

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE
SOLO REFORÇADO SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO**

Bruno Teixeira Dantas

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Maurício Ehrlich, D.Sc.

Prof. Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Ph.D.

Profª. Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ph.D.

Prof. Ennio Marques Palmeira, Ph.D.

Prof. Maurício Abramamento, Ph.D.

Prof. Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2004

DANTAS, BRUNO TEIXEIRA

Análise do comportamento de estruturas
de solo reforçado sob condições de trabalho
[Rio de Janeiro] 2004

XIII, 209 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,
D.Sc., Engenharia Civil, 2004)

Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Solo Reforçado 2. Método de Análise

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Maurício Ehrlich por sua orientação sábia e segura, pelo dom de transmitir seus conhecimentos de forma clara e simples, por sua amizade, amplo incentivo e colaboração, por sua dedicação e disponibilidade.

À Eloísa, minha esposa, por todo seu amor, carinho e compreensão, que representaram uma fonte inestimável de energia e incentivo para a conclusão deste trabalho.

À Elena, minha linda filhinha, pelo companheirismo em algumas jornadas de trabalho no “copitador”, cujo amor, alegria e esperteza são motivo de muito orgulho.

À minha mãe por seu incentivo, acolhimento e amor.

Aos professores Alberto Sampaio Ferraz Jardim Sayão, Anna Laura Lopes da Silva Nunes, Ennio Marques Palmeira, Maurício Abramento e Paulo Eduardo Lima de Santa Maria, pela aceitação em compor a banca examinadora.

Ao professor Ennio Marques Palmeira agradeço, ainda, o seu auxílio na cessão de bibliografia.

Ao Marcos Massao e ao Mário Ríccio pela colaboração nos períodos de matrícula.

Ao CNPq, pelo suporte financeiro fornecido durante o primeiro ano de estudos da tese.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Bruno Teixeira Dantas

Junho/2004

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho analisa o comportamento de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho, através de estudos analíticos e computacionais, evidenciando os principais fatores de influência e sua forma de atuação. Identifica-se, com base em um único referencial teórico-analítico, o papel da geometria e das características do solo, do reforço, da face e do processo construtivo sobre o comportamento de maciços reforçados. Os modelos de análise fundamentam-se na análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos, no método teórico-analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a) e em simulações computacionais. Uma nova proposta para a simulação numérica da compactação é apresentada. Comparações com estudos experimentais e numéricos publicados por outros autores demonstraram que o método teórico-analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a) é capaz de representar com razoável acurácia os resultados de tração máxima nos reforços para uma ampla faixa de geometrias, tipos de reforço, características do solo e condições de compactação.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

**ANALYSIS OF THE BEHAVIOR OF REINFORCED SOIL STRUCTURES
UNDER WORKING STRESS CONDITIONS**

Bruno Teixeira Dantas

June/2004

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This work analyses the behavior of reinforced soil structures under working stress, through analytical and numerical studies, presenting the main influence factors and the mechanisms related to structure equilibrium. It has been shown, through an unique analytical framework, the role of geometry, reinforcement and facing type, soil properties and construction process on the behavior of reinforced soil structures. The analyses have been carried out based on dimensional analysis and theory of models, on the DANTAS & EHRLICH (2000a) analytical method and on numerical modeling. A new procedure for simulating compaction induced stress in FEM analyses is presented. It is shown, by comparison with experimental and numerical results published in the literature, that DANTAS & EHRLICH procedure is accurate over a wide range of geometry, reinforcement type, soil properties and compaction conditions.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
1.2. OBJETIVO E ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	1
CAPÍTULO 2 COMPORTAMENTO E MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO4	
2.1 INTRODUÇÃO.....	4
2.2 CONCEITOS BÁSICOS	5
2.3 PROPRIEDADES REQUERIDAS PARA O SOLO DA REGIÃO REFORÇADA.....	9
2.4 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NO ESTADO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS DE MACIÇOS REFORÇADOS	14
2.4.1 Evidências experimentais da influência da rigidez do reforço.....	22
2.5 EFEITO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO SOBRE O COMPORTAMENTO DE MACIÇOS REFORÇADOS	29
2.6 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FACE NO COMPORTAMENTO DE MACIÇOS REFORÇADOS	35
2.7 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO	39
2.7.1 Métodos semi-empíricos	39
2.7.2 Métodos de equilíbrio limite	40
2.7.3 Métodos teórico-analíticos de análise do comportamento de maciços reforçados sob condições de trabalho	43
CAPÍTULO 3 ANÁLISE DIMENSIONAL DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO.....45	
3.1 INTRODUÇÃO	45
3.2 FUNDAMENTOS DE ANÁLISE DIMENSIONAL E TEORIA DA SEMELHANÇA E DOS MODELOS FÍSICOS.....	45

3.2.1	Procedimento para a obtenção de um conjunto completo de números Π independentes entre si.....	47
3.3	APLICAÇÃO A ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO	50
3.3.1	Matriz dimensional e números Π	54
3.3.2	Condições de semelhança e fatores de escala	58
CAPÍTULO 4 ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO		62
4.1	INTRODUÇÃO	62
4.2	FUNDAMENTOS DE MODELAGEM TEÓRICO-ANALÍTICA DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO	63
4.3	FUNDAMENTOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO	67
4.4	ANÁLISE DOS PRINCIPAIS FATORES DE INFLUÊNCIA NO EQUILÍBRIO DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO	73
4.4.1	Influência da geometria da estrutura.....	73
4.4.2	Influência de características do solo	79
4.4.3	Influência de características da face	83
4.4.4	Influência do processo construtivo	92
4.5	MODELAGEM TEÓRICO-ANALÍTICA	95
4.5.1	Equilíbrio interno.....	96
4.5.2	Determinação da deformação específica horizontal no solo.....	100
4.5.3	Determinação da tração máxima no reforço	108
4.5.4	Ábacos para o cálculo da tração máxima no reforço.....	112
4.5.5	Discussão sobre as principais hipóteses e condições de aplicação do método de DANTAS e EHRLICH (2000a).....	123
4.6	MODELAGEM COMPUTACIONAL	124
4.6.1	Estruturas modeladas	125
4.6.2	Propriedades do solo	126
4.6.3	Propriedades do reforço e da face.....	129
4.6.4	Malhas de elementos finitos e processo construtivo	129
4.6.5	Uma nova proposta para a simulação da compactação.....	131

CAPÍTULO 5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	141
5.1 INTRODUÇÃO	141
5.2 COMPORTAMENTO GLOBAL DAS ESTRUTURAS	142
5.2.1 Deslocamentos.....	149
5.2.2 Distribuição de tração ao longo do reforço.....	153
5.2.3 Tensão vertical, horizontal, de cisalhamento e rotação das tensões principais	158
5.2.4 Compactação	166
5.3 COERÊNCIA ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE PROPOSTOS.....	168
5.3.1 Avaliação dos modelos propostos sob o enfoque da análise dimensional.....	168
5.4 CAPACIDADE DE PREVISÃO DO MODELO TEÓRICO-ANALÍTICO	171
5.4.1 Comparação com as simulações computacionais realizadas	171
5.4.2 Comparação com resultados de outros autores	187
 CAPÍTULO 6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	197
6.1 CONCLUSÕES	197
6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	200
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	201

LISTA DE SÍMBOLOS

A	= área
A_r	= área transversal do reforço
b	= largura
B	= base ou largura da estrutura; ou módulo volumétrico
c	= coesão do solo
E	= módulo de Young
ECSR	= estrutura de contenção de solo reforçado
EI	= rigidez à flexão
E_r	= módulo de Young do reforço
E_{ur}	= módulo de Young do solo para descarregamento e recarregamento
f	= fator de ajuste
F_{ext}	= força horizontal que representa a ação da face sobre o equilíbrio interno da fatia
$F_{ext\ máx}$	= força horizontal atuante na fundação que representa a ação da face sobre o equilíbrio da estrutura
F_h	= resultante horizontal atuante nos planos médios entre reforços adjacentes
g	= aceleração da gravidade
h	= distância vertical entre o ponto B e o pé do talude
H	= altura do talude
J	= rigidez axial
k	= fator de escala
K	= coeficiente de empuxo lateral na situação de equilíbrio
K_a	= coeficiente de empuxo ativo de Rankine
K_{aa}	= coeficiente equivalente ao empuxo ativo de Rankine
K_c	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento
K_c^p	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no carregamento em termos de tensões principais
$K_{\Delta 2}$	= coeficiente de decréscimo das tensões horizontal e vertical
$K_{\Delta 2}^p$	= coeficiente de decréscimo das tensões principais
K_o	= coeficiente de empuxo no repouso
K_o^p	= coeficiente de empuxo no repouso em termos de tensões principais
K^p	= coeficiente de empuxo em termos de tensões principais

K_r	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento
K_r^p	= coeficiente de empuxo de equilíbrio no descarregamento em termos de tensões principais
l	= comprimento
L	= comprimento dos reforços; comprimento do rolo compactador; ou comprimento longitudinal da estrutura
L_e	= comprimento do reforço na extremidade oposta à face
L_f	= comprimento da malha de elementos finitos no seu trecho final
LL	= limite de liquidez
L_r	= comprimento do reforço
m	= parâmetro adimensional do módulo volumétrico
n	= parâmetro adimensional do módulo de Young
N_γ	= fator de capacidade de carga
OCR	= razão de sobreadensamento
P_a	= pressão atmosférica
q	= sobrecarga uniformemente distribuída
Q	= força de operação máxima do equipamento de compactação; sobrecarga linearmente distribuída
R_f	= relação de ruptura
S_h	= espaçamento horizontal entre reforços adjacentes
S_i	= índice de rigidez relativa reforço-solo
SL	= variável nível de tensões
SS	= variável estado de tensões
S_v	= espaçamento vertical entre reforços adjacentes
T	= tração máxima
$w_{ótima}$	= umidade ótima
x	= distância horizontal
y	= elevação em relação à base da estrutura
z	= profundidade em relação ao topo da estrutura ou altura de solo até a face
z_c	= profundidade de influência da compactação

α	= parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento
β	= extensibilidade relativa entre solo e reforço
δ	= rotação das tensões principais em relação à horizontal; ou deslocamento da face
δ_c	= rotação das tensões principais em relação à horizontal no carregamento
δ_d	= rotação das tensões principais em relação à horizontal no descarregamento
δ_h	= deslocamento horizontal da face
$\Delta\phi$	= taxa de redução do ângulo de atrito
$\Delta\sigma_v$	= acréscimo de tensão vertical de pico induzido pela compactação
$\Delta\sigma_h$	= acréscimo de tensão horizontal de pico induzido pela compactação
$\Delta\sigma_{h,r}$	= acréscimo de tensão horizontal residual da compactação
ε	= deformação específica
ε_{xr}	= deformação específica do reforço no ponto de tração máxima
ε_{xs}	= deformação específica do solo na direção do reforço no ponto de tração máxima
ϕ	= ângulo de atrito do solo
ϕ_m	= ângulo de atrito mobilizado no solo
γ	= peso específico
κ	= parâmetro adimensional do módulo de Young para carregamento
κ_B	= parâmetro adimensional do módulo volumétrico
κ_{ur}	= parâmetro adimensional do módulo de Young para descarregamento e recarregamento
λ	= ângulo de atrito na interface entre dois materiais
ν_o	= coeficiente de Poisson durante o carregamento
ν_{un}	= coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento
Π	= número Π
θ	= ângulo que a superfície potencial de ruptura faz com a horizontal no ponto de tração máxima
ρ	= massa específica
σ_1	= tensão principal maior

σ_{1c}	= máxima tensão principal maior que já atuou durante todo o processo construtivo
σ_3	= tensão principal menor
σ_{3c}	= tensão principal menor de equilíbrio no carregamento
σ_{3r}	= tensão principal menor de equilíbrio no descarregamento
σ_h	= tensão horizontal
$\sigma_{h\text{ méd}}$	= tensão horizontal média
σ_v	= tensão vertical
σ_x	= tensão horizontal
σ_{xc}	= tensão horizontal de equilíbrio no carregamento
$\sigma_{xp,i}$	= tensão horizontal induzida pela compactação
σ_{xr}	= tensão horizontal de equilíbrio no descarregamento
σ_z	= tensão vertical
σ_{zc}	= máxima tensão vertical que já atuou no solo durante todo o processo construtivo
$\sigma_{zc,i}$	= tensão vertical induzida pela compactação
σ_{ze}	= tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura
τ	= tensão cisalhante
τ_{xz}	= tensão cisalhante no solo atuante no ponto de máxima tensão no reforço
$\tau_{xz_{EC}}$	= tensão cisalhante atuante ao longo de \overline{EC}
ω	= ângulo de inclinação da face da estrutura com a horizontal

Símbolos subscritos

crít	= crítico
f-f	= relativo à interface face-solo de fundação
face	= relativo à face
fund	= relativo ao solo de fundação
máx	= máximo
méd	= média
mín	= mínimo
ref	= relativo ao reforço

s-ref = relativo ao solo da região reforçada
s-ñref = relativo ao solo da região não reforçada
s-r = relativo à interface solo-reforço
s-f = relativo à interface solo-face
solo = relativo ao solo
ult = último, colapso

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Desde a sua concepção moderna, na década de 60 com o engenheiro francês Henri Vidal, os sistemas de contenção em solo reforçado vêm despertando interesses acadêmicos e comerciais. Métodos de análise e dimensionamento vêm sendo desenvolvidos a partir de estudos analíticos, numéricos e observação do comportamento de estruturas reais e de modelos experimentais.

Entretanto, apesar de grandes avanços terem sido obtidos, o entendimento da influência de alguns fatores, tais como geometria, rigidez do reforço e da face, coesão e compactação do solo, no equilíbrio e deslocamentos de tais estruturas ainda não é completo. Desta forma, grande parte das metodologias de análise disponíveis é aplicável somente a situações específicas de geometria, tipo de reforço e de solo, o que tende a dificultar a compreensão do fenômeno como um todo. Em geral, estas limitações decorrem do fato de a maioria das metodologias ser fundamentada no método de equilíbrio limite e em formulações empíricas, nos quais as relações constitutivas dos materiais envolvidos são normalmente ignoradas.

Metodologias que levam em consideração as relações constitutivas dos materiais e o estado de tensão na estrutura apresentam a característica de serem aplicáveis a qualquer sistema de contenção, independente do tipo de reforço. Os estudos paramétricos através de métodos numéricos e as formulações analíticas baseadas em condições de trabalho são exemplos deste tipo de metodologia.

1.2. OBJETIVO E ORGANIZAÇÃO DA TESE

O objetivo do presente trabalho é ampliar a compreensão dos mecanismos e fenômenos relacionados com o equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) sob condições de trabalho.

Desenvolve-se um estudo que visa analisar o estado de tensões e as deformações de uma massa de solo reforçado, sob uma ampla faixa de geometrias, sistemas de reforço, propriedades do solo de aterro e condições de compactação. O trabalho procura identificar quais são os principais parâmetros de influência e como atuam sobre: (i) as solicitações nos reforços, tanto os valores de pico quanto a sua distribuição no plano do reforço; (ii) a posição da superfície potencial de ruptura; (iii) a distribuição das tensões verticais, horizontais e de cisalhamento, bem como do ângulo de rotação de tensões principais na massa; e (iv) os deslocamentos da estrutura. Os estudos são conduzidos utilizando-se uma metodologia única e uniforme, independentemente da geometria da estrutura, tipo de reforço ou de solo, diferenciando-se, nesse sentido, das abordagens usuais.

A metodologia do trabalho fundamenta-se em: (i) análise de resultados de estudos experimentais e numéricos publicados na literatura que permitissem evidenciar, nitidamente, mecanismos relacionados com o equilíbrio de ECSR sob condições de trabalho; (ii) estudos analíticos e simulações computacionais do comportamento de ECSR sob diferentes situações de geometria, de características do solo, do reforço, da face e de compactação.

São contribuições específicas do presente trabalho para o entendimento do comportamento de ECSR:

- Análise dimensional do problema dos esforços internos e deslocamentos em ECSR;
- Análise do efeito da coesão do solo e da rigidez da face sobre o comportamento de ECSR;
- Elaboração de ábacos adimensionais para o cálculo da tração máxima no reforço incluindo a coesão do solo;
- Desenvolvimento de um novo procedimento para a simulação numérica da compactação do solo.

Uma breve descrição dos capítulos seguintes é apresentada a seguir.

No capítulo 2, apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os principais fatores de influência no comportamento de estruturas de contenção de solo reforçado sob condições de trabalho. São expostas, também, as metodologias usuais de análise e suas características fundamentais.

No capítulo 3, apresenta-se um estudo dimensional dos parâmetros relacionados com o equilíbrio, seja em condições de trabalho ou na iminência do colapso, de

estruturas de contenção de solo reforçado. Identificam-se os números Π e os fatores de escala do problema da análise de esforços internos e deslocamentos em maciços reforçados.

Na capítulo 4, apresentam-se os modelos teórico-analítico e computacional de análise de esforços internos e deslocamentos de estruturas de contenção de solo reforçado que compõem a metodologia proposta neste trabalho. Ênfase é dada ao entendimento do papel da geometria e das características do solo, do reforço, da face e do processo construtivo no comportamento mecânico de ECSR.

No capítulo 5, apresentam-se os resultados das simulações computacionais e um estudo da capacidade de previsão do modelo teórico-analítico proposto. A acurácia do modelo teórico-analítico é avaliada com base nos resultados das análises numéricas conduzidas e de trabalhos experimentais e/ou computacionais desenvolvidos por outros pesquisadores.

No capítulo 6, apresentam-se as conclusões do trabalho e sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

COMPORTAMENTO E MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

2.1 INTRODUÇÃO

A técnica do solo reforçado consiste em um procedimento construtivo que busca a melhoria das propriedades mecânicas do solo pela inclusão de elementos resistentes à tração na massa. A associação do solo com o reforço resulta em um material compósito com características de resistência e deformabilidade aprimoradas.

A inserção de elementos resistentes na massa de solo é uma técnica empregada nas construções desde tempos remotos. Grandes templos religiosos da Babilônia, chamados Ziggurats, construídos entre 5000 e 2500 anos atrás, utilizavam mantas horizontais de juncos e peças de bambu regularmente espaçadas para reforçar as camadas de aterro. Habitações primitivas do período pré-histórico empregavam argila e galhos e ramos de árvores como elementos de reforço. Diques de terra também eram construídos com peças de árvores inseridas na massa com o objetivo de aprimorar a estabilidade (MITCHELL e VILLET 1987, ELIAS et al. 2001).

Entretanto, o desenvolvimento moderno da técnica só se deu a partir da década de 60, quando o engenheiro francês Henri Vidal patenteou um sistema de contenção utilizando tiras metálicas como elementos de reforço, denominado Terra Armada (“Terre Armée”). O sistema mostrou-se como uma excelente alternativa técnica e econômica aos muros de arrimo clássicos, tendo sido difundido para outras aplicações tais como encontros de ponte, reforço de fundações, muros de cais, silos enterrados, etc. O processo construtivo em solo reforçado, desde então, vem apresentando constante evolução com o desenvolvimento de novos sistemas de contenção, tipos de reforço e opções de face que privilegiam o acabamento estético da obra.

São características das obras de contenção em solo reforçado (ELIAS et al. 2001):

- Sistema construtivo simples e rápido, não necessitando de mão-de-obra e equipamentos especializados;
- Emprego de equipamentos de movimento de terra;

- Custo bastante competitivo, principalmente quando não há necessidade de importar material de aterro (pequenas distâncias de transporte);
- A estrutura não necessita de fundações rígidas, pois apresenta elevada capacidade de absorção de deformações, recalques diferenciais e sismos;
- Possibilidade de adaptação da face ao ambiente paisagístico local, com várias opções de acabamento;
- Requer largura relativamente grande para o maciço arrimado, uma vez que trabalha como um muro de gravidade.

