alojarem Unidades Geradoras, foi considerada conveniente a inclusão, durante a construção, de condições mínimas para instalação das futuras Unidades. Consequentemente, foram construídas as porções de concreto dos tubos de sucção, deixados espaços para caixas-espiral, tubos de sucção metálicos, e suportes para condutos forçados na face de concreto da barragem.



Montagem do Trecho Superior do Conduto Forçado – Unidade 9A

Foram instaladas as partes embutidas para grades de proteção, comportas e stoplogs de tomadas de água, e stoplogs dos tubos de sucção. As tomadas de água e os tubos de sucção foram fechados provisoriamente mediante tampões de concreto. Finalmente, por razões estéticas e de segurança, tampas metálicas pintadas foram instaladas nos vãos 9A e 18A na casa de força. As comportas das tomadas das Unidades 1 a 18 foram construídas com elementos recuperados das comportas de desvio. Ainda estavam disponíveis tais peças para utilização nas comportas das Unidades 9A e 18A.

Passados 18 anos de operação, as Unidades Geradoras da Itaipu permaneceram praticamente livres de problemas. Portanto, decidiu-se adotar, para as duas Unidades adicionais, a mesma especificação utilizada para as 18 Unidades originais. As mudanças no projeto somente seriam aceitas caso trouxessem vantagens técnicas definidas. Nesta categoria se encontravam os consideráveis avanços de tecnologias nos equipamentos, tais como reguladores de velocidade, excitação, coman-



Descida da virola de revestimento do tubo de sucção

dos e proteção elétrica. Também foi acordado que o novo interruptor para a GIS, bem como a instrumentação, atenderiam às normas atualizadas. No entanto, para os itens principais dos equipamentos, o projeto e a construção seguiriam as normas das Unidades existentes, com o maior rigor possível.



Montagem da caixa espiral

Para as Unidades originais foi adotado o regime de contratação de várias empreiteiras e fornecedoras. Tais empresas projetaram, fabricaram e forneceram as turbinas, geradores, transformadores, equipamentos de manobra, condutos forçados, equipamentos das tomadas de água e dispositivos de controle. As obras civis e a montagem dos equipamentos também foram executadas mediante contratos separados. Os equipamentos auxiliares da casa de força foram projetados por engenheiros consultores e fornecidos mediante ordens de compra separadas e instalados pela contratada para montagem.

Apesar dos bons resultados desta modalidade nas obras civis e fornecimento e montagem das 18 Unidades existentes, foi considerada inapropriada para a instalação das duas Unidades adicionais. Portanto, a especificação exigia de uma única empresa (em regime *turnkey*) projetar, fornecer e instalar o equipamento completo para as duas Unidades adicionais, inclusive a complementação das obras civis.

Na elaboração da especificação, foi utilizada a das Unidades existentes, com partes modificadas e consolidadas num único contrato para as duas Unidades adicionais. Como resultado da especificação para as Unidades adicionais, e as sucessivas discussões entre o Consórcio adjudicatário e a Itaipu Binacional, existem importantes diferenças entre as Unidades originais e as adicionais :

As rodas das turbinas das novas Unidades são feitas em aço inox 13/4 com soldas Martensíticas. Isto evita



Flange do eixo inferior do gerador

complicações decorrentes da solda-topo do aço-carbono e confere maior resistência contra danos por cavitação.

Os pré-distribuidores das Unidades originais eram de desenho Piquet com anéis superior e inferior apresentando seção tipo caixa fechada, de difícil fabricação. Atualmente, com grossas placas de boa qualidade disponíveis no mercado, é usual substituir aquela caixa por uma única placa grossa, mantendo-se a mesma rigidez. Portanto, a Itaipu adotou este avanço na tecnologia de fabricação.

Os novos reguladores de velocidade das turbinas, dispositivos de excitação e de controle, são equipamentos digitais com tecnologia de ponta.

CONTRATO

Após pré-qualificação inicial, os documentos de especificação e de licitação foram remetidos em meados de 1998 a potenciais proponentes selecionados. O contrato para a obra completa foi assinado pelo Consórcio Ceitaipu e a Itaipu Binacional em 13 de novembro de 2000. Por coincidência, a maioria das empresas integrantes do Consórcio foram também participantes na construção e montagem das 18 Unidades originais. Em alguns casos, a propriedade da empresa mudou por fusão ou aquisição de controle, mas a tecnologia correspondente às Unidades originais continuava à disposição das empresas sucessoras.

Por esse motivo, os ensaios em modelos de turbina não foram requeridos, a aprovação de desenhos de partes importantes não foi necessária, porque os cálculos e desenhos originais continuavam válidos, e os procedimentos de controle de qualidade estavam bem estabelecidos.



