|  |  |
| --- | --- |
|  | 4 |
| **ESFORÇOS E VERIFICAÇÕES INICIAIS DO SISTEMA ESTRUTURAL** | |

Nesta seção trataremos sobre o cálculo dos esforços nas estruturas baseado nas ações calculadas no capítulo três. Em termos de cálculo dos esforços verificaremos a ocorrência destes em todos os elementos do sistema sejam eles lajes, vigas ou pilares. Além disso estudaremos as verificações inicias que devem ser realizadas a nível de projeto antes de iniciarmos o processo de detalhamento das peças.

## A análise do sistema para obtenção de esforços

Após uma previsão do carregamento inicial e então pré-dimensionamento dos elementos é comum no dia a dia de projeto que se façam avaliações iniciais do conjunto estrutural principalmente para verificar se as peças atenderiam requisitos de estabilidade e desempenho em serviço. Portanto antes dessa verificação é necessário saber os esforços que atuam na estrutura e existem vários procedimentos analíticos ou computacionais para se fazer. Na grande maioria dos casos será empregado o método dos deslocamentos para cálculo dos esforços em pórticos e grelhas

Porém na graduação em engenharia é raro que se determine esforços em estruturas de três dimensões como por exemplo pórticos espaciais. Assim sendo o leitor deve estar se perguntando, como você vai me ensinar a dimensionar se todas as estruturas são 3D?...Tal pergunta é pertinente, porém devemos lembrar que qualquer modelo físico permite aproximações para determinação da sua resposta. Assim sendo começaremos apresentando um modelo de aproximação bastante utilizados por projetistas antes que os computadores fossem peças muito importantes no dimensionamento de estruturas.

O procedimento de cálculo “semi-manual” deste livro permitirá que o você leitor consolide os conceitos de análise estrutural lembrando que este é essencial na verificação de peças isoladas. A dica aqui é nunca confie totalmente em um *software*, pois caberá a você engenheiro definir se a estrutura modelada está correta ou não.

Dito isso explicitamos aqui a técnica de pórticos associados que foi amplamente utilizada antes do advento dos computadores para determinação de esforços em estruturas. No capítulo dois afirmamos que as estruturas mais antigas sempre seguiam padrões formadores de pórticos planos, lembram-se disso? Pois então tal situação facilita a construção análise dos modelos de análise estrutural. Kimura [1] apresenta alguns modelos de análise estrutural que são utilizados em *softwares* comerciais como o TQS® por exemplo.

### 4.1.1 Os modelos estruturais

Os modelos de análise são os mais variados e como dito anteriormente caberá ao engenheiro projetista definir qual critério adotar para atender as expectativas de aproximação do modelo real através de um modelo físico-matemático. Kimura [1] apresenta a Figura 4.1 com a evolução dos modelos estruturais utilizados em softwares profissionais de dimensionamento.

|  |
| --- |
| Figura 4.1 – Resumo dos modelos estruturais possíveis para estudo de sistemas estruturais em concreto armado [1]. |
|  |

Kimura [1] afirma que provavelmente o modelo mais tradicional no ensino de estruturas de concreto seja o modelo de vigas contínuas. Nesse modelo as lajes têm seus esforços calculados por meio de tabelas como veremos neste capítulo e então por meio de métodos específicos é possível fazer a separação do elemento de viga e então efetuar o dimensionamento do mesmo de forma isolada. Algumas das especificações sobre essas aproximações permitidas estão no item 14.6.6 da NBR 6118 [2].

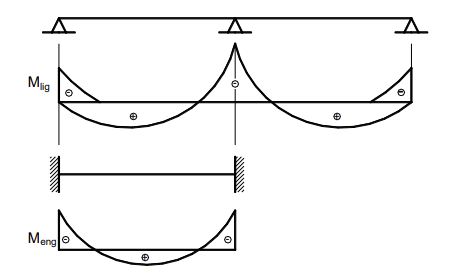
A NBR 6118 [2] afirma que para utilização desse modelo uma série de correções deve ser feita ao sistema estrutural analisado de forma a garantir a segurança do conjunto, são elas:

|  |
| --- |
| Figura 4.2 – Possíveis interpretações para análise de um sistema estrutural em viga contínua. |
|  |

1. Não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos; (Figura 4.2);
2. Quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio (Figura 7);

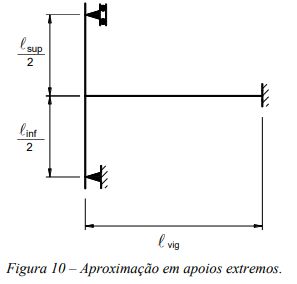
|  |
| --- |
| Figura 4.2 – Possíveis interpretações para análise de um sistema estrutural em viga contínua. |
|  |

1. AQUI COMENTAR COMO CALCULA O VALOR DA MOLA NESSES CASOS ???
2. quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos.