2.2 CONCEITOS BÁSICOS

Uma estrutura de solo reforçado é composta basicamente de três elementos: solo, reforços e face. O processo construtivo consiste no lançamento e compactação do solo em camadas, colocação da face e assentamento dos reforços normalmente em planos horizontais, em cotas previamente determinadas, conectados ou não à face. A figura 2.1 apresenta um esquema de uma estrutura típica.

Atuando como estrutura de arrimo, admite-se que a ação de contenção é devida exclusivamente à gravidade, ou seja, funciona como um muro de peso. Dessa forma, o solo é o componente mais abundante e deve ter massa e volume adequados. A compactação do solo neste tipo de obra é, portanto, um importante aspecto não apenas do ponto de vista mecânico, mas também funcional. Uma revisão sobre o efeito da compactação no comportamento destas estruturas é apresentada na seção 2.5. Uma discussão sobre as principais propriedades correntemente requeridas para os solos utilizados neste tipo de obra é apresentada na seção 2.3.

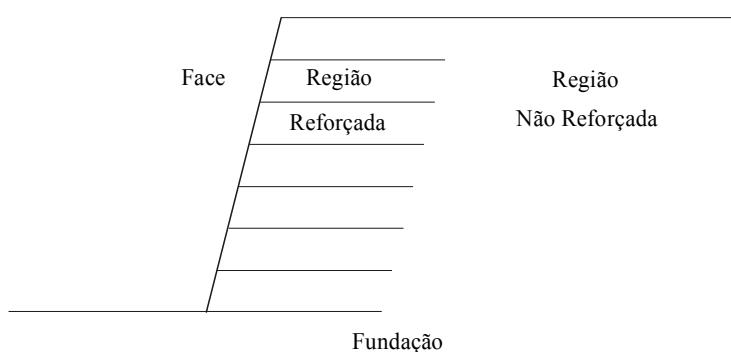


Figura 2.1: Ilustração esquemática de uma estrutura típica de solo reforçado.

Os reforços podem ser utilizados com comprimento e espaçamento uniformes ou variáveis. Quanto à geometria, podem se apresentar em forma de grelhas, mantas, tiras e barras. Os tipos mais comuns são os geossintéticos, que normalmente possuem baixa rigidez a esforços axiais, e os metálicos, geralmente com elevada rigidez axial. Por simplicidade, os reforços de baixa rigidez serão chamados de flexíveis ou extensíveis e os de elevada rigidez serão chamados de rígidos ou inextensíveis.

Estruturas com reforços flexíveis permitem maiores deslocamentos ao maciço reforçado e um estado de tensão mais próximo do estado ativo tende a prevalecer. Os maciços com reforços rígidos são caracterizados por baixa deformabilidade e um estado de tensão na massa tendendo ao estado de repouso. Uma revisão sobre a influência da rigidez do reforço no estado de tensão e deslocamentos da massa é apresentada na seção 2.4.

O mecanismo de reforço funciona por transferência de tensões do solo para o elemento resistivo. Tal transferência ocorre principalmente por atrito na interface solo-reforço, que mobiliza tensões de cisalhamento (τ) ao longo desta interface. No caso de elementos em forma de grelha existe uma parcela adicional que é transferida por resistência passiva ao longo das componentes transversais do reforço.

Duas regiões de comportamento distinto podem ser identificadas na figura 2.2a: a zona ativa e a zona resistente. A zona ativa compreende a porção do talude que tende a se instabilizar. A zona resistente, como o próprio nome sugere, é a região na qual a massa de solo é estável. A separação entre elas é marcada pela superfície potencial de ruptura. O reforço é posicionado de maneira que atravesse a zona ativa e haja um certo embutimento na zona resistente. Na zona ativa, admite-se que as tensões de cisalhamento atuando no reforço são direcionadas para fora do talude, enquanto que, na zona resistente, têm sentido oposto (figura 2.2a). Desenvolvem-se, então, esforços de tração ao longo do reforço, devendo apresentar valor máximo nas imediações da superfície potencial de ruptura (figura 2.2b). Para todos os efeitos práticos, considera-se que o ponto de maior valor de tração mobilizada coincide com a superfície potencial de ruptura (MITCHELL e VILLET 1987; JURAN e CHRISTOPHER 1989; ADIB 1988).

A inclusão do reforço no solo proporciona ao material composto um efeito similar a uma coesão anisotrópica. Tal se dá através de um aumento da tensão confinante no plano perpendicular ao do reforço, permitindo que configurações, que de outra forma não seriam, permaneçam estáveis sob diferentes geometrias, desde taludes abatidos a

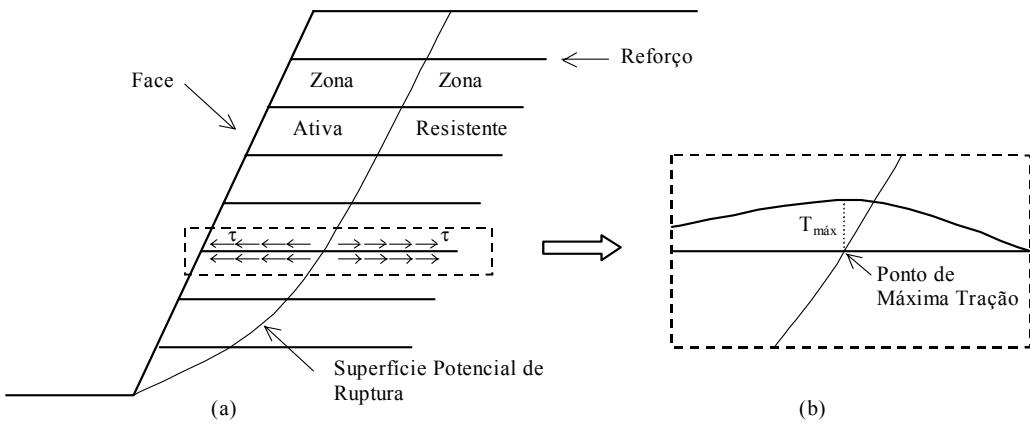


Figura 2.2: Ilustração esquemática: (a) do mecanismo de reforço; e (b) da tração mobilizada no reforço.

paredes verticais. Deste modo, uma areia pura reforçada pode apresentar-se estável sob inclinação de até 90°, sem necessariamente o auxílio de um revestimento da face.

A utilização de elementos de face visa proporcionar, além de aspectos estéticos e de proteção ao vandalismo, uma medida de combate à erosão superficial, que, em uma situação extrema, poderia levar ao colapso da estrutura. Existe uma grande variedade de tipos, formas e opções de pigmentação, incluindo elementos pré-moldados de concreto, blocos de concreto de auto-encaixe, geossintéticos, elementos metálicos, argamassa projetada, gabião, etc. Assim, os elementos de face também podem ser caracterizados como flexíveis ou rígidos, função do empuxo lateral que podem suportar. Em geral, a estabilidade dos elementos de face com relação ao tombamento é assegurada através de conexão com os reforços.

Do ponto de vista do equilíbrio da estrutura, é comum desprezar qualquer contribuição dos elementos de face (MITCHELL e VILLET 1987, ELIAS et al. 2001). Contudo, estudos recentes indicam que elementos rígidos na face podem aumentar a estabilidade do sistema, particularmente quando reforços extensíveis são utilizados (JEWELL 1990, TATSUOKA 1993, LESHCHINSKY et al. 1995, KODAKA et al. 1995, LOIOLA 2001, ALLEN et al. 2003). Uma revisão sobre o efeito da face no comportamento de ECSR é apresentada na seção 2.6.

O dimensionamento de estruturas de contenção de solo reforçado consiste em analisar o equilíbrio quanto a fatores internos e externos à estrutura. Quanto aos fatores internos, verificam-se a possibilidade de ruptura e arrancamento dos reforços e a magnitude dos deslocamentos da estrutura para as condições de fim de construção e de

final da vida útil da obra. Quanto aos fatores externos, é verificada a segurança em relação ao deslizamento e tombamento da estrutura e quanto à capacidade de carga da fundação e à possibilidade de ruptura global. Todavia, os principais aspectos a serem definidos no dimensionamento de uma estrutura de contenção de solo reforçado são a máxima solicitação, o comprimento, a disposição e a durabilidade dos reforços. Uma revisão sobre os principais métodos de análise de ECSR é apresentada na seção 2.7.

A durabilidade dos elementos de reforço enterrados no solo é um importante aspecto do projeto de estruturas permanentes. Os reforços devem ser dimensionados para apresentar resistência adequada para manter o equilíbrio da estrutura no fim de sua vida útil. A durabilidade destes elementos é função do tipo de material e da agressividade do meio.

A corrosão de elementos metálicos enterrados é influenciada pela presença de sais, principalmente cloretos e sulfatos, pH, porosidade e grau de saturação do solo (MITCHELL e VILLET 1987, ELIAS 2000, ELIAS et al. 2001). Em geral, é adotada uma seção transversal majorada para levar em conta a perda por corrosão. Galvanização e revestimentos com PVC ou epoxi são também utilizados. Procedimentos para avaliar a durabilidade de elementos metálicos são fornecidos em MITCHELL e VILLET (1987), ELIAS et al. (2001) e ELIAS (2000).

Elementos não metálicos sofrem degradação devido a danos mecânicos na instalação e execução da obra, por efeito de carregamento prolongado (fluência ou “creep”), devido à exposição a raios ultravioleta e deterioração por interação química ou biológica com o meio (MITCHELL e VILLET 1987, MCGOWN et al. 1989, ELIAS 2000, ELIAS et al. 2001). Esses efeitos normalmente são considerados através do uso de coeficientes de segurança parciais, limitando a tensão admissível no reforço. Orientações sobre valores a serem adotados para coeficientes de segurança de materiais geossintéticos podem ser encontrados em JEWELL e GREENWOOD (1988), JEWELL (1991), ELIAS et al. (2001) e ELIAS (2000). Segundo ELIAS et al. (2001), é comum o fator de redução total para estes materiais variar entre 3 e 6, podendo ser tão elevado quanto 7 para algumas circunstâncias.

2.3 PROPRIEDADES REQUERIDAS PARA O SOLO DA REGIÃO REFORÇADA

Tradicionalmente, estruturas de contenção de solo reforçado são executadas com solos granulares. Boa parte dos estudos e conceitos desenvolvidos sobre estado de tensão na massa, geometria e posição da superfície potencial de ruptura, interação solo-reforço, durabilidade e resistência ao arrancamento dos reforços é baseada no emprego de solos grossos na região reforçada. Como na maioria dos sistemas usuais o mecanismo de reforço funciona basicamente por atrito, justifica-se, pois, a utilização de solos com elevada resistência friccional. Outros aspectos importantes dos solos granulares são a boa capacidade de drenagem, o que facilita a rápida dissipação de poro-pressão no maciço e atua positivamente na durabilidade de reforços metálicos, e o baixo potencial de fluênciа.

Normalmente são especificados solos bem graduados, com limites máximos toleráveis para o teor de finos e o índice de plasticidade e limites mínimos aceitáveis para o ângulo de atrito interno. A tabela 2.1 apresenta as recomendações de ELIAS et al. (2001). A diferença de especificações entre paredes verticais e taludes abatidos, de acordo com ELIAS et al. (2001), está relacionada com os deslocamentos admissíveis em cada tipo de estrutura e com as metodologias de dimensionamento usualmente empregadas, que são mais conservadoras para taludes reforçados. No caso de uso de geossintéticos, ELIAS et al. (2001) indicam que limitações no tamanho máximo de

Tabela 2.1: Características granulométricas recomendadas para os solos da região reforçada (ELIAS et al. 2001)

Tamanho de Partícula (Peneira)	Percentagem passando	
	Paredes Verticais (até 70° de inclinação)	Taludes Abatidos (inclinação inferior a 70°)
102 mm (4")	100	
20 mm		100
4,76 mm (No.4)		100 – 20
0,425 mm (No. 40)	0 – 60	0 – 60
0,075 mm (No. 200)	0 – 15	0 – 50
Índice de Plasticidade (IP)	≤ 6	≤ 20

partícula em relação aos indicados na tabela 2.1 são necessárias para minimizar os danos mecânicos de instalação e construção. Dentro de uma visão mais ortodoxa, MITCHELL e VILLET (1987) citam que o uso de solos com características inferiores de resistência, graduação e plasticidade geralmente conduzem a estruturas com maior quantidade de reforços, maior consumo de material, maior deformabilidade e possivelmente maior custo.

No entanto, nos casos em que há escassez de material granular de boa qualidade próximo ao local de aplicação, a solução em solo reforçado pode tornar-se inviável. Nestas situações, a utilização de solos de qualidade inferior disponíveis nas imediações da obra pode ser imperativa para a viabilização do projeto. As principais restrições ao uso de solos com baixa capacidade de drenagem são a possibilidade de desenvolvimento de poro-pressão positiva no maciço reforçado, tendendo a reduzir a resistência do solo, e a alta susceptibilidade à fluência, que tende a aumentar as movimentações pós construtivas da estrutura.

EHRLICH (1995) destaca, no entanto, que solos residuais tropicais de rochas graníticas ou de gnaisses apresentam excelentes características mecânicas e baixa agressividade aos reforços metálicos, apesar de, muitas vezes, incluírem na fração granulométrica elevada percentagem de finos. Comumente estes solos apresentam ângulo de atrito elevado. Em vista da sucção apresentam, também, elevada coesão aparente, que favorece o equilíbrio da obra. Solos residuais tropicais quando compactados próximo ou na umidade ótima não desenvolvem poro-pressão positiva sob condições de confinamento usuais.

Uma extensa revisão sobre estruturas de solo reforçado utilizando solos finos pode ser encontrada em ZORNBERG e MITCHELL (1994) e MITCHELL e ZORNBERG (1995). Deve-se ter em mente, entretanto, que estes estudos estão relacionados a casos de obras envolvendo solos de clima temperado, muitos deles de origem sedimentar. São apresentados resultados de estudos de mecanismos de interação entre solo coesivo e reforço, durabilidade, comportamento confinado do reforço e casos de obras. As principais conclusões indicam que: (a) o bom desempenho destas estruturas está associado à prevenção de geração de poro-pressão significativa no aterro, que pode ser obtida com a utilização de drenos adequadamente posicionados e reforços permeáveis; (b) estudos de durabilidade e fluência em campos experimentais e estruturas reais utilizando geossintéticos como reforço têm apresentado resultados bastante satisfatórios, tendo sido relatadas movimentações bem inferiores às esperadas e dentro de limites

toleráveis; (c) o comportamento confinado de reforços geossintéticos é aprimorado, tanto em termos de resistência quanto em relação ao módulo de deformação, sendo obtidos maiores ganhos com inclusões permeáveis; e (d) apesar de os mecanismos de interação não estarem completamente esclarecidos, há evidências de que reforços permeáveis apresentam melhor interação com solos coesivos e contribuem para a estabilidade da estrutura funcionando como drenos laterais. Segundo aqueles autores, os casos de ruína e movimentação excessiva relatados na literatura estão relacionados com a saturação de aterros reforçados com elementos impermeáveis, após períodos de chuvas intensas.

Dois casos de obra com solos finos brasileiros de origem residual, descritos em EHRLICH et al. (1994) e BRUNO e EHRLICH (1997), são apresentados a seguir.

EHRLICH et al. (1994) relataram a performance de dois muros de solo reforçado construídos com solo argiloso e geotêxtil não tecido em Petrópolis, RJ. A caracterização dos solos empregados é apresentada na tabela 2.2. Os muros tinham geometria típica de estruturas com solos granulares: inclinação de 1H:8V (82,9°) com blocos de concreto na face, 4 metros de altura, 2,8 metros de base ($B/H = 0,7$), 20 metros de comprimento, espaçamento vertical entre as camadas de reforço de 0,3 metros. Material drenante envolvendo o solo argiloso em forma de “U” foi utilizado para favorecer a dissipação de poro-pressões. Ensaios triaxiais não saturados do solo argiloso forneceram valores de coesão e ângulo de atrito de 50 kPa e 33°, respectivamente. Um esquema da seção transversal e da instrumentação é mostrado na figura 2.3.

Tabela 2.2: Caracterização dos solos utilizados nos muros (apud EHRLICH et al. 1994)

Local	Granulometria (%)			L. Atterberg (%)		Proctor Normal	
	<2µm	<20µm	<2mm	LL	IP	W _{ótima} (%)	γ _{d máx} (kN/m ³)
1	36	54	100	45	19	20	15,6
2	31	55	100	59	31	22	15,5

Os extensômetros consistiram de barras de aço de diversos comprimentos, dobradas e costuradas na extremidade às mantas de geotêxtil. Os muros foram executados em cerca de 20 dias e os resultados após 180 dias de monitoração indicaram que: (a) os deslocamentos horizontais medidos pelos extensômetros foram muito pequenos, da ordem de 1 centímetro; (b) os deslocamentos do inclinômetro foram imperceptíveis,

entretanto, ao final da construção verificou-se que a face apresentava-se na vertical, resultando em um deslocamento máximo no topo de 12,5% da altura do maciço; (c) os deslocamentos verticais medidos pelas placas magnéticas foram insignificantes; e (d) não foi gerada poro-pressão positiva durante todo o período de leituras do piezômetro, mesmo durante o período chuvoso de verão. EHRLICH et al. (1994) recomendaram a solução adotada como uma excelente opção técnica e econômica para aterros a meia encosta.

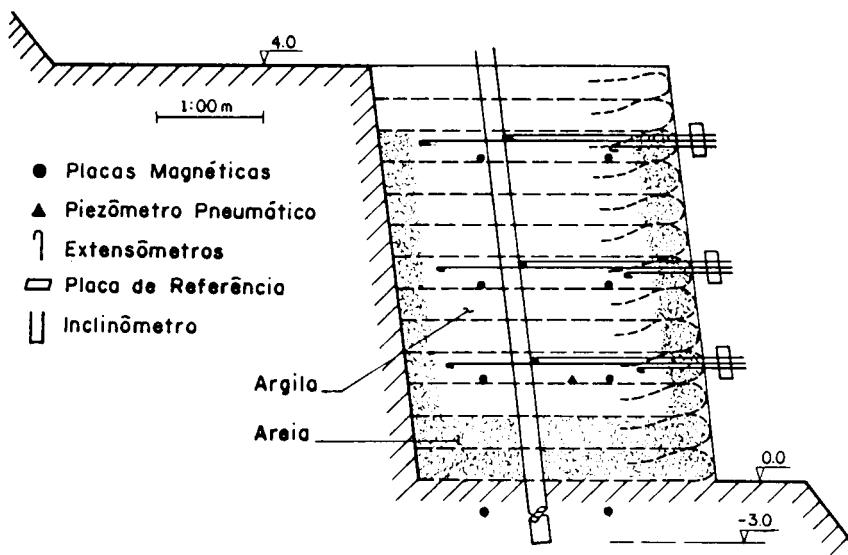


Figura 2.3: Seção transversal e instrumentação dos muros (apud EHRLICH et al. 1994).