Recepção da roda da turbina na Área de Montagem



Iluminação Noturna em Itaipu

O consórcio Ceitaipu estava formado pelas seguintes empresas:

Grupo I e IV: Empresas fabricantes

ABB Ltda., ABB Alstom Power Brasil Ltda.
Voith Siemens Hydro Power Generation Ltda.
Voith Paper Máquinas e Equipamentos Ltda.
Siemens Ltda.
Bardella S.A. Indústrias Mecânicas
CIE – Consórcio de Ingenieria Electromecânica S.A.

Grupo II – Empresas de engenharia civil

IVAI Engenharia de Obras S.A.
Cesbe S.A. Engenharia e Empreendimentos
Consórcio de Empresas Construtoras Paraguaias S.A.

Grupo III – Empresas de montagem

Electromecânica

UTC Engenharia S.A. – EBE – Empresa Brasileira de Engenharia S.A.
CIE – Consórcio de Ingenieria Electromecânica S.A.

Grupo V – Consórcio de engenharia de projeto

Temag Engenharia e Gerenciamento Ltda.
Promon Engenharia Ltda.
Incopar SRL
Tecnipar SRL

MAGNITUDE DA ITAIPU

No Capítulo 3, o tamanho e a geração da Itaipu foram comparados aos das maiores instalações hidrelétricas da época (ano 1994). Desde então, várias grandes instalações hidroenergéticas foram construídas, mas entre elas, apenas o empreendimento Três Gargantas, na China, apresenta parâmetros comparáveis aos da Itaipu. Na sua forma final, tal empreendimento deverá superá-la no quesito Máxima Entrega Total Instalada, mas, devido ao regime hidrológico mais favorável do rio Paraná, o mesmo não poderá superar Itaipu na questão primordial da geração anual de energia.

A seguir, os dados mais relevantes de ambas as usinas:

Parâmetro		Itaipu	Três Gargantas
Turbina		20 (700 MW)	26 (700 MW)
Máxima entrega total instalada		14.000 MW	18.200 MW
Média anual de produção energética		93,4 TWh	84,7 TWh
Barragem	Altura	196 m	181 m
	Comprimento	7.700 m	2.310 m
Capacidade do vertedouro		62.200 m ³ /s	102.500 m ³ /s
Reservatório	Comprimento	170 Km	600 Km
	Área	1.350 Km ²	1.084 Km ²
	Volume	29 Km ³	39 Km ³

Conforme mostrado, o empreendimento Três Gargantas se apresenta superior em alguns aspectos. No entanto, o complexo hidrogerador Itaipu continuará sendo o maior produtor anual de energia do mundo.

NOVOS SISTEMAS IMPLANTADOS

SISTEMA ADAS

O sistema **Adas** (Sistema de Aquisição Automática de Dados para a Instrumentação Civil da Barragem) é um sistema que tem o objetivo de supervisionar o comportamento das barragens de concreto, enrocamento, terra e suas fundações, em tempo real, por meio do monitoramento on line de instrumentos. Esses instrumentos são selecionados para serem automatizados com sensores, visando à aquisição das leituras com uma frequência parametrizável de 5 a 30 minutos. Os sensores estão conectados a Unidades de Aquisição Remotas (UARs), onde as leituras procedentes dos sensores são processadas, armazenadas e transmitidas para a Estação Central (EC), que é a responsável pelo tratamento dos dados envolvendo análise, comparações e acionamento de alarmes no Sistema Scada.

Para que serve e o que substitui

O Sistema **Adas** (*Automatic Data Acquisition System*) visa à aquisição automática de leituras de aproximadamente 270 dentre os mais de 2.300 instrumentos instalados nas estruturas de concreto, de terra e enrocamento, e em suas respectivas fundações.

Foram selecionados para automação apenas os instrumentos considerados mais importantes para a supervisão das condições de segurança da barragem, de modo a possibilitar a pronta detecção de eventuais anomalias. Os demais instrumentos continuam sendo lidos de forma tradicional, visando permitir que durante o trajeto para coleta dos dados os auxiliares técnicos continuem fazendo as inspeções visuais de rotina.

O **Adas**, além de aumentar a confiabilidade nas leituras, permite que as mesmas sejam realizadas várias vezes por dia, identificando prontamente qualquer tipo de anomalia que possa ocorrer. Também está interconectado ao sistema Scada.