Kimura afirma que o modelo de viga contínua é válido pois o mesmo permite que todos os procedimentos de cálculo sejam efetuados de maneira manual. Porém esse modelo possui uma série de limitações como a desconsideração da interação entre os elementos estruturais e que em situações onde exista ação de cargas de vento (Carregamento horizontal) esse modelo não consegue capturar o efeito necessário podendo assim prejudicar a análise. Portanto recomendamos aqui que o mesmo seja utilizado como objeto de ensino e um validador para verificação dos relatórios emitidos pelo programa de cálculo, sendo que a última observação também é recomenda por Kimura.

Como a própria NBR 6118 afirma o modelo de viga pode ser melhorado para um modelo de pórtico simplificado que permita determinar a influência dos pilares no sistema estrutural. Para isso a NBR 6118 permite a aproximação do sistema viga-pilar como um pórtico plano conforme descrito na Figura xx. Basicamente o modelo melhora o sistema de viga contínua por considerar a interação correta entre vigas e pilares. As lajes ainda possuem seus esforços determinados por meio de tabelas.



O modelo de pórtico plano simplificado pode naturalmente evoluir para o modelo de pórtico plano associado que veremos mais adiante.

Para análise de pavimentos isolados é de praxe nos dias atuais a aplicação dos modelos de grelha para avaliação do sistema de lajes e vigas. Esse formato surgiu como uma alternativa às tabelas de cálculo que podem e devem ser utilizadas. A Figura xx apresenta mais detalhes desse modelo que é comum a softwares de cálculo estrutural.

|  |  |
| --- | --- |
|  |  |
|  |

Normalmente, a vida útil é expressa em anos, sendo estabelecida pela maioria das Normas e Códigos do concreto (ver Quadro 4.1) uma vida útil de projeto (VUP) mínima de 50 anos para a maioria das estruturas e 100 anos para estruturas civis, como obras de infraestrutura, pontes, viadutos, barragens entre outras [3].

|  |
| --- |
| **Quadro 4.1 - Vida útil de projeto (VUP) mínima para várias normas [5].** |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | | **Tipo de estrutura** | **Vida Útil de Projeto (VUP) mínima** | | | | | | **BS 7543 (1992)** | **ISO 2394 (1998)** | **FIB 34 (2006) e EM 206-1 (2007)** | **NBR 15575 (2013)** | **FIB 53 (2010)** | | Temporárias | ≥ 10 anos | 1 a 5 anos | ≥ 10 anos | - | - | | Partes estruturais substituíveis (Ex.: apoios) | ≥ 10 anos | ≥ 25 anos | 10 a 25 anos | 23 a 20 anos | 25 a 30 anos | | Estruturas para agricultura e semelhantes | - | - | 15 a 30 anos | - | - | | Estruturas *offshore* | - | - | - | - | ≥ 35 anos | | Edifícios industriais e reformas | ≥ 30 anos | - | - | - | - | | Edifícios e outras estruturas comuns | - | ≥ 50 anos | ≥ 50 anos | 50 anos | ≥ 50 anos | | Edifícios novos e reformas de edifícios públicos | ≥ 60 anos | - | - | - | - | | Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil | ≥ 120 anos | ≥ 100 anos | ≥ 100 anos | - | ≥ 100 anos | | Edifícios monumentais, pontes e outras estruturas de engenharia civil | - | - | - | - | ≥ 200 anos | |

No caso brasileiro quem estabelece diretrizes mais claras sobre essa VUP é a ABNT NBR 15575 “Edificações Habitacionais”[4]. A norma de desempenho (NBR 15575 [4]) é dividida em 6 partes porém as partes que tratam dos assuntos relativos ao sistema estrutural em grande parte se concentram na parte 1 e 2 da normativa.

Conforme estabelecido na NBR 15575 [4] deve-se garantir uma VUP mínima de 50 anos para estruturas em geral, claro que sob a condição de manutenção periódica do sistema.