A boa performance de um segundo muro de solo reforçado, executado na cidade do Rio de Janeiro, RJ, empregando solo residual de gnaisse com elevado teor de finos e geotêxtil não tecido é descrita em BRUNO e EHRLICH (1997). Este muro apresenta características muito similares àqueles relatados em EHRLICH et al. (1994). A estrutura apresentava blocos de concreto na face, inclinação de 1H:8V (82,9°), 3,9 metros de altura, 3,5 metros de base ($B/H = 0,9$), 13 metros de comprimento e espaçamento vertical entre reforços de 0,6 metros (o dobro de EHRLICH et al. 1994). Foram utilizados solos de duas fontes diferentes, um amarelo e outro vermelho, cujas propriedades são apresentadas na tabela 2.3. Ensaios triaxiais do tipo CIU em amostras compactadas e saturadas indicaram os seguintes parâmetros efetivos: solo amarelo, coesão nula e ângulo de atrito de 36°; solo vermelho, coesão nula e ângulo de atrito de 33°. Material drenante envolvendo o solo residual em forma de “U” foi utilizado para

Tabela 2.3: Caracterização dos solos utilizados (apud BRUNO e EHRLICH 1997)

Solo	Granulometria (%)			L. Atterberg (%)		Proctor Normal	
	<2µm	<20µm	<2mm	LL	IP	W _{ótima} (%)	γ _{d máx} (kN/m ³)
Amarelo	34	52,5	96	48	18	16,5	17,6
Vermelho	28	52	93	48	15	15,5	18,6

favorecer a dissipação de poro-pressões. Detalhes da fixação dos extensômetros e uma discussão sobre a avaliação do módulo de deformação do geotêxtil foram apresentadas.

Foram monitorados, durante a construção e até a sua conclusão, a tração no reforço, através de extensômetros elétricos (“strain gages”), e os deslocamentos horizontais, através de inclinômetros. Nesta obra não foram incluídos piezômetros no programa de instrumentação, mas análises comparativas entre valores medidos e calculados de tensão máxima nos reforços e de movimentos horizontais indicaram que houve desenvolvimento de succção no solo. Utilizando métodos de cálculo baseados em condições de trabalho (EHRLICH e MITCHELL 1994 e EHRLICH 1995, para tração máxima e deslocamentos horizontais, respectivamente), boa correspondência entre valores previstos e medidos foi obtida admitindo-se uma coesão aparente de 50 kPa no solo. A figura 2.4 mostra os resultados de tensão máxima no reforço. Neste caso, o uso de solo com elevado teor de finos contribuiu para aumentar a estabilidade da estrutura.

O deslocamento máximo medido no fim da construção foi de 0,27 metros no topo da estrutura, correspondendo a 6,92% da sua altura, e o previsto foi de 0,18 metros. Contudo, BRUNO e EHRLICH (1997) constataram que o processo construtivo influenciou expressivamente os deslocamentos da estrutura, uma vez que um equipamento de compactação inadequado provocou deformação excessiva nas duas primeiras camadas. Desprezando essas duas camadas, os valores medido e calculado para o deslocamento máximo foram 0,16 e 0,11 metros, respectivamente.

Os casos de obra de EHRLICH et al. (1994) e BRUNO e EHRLICH (1997) exemplificam a excelente performance de solos residuais de rochas graníticas ou de gnaisse para uso em estruturas de solo reforçado. O emprego destes solos pode resultar em estruturas econômicas, com geometria, configuração e quantidade de reforços semelhantes aos maciços de solos granulares, e com desempenho adequado.

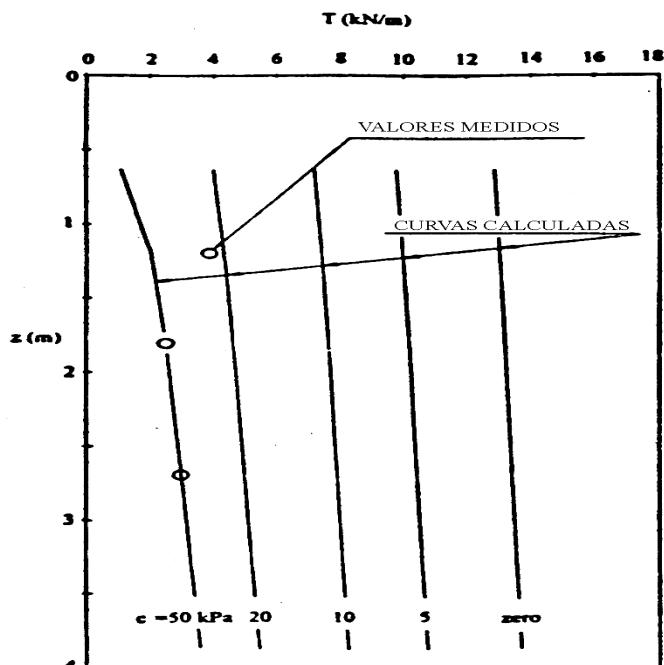


Figura 2.4: Valores medidos e calculados da tração máxima no reforço (apud BRUNO e EHRLICH 1997).

Nos dois casos de obra descritos o solo apresentava significativa resistência friccional, apesar do elevado teor de finos. Solos residuais tropicais podem ser uma boa opção para obras de maciços reforçados, especialmente se for possível levar em consideração o efeito da sucção ou coesão aparente na estabilidade da estrutura, um aspecto que normalmente tem sido negligenciado nos procedimentos convencionais de projeto. DANTAS e EHRLICH (1999, 2001a) apresentam resultados analíticos e numéricos que indicam uma expressiva redução das solicitações em maciços reforçados empregando solos arenosos com elevado teor de finos. Entretanto, uma avaliação abrangente da influência da coesão aparente e a validação de métodos analíticos baseados em condições de trabalho que incluem esse efeito no cálculo da tensão nos reforços ainda não havia sido realizada.

2.4 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NO ESTADO DE TENSÕES E DESLOCAMENTOS DE MACIÇOS REFORÇADOS

O mecanismo de interação solo-reforço é caracterizado por transferência de tensões e restrição das deformações laterais no maciço. A figura 2.5, na qual é representado um elemento hipotético de solo reforçado, ilustra o efeito da rigidez do reforço, seguindo

uma abordagem inicialmente proposta por JONES (1985). O elemento está submetido a uma compressão vertical de intensidade conhecida, σ_v , e a tensão horizontal, σ_h , é o parâmetro a ser determinado a fim de definir o estado de tensões no elemento. Da mecânica dos solos elementar, sabe-se que a intensidade da tensão horizontal é função do deslocamento lateral sofrido pelo solo e em duas situações limites pode ser considerada, a priori, conhecida: (a) no estado em repouso, onde os deslocamentos horizontais são nulos; e (b) no estado ativo, onde o solo se encontra na iminência de ruptura.

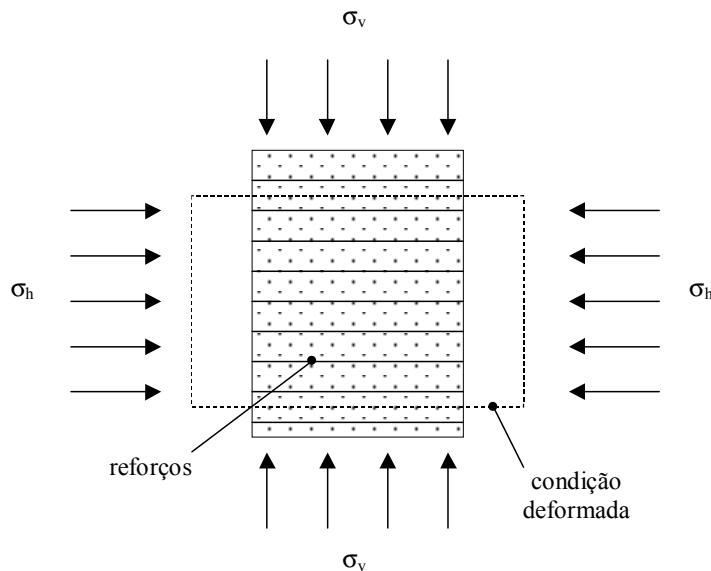


Figura 2.5: Ilustração esquemática sobre o estado de tensões e deformações em um elemento hipotético de solo reforçado.

Em maciços reforçados com inclusões perfeitamente rígidas ou inextensíveis, há significativa restrição das deformações laterais e o estado de tensão em repouso tende a se estabelecer. Por outro lado, se elementos perfeitamente flexíveis ou extensíveis forem empregados, a massa irá se deslocar lateralmente com magnitude suficiente para estabelecer o equilíbrio no estado ativo. A rigidez do reforço, portanto, é um parâmetro essencial para a definição do estado de tensões e deslocamentos de ECSR sob condições de trabalho. Quanto mais rígido for o elemento, maior a proximidade do estado em repouso e menores os deslocamentos da massa. Quanto mais flexível for o elemento, maior a proximidade do estado ativo e maiores os deslocamentos da estrutura.

Deve-se mencionar, no entanto, a contribuição de outros dois fatores no estado de tensões e deformações da estrutura: os esforços induzidos pela compactação do solo,

discutidos na seção 2.5, e a rigidez da face, seção 2.6. Em geral, uma compactação pesada do solo promove um aumento na solicitação dos reforços, e a utilização de elementos rígidos na face apresenta a tendência de reduzir as solicitações.

Nas metodologias convencionais de análise de maciços reforçados, o efeito da rigidez do reforço sobre o equilíbrio é normalmente tratado de forma bastante simplificada. Em geral, essas metodologias são desenvolvidas para um determinado tipo de reforço ou de sistema de contenção, o que particulariza a solução do problema para uma certa faixa de variação de rigidez, conforme o tipo considerado (vide, por exemplo, MITCHELL e VILLET 1987 e ELIAS et al. 2001). Entretanto, uma avaliação explícita do efeito da rigidez do reforço sobre o comportamento da estrutura não é realizada, independentemente de quão ampla ou estreita seja essa faixa de variação. Outro aspecto que geralmente caracteriza essas metodologias é a falta de definição clara do intervalo de valores de rigidez a que se aplicam.

No caso de elementos geossintéticos, independentemente da rigidez, admite-se nas metodologias convencionais que os reforços são suficientemente extensíveis para que o estado ativo seja aplicável (SCHNEIDER e HOLTZ 1986, LESHCHINSKY e BOEDEKER 1989, LESHCHINSKY e PERRY 1989, JEWELL 1991, LESHCHINSKY et al. 1995, ELIAS et al. 2001). No caso de elementos metálicos, é comum a utilização de procedimentos semi-empíricos, fundamentados em medições de estruturas reais e modelos de laboratório sob condições de trabalho, que correlacionam os resultados obtidos com o estado de tensão horizontal na massa (ANDERSON et al. 1987, MITCHELL e VILLET 1987, T.A.I. 1989, ELIAS et al. 2001).

A figura 2.6, apresentada em ELIAS et al. (2001), sintetiza as principais especificações, conforme o tipo de reforço, para taludes verticais, apesar de existirem algumas variações entre os diversos autores. Nesta figura, o estado de tensão na massa é representado pela relação K_r / K_a , onde K_r é o coeficiente de empuxo lateral na profundidade z , e K_a é o coeficiente de empuxo ativo. Verifica-se para os elementos metálicos uma variação linear com a profundidade, atingindo um valor constante a partir de 6 metros.

Em alguns trabalhos, tais como em JEWELL (1985, 1990), BONAPARTE e SCHMERTMANN (1988), JURAN e CHEN 1989, JURAN et al. (1990), adota-se uma abordagem em que à análise do problema por um método fundamentado na teoria da plasticidade é associada a compatibilidade de deformações no sistema solo-reforço,

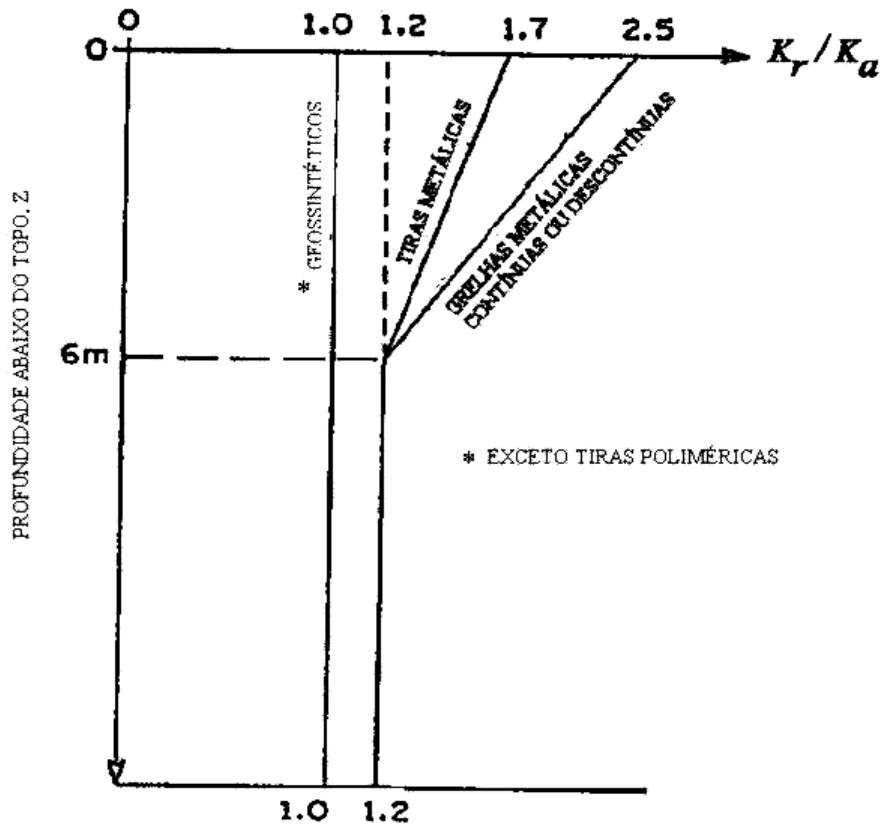


Figura 2.6: Variação do coeficiente de empuxo lateral com a profundidade para taludes verticais em função do tipo de reforço (apud ELIAS et al. 2001).

inserindo, neste contexto, a rigidez do reforço. Destacam-se, a seguir, aspectos relevantes dos trabalhos de JEWELL e de BONAPARTE e SCHMERTMANN com relação à influência da rigidez do reforço no comportamento da estrutura.

JEWELL (1985, 1990) propõe o conceito de curva de compatibilidade para definir o equilíbrio de maciços reforçados (figura 2.7). Nesta curva são plotados o esforço requerido para a manutenção do equilíbrio na massa do solo com a deformação específica na direção do reforço e, simultaneamente, a curva força versus deformação específica no reforço. Admitindo-se aderência perfeita na interface solo-reforço, a interseção das curvas representa o ponto onde força e deformação específica no solo e no reforço são idênticas, condição em que o equilíbrio é atingido. Pode-se utilizar a figura 2.7 para visualizar o efeito da rigidez do reforço sobre o estado de tensão e deformação da estrutura. Quanto mais extensível for este elemento, maior a tendência ao estado ativo e maiores as deformações do maciço.

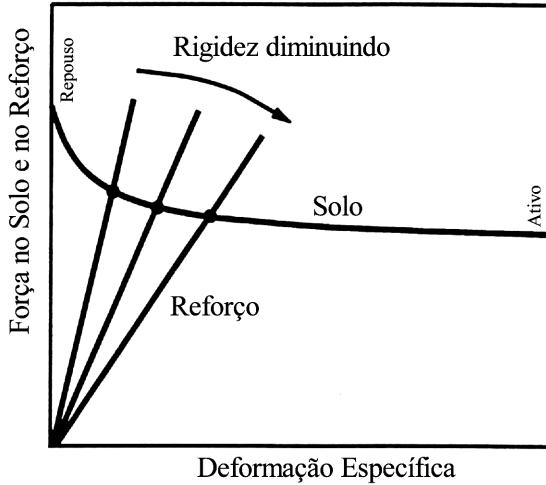


Figura 2.7: Curva de compatibilidade solo-reforço (modificada de JEWELL, 1990).

BONAPARTE e SCHMERTMANN (1988) apresentaram uma relação analítica entre o coeficiente de empuxo lateral e a rigidez do reforço para uma determinada profundidade do topo, z , de um muro vertical (figura 2.8). O parâmetro de rigidez adotado por estes autores foi uma relação entre a rigidez axial do elemento e o produto dos espaçamentos vertical e horizontal entre reforços adjacentes, ou seja, uma rigidez por unidade de área. Nota-se, pois, neste parâmetro a contribuição da disposição dos reforços na rigidez do elemento. Estes estudos foram fundamentados na teoria da plasticidade e admitiram aderência perfeita na interface solo-reforço. Os resultados (figura 2.8) indicaram que: (a) em estruturas reforçadas com geossintéticos, de forma geral, a rigidez é suficientemente baixa para desenvolver o estado ativo na massa; (b) reforços metálicos não são absolutamente rígidos para manter o estado em repouso na massa, mas conferem à estrutura uma certa (pequena) extensibilidade, o que resulta em um estado de tensão intermediário entre o ativo e o repouso.

Outros procedimentos analíticos, como os desenvolvidos em ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994), definem um parâmetro adimensional que expressa a contribuição relativa da rigidez do reforço e do solo no comportamento da estrutura. Esses pesquisadores elaboraram métodos de análise de tensões em maciços reforçados sob condições de trabalho, fundamentados na teoria da elasticidade e aplicáveis a sistemas genéricos de contenção com geometria vertical. Resultados de estudos paramétricos indicaram que a rigidez do solo, do reforço e a disposição destes

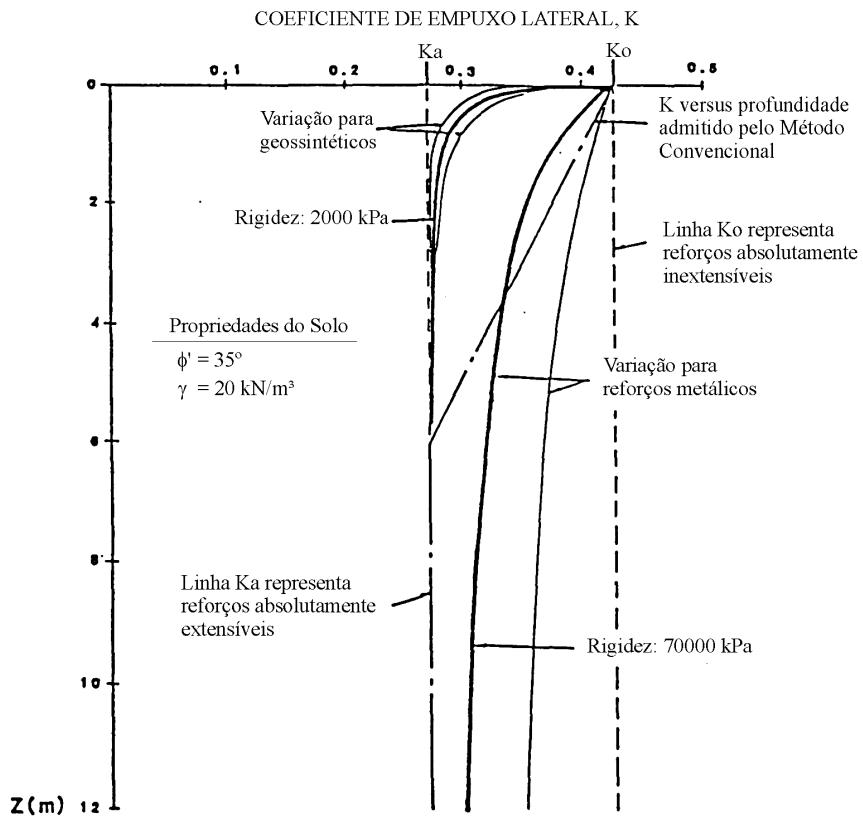


Figura 2.8: Resultados dos estudos paramétricos de BONAPARTE e SCHMERTMANN (1988).

elementos, bem como os esforços induzidos pela compactação, são fatores determinantes no equilíbrio destas estruturas.