Descrição sucinta da composição do Sistema

O sistema **Adas** (Fig. 19.1) é composto por uma Estação Central, uma Estação Cliente, 24 unidades terminais remotas, 270 sensores automatizados, 01 *router* e 03 *switches*. A Estação Central é um *Cluster de Dados* e é a responsável pelo processamento e armazenamento das informações dos sensores (medidas de vazão de infiltração,

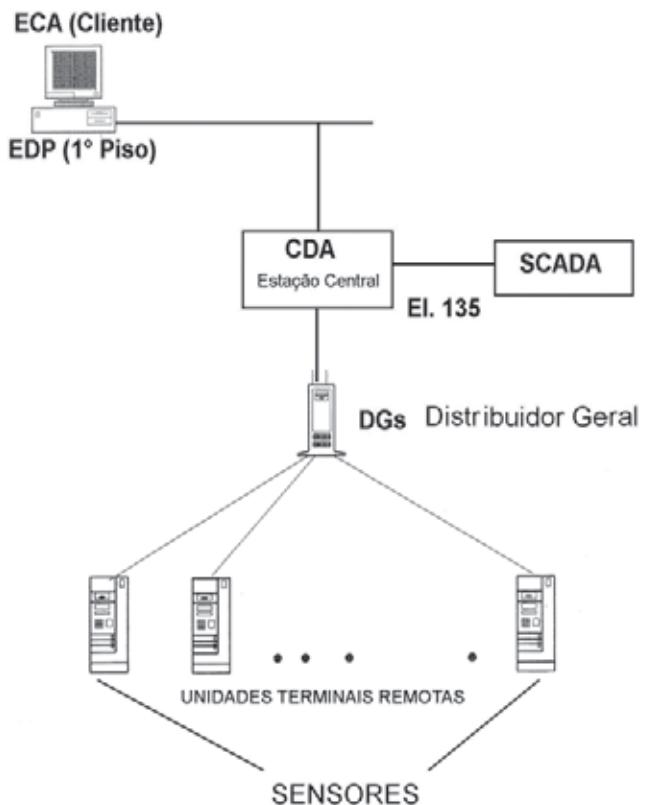


Fig.19.1 Diagrama Esquemático do Sistema ADAS

deslocamentos, deformações, pluviometria, esforços, etc.). Na Estação Cliente os especialistas analisam on line o desempenho da barragem.

SISTEMA ESAI

O sistema **Esai** (Estrutura de Segurança da Área Industrial) é um sistema que tem como objetivo garantir a segurança física e patrimonial utilizando um moderno sistema de controle e monitoração.

Para que serve e o que substitui

A função principal do **Esai** é controlar o movimento de pessoas nos pontos críticos, ter um registro dos acessos com base de dados e arquivos gráficos para conhecer que situações predeterminadas têm acontecido e que ações posteriores foram realizadas.



Estação Central do Esai e detalhe do circuito fechado de TV

Descrição sucinta da composição do Sistema

O sistema **Esai** está composto de uma Estação Central que monitora 24 h por dia um sistema de circuito fechado de TV interconectado a um sistema de controle de acesso, além de um sistema de cerca perimetral, um sistema de controle de ronda e um radar.

RÁDIO ENLACE DIGITAL EM MICRO-ONDAS: ITAIPU – ANDE /ITAIPU – COPACO

O sistema de Rádio Enlace tem por objetivo permitir o enlace via micro-ondas entre Itaipu e Ande, para as comunicações operacionais, assim como entre Itaipu e Copaco empresa responsável das telecomunicações públicas do Paraguai

Para que serve e o que substitui

Os sistemas implantados melhoram a confiabilidade, incrementam a capacidade de comunicação de voz e dados e oferecem serviços de valor agregado que dão aos sistemas um desempenho otimizado. Este sistema substitui o antigo rádio enlace em tecnologia analógica em funcionamento desde o inicio da operação da usina.

Descrição sucinta da composição do sistema

A interconexão com a Ande é feita através de um enlace (Fig. 19.2) ponto a ponto com capacidade de 4 x E1, configuração (1+1) hot stand by, na faixa de freqüência de 14,50 a 15,35 Ghz.

As centrais telefônicas PABXs da Central Hidroelétrica de Itaipu (Sopho IS 3090 – Phillips) e da Ande (Hi-Patch 3750 – Siemens) estão interconectadas através de interfaces de 2.048 Kbps (E1).

O par de multiplexadores está equipado com interfaces para canais de dados (G. 703 – V11/V35 n64V), hot-lines e números remotos.

A interconexão com Copaco: é feita através de um enlace ponto a ponto com capacidade para 4 x E1 (E1=2048 Kbps) , configuração (1+0), na faixa de frequência de 14,50 a 15,35 Ghz.

A Central telefônica PABX da Central Hidroelétrica de Itaipu se interconecta à rede nacional de telecomunicações do Paraguai via rádio enlace digital, utilizando interfaces digitais de 2.048 Kbps (E1).

O par de multiplexadores está equipado com interfaces para 30 canais telefônicos e também conta com interfaces para canais de dados (G. 703 – V11/V35 n64V).