A normativa no seu anexo C destaca que para se atingir a VUP mínima é necessário atender, simultaneamente, os cinco aspectos abaixo descritos:

1. Emprego de componentes e materiais de qualidade compatível com a VUP;
2. Execução com técnicas e métodos que possibilitem a obtenção da VUP;
3. Cumprimento em sua totalidade dos programas de manutenção corretiva e preventiva;
4. Atendimento aos cuidados preestabelecidos para se fazer um uso correto do edifício;
5. Utilização do edifício em concordância ao que foi previsto em projeto.

O item 7 da parte 2 da NBR 15575 [4] afirma que para atender a vida útil de projeto, deve-se garantir os seguintes requisitos gerais:

1. Não ruir ou perder a estabilidade de nenhuma de suas partes;
2. Prover segurança aos usuários sob ação de impactos, choques, vibrações e outras solicitações decorrentes da utilização normal da edificação, previsíveis na época do projeto;
3. Não provocar sensação de insegurança aos usuários pelas deformações de quaisquer elementos da edificação, admitindo-se tal exigência atendida caso as deformações se mantenham dentro dos limites estabelecidos nesta Norma;
4. Não repercutir em estados inaceitáveis de fissuração de vedação e acabamentos;
5. Não prejudicar a manobra normal de partes móveis, como portas e janelas, nem repercutir no funcionamento normal das instalações em face das deformações dos elementos estruturais;
6. Cumprir as disposições das ABNT NBR 5629, ABNT NBR 11682 e ABNT NBR 6122 relativamente às interações com o solo e com o entorno da edificação.

Podemos perceber que todas as questões relativas ao sistema estrutura estão sempre ligadas a um projeto estrutural adequado e a manutenção do sistema em questão, nesse caso o sistema estrutural. Durabilidade das estruturas

Como vimos anteriormente para se garantir que um projeto tenha vida útil adequada é imprescindível que o sistema tenha durabilidade. Em termos de dicionário durabilidade é aquilo que está relacionado com a duração. Já a norma ISO define durabilidade como a capacidade do edifício ou seus elementos de desempenhar as funções requeridas durante um determinado período de tempo sobre influência dos agentes externos atuantes em situação de serviço [5].

O projetista deverá garantir por meio das suas indicações estruturas duráveis e compatíveis com a sua necessidade em serviço. Em suma os requisitos de projeto devem permitir que a estrutura esteja protegida de mecanismos de deterioração tanto da matriz cimentícia como o aço. Sobre a ótica do projeto estrutural podem ser regulados fatores como relação água-cimento, módulo de elasticidade, consumo de cimento e cobrimento por exemplo.

Souza e Ripper [6] afirmam que a durabilidade é afetada por três grandes fatores: (a) Falhas relacionadas a etapas de projeto; (b) Falhas relacionadas a etapas de execução; e (c) Falhas relacionadas a etapa de utilização. Porém a nível de projeto que o foco desse livro ele estabelece seis fatores, são eles:

1. Falta de compatibilização de projetos (arquitetônicos, estruturais, hidráulicos, elétricos etc.);
2. Má especificação de materiais;
3. Detalhamentos incorretos ou insuficientes;
4. Erros de dimensionamento;
5. Má definição de concepções estruturais, erro de dimensionamento de cargas atuantes etc.

Vista essas definições e apontamentos faremos agora uma explanação sobre os mecanismos de deterioração e como estabelecer critérios em projeto que mitiguem esses efeitos.

## Mecanismos de deterioração de estruturas de concreto

De acordo com a NBR 6118 [2] os mecanismos mais importantes para o envelhecimento de uma estrutura são dados a seguir:

a) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos ao concreto:

a.1) Lixiviação (águas puras e ácidas);

a.2) Expansão (sulfatos, magnésio);

a.3) Expansão (reação álcali-agregado);

a.4) Reações deletérias (superficial tipo eflorescências).

b) Mecanismos preponderantes de deterioração relativos à armadura:

b.1) Corrosão devida à carbonatação;

b.2) Corrosão por elevado teor de íon cloro (cloreto). c) Mecanismos de deterioração da estrutura propriamente dita:

c.1) Ações mecânicas, movimentações de origem térmica, impactos, ações cíclicas etc.