ADIB (1988) desenvolveu o ábaco adimensional da figura 2.9, que correlaciona o coeficiente de empuxo lateral em determinada elevação da estrutura, K , normalizado pelo coeficiente em repouso, K_o , com a rigidez relativa reforço-solo, θ , e o movimento relativo na interface solo-reforço, α_l . O parâmetro α_l é inversamente proporcional ao movimento relativo na interface. Segundo este autor, este movimento relativo é um importante fator de influência no cálculo das solicitações de elementos metálicos. Para elementos geossintéticos este fator assume menor importância, já que ADIB considera válida a hipótese de aderência perfeita neste tipo de reforço.

A expressão da rigidez relativa reforço-solo, θ , é dada por:

$$\theta = \frac{E_r \cdot A_r}{E_s \cdot A_s} \cdot (1 - v_s^2) \quad \dots \dots \dots \quad (2.1)$$

onde: E_r é o módulo de elasticidade do reforço; A_r é a área da seção transversal do reforço; E_s é o módulo de elasticidade do solo; A_s é a área de solo sob influência de um elemento de reforço (produto do espaçamento entre elementos adjacentes); v_s é o coeficiente de Poisson do solo.

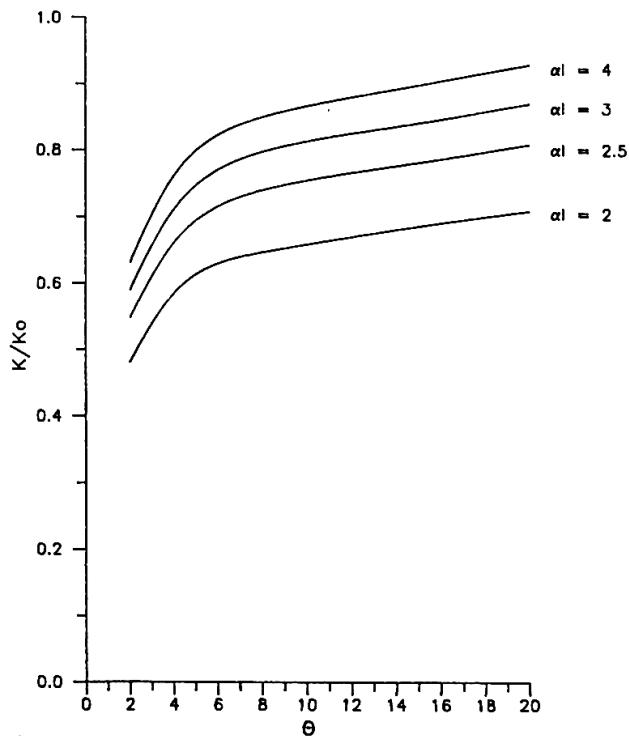


Figura 2.9: Correlação do coeficiente de empuxo lateral com a rigidez relativa reforço-solo e o movimento relativo na interface solo-reforço, segundo a formulação de ADIB (1988).

Pode-se utilizar a figura 2.9 para apresentar algumas conclusões do trabalho de ADIB: (a) o movimento relativo na interface solo-reforço (diminuição de α_l) tende a reduzir a solicitação nos reforços, para valores fixos do parâmetro de rigidez relativa, θ ; (b) quanto maior a rigidez relativa do sistema, maior é a solicitação nos reforços; e (c) quando θ varia de 2 a 20, há um aumento de cerca de 48% na solicitação nos reforços, sendo que 28% ocorrem quando θ varia de 2 a 5; ou seja, para $\theta < 5$, uma alteração relativamente pequena na rigidez do reforço pode causar variação significativa no estado de tensão horizontal da massa.

Resultados de análises paramétricas realizadas por EHRLICH e MITCHELL (1994), que evidenciam a influência da rigidez relativa reforço-solo no comportamento de

ECSR, são apresentados na figura 2.10. Esta figura mostra a variação do coeficiente de empuxo lateral, K , normalizado pelo coeficiente ativo, K_a , juntamente com a variação da tração máxima no reforço, T , dividida pelos espaçamentos horizontal, S_h , e vertical, S_v , ao longo da profundidade a partir do topo do maciço. Curvas para três valores (0,2, 0,8 e 3,2) do índice de rigidez relativa reforço-solo, S_i , são visualizadas. Também foi incluída no estudo paramétrico a simulação do comportamento da estrutura com e sem o efeito da compactação do solo, representado pela força máxima, Q , aplicada pelo rolo compactador sobre o terreno. Percebe-se um nítido aumento nas solicitações com a presença da compactação. Nesta seção analisa-se somente o efeito da rigidez relativa reforço-solo. A análise do efeito da compactação e detalhes da modelagem são apresentados na seção 2.5.

O índice S_i é definido como:

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{\kappa \cdot P_a \cdot S_v \cdot S_h} \quad \dots \dots \dots \quad (2.2)$$

onde: E_r é o módulo de elasticidade do reforço; A_r é a área da seção transversal do reforço; κ é um parâmetro adimensional do módulo de elasticidade do solo da formulação hiperbólica de Duncan et al. (1980); P_a é a pressão atmosférica.

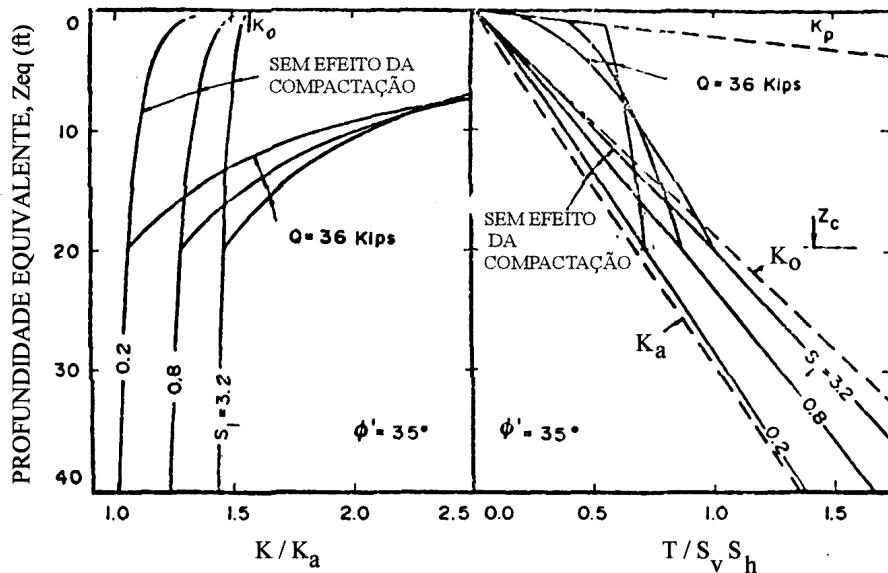


Figura 2.10: Resultados de análises paramétricas de EHRLICH e MITCHELL (1994).

Com base em seus estudos paramétricos, EHRLICH e MITCHELL (1994) concluíram que: (a) a solicitação dos reforços, $T / S_v S_h$, é função da profundidade, dos esforços induzidos pela compactação e do índice de rigidez relativa reforço-solo, S_i ; (b) um aumento na rigidez relativa da estrutura, S_i , leva a um acréscimo na solicitação dos reforços, $T / S_v S_h$; (c) a condição K_o representa o limite superior para o coeficiente de empuxo lateral, K , para a situação em que o solo não é compactado; (d) para o caso apresentado na figura 2.10, valores de S_i abaixo de 0,2 indicam que os reforços são suficientemente extensíveis para admitir a condição ativa como representativa do estado de tensão na massa, ocorrendo um desvio desta condição próximo ao topo da estrutura; (e) para o caso apresentado na figura 2.10, valores de S_i acima de 3,2 indicam que o estado em repouso pode ser considerado razoavelmente representativo do estado de tensão no maciço.

Do exposto acima, pode-se concluir que um procedimento genérico para a análise de tensões e deslocamentos em ECSR deve incluir a influência dos seguintes parâmetros: rigidez do reforço, rigidez do solo e disposição dos elementos de reforço. A ausência destes parâmetros na formulação, seja semi-empírica ou teórico-analítica, tende a particularizar a solução para uma determinada faixa de variação da rigidez do reforço (vide figura 2.6, note a exclusão de tiras poliméricas do grupo geossintéticos), para um tipo de solo (normalmente granular com boa capacidade de drenagem) e para uma certa disposição típica dos reforços.

Apresentam-se a seguir estudos experimentais que evidenciam a influência da rigidez do reforço no comportamento de ECSR sob condições de trabalho.

2.4.1 Evidências experimentais da influência da rigidez do reforço

O comportamento de estruturas reforçadas com elementos rígidos pode ser analisado a partir dos dados publicados por AL-HUSSAINI e PERRY (1978). O estudo destes autores englobou a construção e monitoração até a ruptura de um modelo em escala natural de uma parede vertical reforçada por tiras metálicas, tipo Terra Armada, com face em alumínio, executado na “U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station – WES”, em Vicksburg, EUA. A parede apresentava 3,66 metros de altura, 3,10 metros de largura ($B/H = 0,83$) e 4,88 metros de comprimento. Os reforços foram dispostos com espaçamento horizontal e vertical de 0,76 e 0,61 metros, respectivamente, e instrumentados com extensômetros elétricos (“strain gages”). O solo utilizado foi uma

areia limpa uniforme para concreto, classificação SP, com ângulo de atrito de 36° , obtido em equipamento de cisalhamento direto, e peso específico total de $15,6 \text{ kN/m}^3$. O processo construtivo envolveu somente o lançamento e espalhamento manual do solo, sem a utilização de equipamento de compactação.

A figura 2.11 apresenta os resultados de deformação e tração máxima nos reforços medidos no final da construção. Observa-se na figura 2.11b que as deformações específicas neste sistema são bem pequenas, com ordem de grandeza máxima de 0,04%. A rigidez dos reforços metálicos utilizados é de cerca de $18,1 \text{ MN/m}$ ($S_i = 0,52$, apud EHRLICH e MITCHELL 1994). Portanto, de acordo com o raciocínio exposto anteriormente, seria esperado o equilíbrio da massa em condição próxima ao repouso, uma vez que não existem esforços induzidos pela compactação.

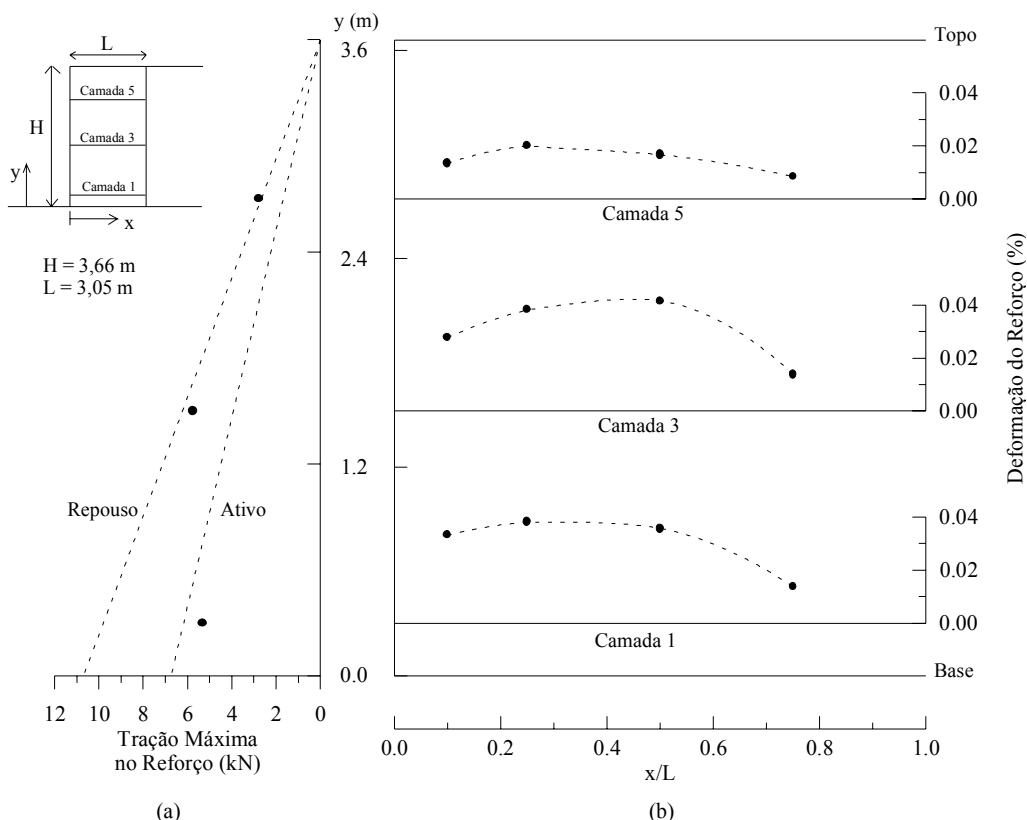


Figura 2.11: Modelo em escala natural de AL-HUSSAINI e PERRY (1978) de uma parede de Terra Armada, resultados de: (a) tração máxima; e (b) deformação nos reforços.

Na figura 2.11a visualizam-se os resultados da máxima tração mobilizada nos reforços, que indicam nitidamente a tendência à condição de repouso no estado de tensão da massa. Nas proximidades da base da estrutura, entretanto, ocorre a influência

do atrito com a fundação, restringindo o livre deslocamento da camada de reforço, o que tende a reduzir a solicitação. Segundo AL-HUSSAINI e PERRY, os deslocamentos da face durante e no final da construção foram desprezíveis.

O comportamento de maciços reforçados por elementos flexíveis sob condições de trabalho pode ser analisado considerando os estudos de JABER (1989). JABER construiu dois modelos reduzidos geometricamente idênticos para ensaio em centrífuga, sendo um deles reforçado com geogrelha e outro com geotêxtil não tecido.

Os modelos foram executados com solo arenoso, em escala 1/12 e ensaiados a uma aceleração de 12 vezes a aceleração da gravidade. Apresentavam altura de 508 mm, largura de 355,6 mm ($B/H = 0,7$) e oito camadas de reforço espaçadas verticalmente de 63,5 mm, sobre uma fundação arenosa com 76,3 mm de espessura. O processo construtivo consistiu na pluviação da areia, que atingiu um peso específico aparente seco de $18,4 \text{ kN/m}^3$, não sendo aplicado qualquer esforço de compactação. O ângulo de atrito do solo medido em ensaio de compressão triaxial variou entre 43° e 44° para a faixa de tensões esperada nos modelos.

As estruturas apresentaram faces distintas, que foram completamente escoradas durante a construção. Painéis cruciformes de alumínio, com geometria similar aos utilizados no sistema Terra Armada, foram empregados nos modelos com geogrelha. Nos modelos com geotêxtil, o próprio reforço serviu como face, sendo dobrado e embutido com comprimento de 76,2 mm no aterro, mas cobrindo apenas metade do espaçamento vertical. Uma outra manta do mesmo material era, então, utilizada para cobrir a metade restante. Desse modo, o modelo com geotêxtil apresentou, além de camadas primárias de reforço com 355,6 mm de comprimento, camadas secundárias com 76,2 mm de comprimento.

Os modelos foram instrumentados para a medição de deformações nos reforços (extensômetros elétricos), tensão horizontal e vertical no solo (células de pressão) e deslocamentos horizontais na face (LVDT's). Os resultados de deformação nos reforços e deslocamentos da face são apresentados na figura 2.12.

A figura 2.12c mostra a distribuição ao longo do comprimento e na figura 2.12b comparam-se os valores máximos das deformações específicas dos reforços. Nota-se que o geotêxtil, cuja rigidez é menor do que a da geogrelha, apresenta as maiores deformações, com ordem de grandeza máxima de 2%. A ordem de grandeza máxima das deformações específicas da geogrelha é de 0,8%. É possível que tal diferença não

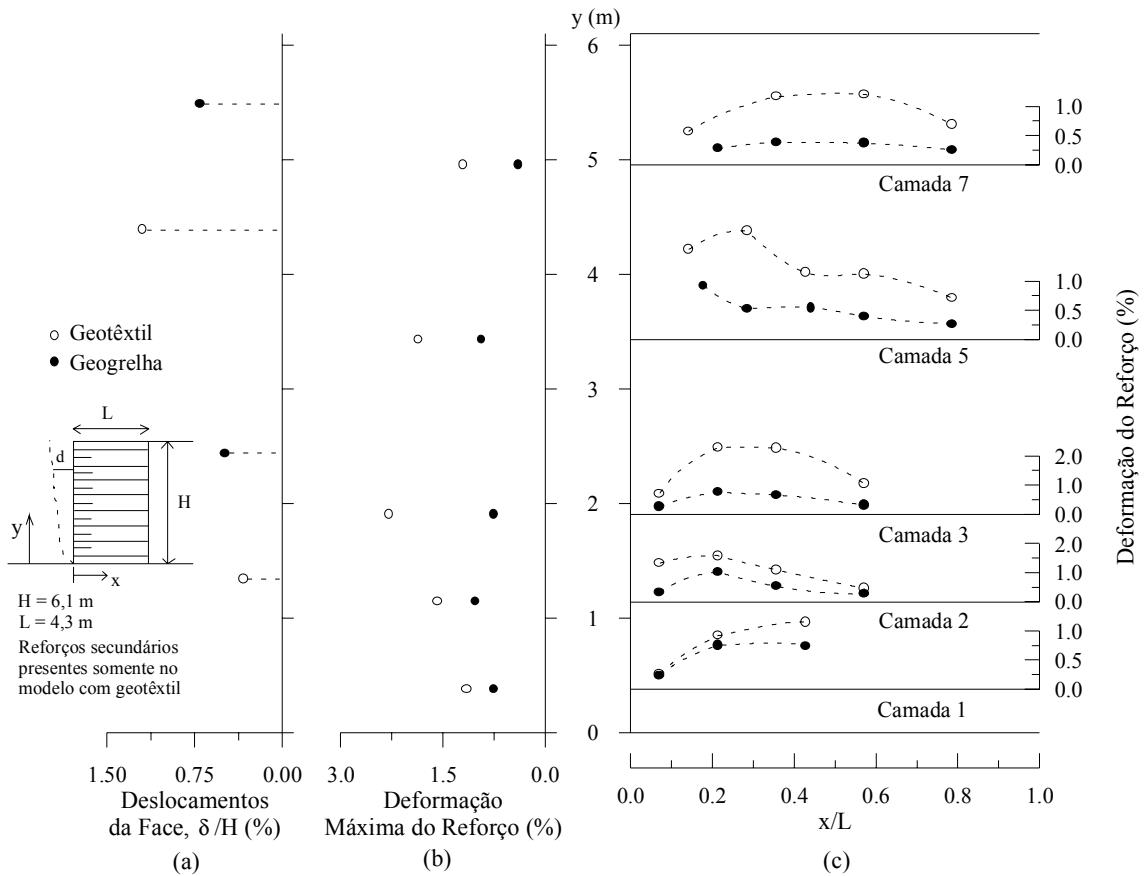


Figura 2.12: Modelos em centrífuga de JABER (1989), resultados de: (a) deslocamentos na face; (b) deformação máxima dos reforços; e (c) deformação ao longo dos reforços.

deva ter sua causa principal atribuída aos distintos tipos de face empregados, mas sim à rigidez dos reforços, uma vez que a figura 2.12c indica uma mesma tendência de comportamento nas imediações da face, que fica mais evidente nas camadas 1, 2 e 3. Ou seja, funcionalmente parece que ambos os tipos de face atuaram de forma semelhante.

Os deslocamentos horizontais da face, figura 2.12a, também indicam que o sistema de menor rigidez (geotêxtil) é o mais extensível. A movimentação máxima medida da estrutura reforçada com geotêxtil, normalizada pela altura, foi de cerca de 1,2% e no modelo com geogrelha, foi de 0,7%. Contudo, estas medições podem não corresponder aos maiores deslocamentos, já que apenas dois pontos da face foram monitorados.