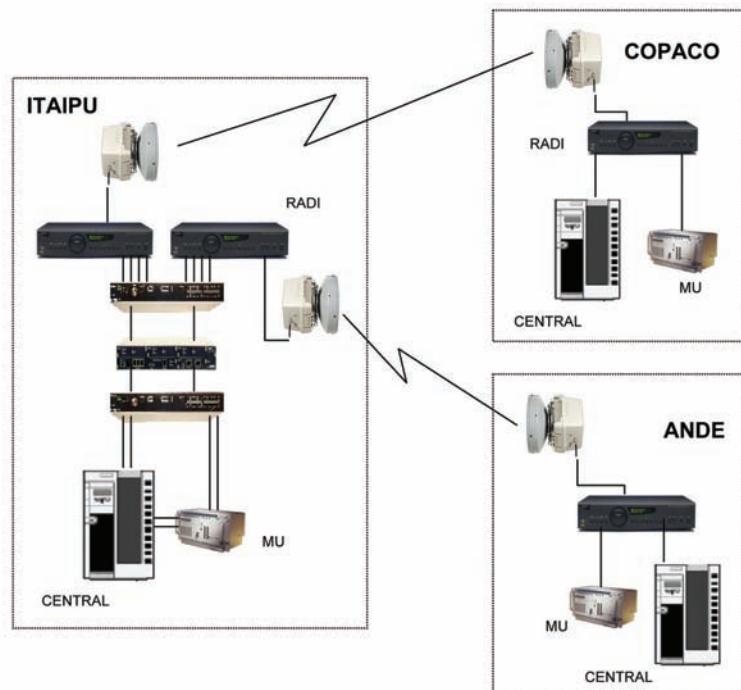


Fig. 19.2 Diagrama Esquemático do Sistema Rádio Enlace Digital

SISTEMA SCADA/EMS

O **Scada/EMS** é um sistema de supervisão e controle computadorizado da central que, em tempo real, adquire mais de 20 mil informações, permite telecomandos a mais de 1.200 pontos, executa controle automático de geração e de tensão, incrementa a confiabilidade do fornecimento de energia por meio da utilização de softwares específicos de gerenciamento, monitora as instalações e todos os sistemas e equipamentos associados à geração e transmissão de Itaipu.

Adicionalmente, viabiliza o intercâmbio em tempo real de informações entre a Itaipu e as empresas interligadas ao sistema elétrico do Brasil e do Paraguai.

Para que serve e o que substitui

O sistema disponibiliza à Operação da Usina Despacho de Carga e pessoal de Apoio à Operação informações em tempo real sobre as condições operacionais dos sistemas elétrico e hidráulico, equipamentos e instalações de Itaipu organizadas de forma a permitir a tomada de decisão e execução de ações adequadas e oportunas. O sistema permite a integração das tarefas de programação da operação e consequente otimização e automação de tarefas, como também o acompanhamento da geração em tempo real.

A execução de ações adequadas é facilitada com a possibilidade de comando de mais de 1.000 dispositivos remotos através de simples *clicks* de mouse na interface homem-máquina.

Com a implantação do sistema, foram disponibilizadas para a Operação mais de 20 mil informações, as quais são apresentadas de forma funcional e ordenada, com maior flexibilidade a alterações. A título de comparação, anteriormente a Operação da Usina contava com apenas 2.600 informações na sala de Controle Centralizado, por meio de medidores ou indicadores de estado, e as informações restantes distribuídas em painéis convencionais nos mais diversos pontos remotos da Usina. O Despacho de Carga e o Apoio à Operação contavam com menos de 400 informações.

Todas as informações adquiridas são armazenadas em arquivos históricos, possibilitando consulta sobre atuações de equipamentos e medições passadas de forma organizada realizadas por meia de ferramentas computacionais.

Proporcionou a evolução tecnológica necessária para atender a interligação com o ONS (Operador Nacional

do Sistema, Brasil) e Ande (Administración Nacional de Electricidad, Paraguay).

Também recebe informações de diversos outros sistemas de supervisão computadorizados de Itaipu, tais como o STH, Adas, SOM, SCC, etc.



Sala de Controle Central - CCR - Detalhe dos Operadores com visualização do sistema ao fundo



Sala de Controle Central - Visualização do Sistema



Sala de Despacho de Carga - Detalhe com visualização dinâmica do sistema ao fundo

Descrição sucinta da composição do sistema

O sistema Scada/EMS (Fig. 19.3) é composto por uma estação central e 62 unidades terminais remotas. As unidades terminais remotas estão instaladas nas unidades geradoras, subestações, barragem e vertedouro. A estação

central possui 17 servidores, 12 estações de trabalho para operação em tempo real, treinamento e desenvolvimento e 16 estações de trabalho para execução de tarefas de apoio e operação, que permitem o acesso aos dados históricos da operação realizada.