O Quadro 4.2 apresenta os principais mecanismos de deterioração da estrutura e suas consequências sobre o sistema estrutural.

|  |
| --- |
| **Quadro 4.2 - Principais mecanismos de deterioração das estruturas de concreto armado** [7,8]**.** |
|  |

## Controles a nível de projeto para durabilidade

Como visto no Quadro 4.2 o meio ambiente tem influência direta nos mecanismos de deterioração da estrutura. Por estes agentes estarem ligados ao meio ambiente a NBR 6118 [2] classifica no item 6.4 as possíveis zonas de exposição de uma estrutura de concreto qualquer, sendo que o Quadro 4.3 apresenta detalhadamente cada uma das chamadas classes de agressividade ambiental.

Com isso o engenheiro responsável pelo projeto estrutural terá condições de qualificar a estrutura segundo os critérios de agressividade e, portanto, determinar as características necessárias da estrutura para atendimento aos requisitos de durabilidade.

Salientamos aqui que a ABNT NBR 12655 “Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento”[9] estabelece em seu item 4.2 que o engenheiro responsável pelo projeto deverá informar a resistência característica do concreto utilizado na estrutura () e em caso de etapas construtivas informar o (Resistência Característica à Compressão em uma idade j determinada), especificação dos requisitos de durabilidade da estrutura durante sua vida útil.

|  |
| --- |
| **Quadro 4.3 - Classe de agressividade ambiental** [2]**.** |
| |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | | **Classe de agressividade ambiental** | **Agressividade** | **Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto** | **Risco de deterioração da estrutura** | | I | Fraca | Rural | Insignificante | | Submersa | | II | Moderada |  | Pequeno | | III | Forte |  | Grande | |  | | IV | Muito forte |  | Elevado | | Respingos de maré | | 1 Pode-se admitir um microclima com a classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).  2 Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.  3 Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas. | | | | |

Além dessa classificação Helene [10] introduz em seus textos técnicos o conceito de determinação da classe de agressividade em função do nível de exposição da estrutura ao micro-clima e também a substâncias de caráter agressivo. O Quadro 4.4 e Quadro 4.5 apresentam essas distinções de critérios.

|  |
| --- |
| **Quadro 4.4 - Classe de agressividade ambiental em função das condições de exposição do microclima** [10]**.** |
|  |
|  |

É importante salientar que a classificação do Quadro 4.5 é um critério rigoroso e normalmente exige ensaios preliminares para averiguar as condições de futura exposição da estrutura. No Brasil esses critérios normalmente são utilizados para projeto de estruturas de concreto destinadas a obras de infraestrutura como as Estações de Tratamento de Água e Esgoto.

|  |
| --- |
| **Quadro 4.5 - Classe de agressividade ambiental visando a durabilidade do concreto segundo valores referenciais CEB-FIP Model Code 1990** [10]**.** |
|  |

Medeiros *et al.* [7] e Helene [10] afirmam que a durabilidade um sistema estrutural em concreto dependerá da regra dos 4C, conforme descrito a seguir:

1. Composição ou traço;
2. Compactação ou adensamento efetivo do concreto na estrutura;
3. Cura efetiva do concreto na estrutura;
4. Cobrimento das armaduras.

Parte do primeiro item citado e o último dessa lista de critérios cabe ao projetista estrutural defini-los em um projeto de concreto armado. A composição ou traço do concreto normalmente é definida por um tecnologista do concreto ou especialista da área que trabalhe com métodos de dosagem, porém esse profissional necessita de uma informação básica a resistência característica à compressão do concreto ou e o abatimento. Com essas informações o mesmo poderá definir o traço que atenda ao e abatimento. Alguns fatores influenciam a escolha dessa propriedade e aqui falaremos do ponto de vista da durabilidade e vida útil das peças de concreto.

A NBR 6118 [2] em seu item 7.4 especifica a relação água-cimento máxima, classe do concreto apropriada dada a Classe de Agressividade Ambiental (CAA) e consumo de cimento Portland. Outras classificações também podem ser vista em Helene [10].

|  |
| --- |
| **Quadro 4.6 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto** [2,9]**.** |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | |  |  | Classe de agressividade | | | | | I | II | III | IV | | Relação água/cimento em massa | CA | 0,65 | 0,60 | 0,55 | 0,45 | | Classe de concreto (ABNT NBR 8953) | CA | C20 | C25 | C30 | C40 | | Consumo de cimento Portland por metro cúbico de concreto (kg/m3) | CA | 260 | 280 | 320 | 360 | | 1 O concreto empregado na execução de estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12 655.  2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais do concreto armado. | | | | | | |