Uma análise representativa da tensão em reforços geossintéticos a partir de dados de deformação específica, em contraste com elementos metálicos, requer atenção especial para o valor da rigidez axial a ser adotado. Nos geossintéticos em geral, o comportamento tensão versus deformação é significativamente influenciado pela tensão normal no nível do reforço, pela temperatura e pelo tempo sob carregamento constante (JEWELL e GREENWOOD 1988, JEWELL 1990, 1991). Dessa forma, uma avaliação

precisa da rigidez axial a ser adotada, para obter esforços a partir de medições de deformações, é bastante difícil quando as condições de contorno não são bem estabelecidas.

Uma simulação numérica dos experimentos de JABER (1989) utilizando o método dos elementos finitos foi conduzida por HO e ROWE (1994). O solo foi modelado como elasto-plástico não linear, assim como a interface solo-reforço. O reforço foi considerado elástico linear. Apesar de ter sido necessário adotar algumas hipóteses sobre os valores de determinados parâmetros, boa acurácia entre os resultados foi obtida empregando um valor de rigidez axial confinada de 35 kN/m para o geotêxtil ($S_i = 0,03$) e 96 kN/m para a geogrelha ($S_i = 0,08$), cerca de 0,2% e 0,5%, respectivamente, da rigidez do elemento metálico utilizado por AL-HUSSAINI e PERRY (1978). Para estes valores de rigidez, a figura 2.13 apresenta a máxima tração mobilizada, T , normalizada pelo peso específico do solo, γ , pela altura da estrutura, H , e pelos espaçamentos vertical, S_v , e horizontal, S_h , entre os reforços. Nota-se uma tendência de predomínio do estado ativo, mostrando coerência com o raciocínio exposto anteriormente. O ponto indicado por “?” foi considerado como duvidoso e pouco confiável nas análises de HO e ROWE (1994) do modelo com geogrelha.

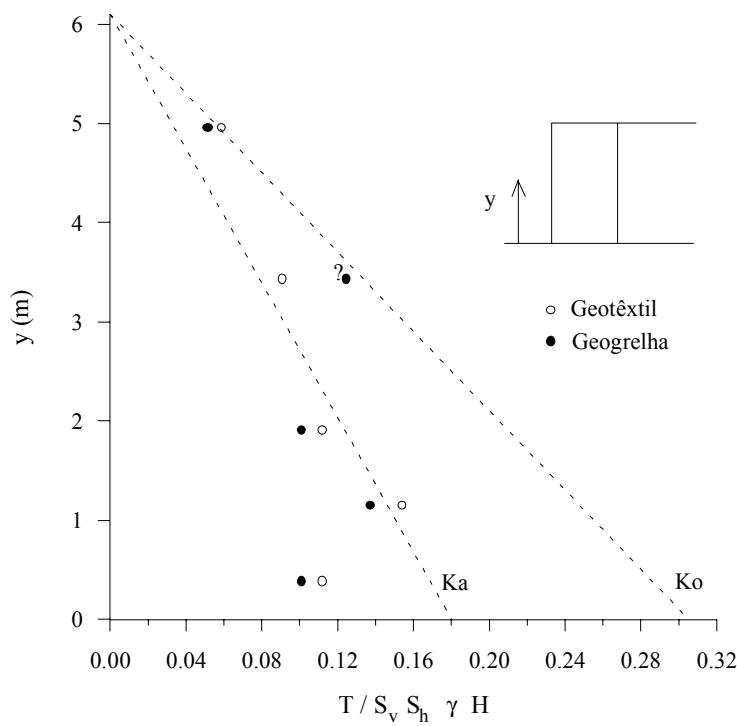


Figura 2.13: Resultados normalizados de tração máxima nos reforços dos modelos de JABER (1989) obtidos a partir das análises de HO e ROWE (1994).

Em seus estudos, HO e ROWE (1994) realizaram análises de sensibilidade onde alguns parâmetros foram alterados e o impacto sobre o comportamento dos modelos avaliado. Uma das constatações estabelecidas foi que as camadas secundárias de reforço exerceram influência não desprezível no equilíbrio do modelo com geotêxtil. Entretanto, confrontando os resultados das análises de HO e ROWE com as medições de JABER, pode-se concluir que tal influência parece ter sido restrita apenas às duas camadas de reforço mais próximas da base, e não em toda a estrutura. Por este motivo, adotou-se apenas para estas duas camadas, na elaboração da figura 2.13, o espaçamento vertical como metade (31,75 mm) daquele existente entre as camadas primárias de reforço. Ressalta-se, nesse ponto, a influência da disposição dos elementos de reforço no equilíbrio da estrutura.

A análise do comportamento de ECSR sob condições de trabalho foi o objetivo de um grande projeto conduzido pela agência norte-americana FHWA - Federal Highway Administration, descrito em ADIB (1988) e em CHRISTOPHER et al. (1990). O estudo foi bastante abrangente e envolveu a construção em escala natural e instrumentação de vários tipos de sistemas de contenção, com diferentes elementos de reforço e face e tipos de solos. No total, foram executadas oito paredes verticais e quatro taludes, sendo dois com inclinação de 45° (1H:1V) e dois com inclinação de 63,4° (1H:2V). Foram monitorados deformação específica dos reforços, através de extensômetros elétricos, e deslocamentos da estrutura, através de inclinômetros posicionados em duas verticais, sendo uma junto à face e outra no interior da massa reforçada.

Dentre os muros verticais, três foram executados de forma idêntica, com exceção do tipo de reforço utilizado, o que permitiu uma avaliação explícita da influência da rigidez deste elemento na resposta dos maciços reforçados. Essas estruturas, executadas com o mesmo tipo de solo, uma areia pedregulhosa ($\gamma = 20,4 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 40^\circ$), e mesmo equipamento de compactação, apresentavam elementos cruciformes de concreto pré-moldado na face, altura de 6,1 metros, comprimento do reforço de 4,3 metros ($B/H = 0,7$) e espaçamento vertical entre camadas de 0,76 metros. O muro 1 foi reforçado com tiras metálicas, com espaçamento horizontal de 0,73 metros, consistindo-se no sistema Terra Armada, com rigidez axial de 54,7 MN/m, $S_i = 1,54$. O muro 2 foi reforçado com geogrelha (contínua, material polimérico) tipo Tensar SR2 conectada à face de concreto, com rigidez axial não confinada, medida em ensaio convencional (“wide width”), de 2,0 MN/m, $S_i = 0,06$. No muro 3 foi empregado um sistema denominado no mercado norte americano de VSL, que consiste na disposição regular de faixas de grelhas metálicas

conectadas à face, que apresentaram, neste caso, largura de 0,61 metros por faixa e espaçamento horizontal centro a centro entre faixas de 1,5 metros, resultando em uma rigidez axial de 37,8 MN/m, $S_i = 1,07$.

A figura 2.14 apresenta uma comparação dos resultados de máxima tração e deformação específica para essas três estruturas. Como seria esperado, nota-se que as deformações específicas são maiores na geogrelha, com valor máximo de 0,8%, e menores nas tiras metálicas, com valor máximo de 0,04%. O muro em VSL apresentou deformação máxima de cerca de 0,05%. É de nítida percepção, pois, que os muros com reforços metálicos são bem menos deformáveis do que aquele com material polimérico.

Contudo, quando as medições de deformação específica são convertidas para esforços de tração, observa-se que a diferença de comportamento não é tão acentuada nas camadas de reforço situadas até 3 m de profundidade. Até esta profundidade, os resultados indicam uma tendência à condição K_o , independente da rigidez do reforço, apresentando valores acima da reta K_o para a camada mais próxima do topo, sendo consequência dos esforços induzidos pela compactação do solo, seção 2.5. Para maiores profundidades, a distinção de comportamento torna-se mais clara e aproxima-se daquele que seria esperado de acordo com a rigidez do reforço; ou seja, quanto mais extensível, maior a tendência à condição ativa. A camada mais próxima à base sofre efeito de

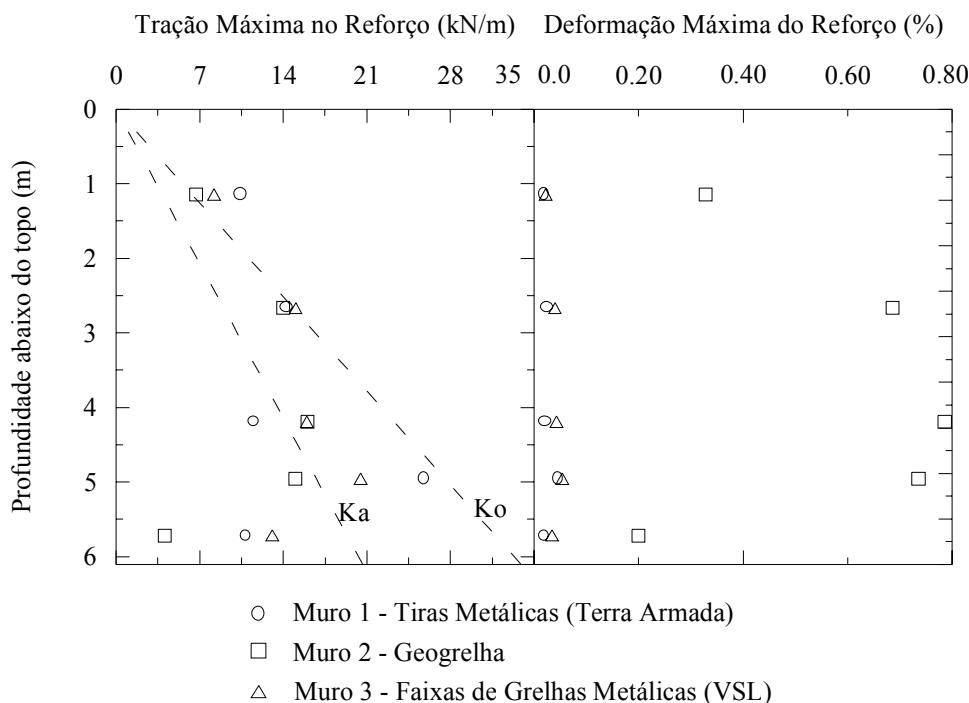


Figura 2.14: Resultados de máxima tração e deformação específica nos reforços obtidos por ADIB (1988).

restrição de deslocamentos devido ao atrito com a fundação, o que pode ser mais facilmente identificado nas deformações da geogrelha.

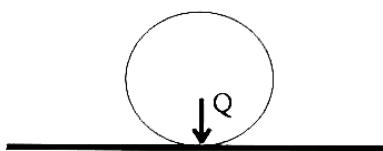
2.5 EFEITO DA COMPACTAÇÃO DO SOLO SOBRE O COMPORTAMENTO DE MACIÇOS REFORÇADOS

A compactação do solo é uma das etapas do processo construtivo normal de ECSR, procedimento usual em obras de terra. Dentre as principais justificativas para a sua utilização, destacam-se a melhoria das propriedades mecânicas do solo e a otimização do volume da estrutura, uma vez que a densidade do material é majorada.

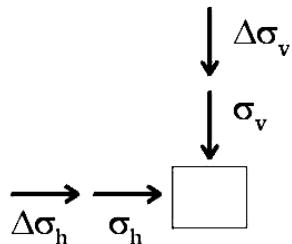
Do ponto de vista fenomenológico, a compactação também atua sobre o estado de tensões e deslocamentos do solo. DUNCAN e SEED (1986) citam que Terzaghi, já em 1934, notava uma significativa alteração do empuxo lateral e das deformações de muros de contenção convencionais como consequência da compactação da massa arrimada. Manuais de solo reforçado, tais como MITCHELL e VILLET (1987) e ELIAS et al. (2001), recomendam que equipamentos pesados de compactação não se aproximem da face, sob risco de causar deformações excessivas e/ou prejudicar o alinhamento da obra. Portanto, a operação de compactação induz esforços e deformações permanentes no solo, além daqueles resultantes das solicitações previstas na estrutura.

A compactação pode ser entendida como a aplicação transitória de um esforço vertical na superfície do terreno, que promove acréscimos de tensões vertical e horizontal no solo, figura 2.15. Entre outros autores, DUNCAN e SEED (1986), após análise e seleção de dados confiáveis publicados ao longo de 50 anos sobre medições de campo e laboratório de esforços induzidos pela compactação, observaram que, uma vez retirado o equipamento compactador, o estado de tensão inicial não é totalmente restabelecido. Enquanto a tensão vertical retorna para o seu valor original, a tensão horizontal tende a permanecer elevada, e em alguns casos assumindo valores bem superiores ao original, figura 2.15. Admite-se que parte (ou a totalidade, dependendo do autor) do acréscimo de tensão horizontal devido à operação de compactação fica retida no solo, sendo a tensão resultante comumente designada de tensão residual da compactação. Neste sentido, costuma-se interpretar a compactação como um tipo de pré-adensamento do solo (DUNCAN e SEED 1986, EHRLICH e MITCHELL 1995).

(a) Equipamento de Compactação sobre o ponto.



(b) Retirada do Equipamento de Compactação do ponto.



σ_v, σ_h = Tensão vertical e horizontal do ponto, respectivamente.

$\Delta\sigma_v, \Delta\sigma_h$ = Acréscimos de tensão vertical e horizontal de pico, respectivamente, induzidos pela compactação do solo.

$\Delta\sigma_{h,r}$ = Acréscimo de tensão horizontal residual da compactação.

Figura 2.15: Acréscimo de tensão no solo devido à operação de compactação.

O acréscimo de tensão induzido pela compactação pode resultar em valores da tensão lateral residual superiores aos previstos na condição em repouso e aos da tensão vertical geostática, sendo limitados pelo empuxo passivo. Ou seja, o limite superior da relação entre a tensão horizontal residual da compactação e a tensão vertical é a condição passiva. Essas conclusões analíticas são confirmadas pelos resultados experimentais do banco de dados de DUNCAN e SEED (1986), pelas medições e análises de ADIB (1988), figura 2.14, e pelas análises de EHRLICH e MITCHELL (1994), figura 2.10. Os resultados obtidos por estes pesquisadores permitem afirmar que, no caso de compactação pesada, a tensão residual pode assumir valores bem acima da condição K_o e próximos do empuxo passivo.

DUNCAN e SEED acrescentam que: (a) em profundidades onde o empuxo passivo não é um fator limitador, uma elevada percentagem do acréscimo de tensão lateral (de 40% a 90%) pode ficar retida como tensão residual; (b) em solos previamente compactados, uma nova compactação pode resultar em acréscimos bem inferiores aos obtidos em solos não compactados, podendo ser desprezível a fração deste acréscimo que fica retida no solo. Com base neste último item, pode-se supor que deve haver diferenças no comportamento pós construtivo de estruturas idênticas, exceto pela presença ou não da compactação, especialmente, nos esforços internos e deslocamentos.

De acordo com a abordagem apresentada, a compactação pode ser analisada como uma alteração do estado de tensão do solo, induzindo deformações e esforços de pico e residuais na massa e em estruturas adjacentes. As várias passadas do equipamento sobre um mesmo ponto impõem ciclos de carga e descarga no material, submetendo-o a um comportamento histerético. Portanto, os pontos principais a serem definidos em um procedimento de análise são: (a) uma trajetória de tensões que seja representativa das condições de carregamento e descarregamento a que o solo é submetido na operação de compactação; e (b) a intensidade das tensões de pico e residuais induzidas pela compactação, tanto em subsuperfície como em profundidade. A modelagem da compactação segundo este enfoque pode ser encontrada nos trabalhos de BROMS (1971), INGOLD (1979), DUNCAN e SEED (1986) e EHRLICH e MITCHELL (1994).

Os procedimentos analíticos de BROMS (1971), INGOLD (1979) e DUNCAN e SEED (1986) são adequados para a determinação das tensões induzidas pela compactação em maciços ou estruturas em que a condição em repouso possa ser razoavelmente admitida como válida no solo. Nestas metodologias, qualquer evento de carregamento, descarregamento ou recarregamento é simulado supondo a ausência de deformações laterais. Todos recomendam o cálculo dos acréscimos de tensão de pico e ao longo da profundidade com base na teoria da elasticidade. Uma alternativa para a análise de situações genéricas, via método dos elementos finitos, é apresentada em SEED e DUNCAN (1986), que implementaram a modelagem de DUNCAN e SEED (1986) no programa SSCOMP (SEED e DUNCAN 1984). ITURRI (1996) implementou a formulação de SEED e DUNCAN (1986) no programa de elementos finitos CRISP. Ábacos para a estimativa da tensão residual induzida por diferentes tipos de equipamentos de compactação, com base na formulação de DUNCAN e SEED (1986), são fornecidos em DUNCAN et al. (1991).

Para aplicação em estruturas de solo reforçado, os procedimentos desenvolvidos para estruturas e maciços com restrição de deslocamento lateral devem ser empregados, preferencialmente, em sistemas de elevada rigidez relativa reforço-solo. Sistemas extensíveis, como visto nas seções 2.4 e 2.4.1, desviam-se significativamente da condição K_0 .

Exemplo da utilização da modelagem de DUNCAN e SEED (1986) na análise de esforços internos e deslocamentos em ECSR com geometria vertical pode ser obtido em ADIB (1988). Uma ilustração esquemática, simplificada, da trajetória de tensões

adotada por ADIB é apresentada na figura 2.16. Nesta trajetória indicam-se o carregamento, sob ausência de deslocamentos laterais, devido ao lançamento e compactação de uma nova camada, segmento 1-2, e o descarregamento até a tensão vertical geostática, sob ausência de deformações laterais, devido à remoção do equipamento de compactação, segmento 2-3. O estado de tensão residual final, ponto 4, é atingido permitindo a deformação lateral do sistema solo-reforço, sob tensão vertical constante, segmento 3-4.

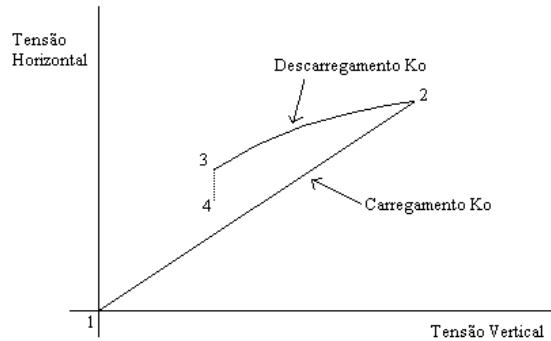


Figura 2.16: Trajetória de tensões, simplificada, adotada em ADIB (1988).

EHRLICH e MITCHELL (1994) desenvolveram um procedimento específico para a análise do efeito da compactação sobre o equilíbrio de muros verticais de solo reforçado. Estes autores buscaram retratar de forma mais realista as alterações sofridas pelo solo durante a compactação. Na modelagem da variação do estado de tensões, seja de carregamento ou descarregamento, é admitida a ocorrência simultânea de deslocamentos laterais. Entretanto, ao contrário de DUNCAN e SEED (1986), que simulam todos os ciclos de carga, descarga e recarga a que cada camada de solo é submetida desde o início da sua execução, EHRLICH e MITCHELL representam a compactação por um único ciclo de carga e descarga, no qual as tensões geostáticas são calculadas considerando a geometria final da estrutura.

A figura 2.17 apresenta a trajetória de tensões proposta por EHRLICH e MITCHELL. O carregamento é representado pelos segmentos 1-2-3 e o descarregamento pelos segmentos 3-4-5. Tanto o carregamento como o descarregamento foram considerados, por conveniência analítica, em duas etapas: uma em que não se permite a deformação lateral do solo (segmentos 1-2 e 3-4) e outra em que é permitida (segmentos 2-3 e 4-5). Com este procedimento, estes autores puderam

calcular separadamente as deformações no carregamento e no descarregamento, o que representa um avanço em relação à modelagem de ADIB (1988).