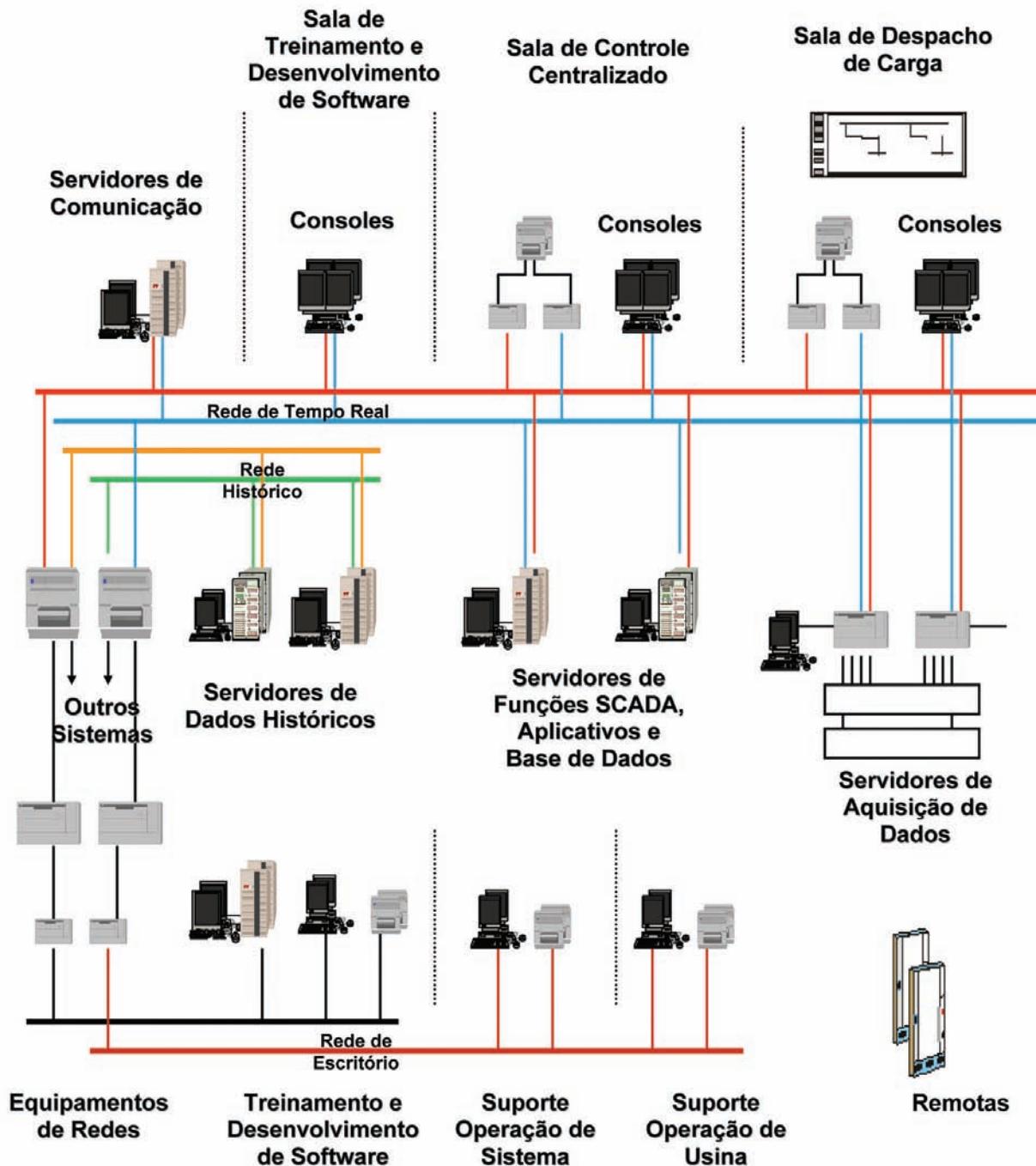


Fig. 19.3 Diagrama Esquemático do Sistema Scada/EMS

SISTEMA SCC

A subestação Margem Direita (SEMD) é a responsável pela distribuição da energia produzida pelas Unidades Geradoras de 50 Hz, aos seguintes sistemas:

- Sistema paraguaio (**Ande**)
- Sistema brasileiro (**Furnas**).

Esta subestação é de vital importância para os mercados energéticos do Paraguai e do Brasil e tem a capacidade de transformar, dividir e distribuir 50% da energia produzida pela Itaipu. As suas linhas de transmissão estão interligadas com o sistema Ande (220 KV) no Paraguai e o sistema Eletrobrás no Brasil (500 KV).

O SCC é um sistema de Supervisão e Controle Computadorizado da Subestação da Margem Direita (SEMD), que adquire informações em tempo real dos principais equipamentos, permite telecomandos e controle.

O SCC está interligado com o sistema Scada (Sistema de Supervisão e Controle da Usina), fornecendo e recebendo dados fundamentais para o controle da Usina de Itaipu.