Em relação ao abatimento a classificação é dada pela NBR 8953 [11]. A consistência é dividida em cinco classes S conforme Quadro 4.7 e deverá ser definida em projeto juntamente com o .

|  |
| --- |
| **Quadro 4.7 – Classe de consistência** [11]. |
| |  |  |  | | --- | --- | --- | | **Classe** | **Abatimento** | **Aplicações típicas** | | **mm** | | S10 | 10 ≤ A < 50 | Concreto extrusado, vibroprensado ou centrifugado | | S50 | 50 ≤ A < 100 | Alguns tipos de pavimentos e de elementos de fundação | | S100 | 100 ≤ A < 160 | Elementos estruturais, com lançamento convencional do concreto | | S160 | 160 ≤ A < 220 | Elementos estruturais com lançamento bombeado do concreto | | S220 | ≥ 220 | Elementos estruturais esbeltos ou com alta densidade de armaduras | | NOTA 1 De comum acordo entre as partes, podem ser criadas classes especiais de consistência, explicitando a respectiva faixa de variação do abatimento. | | | | NOTA 2 Os exemplos deste quadro são ilustrativos e não abrangem todos os tipos de aplicações. | | | |

A antiga versão da NBR 7212 [12] delimitava a tolerância permitida em cada uma das faixas de abatimento e normalmente as concreteiras padronizaram essas famílias de faixa de abatimento (exemplo: 5±1, 8±1, 10±2, 16±3, 22±3) . A Votorantim cimentos[[1]](#footnote-1) específica 460 famílias de traços em seu documento técnico. Em relação a tolerância a mesma é dada da seguinte forma:

1. Abatimento de 10 a 90 mm - tolerância 10 mm;
2. Abatimento de 100 a 150 mm - tolerância 20 mm;
3. Acima de 160 mm - tolerância 30 mm.

A propriedade no estado fresco que é fortemente influenciada pelo abatimento é a trabalhabilidade do concreto, tal propriedade é essencial para que ocorra o espalhamento adequado do concreto pelas fôrmas e além disso em situações de bombeamento do concreto o mesmo não sofra exsudação ou entupa a tubulação, causando problemas no ato de execução da peça estrutural.

Em linhas gerais o estudo do transporte por meio de bombeamento é complexo [13] e normalmente com a informação do projetista estrutural de recomendação de abatimento a construtora irá adequar o sistema de bombeamento para aquele nível de consistência. Algumas recomendações de abatimento são feitas na literatura para que o projetista estrutural possa se guiar nessa recomendação. São exemplo des recomendação a de Ripper [14] no Quadro 4.8 e de Helene e Terzian[15] no Quadro 4.9.

|  |
| --- |
| **Quadro 4.8 – Limite de abatimento por tipo de peça estrutural** [11]. |
|  |

|  |
| --- |
| **Quadro 4.9 – Limite de abatimento de acordo com peça estrutural e taxa de armadura** [15]. |
|  |

Além dos critérios estabelecidos de e abatimento o projetista deverá delimitar nos seus projetos o cobrimento das armaduras. A camada, dita cobrimento, inicia-se a partir da face externa da barra de aço (seja ela estribo em caso de vigas ou barras longitudinais em caso de lajes) e se estende por uma determinada espessura conforme descrito no Quadro 4.10 item 7.4.7.6 da NBR 6118 [2]. Esses valores são descritos conforme o tipo de elemento estrutural. A Figura 4.3 apresenta o detalhamento seções típicas em concreto armado onde é definido o cobrimento nominal ().

|  |
| --- |
| **Quadro 4.10 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal para ∆c = 10 mm** [2]**.** |
| |  |  |  |  |  |  | | --- | --- | --- | --- | --- | --- | | **Tipo de estrutura** | **Componente ou elemento** | **Classe de agressividade ambiental (CAA)** | | | | | **I** | **II** | **III** | **IV2** | | **Cobrimento nominal (mm)** | | | | | **Concreto armado** | **Laje1** | 20 | 25 | 35 | 45 | | **Viga/Pilar** | 25 | 30 | 40 | 50 | | **Elementos estruturais em contato com solo3** | 30 | | 40 | 50 | | 1 Para a face superior de laje e vigas que serão revestidas com argamassas de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, com pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5 respeitando um cobrimento nominal 15 mm.  2 Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.  3 Nos trechos dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal 45 mm. | | | | | | |

|  |  |
| --- | --- |
| **Figura 4.3 - Seções de concreto armado com a representação do cobrimento (). (a) Viga ou pilar de seção retangular; e (b) Laje de concreto armado.** | |
|  |  |
| **(a)** | **(b)** |

Medeiros *et al.* [7] afirma que em uma estrutura de concreto, seja ela armado ou protendido, o aço é a parte mais sensível a ataque do meio ambiente e por essa razão as armaduras devem ficar protegidas através de uma espessura de concreto de cobrimento.