Segundo EHRLICH e MITCHELL, em um processo construtivo envolvendo várias camadas, tipicamente, as camadas são relativamente pouco espessas, de 0,15 m a 0,30 m, o que permite considerar que todos os pontos de cada camada estão igualmente compactados. Assim, a tensão de pico induzida pela compactação pode ser considerada constante ao longo da camada.

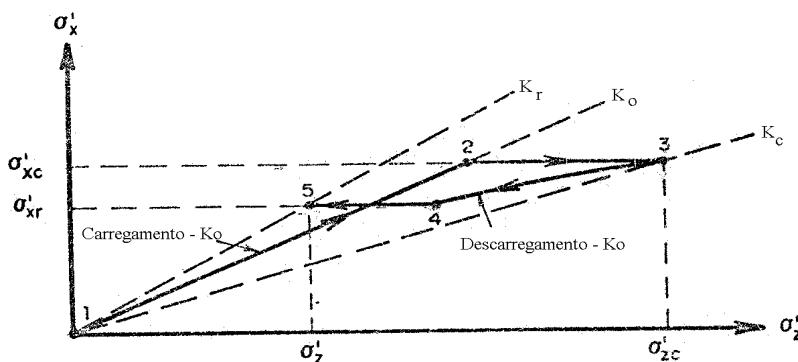


Figura 2.17: Trajetória de tensões idealizada por EHRLICH e MITCHELL (1994).

Aspecto relevante na modelagem das tensões induzidas pela compactação em estruturas deslocáveis é a influência das deformações sobre o estado de tensão do solo. Em estruturas deslocáveis, a tensão horizontal induzida pela compactação é função da deformação lateral induzida. Por outro lado, a tensão vertical é normalmente considerada independente das movimentações. Por este motivo, tanto em SEED e DUNCAN (1986), ADIB (1988) e em EHRLICH e MITCHELL (1994), trabalha-se com uma tensão vertical de pico equivalente induzida pela compactação, que é obtida a partir da tensão horizontal de pico, admitindo válida, nesta circunstância, a condição K_o .

A tensão vertical de pico equivalente está para a compactação assim como a tensão de sobre-adensamento está para o adensamento. Enquanto a tensão vertical geostática não for superior à tensão vertical de pico equivalente, o efeito da compactação prevalece no comportamento do maciço reforçado. De acordo com EHRLICH e MITCHELL, para estruturas típicas de solo reforçado com talude vertical, o efeito da compactação é anulado a partir de 6 m ou 20 pés de profundidade, vide figura 2.10.

Medições de estruturas reais de solo reforçado evidenciam a influência da compactação sobre a solicitação nos reforços, figura 2.18. A figura 2.18a apresenta

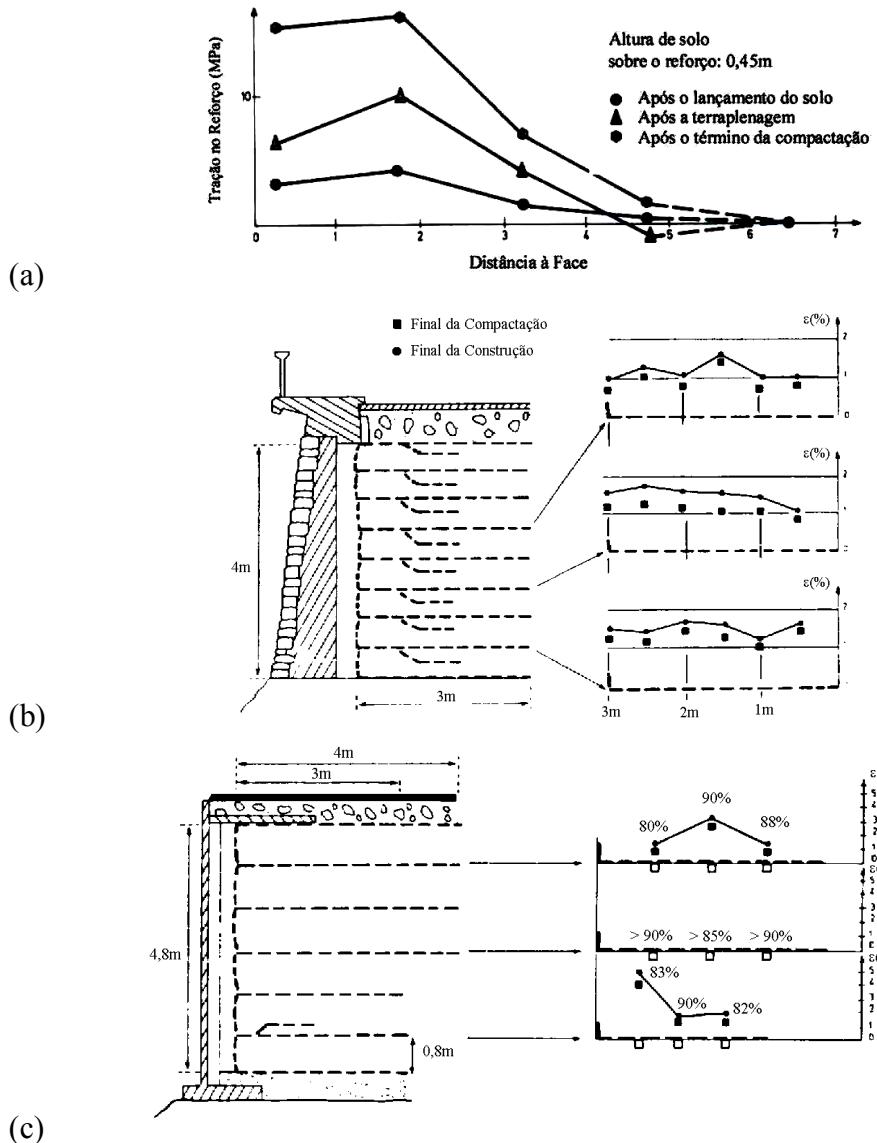


Figura 2.18: Medições da solicitação nos reforços de estruturas reais de solo reforçado:
 (a) Reforço metálico, sistema terra armada, em Granton, Grã Bretanha (T.A.I. 1989); (b)
 Reforço em mantas de geotêxtil, em Langres, França (DELMAS et al. 1988); (c)
 Reforço em mantas de geotêxtil tecido, em Rouen, França (DELMAS et al. 1988).

resultados obtidos para reforços em tiras metálicas, sistema Terra Armada, conforme relatado no manual técnico do grupo Terre Armée Internationale S.A. (T.A.I. 1989). As medições referem-se à tração mobilizada no reforço ao final de três etapas do processo executivo: (a) lançamento do solo; (b) espalhamento com equipamento de terraplenagem; e (c) compactação da camada. As figuras 2.18b e c apresentam resultados obtidos para maciços reforçados com mantas de geotêxteis, conforme relatado em DELMAS et al. (1988). Nestas figuras, são indicadas as deformações

específicas do reforço medidas em dois momentos: (a) logo após o término da compactação da camada de solo imediatamente acima do reforço; e (b) ao final da construção. Na figura 2.18c são apresentadas as relações percentuais entre as duas medições.

Os resultados experimentais das figuras 2.14 e 2.18 demonstram que a compactação pode exercer um importante papel sobre as solicitações em ECSR, independentemente da rigidez axial e geometria (tiras, grelhas ou mantas) dos reforços, corroborando os estudos analíticos apresentados.

Por outro lado, é relevante destacar que, de acordo com a teoria clássica de compactação, a máxima densidade é atingida para uma condição de aterro parcialmente saturado, sendo possível, portanto, o desenvolvimento de sucção ou coesão aparente no maciço, que é função, principalmente, do teor de finos presente no solo.

2.6 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FACE NO COMPORTAMENTO DE MACIÇOS REFORÇADOS

Uma das diferenças mais evidentes entre estruturas com elementos rígidos ou flexíveis na face é a solicitação do reforço no ponto de conexão com a face, figura 2.19. No caso de face rígida conectada ao reforço, um esforço não nulo é mobilizado na conexão, sendo normalmente admitido igual à máxima solicitação do reforço, figura 2.19a. No caso de face flexível ou reforço não conectado à face, a solicitação no ponto de conexão ou na extremidade do reforço adjacente à face é admitida nula, figura 2.19b. A influência da face no comportamento de ECSR vem sendo observada por vários pesquisadores, tais como JEWELL (1990), TATSUOKA (1993), KODAKA et al. (1995), LESHCHINSKY et al. (1995), LOIOLA (2001). Em contraste com a concepção original de que a face não apresenta função estrutural significativa, estudos recentes têm indicado uma contribuição não desprezível deste elemento para o equilíbrio do maciço sob determinadas circunstâncias. Comum a todos os trabalhos é a noção de que um elemento rígido na face tende a conferir maior estabilidade à estrutura.

Uma extensa revisão sobre a influência da rigidez da face no comportamento de maciços reforçados foi realizada por TATSUOKA (1993). Segundo TATSUOKA, a utilização de elementos rígidos na face contribui para a estabilidade de ECSR pelos seguintes motivos: (a) aumenta o confinamento do solo próximo à face, o que reduz a

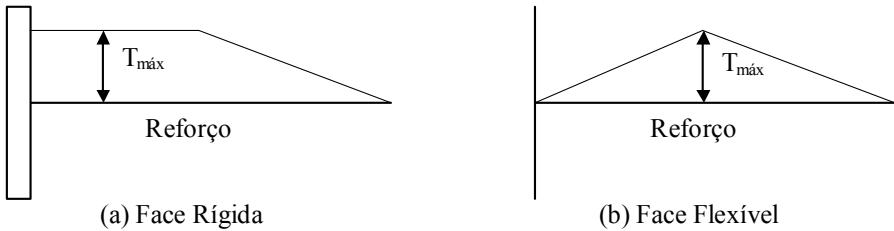


Figura 2.19: Ilustração esquemática da solicitação do reforço em estruturas com: (a) face rígida; e (b) face flexível.

possibilidade de ocorrência de ruptura localizada imediatamente atrás da face; (b) reduz os deslocamentos da estrutura; (c) aumenta a capacidade de carga da estrutura para carregamentos no topo e/ou na região não reforçada; (d) aumenta a altura de colapso do maciço. As conclusões deste pesquisador foram fundamentadas principalmente em resultados de campo e laboratório, publicados por vários autores, de estruturas reforçadas com elementos geossintéticos executadas com diferentes tipos de face.

TATSUOKA apresentou uma proposta para a inclusão do efeito da rigidez da face em análises de estabilidade de maciços reforçados, figura 2.20. Nesta figura, a força S , resultante do atrito com o solo de fundação, representa a contribuição da face para o equilíbrio da estrutura. As forças W e V representam, respectivamente, o peso próprio da face e a resultante da força de atrito atuante na interface entre o solo da região reforçada e a face.

LESHCHINSKY et al. (1995) desenvolveram um procedimento de análise de estabilidade de ECSR com face em blocos de auto-encaixe. Estes autores admitem que a face resiste a um certo empuxo lateral devido ao atrito mobilizado entre blocos e entre o solo e os blocos, que reduz a solicitação dos reforços. A metodologia é calcada nos princípios do método de equilíbrio limite e a comparação com dados experimentais forneceu bons resultados. Estudos paramétricos indicaram que: (a) quando o peso dos blocos é suficientemente elevado, a estrutura pode ser estável sem a necessidade de reforços; e (b) o efeito estabilizante da face somente é significativo no caso de taludes com inclinação próxima da vertical.

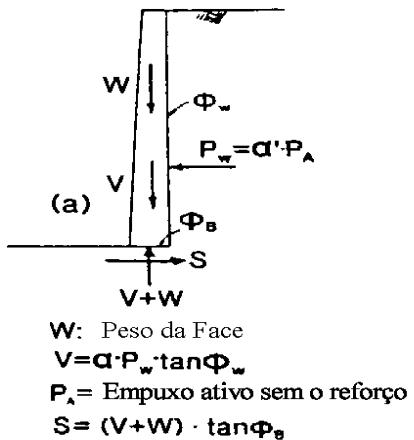


Figura 2.20: Proposta de TATSUOKA (1993) para a inclusão do efeito da rigidez da face em análises de estabilidade de ECSR.

A modelagem destes autores consiste em subdividir a face em áreas tributárias, S_{vj} ($j = 1$ a n , n = número de camadas de reforço), figura 2.21. Em cada área tributária, o conjunto face e reforço é responsável por suportar uma determinada massa de solo. Na figura 2.21 diferentes padrões de hachura identificam as massas de solo a serem suportadas em cada área tributária. Procede-se a análise de equilíbrio limite da massa que resulta no máximo empuxo a ser suportado por área tributária, t_j , de acordo com os diagramas de corpo livre apresentados. No passo 1, calcula-se o empuxo t_n contra a área S_{v1} . No passo 2, calcula-se o empuxo t_{n-1} contra a área S_{v2} , utilizando o empuxo t_n calculado no passo anterior. A seqüência de cálculos continua sucessivamente até a área S_{vn} , passo n .

LOIOLA (2001) conduziu uma série de análises numéricas sobre a influência da rigidez da face no comportamento de ECSR sob condições de trabalho, com talude vertical. Elementos rígidos de face foram simulados com resistência axial e à flexão. Elementos flexíveis apresentavam somente rigidez axial. As principais conclusões das análises paramétricas realizadas indicaram que: (a) a utilização de elementos rígidos na face reduz a máxima solicitação em todas as camadas de reforço e os deslocamentos da estrutura, independentemente do tipo de reforço empregado; (b) próximo à face rígida, ocorre uma redução da tensão vertical no solo, devido à transferência de tensões do solo para a face (ou seja, atrito na interface solo face); e (c) o tipo de face, rígida ou flexível, praticamente não altera a tensão vertical no ponto de máxima tração nos reforços.

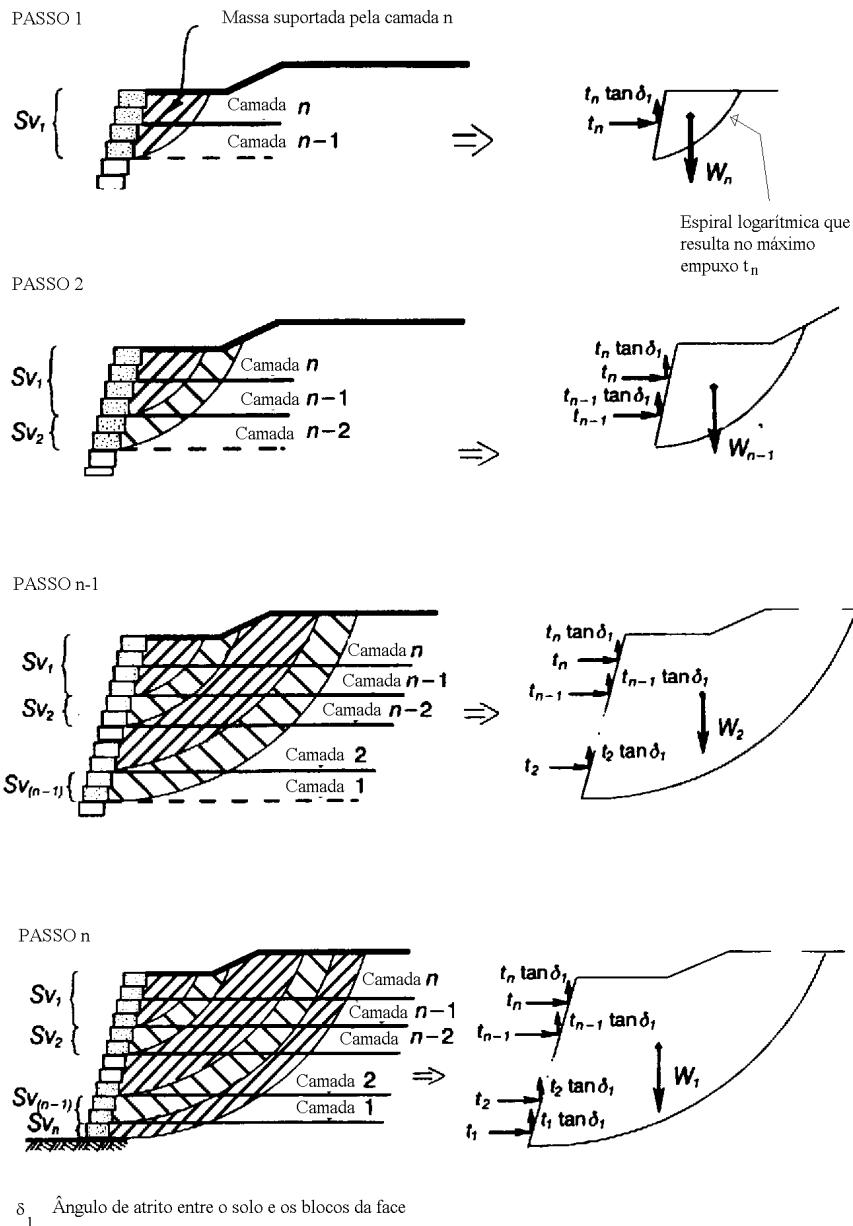


Figura 2.21: Modelagem do efeito estabilizante da face no equilíbrio de ECSR segundo LESHCHINSKY et al. (1995).

Com base no item (c) acima, parece razoável admitir que, sob condições de trabalho, o mecanismo de atuação da face não está relacionado com a redução de esforços verticais no ponto de máxima solicitação dos reforços, mas, possivelmente, com a aplicação de um esforço horizontal externo à massa.

2.7 MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

Procedimentos de análise da estabilidade de maciços reforçados vêm sendo desenvolvidos com base em: (a) métodos semi-empíricos; (b) métodos de equilíbrio limite, (c) métodos teórico-analíticos de análise do comportamento sob condições de trabalho.

2.7.1 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são fundamentados em estudos experimentais de campo e laboratório, com modelos em escala natural ou reduzida. O principal objetivo destes estudos é avaliar qualitativa e quantitativamente o comportamento de maciços reforçados sob condições de trabalho. O procedimento geral adotado é: (a) expressar as medições da solicitação nos reforços em termos da variação do coeficiente de empuxo lateral com a profundidade a partir do topo da estrutura; e (b) registrar a posição do ponto de máxima tração nos reforços e correlacioná-la com a altura do maciço. A fim de investigar a superfície de ruptura, alguns modelos são também levados até o colapso.

As diretrizes da agência norte-americana FHWA, atualizadas em março de 2001 (ELIAS et al. 2001), que segundo LESHCHINSKY (1998), juntamente com o manual da Associação Norte-Americana de Alvenaria de Concreto, NCMA, (SIMAC et al. 1993), são as normas correntemente mais utilizadas por projetistas nos E.U.A., adotam para o dimensionamento de muros verticais de solo reforçado procedimentos semi-empíricos, figura 2.6. O grupo T.A.I. (T.A.I. 1989) e a corporação norte-americana VSL (MITCHELL e VILLET 1987), grandes fabricantes de sistemas de contenção em solo reforçado, utilizam método semi-empírico no dimensionamento de muros verticais simples, denominado Método da Massa Coerente (“Coherent Gravity Method”).

Entretanto, a restrição de qualquer procedimento semi-empírico é a limitação das condições de aplicação àquelas em que o método foi originalmente estabelecido. ADIB (1988) cita dois casos em que o método da massa coerente não conduziu a resultados satisfatórios. Um dos casos trata-se de um muro vertical executado com o sistema VSL próximo a cidade de Hayward, na Califórnia, E.U.A., em que o método da massa coerente subestimou em aproximadamente 50% os valores de tração nos reforços. ADIB atribuiu a diferença entre os valores previstos e medidos à elevada rigidez da estrutura

em questão em relação àquelas que serviram de base para o método. EHRLICH e MITCHELL (1994, 1995) e NEELY (1995) acrescentaram que os esforços de compactação exerceram significativa influência na solicitação dos reforços, justificando os elevados valores obtidos em Hayward.