Para que serve e o que substitui:

O sistema disponibiliza à Operação da Usina Despacho de Carga e pessoal de Apoio à Operação informações em tempo real sobre as condições operacionais dos principais equipamentos da SEMD, organizadas de forma



Sala de Controle da Subestação da Margem Direita (SEMD)

a permitir a tomada de decisão e execução de ações adequadas e oportunas.

Todas as informações adquiridas são armazenadas em arquivos históricos, possibilitando consulta sobre atuações de equipamentos e medições passadas de forma organizada através de ferramentas computacionais.

Descrição sucinta da composição do sistema

O sistema SCC (Fig. 19.4) é composto por 1 estação central e 9 unidades terminais remotas. As unidades terminais remotas estão instaladas no pátio da Subestação. A estação central possui 3 servidores, 2 estações de trabalho para operação em tempo real e uma estação de trabalho para treinamento e desenvolvimento. Todos os equipamentos estão conectados em rede.

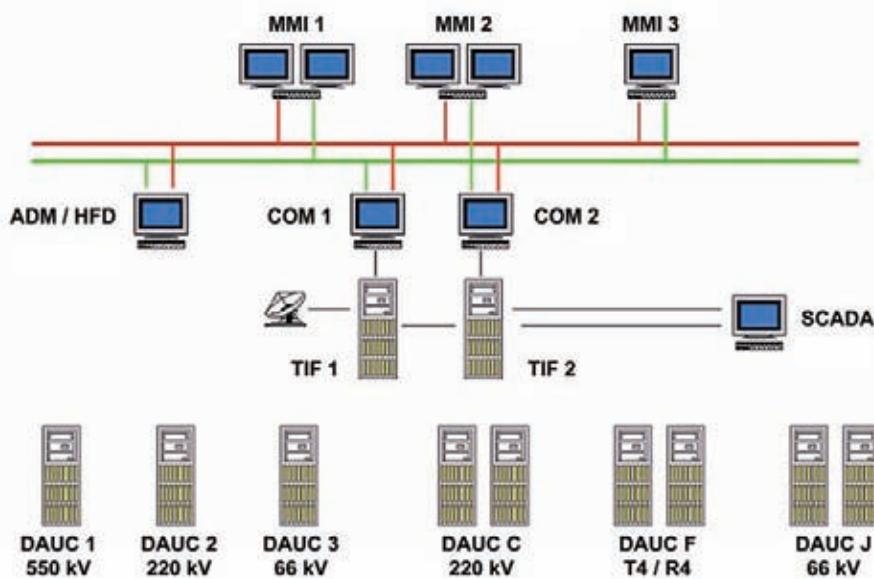


Fig. 19.4 Arquitetura do Sistema de Supervisão e Controle da SEMD (SCC)

SISTEMA DE TELEMETRIA HIDROMETEOROLÓGICA - STH

O STH é um sistema projetado para capturar e processar os dados hidrometeorológicos adquiridos remotamente e transmitir a uma estação central localizada na Usina Hidrelétrica de Itaipu.

A área de cobertura do STH se localiza na bacia do rio Paraná, desde a Usina Hidrelétrica de Jupiá até a estação fluviométrica Carlos Antonio López, localizada no Paraguai a 120 km a jusante da tríplice fronteira Brasil-Paraguai-Argentina. A área resultante cobre um total de aproximadamente 279.000 km².

Para que serve e o que substitui

O STH é um sistema automatizado de aquisição, supervisão, controle e gerenciamento de dados, com alto desempenho, de fácil operação e com capacidade de interligação com outros equipamentos. Obtém dados hidrológicos e meteorológicos de maneira sistemática, ágil, ordenada e confiável das bacias que configuram a rede hidrográfica.

Também permite a Itaipu dispor das informações em tempo e formatos apropriados, visando contar com os elementos necessários para concretizar as operações hidráulicas da Central e das tarefas de supervisão, de planejamento da produção energética e ainda relacionar as situações hidrológicas ou meteorológicas excepcionais.

O sistema de telemetria automatizada substitui, nos locais em que foi implantado, o sistema de leitura e transmissão manual dos dados hidrometeorológicos, garantindo agilidade, precisão e independência do fator humano e de intempéries na coleta dos dados das estações remotas normalmente localizadas em áreas de difícil acesso nas margens do reservatório e dos rios.

Descrição sucinta da composição do sistema

O STH (Fig. 19.5) é composto por um conjunto de estações remotas de aquisição de dados, de funcionamento autônomo, e vinculadas mediante um sistema de comunicações bidirecional baseado no serviço satelital Orbcomm, rádio-modem e linha telefônica, com uma estação central de controle e processamento.