Essa “pele” de pasta, argamassa e concreto sobre o aço também possui características variáveis ao longo do tempo. Logo após a compactação e durante o período de cura, ela é altamente alcalina com pH de aproximadamente 12,6. A partir da interrupção da cura, inicia-se o processo de envelhecimento que poderá culminar com a despassivação das armaduras [7].

Observa-se que o cobrimento das armaduras tem uma importância fundamental no que se refere à vida útil das estruturas, assim como os procedimentos executivos têm consequências preponderantes na qualidade desta camada. Sendo assim, é imperativo que o cobrimento seja projetado e executado adequadamente, a fim de garantir o desempenho projetado para a estrutura [7].

A equação **Erro! Fonte de referência não encontrada.** representa o cobrimento nominal e suas parcelas. Pode-se notar que o cobrimento nominal é dado por um cobrimento mínimo acrescido de uma variação de cobrimento que para construção do Quadro 4.10 foi de 10 mm. A NBR 6118[2] item 7.4.7.4 afirma que quando houver um controle adequado de qualidade e limites rígidos de tolerância da variabilidade das medidas durante a execução, pode ser adotado o valor ∆c = 5 mm, mas a exigência de controle rigoroso deve ser explicitada nos desenhos de projeto. Portanto pode-se reduzir me 5 mm os valores do Quadro 4.10.

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4.1) |

A NBR 6118[2] ainda delimita que em caso de adoção de um concreto com classe de resistência superior ao valor mínimo exigido os valores do Quadro 4.10 podem ser reduzidos em 5 mm também.

A Dimensão Máxima Característica do agregado graúdo (DMC) não poderá exceder o cobrimento nominal em 1,2 vezes () conforme item 7.4.7.6 da NBR 6118[2]**.**

A NBR 6118 [2]no item 7.4.7.5 ainda estabelece que os cobrimentos nominais e mínimos estão sempre referidos à superfície da armadura externa, em geral à face externa do estribo. O cobrimento nominal de uma determinada barra deve sempre ser:

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  |  | (4.2) |

e

|  |  |  |
| --- | --- | --- |
|  | representa o número de barras do feixe de armadura. | (4.3) |

## Mecanismos de controle no canteiro de obras

Além dos requisitos essenciais na elaboração de projetos estruturais é comum também alguns apontamentos construtivos que se pode fazer a nível de projeto evitando que a estrutura de concreto armado possa vir a “contrair patologias” por efeito de um processo construtivo inadequado. Para isso é essencial que tanto engenheiro de projeto e engenheiro supervisor da construção mantenham um diálogo constante.

A normativa que regulamenta o processo construtivo de uma estrutura de concreto é a ABNT NBR 14931 “Execução de estruturas de concreto – procedimento” [16]. Tal normativa regulamenta esse arcabouço de recomendações para o famoso critério de “boas práticas” da construção em concreto. Logo é muito comum que engenheiros projetistas deixem notas em seus projetos recomendam alguns dos pontos estabelecidos nessa normativa, como por exemplo: (a) Cura de todos os elementos que os mesmos atinjam igual ou superior a 15 MPa; (b) O padrão de retirada de formas e escoramentos das estruturas de concreto; e (c) Controle do concreto utilizado através dos planos de concretagem.

|  |
| --- |
| **Você Sabia ????** |
| AQUI COLOCAR UM VOCÊ SABIA DE RETIRADA DE FORMAS E CIMBRAMENTOS PARA CONCRETO....PRINCIPALMENTE SOBRE A QUATÃO DO PLANO DE DESFORMA E REESCORAMENTO |

Na parte de controle do processo construtivo uns dos termos que mais poderá influenciar o projetista estrutural é a verificação do real do concreto aplicado, visto que esse nem sempre será o mesmo especificado em projeto. Isso deve ao fato da natureza de que a resistência mecânica do material possui uma variação intrínseca que mesmo com o melhor controle de qualidade no processo de dosagem não será eliminada. Portanto o engenheiro estrutural deve ficar atento ao controle realizado pelo supervisor do canteiro de forma que essa testagem do concreto garantirá que o concreto aplicado será o mesmo do especificado em projeto.