O outro caso trata-se de um muro vertical em terra armada executado próximo à cidade de Dunsmuir, Califórnia, E.U.A., em que o método da massa coerente superestimou em 60% aproximadamente os valores da tração nos reforços. Nesta obra, o solo apresentava coesão de 17 kPa e ângulo de atrito de 36°. O autor do presente trabalho acredita que a coesão do solo foi responsável pela redução das solicitações no reforço.

Destaca-se, portanto, o importante papel da rigidez do reforço, dos esforços induzidos pela compactação e da coesão do solo no comportamento de maciços reforçados. Dessa forma, recomenda-se que o desenvolvimento de um método semi-empírico para a análise de esforços internos em ECSR deva ser acompanhado, no mínimo, do intervalo de valores dos seguintes parâmetros: geometria do talude (altura, inclinação da face), rigidez do reforço, tipo de face (flexível ou rígida), coesão e ângulo de atrito do solo, esforço de compactação aplicado. Esta recomendação visa caracterizar adequadamente as condições de validade do método para aplicação confiável no dimensionamento de maciços reforçados.

Na literatura pesquisada, o método semi-empírico de ALLEN et al. (2003), desenvolvido para estruturas reforçadas por geossintético com solo granular, é o único que apresenta de forma explícita o intervalo de valores dos parâmetros acima identificados, com exceção do esforço de compactação.

2.7.2 Métodos de equilíbrio limite

A aplicação de métodos de equilíbrio limite para a análise de estabilidade de maciços reforçados surgiu como uma extensão da análise de maciços não reforçados. A figura 2.22, obtida de ZORNBERG et al. (1998a), apresenta um exemplo simplificado da abordagem da estabilidade de ECSR através do método de equilíbrio limite. Utiliza-se nesta figura o método das fatias, superfície circular de ruptura e solo granular. O fator de segurança, considerando apenas os momentos em relação ao centro do círculo, é dado pela expressão:

$$FS = \frac{\sum \text{Momentos Resistentes}}{\sum \text{Momentos Solicitantes}} = \frac{\sum (A_i \cdot \gamma) \cdot \cos \theta_i \cdot \tan \phi \cdot R + \sum T_j \cdot y_j}{\sum (A_i \cdot \gamma) \cdot \sin \theta_i \cdot R} \dots \quad (2.3)$$

onde: $(A_i \cdot \gamma)$ = peso da fatia i por unidade de comprimento; A_i = área da fatia i; γ = peso específico do solo; θ_i = ângulo entre a tangente no ponto médio da fatia i e a horizontal; R = raio do círculo de ruptura; ϕ = ângulo de atrito do solo; T_j = resistência à tração do reforço j; y_j = braço do momento para o reforço j.

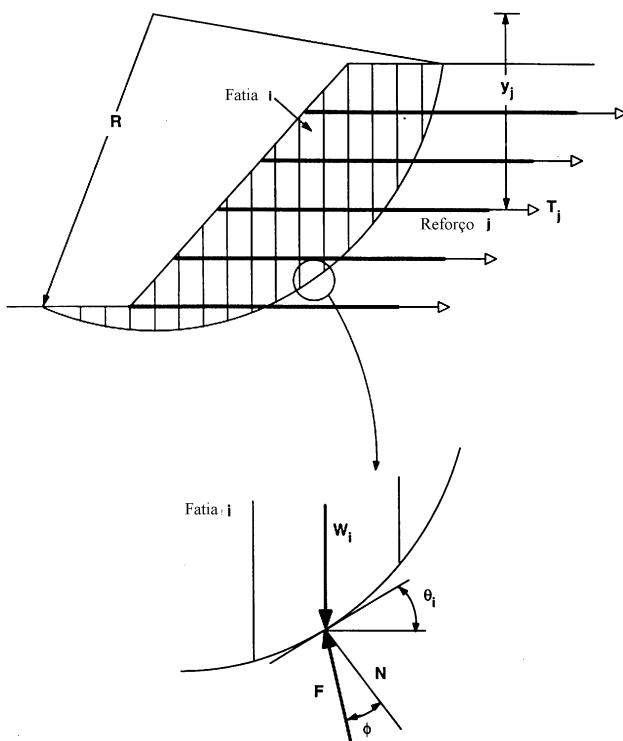


Figura 2.22: Análise de estabilidade de maciços reforçados pelo método de equilíbrio limite (apud ZORNBERG et al. 1998a).

Um procedimento comum de análise consiste em se procurar a superfície de ruptura que leva a um fator de segurança mínimo, supondo conhecidos os parâmetros do solo e do reforço. Como pode ser notado na equação 2.3, o reforço representa uma contribuição extra aos momentos que resistem à instabilização do talude. Métodos mais rigorosos, além de incluir a verificação do equilíbrio de forças horizontais, verticais e momentos, também consideram a influência da componente do esforço no reforço sobre as tensões normais à superfície de ruptura.

Diferentes métodos de equilíbrio limite foram desenvolvidos especificamente para a análise de taludes reforçados (SCHNEIDER e HOLTZ 1986, LESHCHINSKY e

BOEDEKER 1989, LESHCHINSKY e PERRY 1989, JURAN e CHEN 1989, JURAN et al. 1990, JEWELL 1991, LESHCHINSKY et al. 1995, SHIWAKOTI et al. 1998). Peculiar a cada método são as hipóteses com relação à: (a) geometria da superfície de ruptura (planar, bi-linear, espiral logarítmica, circular); (b) inclinação (horizontal ou tangencial à superfície de ruptura) e distribuição (linearmente crescente ou constante com a profundidade) das forças de tração nos reforços; (c) definição do fator de segurança. Em alguns métodos foram desenvolvidos ábacos para o agilizar o dimensionamento de estruturas com geometria simples.

Os trabalhos de JURAN et al. (1978) para reforços metálicos, conforme citado em MITCHELL e VILLET (1987), e de ZORNBERG et al. (1998b) para reforços geossintéticos demonstraram que métodos rigorosos de equilíbrio limite apresentam boa capacidade de previsão da ruptura de maciços reforçados.

ZORNBERG et al. (1998b) demonstraram, ainda, que, na interpretação dos ensaios em centrífuga realizados em taludes 1H:2V reforçados com geossintéticos levados até a ruptura, diferentes métodos rigorosos de equilíbrio limite conduziram a resultados similares em termos da altura e superfície de colapso. No entanto, deve-se destacar que estudos em centrífuga não permitem modelar o efeito da compactação nas tensões internas. Portanto, estes estudos não possibilitam a verificação deste fator nos resultados. Conclusão semelhante à de ZORNBERG et al. (1998b) também foi obtida por JEWELL (1990), ao comparar o método por ele desenvolvido com o de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989).

No entanto, aspectos importantes no comportamento de ECSR são negligenciados pelos métodos de equilíbrio limite, tais como rigidez do reforço e esforços induzidos pela compactação (LESHCHINSKY 1998, EHRLICH e DANTAS 2000, ZORNBERG et al. 2000). Os trabalhos de JURAN e CHEN (1989) e JURAN et al. (1990) representam uma exceção no que diz respeito à rigidez do reforço. JEWELL (1990) apresenta a curva de compatibilidade de deformações no solo e no reforço, figura 2.7, e uma proposta semi-empírica para a inclusão de esforços induzidos pela compactação. EHRLICH e DANTAS (2000) apresentam situações hipotéticas, especificamente quando utilizada compactação pesada, em que métodos de equilíbrio limite podem apresentar resultados contra a segurança.

Outro ponto que deve ser mencionado é a ausência de uma metodologia que seja válida para maciços genéricos de solo reforçado, independentemente do tipo de reforço. Em geral, constata-se que o tipo de reforço, extensível ou inextensível, parece

influenciar decisivamente nas hipóteses assumidas nos diferentes métodos de equilíbrio limite. Dentro deste contexto, pode-se afirmar que a aplicação de métodos de equilíbrio limite à ECSR tem representatividade restrita a uma certa faixa de variação da rigidez do reforço, que correntemente não é explicitamente especificada.

2.7.3 Métodos teórico-analíticos de análise do comportamento de maciços reforçados sob condições de trabalho

Os métodos teórico-analíticos para a análise do comportamento de maciços reforçados sob condições de trabalho envolvem, necessariamente, as relações constitutivas dos materiais: solo, reforço e, em alguns procedimentos, interface solo-reforço. Propriedades reológicas também podem ser inseridas na formulação (SAWICKI 1998). Os trabalhos de ADIB (1988), EHRLICH e MITCHELL (1994), SILVA e ABRAMENTO (1996), válidos apenas para taludes verticais, e DANTAS (1998), válido para qualquer inclinação de face, são exemplos deste tipo de metodologia. Os procedimentos usualmente disponíveis admitem fundação competente.

A abordagem normalmente adotada nestes procedimentos consiste na determinação do estado de tensão no maciço e das deformações no solo e no reforço sob condições de trabalho. Basicamente, as metodologias diferenciam-se entre si pelas hipóteses assumidas com relação: (a) às leis constitutivas dos materiais; (b) à trajetória de tensões no solo desde o lançamento da camada até a geometria final da estrutura, incluindo ou não o efeito dos esforços induzidos pela compactação; (c) à interação solo-reforço (condições de aderência e distribuição de tensões cisalhantes na interface entre estes dois elementos).

As principais características dos métodos teórico-analíticos para condições de trabalho são: (a) consideram a influência da rigidez e disposição dos reforços no equilíbrio do maciço; (b) incluem em suas formulações o efeito dos esforços induzidos pela compactação do solo (com exceção do procedimento de SILVA e ABRAMENTO 1996).

Nas metodologias atualmente disponíveis, nenhuma referência explícita é feita com relação ao tipo de face a que se aplicam. Aparentemente, as formulações são válidas apenas para face flexível. Um dos objetivos do presente trabalho é ampliar a compreensão do efeito estabilizante proporcionado pela utilização de elementos rígidos na face.

O papel da coesão do solo da região reforçada no equilíbrio da estrutura geralmente não têm merecido muita ênfase nos trabalhos teórico-analíticos correntes. O presente trabalho também pretende avançar o conhecimento nesta área.

CAPÍTULO 3

ANÁLISE DIMENSIONAL DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

3.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por finalidade desenvolver um estudo dimensional dos parâmetros relacionados com o equilíbrio, seja em condições de trabalho ou na iminência do colapso, de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR). Apresentam-se os números Π e os fatores de escala e relações de semelhança física associados ao problema da análise de esforços internos e deslocamentos em ECSR.

A aplicação da análise dimensional ao equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado representa uma abordagem teórica independente das metodologias de análise correntemente utilizadas, apresentadas na seção 2.7. Pode-se citar como características da análise dimensional:

- (a) não há formulação de hipóteses que visam simplificar a representação matemática do fenômeno;
- (b) não existem restrições para a sua aplicação relacionadas à geometria da estrutura, sobrecargas aplicadas, tipo de reforço, face, solo ou sistema construtivo empregados, como usualmente ocorre em outras metodologias (seção 2.7).

Por estas razões, os resultados obtidos neste capítulo serão utilizados para verificar a consistência dos métodos de análise propostos no presente trabalho.

Apresentam-se inicialmente os principais conceitos e definições da análise dimensional e da teoria da semelhança e dos modelos físicos. Em seguida, desenvolve-se um estudo específico para aplicação em ECSR.

3.2 FUNDAMENTOS DE ANÁLISE DIMENSIONAL E TEORIA DA SEMELHANÇA E DOS MODELOS FÍSICOS

A análise dimensional de um fenômeno é baseada na validade do princípio da homogeneidade dimensional, ou seja, de que toda relação funcional que representa

matematicamente uma lei natural ou processo físico deve ser invariável em relação ao sistema de unidades adotado. Como consequência deste princípio e do teorema de Π ou de Vaschy-Buckingham, é sempre possível estabelecer grupos adimensionais entre as grandezas envolvidas em um determinado fenômeno, desde que entre estas existam parâmetros cujas unidades sejam independentes entre si. Esses grupos adimensionais são produtos de potências dos parâmetros do problema e são chamados de números Π (CARNEIRO, 1996).

Segundo CARNEIRO (1996), o teorema de Π ou de Vaschy-Buckingham é a principal ferramenta da análise dimensional e de sua aplicação à teoria da semelhança física e dos modelos. Este teorema estabelece que toda relação homogênea envolvendo n parâmetros dimensionais pode ser substituída por outra contendo apenas $(n - r)$ parâmetros adimensionais, que são monômios-produtos de potências dos n parâmetros originais, denominados números Π (CARNEIRO 1996, p.53). Com isso é possível reduzir o número total de parâmetros de n para $(n - r)$, onde r é o número de grandezas do problema cujas unidades possam ser arbitrariamente escolhidas, ou seja, que apresentem unidades independentes entre si. Este fato torna a análise dimensional particularmente útil na interpretação de resultados experimentais e na elaboração de estudos paramétricos, principalmente quando o fenômeno estudado envolver muitas variáveis. Especificamente no caso de estudos paramétricos, a análise dimensional exerce contribuição relevante na interpretação das análises, favorecendo o entendimento das relações de proporção existentes entre os diferentes parâmetros do problema e, consequentemente, colabora para uma melhor compreensão do fenômeno como um todo, minimizando a ocorrência de conclusões simplistas.

Para a aplicação da análise dimensional, não é necessário o conhecimento prévio das relações funcionais que representam matematicamente o fenômeno. Porém, é preciso ter uma noção qualitativa bastante clara da natureza do processo físico e de todos os parâmetros que devem figurar no problema estudado. Por outro lado, a análise dimensional é incapaz, por si só, de elaborar a formulação completa de uma lei ou processo físico (CARNEIRO 1996).

Considerando a teoria da semelhança e dos modelos físicos, a análise dimensional é empregada para estabelecer a relação entre as escalas das diferentes grandezas no modelo e no protótipo. Para que haja completa semelhança física, é necessário que todos os números Π e outros resultados da análise dimensional, tais como fatores de

forma, funções de forma e parâmetros originais com dimensão nula (seção 3.2.1), tenham os mesmos valores no modelo e no protótipo. Atendendo esta condição, pode-se prever a magnitude da variável dependente, ou incógnita do problema, no protótipo quando determinada experimentalmente sua magnitude no modelo (CARNEIRO 1996).

Na seqüência, passa-se a descrever a metodologia proposta por CARNEIRO (1996) para a obtenção de um conjunto completo de números Π independentes entre si.

3.2.1 Procedimento para a obtenção de um conjunto completo de números Π independentes entre si

Um fenômeno físico é caracterizado por variáveis e constantes físicas específicas ou universais. Para a aplicação da análise dimensional deve haver uma única variável dependente, sendo todas as outras variáveis independentes. Do ponto de vista dimensional, dentre as várias grandezas físicas de um mesmo tipo, somente uma deve ser escolhida como representativa, sendo as demais substituídas por suas relações com esta. Essas relações entre grandezas de um mesmo tipo são denominadas fatores de forma.

Se entre os parâmetros do problema existirem grandezas físicas de um mesmo tipo que sejam expressas como funções contínuas, como por exemplo um contorno geométrico, no estudo dimensional estas devem ser incluídas sob forma adimensional, sendo denominadas funções de forma.

Portanto, no caso geral, figuram nas relações funcionais que descrevem um fenômeno produtos adimensionais denominados números Π , nos quais incluem-se as variáveis independentes, a variável dependente ou incógnita, as constantes físicas específicas e universais; relações entre as grandezas físicas de um mesmo tipo e uma delas escolhida como representativa, denominadas fatores de forma; e funções, expressas em forma adimensional, que apresentam a variação contínua de um certo tipo de grandeza física, denominadas funções de forma (CARNEIRO 1996).

Grandezas físicas podem apresentar unidades independentes, também chamadas de básicas ou fundamentais, ou unidades derivadas, que são subordinadas às primeiras. Algumas grandezas são adimensionais, como por exemplo a variável deformação específica e a constante física específica coeficiente de Poisson. Medidas angulares cuja unidade seja o radiano também são consideradas adimensionais. As grandezas

fundamentais constituem a base de um sistema coerente de medidas. Grandezas derivadas também podem formar uma base de um sistema de medidas desde que sejam independentes entre si e em número suficiente para descrever o fenômeno (CARNEIRO 1996).

Correlacionando as definições acima com o teorema de Π , pode-se estabelecer que se uma lei ou processo físico envolver n parâmetros dimensionais, este número pode ser reduzido para $(n - r)$ grupos adimensionais, acrescidos de fatores de forma, funções de forma e possíveis parâmetros originais de dimensão nula, desde que r destes parâmetros possam formar uma nova base. Deste modo, as unidades de medida de $(n - r)$ parâmetros do problema passam a ser subordinadas às unidades dos r parâmetros que constituem as novas grandezas de base. A análise dimensional trata de identificar: (a) as r grandezas do fenômeno cujas unidades possam formar uma nova base; e (b) as dimensões ou expoentes de dimensão das demais $(n - r)$ grandezas em relação a cada uma das r novas grandezas básicas.

Para o estudo dimensional de um problema, é conveniente dispor os parâmetros em uma matriz, denominada matriz dimensional. As colunas da matriz correspondem aos parâmetros, e as linhas às grandezas fundamentais. Os elementos da matriz são as dimensões do parâmetro correspondente em relação a cada uma das grandezas fundamentais. Dentre as diversas grandezas físicas de um mesmo tipo, apenas a grandeza escolhida como representativa deve figurar nas colunas da matriz dimensional; as demais são substituídas por fatores de forma ou funções de forma.

Na tabela 3.1 apresenta-se uma matriz dimensional genérica, onde A_1, A_2, \dots, A_m representam as m grandezas fundamentais; x_1, x_2, \dots, x_n representam os n parâmetros do fenômeno ($n > m$); e os termos n_{ij} representam a dimensão do parâmetro x_i relativamente à grandeza A_j . Assim, a fórmula dimensional do parâmetro x_i na base original será:

$$[x_i] = A_1^{n_{i1}} \cdot A_2^{n_{i2}} \cdot \dots \cdot A_m^{n_{im}} \quad \dots \quad (3.1)$$

É usual, segundo CARNEIRO (1996), dispor nas m primeiras colunas os parâmetros do fenômeno cujas unidades sejam independentes entre si, podendo, pois, ser adotados como nova base. Estes parâmetros são chamados de grandezas determinantes. Os outros parâmetros são denominados grandezas diretrizes, inclusive a variável dependente.

Ainda conforme aquele autor, a variável dependente deve ser posicionada na última coluna da matriz dimensional.

Tabela 3.1: Matriz dimensional genérica (CARNEIRO 1996).

...	x_1	x_2	x_i	x_n
A_1	n_{11}	n_{21}	n_{i1}	n_{n1}
A_2	n_{12}	n_{22}	n_{i2}	n_{n2}
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
A_i	n_{1i}	n_{2i}	n_{ii}	n_{ni}
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
A_m	n_{1m}	N_{2m}	n_{im}	n_{nm}

A condição para que as m grandezas colocadas nas m primeiras colunas da matriz dimensional possam ser adotadas como uma nova base é que o determinante da sub-matriz quadrada $m \times m$ seja diferente de zero. Desse modo, as unidades dessas m grandezas serão independentes, pois se uma delas fosse um produto de potências das outras, a coluna a ela correspondente seria uma combinação linear das outras, o que resultaria em determinante nulo. Como consequência, pode-se estabelecer que a condição para que m grandezas possam ser adotadas como uma nova base é que o posto da matriz dimensional na base original seja igual a m . O posto de uma matriz é a ordem da maior submatriz quadrada não-singular contida nesta matriz (CARNEIRO 1996).