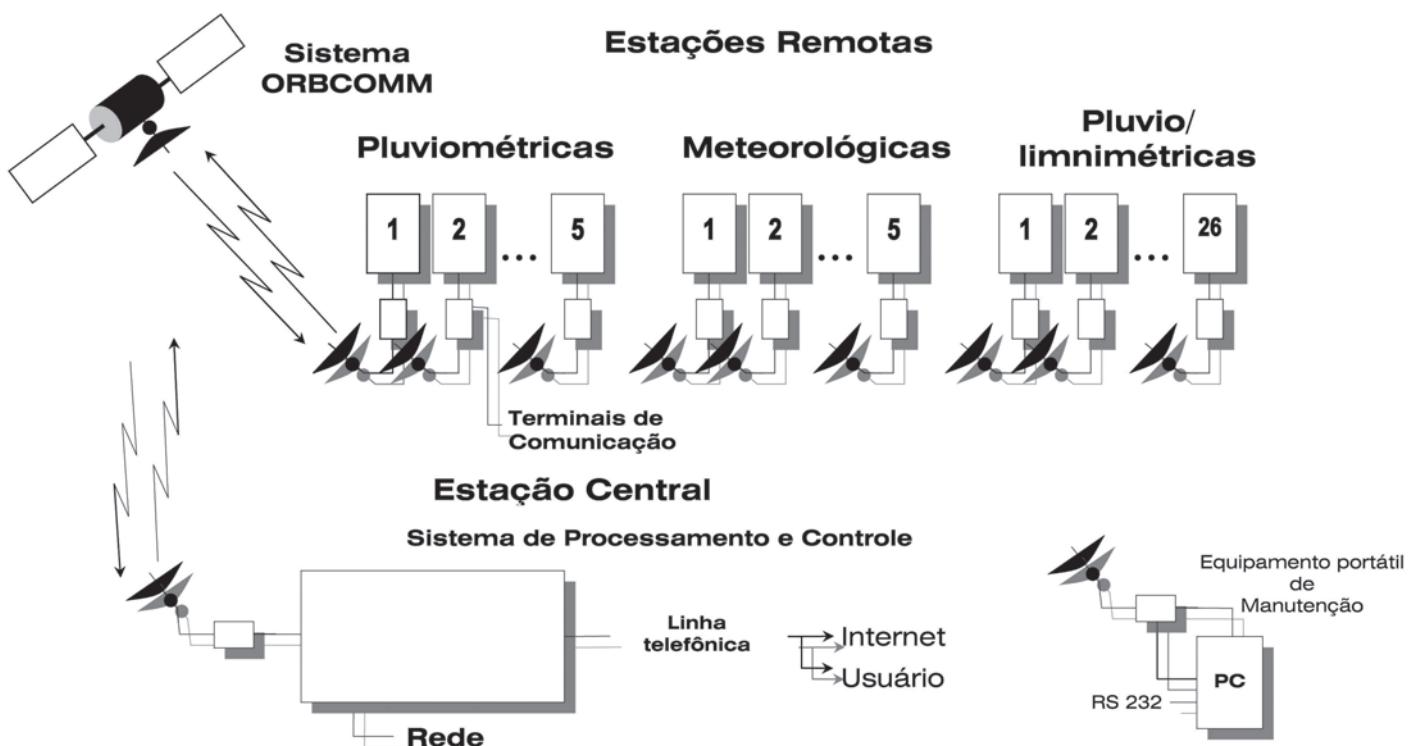


Fig. 19.5 Diagrama em blocos do Sistema de Telemetria Hidrometeorológica (STH)



Estação Central do STH



Estação Remota do STH

A rede de aquisição de dados consta de 48 estações remotas, das quais cinco são pluviométricas, cinco meteorológicas, oito fluviométricas e 30 pluvio/fluviométricas. As estações são de funcionamento autônomo, contando cada uma com seu próprio sistema de energia composto por: painel solar, regulador de tensão e bateria. Também forma parte de cada estação remota um terminal de comunicações (modem satelital, rádio modem ou par telefônico) que permite transmissão de dados bidirecional com a estação central.

Os dados são coletados e registrados por cada estação remota de acordo com os parâmetros de operação definidos que podem ser programados, verificados ou modificados tanto de forma remota desde a estação central como de forma local por meio dos equipamentos portáteis de manutenção.

Os registros acumulados são transmitidos para a estação central pelo sistema de comunicações de forma periódica, aperiódica ou contra interrogação da estação central.

A fim de garantir alta disponibilidade, o sistema conta com alternativas de comunicação para casos de falhas do enlace, pelas quais se permite a estação central receber e/ou coletar os dados, seja por um terminal de comunicação satelital Orbcomm ou por via telefônica utilizando a Internet.

As estações remotas dispõem também de dados básicos de telemetria que permitem o diagnóstico de falhas de operação e a possibilidade de modificar o seu setup e a programação remotamente desde a estação central.