A determinação do é realizada por amostragem conforme orientações da NBR 12655 [9] e das equações (4.4) a .(4.6). Nesse caso é apresentado o modelo para amostragem parcial que é o que ocorre no dia a dia de estruturas usuais em concreto armado.

1. Para n (número de amostras) 6 ≤ n ≤ 20:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4.4) |

Onde é a resistência à compressão na idade especificada; é igual a e despreza-se o valor mais alto de , se for ímpar; e são os valores das resistências dos exemplares, em ordem crescente.

1. Para n ≥ 20:

|  |  |
| --- | --- |
|  | (4.5) |
|  | (4.6) |

Onde é a resistência média dos exemplares do lote, (expressa em MPa); e é o desvio padrão dessa amostra de exemplares, (expressa em MPa).

O valor 1,65 corresponde ao quantil de 5,00%, ou seja, apenas 5% dos corpos de-prova possuem fc < fck, ou, ainda, 95,00% dos corpos-de-prova possuem fc ≥ fck. Já O desvio-padrão corresponde à distância entre a abscissa de e a do ponto de inflexão da curva (ponto em que ela muda de concavidade). O valor 1,65 corresponde ao quantil de 5%, ou seja, apenas 5% [17].

É válido ressaltar que a NBR 12655 [9] reforça que para um controle parcial, em que são retirados exemplares de betonadas distintas, as amostras devem ser de no mínimo seis exemplares para os concretos do grupo I (classes até C50, inclusive) e 12 exemplares para os concretos do grupo II (classes superiores a C50), conforme estabelece a NBR 8953 [11].

Portanto verificado o o projetista estrutural terá ciência se o concreto aplicado atende a resistência especificada em projeto e em casos que a resistência desejada é muito superior ao concreto aplicado é necessária a situação de reforço estrutural das peças de concreto.

COMO VAMOS FECHAR O CAP. 4 ????

## Referências

[1] Kimura A. Informática Aplicada a Estruturas de Concreto Armado. Oficina de Textos; 2018.

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2014.

[3] Possan E, Demoliner CA. Desempenho, durabilidade e vida útil das edificações: Abordagem geral. Revista Técnico-Científica do CREA-PR n.d.:15.

[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 15575: Edificações habitacionais – desempenho. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2013.

[5] Pinto AD de O. Estudo da durabilidade de materiais e sistemas construtivos. Mestrado em Engenharia Civil. Universidade do Porto, 2008.

[6] Souza VCM de, Ripper T. Patologia, recuperação e reforço de estruturas de concreto. São Paulo (SP): PINI; 1998.

[7] de Medeiros MHF, Andrade JJ de O, Helene P. Concreto: Ciência E Tecnologia. vol. 1. Ibracon - Instituto Brasileiro do Concreto; 2011.

[8] Reis LSN. Sobre a recuperação e reforço de estruturas de concreto armado. Mestrado em Engenharia de Estruturas. Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG), 2001.

[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle, recebimento e aceitação - procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2015.

[10] Helene PRL. Introdução da durabilidade no projeto das estruturas de concreto. Ambiente Construído 1997;1:45–57.

[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2015.

[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 7212: Execução de concreto dosado em central - procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2012.

[13] Weidmann DF. Contribuição ao estudo da influência da forma e da composição granulométrica de agregados miúdos de britagem nas propriedades do concreto de cimento Portland. Mestre em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 2008.

[14] Ripper E. Manual prático de materiais de construção: recebimento, transporte interno, estocagem, manuseio e aplicacao. São Paulo: Pini; 1995.

[15] Helene P, Terzian P. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo: Pini; 1992.

[16] Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 14931: Execução de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2004.

[17] Pinheiro LM, Muzardo CD, Santos SP. Fundamentos do concreto e projeto de edifícios - Capítulo 2. 2003.

1. <https://www.institutodeengenharia.org.br/site/wp-content/uploads/2017/10/arqnot10052.pdf> [↑](#footnote-ref-1)