SISTEMA DE TELEFONIA MÓVEL RESTRITA - TMR

O TMR é um sistema de telefonia sem fio, integrado às centrais telefônicas digitais da Usina, que disponibiliza aos usuários todos os recursos e facilidades de um telefone digital fixo, tais como identificador de chamada, mensagens de texto, armazenamento de chamadas perdidas, agenda telefônica, alarmes e outros em um aparelho móvel portátil.

O sistema utiliza tecnologia DECT (*Digital Enhanced Cordless Telephony*) na faixa de 1,9 GHz operando com microcélulas distribuídas nas áreas de interesse das estruturas da Barragem, Casa de Força, Vertedouro, Subestação da Margem Direita, Edifício da Produção e mirantes das margens direita e esquerda.

Para que serve e o que substitui:

O sistema permite conexão diretamente aos usuários (à pessoa) e não simplesmente à sua mesa de trabalho, podendo tanto originar como receber chamadas. Além disto, os usuários do terminal móvel continuam tendo acesso às facilidades da Central Telefônica, com proteção da comunicação através de criptografia, qualidade digital de conversação e alta capacidade de tráfego.

Substitui as tecnologias de transceptores portáteis em VHF, BIP, Pager com telemensagem e telefone celular que têm restrições para operação no interior das estruturas da usina, e adicionalmente incorpora o que cada uma destas tecnologias tem de melhor, tais como a mobilidade do rádio, a portabilidade do celular, os sinais de alerta do "BIP" e as mensagens de texto do Pager.



*Telefonia Móvel Restrita -
Comunicação com
mobilidade e segurança*

O sistema oferece mobilidade com segurança aos usuários para o desempenho de suas atividades em toda a sua área de cobertura.

Descrição sucinta da composição do sistema:

O TMR (Fig. 19.6) é composto basicamente por uma estação central integrada ao sistema telefônico da Usina

por meio do PABX instalado no setor de 50 Hz da Casa de Força e 252 microcélulas (estações rádio-base). Essas foram criteriosamente distribuídas nas principais galerias e instalações da Área Industrial de forma a permitir a comunicação contínua dos usuários através de 560 terminais portáteis sem fio, sem interrupção do sinal entre as principais estruturas, inclusive internamente aos elevadores verticais de passageiros e de carga.

Central Telefônica

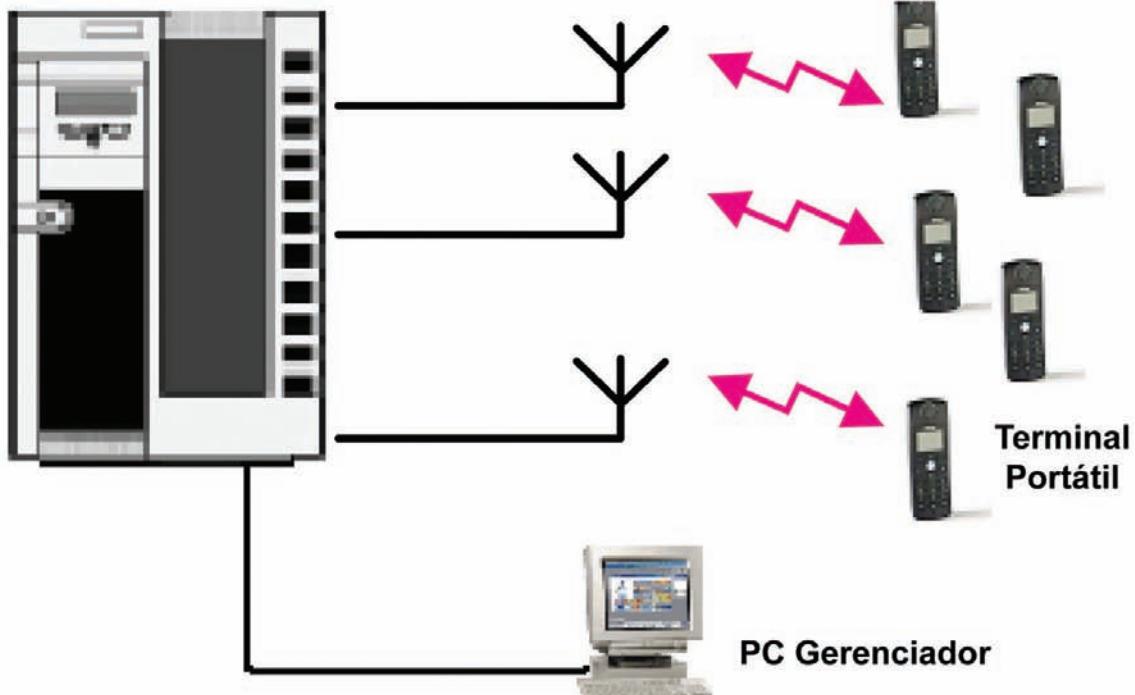


Fig. 19.6 Diagrama Esquemático do Sistema de Telefonia Móvel Restrita (TMR)