Segundo CARNEIRO (1996), na maioria dos casos o posto r da matriz dimensional é igual ao número m de grandezas da base original. Quando o posto r for menor do que m , significa que $(m - r)$ linhas da matriz são combinações lineares de outras r linhas, podendo ser simplesmente desprezadas nas operações de mudança de base.

Conforme o acima exposto, a marcha proposta por CARNEIRO (1996) para obtenção de um conjunto completo de números Π independentes entre si envolveria a seguinte seqüência: 1) organização da lista dos parâmetros relacionados com o problema: variáveis independentes, variável dependente, constantes físicas específicas e universais; 2) identificação dos n parâmetros dimensionais, dos fatores de forma, das funções de forma e dos parâmetros originais com dimensão nula; 3) montagem da matriz dimensional, definindo o número r de grandezas determinantes, que é igual ao posto da matriz; 4) escolha das r grandezas determinantes, formando uma nova base;

5) obtenção das dimensões das $(n - r)$ grandezas diretrizes na nova base, ficando estabelecidos os $(n - r)$ números Π do problema.

Para obtenção das dimensões das grandezas diretrizes na nova base, adotar-se-á a formulação matricial apresentada em CARNEIRO (1996). Para simplificar as explanações, considerar-se-á apenas o caso em que o posto da matriz dimensional é igual ao número de grandezas fundamentais da base original, ou seja, $r = m$.

A matriz dimensional D de ordem $m \times n$ pode ser dividida em duas sub-matrizes: D_1 de ordem $r \times r$, contendo as dimensões das grandezas determinantes ($\det D_1 \neq 0$); e D_2 de ordem $r \times (n - r)$, contendo as dimensões das grandezas diretrizes. CARNEIRO (1996) mostra que os expoentes de dimensão das $(n - r)$ grandezas diretrizes na nova base, dada pelas r grandezas determinantes, é a matriz resultante do seguinte produto: $-D_1^{-1} \cdot D_2$. Ou seja, a matriz resultante do produto da inversa da matriz D_1 , com sinal trocado, pela matriz D_2 contém em suas colunas a representação dos números Π do problema estudado. Cada número Π é um produto de potências das grandezas determinantes e de apenas uma grandeza diretriz.

Os números Π , juntamente com os fatores de forma, as funções de forma e os parâmetros originais com dimensão nula, são os resultados da análise dimensional do fenômeno estudado.

Para explicações mais detalhadas sobre análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos, o leitor é referido ao livro do professor Fernando Lobo Carneiro (CARNEIRO 1996).

A seguir, apresenta-se uma aplicação da análise dimensional ao equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado.

3.3 APLICAÇÃO A ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO

Nesta seção serão determinados, sob o enfoque da análise dimensional, os números Π , os fatores de escala e as relações de semelhança que devem ser atendidos nos problemas de análise de esforços internos e deslocamentos em ECSR. Trata-se, portanto, de dois estudos independentes, aplicados a incógnitas diferentes: um relacionado com os esforços internos e outro com os deslocamentos. Assim, serão apresentadas duas matrizes dimensionais e dois conjuntos de números Π e fatores de escala, que, como será visto mais adiante, são idênticos, com exceção daqueles que

incluem a variável dependente. No caso da análise dos esforços internos em ECSR, a incógnita ou variável dependente é a máxima tração mobilizada nos reforços. Na análise dos deslocamentos, a incógnita é o deslocamento horizontal da face da estrutura.

Estudo de relações de semelhança envolvendo ECSR foram realizados em trabalhos experimentais com modelos reduzidos, tais como BOLTON e PANG (1982), GOODINGS e SANTAMARINA (1989), GOMES e LANZ (1992), ZORNBERG et al. (1995), PORBAHA e GOODINGS (1996), entre outros. Em geral, estes trabalhos têm como foco principal estabelecer as relações de semelhança a serem atendidas especificamente para os modelos estudados, possibilitando a adequada interpretação dos resultados. Como seria esperado, os diferentes trabalhos indicam os mesmos fatores de escala para correlacionar grandezas similares.

Na presente tese, apresenta-se um conjunto completo de números Π independentes entre si associado ao problema do equilíbrio de ECSR, com características mais genéricas e envolvendo um maior número de parâmetros, diferenciando-se, pois, dos estudos anteriores. As ECSR estudadas neste trabalho são aquelas que podem ser esquematicamente representadas pela figura 3.1.

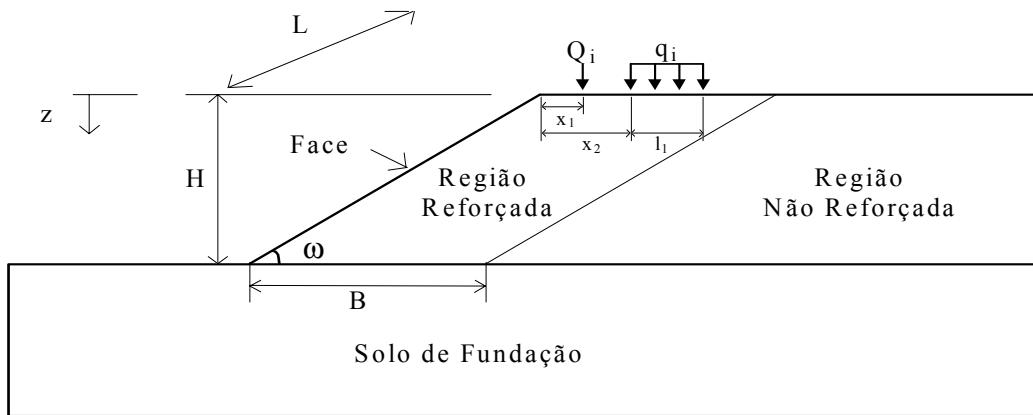


Figura 3.1: Representação esquemática das estruturas analisadas.

O procedimento inicial do estudo dimensional é a organização da lista dos parâmetros relacionados com o problema. O problema em estudo é essencialmente o equilíbrio de ECSR, pois a tração mobilizada nos reforços e os deslocamentos da face surgem como consequência do equilíbrio da estrutura sob as solicitações impostas. Portanto, os parâmetros a serem listados são todos aqueles que exercem influência sobre o equilíbrio de ECSR, não havendo necessidade de particularizações para a análise dos

esforços internos ou dos deslocamentos. Dessa forma, as grandezas envolvidas serão as mesmas, com exceção da que simboliza a variável dependente em estudo.

Este fato não significa que todos os parâmetros exercem influências idênticas sobre a tração máxima mobilizada nos reforços e sobre os deslocamentos horizontais da face. Por exemplo, um certo parâmetro pode ser relevante para a avaliação dos deslocamentos da face, mas, sobre os esforços internos, ter um papel praticamente desprezível. Neste sentido, as análises são independentes entre si, embora apresentem os mesmos parâmetros de influência.

O equilíbrio interno das estruturas em solo reforçado é influenciado por uma série de fatores, listados a seguir: (a) a geometria; (b) a disposição e tipo do reforço; (c) o tipo e características da face; (d) as características do solo da região reforçada e não reforçada; (e) o solo de fundação; (f) a disposição e intensidade das sobrecargas aplicadas; (g) a tensão efetiva no nível do reforço e (h) o processo executivo empregado.

Os parâmetros associados à geometria da estrutura são a inclinação da face, ω , a altura, H , o comprimento, L , e a largura, B , da zona reforçada.

Relacionados com a disposição e tipo dos reforços, tem-se a profundidade de posicionamento dos reforços, z , e o espaçamento vertical, S_v , e horizontal, S_h , entre elementos adjacentes, a rigidez axial, J_{ref} , e a resistência última à tração dos reforços, T_{ult} . Nos estudos de equilíbrio de ECSR sob condição de iminência de ruptura, a resistência última à tração dos reforços é a incógnita ou variável dependente do problema. Sob condições de trabalho, a incógnita do problema é a máxima tração atuante nos reforços, $T_{máx}$, como consequência das solicitações impostas. Como mostrado na seção 2.4, a rigidez axial dos reforços é um importante fator de influência no comportamento de ECSR. Neste trabalho considera-se o reforço como um elemento uniaxial, como é usual em análises de ECSR (MITCHELL e VILLET 1987, ADIB 1988, SCHMERTMANN et al. 1989, etc.).

O tipo de face adotada em uma estrutura pode alterar as condições de equilíbrio interno. Como indicado na seção 2.6, uma face muito rígida tende a reduzir a solicitação dos reforços. A rigidez axial, J_{face} , e à flexão, EI_{face} , são parâmetros normalmente utilizados para representar o efeito da face (ADIB 1988, SCHMERTMANN et al 1989, TATSUOKA 1993, ROWE e HO 1997, DANTAS 1998, LOIOLA 2001). Se a face for constituída de peças pré-fabricadas de madeira, concreto ou metálicas, blocos de auto-encaixe, gabiões ou qualquer elemento com volume não desprezível, as dimensões

geométricas e o peso específico desses elementos também devem ser incluídos na análise. Nesse caso, aos parâmetros já citados acrescentam-se a altura, h_{face} , a largura, b_{face} , o comprimento, l_{face} , e o peso específico, γ_{face} , dos elementos que compõem a face. A forma de fixação dos reforços com a face também é um aspecto relevante (ROWE e HO 1993, ANDRAWES et al 1990a e 1990b, JENNER 1990) e deve ser igualmente reproduzida no modelo e no protótipo.

Como apresentado na seção 2.4 (figura 2.7), a deformabilidade das regiões reforçada e não reforçada (essa última devido ao empuxo lateral e deslocamentos impostos à estrutura) influencia o equilíbrio de uma massa de solo reforçado, além do peso e da resistência ao cisalhamento do solo. Os parâmetros do solo associados a estes aspectos são o peso específico do solo, γ_{solo} , o ângulo de atrito, ϕ , a coesão, c , a rigidez a deformações horizontais, J_{solo} , e o coeficiente de Poisson, v . Os parâmetros da região reforçada são representados como: γ_{s-ref} , ϕ_{s-ref} , c_{s-ref} , J_{s-ref} , v_{s-ref} . Os parâmetros da região não reforçada são representados como: γ_{s-nref} , ϕ_{s-nref} , c_{s-nref} , J_{s-nref} , v_{s-nref} . Neste estudo considerou-se o solo com propriedades da teoria da elasticidade, homogêneo e isotrópico. O peso específico, γ , relaciona-se com a massa específica, ρ , pela expressão $\gamma = \rho \cdot g$, onde g é a aceleração da gravidade.

Um ponto importante na modelagem física de estruturas de solo reforçado é a reprodução dos mecanismos de transferência de esforços entre: (a) solo e reforço; (b) solo e face; e (c) face e solo de fundação.

A transferência de tensões entre o solo e o reforço pode ser por atrito ou por resistência passiva (seção 2.2). O atrito é normalmente representado pelo ângulo de atrito na interface solo-reforço, λ_{s-r} . A resistência passiva é função da geometria do reforço (tiras, grelhas, mantas ou barras), das características do solo e do nível de tensões. Portanto, os principais aspectos nesse mecanismo são a geometria e a forma de interação solo-reforço, que devem ser idênticos no modelo e no protótipo.

A interação solo-face é normalmente representada através do ângulo de atrito solo-face, λ_{s-f} . A interação face-solo de fundação pode ser modelada através do ângulo de atrito face-solo de fundação, λ_{f-f} . Independentemente dos parâmetros de interface utilizados neste estudo, é preciso atentar para o fato de que, no modelo e no protótipo, os mecanismos de transferência de tensões devem ser semelhantes. Neste contexto, a granulometria do solo passa a ter um papel secundário nas relações de semelhança,

desde que os parâmetros do solo acima indicados e os mecanismos de interação com os demais elementos sejam semelhantes.

A rigidez do solo de fundação pode também influenciar as tensões internas e deslocamentos de ECSR (GOODINGS e SANTAMARINA 1989, PORBAHA e GOODINGS 1996). O parâmetro a ser utilizado para representar este efeito é o módulo de Young, E_{fund} .

As sobrecargas são caracterizadas por sua posição x_i em relação a um ponto de referência, e por sua intensidade, representada por Q_i , para sobrecargas lineares, e q_i , para sobrecargas distribuídas. No caso de cargas distribuídas, a largura l_i também deve ser considerada.

A tensão efetiva no nível do reforço é representada pelo parâmetro σ'_z , e compreende tanto o efeito das tensões devido ao peso próprio como também devido à poro-pressão.

O principal efeito do processo executivo sobre o equilíbrio interno compreende a compactação do solo. Como visto na seção 2.5, a compactação é responsável por induzir tensões e deformações na massa durante a execução, e funciona como uma espécie de sobre-adensamento do solo, reduzindo os deslocamentos pós construtivos. Neste trabalho, adota-se o modelo de EHRLICH e MITCHELL (1994) para representar as tensões induzidas pela compactação do solo. O parâmetro utilizado é a máxima tensão vertical que já atuou no solo durante todo o processo construtivo, σ'_{zc} . Se o solo for compactado, σ'_{zc} representa a tensão aplicada pelo equipamento de compactação no terreno. Se o solo não for compactado, σ'_{zc} é igual à tensão vertical efetiva geostática, σ'_z .

Uma vez identificados todos os parâmetros atuantes, procede-se a análise dimensional do problema. É oportuno ressaltar que para esta análise não se faz necessário conhecer as relações funcionais entre as grandezas envolvidas no fenômeno.

3.3.1 Matriz dimensional e números Π

Na matriz dimensional deve figurar somente um parâmetro de cada tipo de grandeza. Assim, por exemplo, dentre os vários comprimentos ou distâncias é escolhido um deles como representativo e os outros são substituídos por suas relações com este último. A tabela 3.2 apresenta todas as grandezas envolvidas e suas unidades de

dimensão em relação à base LMT (comprimento, massa e tempo). Considerou-se neste estudo estado plano de deformações.

Tabela 3.2: Parâmetros e grandezas do problema.

Grandeza	Parâmetros	Representativo	Unidade
Dimensão geométrica linear	$H, B, L, h_{face}, b_{face}, l_{face}, S_v, S_h, x_i, l_i, z$	H	L
Dimensão geométrica angular	$\omega, \phi_{s-ref}, \phi_{s-\bar{n}ref}, \lambda_{s-r}, \lambda_{s-f}, \lambda_{f-f}$	---	Adimensional (radianos)
Coeficiente de Poisson	$\nu_{s-ref}, \nu_{s-\bar{n}ref}$	---	Adimensional
Rigidez axial ou do solo	$J_{ref}, J_{face}, J_{s-ref}, J_{s-\bar{n}ref}$	J_{ref}	LMT^{-2}
Rigidez à Flexão	EI_{face}	EI_{face}	L^3MT^{-2}
Massa específica do solo	$\rho_{s-ref}, \rho_{s-\bar{n}ref}, \rho_{face}$	ρ_{s-ref}	$L^{-3}M$
Aceleração da gravidade	g	g	LT^{-2}
Coesão do solo	$c_{s-ref}, c_{s-\bar{n}ref}$	c_{s-ref}	$L^{-1}MT^{-2}$
Rigidez da fundação	E_{fund}	E_{fund}	$L^{-1}MT^{-2}$
Sobrecargas lineares	Q_i	Q	MT^{-2}
Sobrecargas distribuídas	q_i	q	$L^{-1}MT^{-2}$
Tensões no solo	σ'_z, σ'_{zc}	σ'_{zc}	$L^{-1}MT^{-2}$
Tração no reforço	T	T	LMT^{-2}
Deslocamento horizontal da face	δ_h	δ_h	L

Os parâmetros rigidez axial do reforço, J_{ref} , da face, J_{face} , e rigidez a deformações horizontais do solo, J_{solo} , têm unidade derivada do produto de um módulo de deformação por uma área, ou seja, unidade de força. Neste trabalho, a grandeza J_{solo} é definida como o produto do módulo de Young do solo pela área de influência de um elemento de reforço, $S_v.S_h$, procedimento já adotado em EHRLICH e MITCHELL (1994) e DANTAS e EHRLICH (2000a). A rigidez à flexão da face, EI_{face} , tem unidade derivada do produto de um módulo de deformação por um momento de inércia. As unidades dos demais parâmetros são triviais.

O problema do equilíbrio interno de estruturas de contenção de solo reforçado pode, então, ser resumido da seguintes forma:

- (a) variáveis dependentes: T, δ_h ;
 - (b) variáveis independentes: $B, L, H, h_{face}, b_{face}, l_{face}, \omega, x_i, l_i, z, S_v, S_h, Q, q, \sigma'_{zc}$,
 σ'_z ;
 - (c) constantes físicas específicas: $J_{ref}, J_{face}, J_{s-ref}, J_{s-\bar{n}ref}, EI_{face}, E_{fund}, v_{s-ref}, v_{s-\bar{n}ref}, \rho_{s-ref}$,
 $\rho_{s-\bar{n}ref}, \rho_{face}, c_{s-ref}, c_{s-\bar{n}ref}, \phi_{s-ref}, \phi_{s-\bar{n}ref}, \lambda_{s-r}, \lambda_{s-f}, \lambda_{f-f}$;
 - (d) constante física universal: g ;
 - (e) fatores de forma:
- $$\frac{B}{H}, \frac{L}{H}, \frac{h_{face}}{H}, \frac{b_{face}}{H}, \frac{l_{face}}{H}, \frac{x_i}{H}, \frac{l_i}{H}, \frac{z}{H}, \frac{S_v}{H}, \frac{S_h}{H};$$
- $$\frac{Q_i}{Q}, \frac{q_i}{q}, \frac{\sigma'_z}{\sigma'_{zc}}, \frac{J_{s-ref}}{J_{ref}}, \frac{J_{s-\bar{n}ref}}{J_{ref}}, \frac{J_{face}}{J_{ref}}, \frac{\rho_{s-\bar{n}ref}}{\rho_{s-ref}}, \frac{\rho_{face}}{\rho_{s-ref}}, \frac{c_{s-\bar{n}ref}}{c_{s-ref}}$$
- (f) parâmetros originais com dimensão nula: $v_{s-ref}, v_{s-\bar{n}ref}, \phi_{s-ref}, \phi_{s-\bar{n}ref}, \lambda_{s-r}, \lambda_{s-f}, \lambda_{f-f}$.

A tabela 3.3 apresenta a matriz dimensional do problema da tração nos reforços de ECSR. Na tabela 3.4, visualiza-se a matriz dimensional associada ao problema dos deslocamentos horizontais.

As matrizes dimensionais do fenômeno englobam um total de $n = 11$ grandezas diretamente relacionadas com o equilíbrio interno de estruturas de solo reforçado e $m = 3$ grandezas de base (LMT). O posto da matriz é $r = 3$. Dessa forma, o total de números Π a ser obtido é $n - r = 11 - 3 = 8$.

Por conveniência, as grandezas ρ_{s-ref}, g e H foram escolhidas como determinantes (nova base), sendo as demais grandezas diretrizes. A matriz D_1 é a sub-matriz de ordem 3×3 formada pelas 3 linhas e as 3 primeiras colunas da matriz dimensional ($\det D_1 = -2 \neq 0$). A sub-matriz D_2 tem ordem 3×8 e é formada pelas 3 linhas e as 8 últimas

Tabela 3.3: Matriz dimensional associada à tração nos reforços de ECSR.

	ρ_{s-ref}	g	H	J_{ref}	EI_{face}	c_{s-ref}	E_{fund}	Q	q	σ'_{zc}	T
L	-3	1	1	1	3	-1	-1	0	-1	-1	1
M	1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
T	0	-2	0	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2

Tabela 3.4: Matriz dimensional associada aos deslocamentos horizontais de ECSR.

colunas da matriz dimensional. As tabelas 3.5 e 3.6 apresentam o resultado do produto $-D_1^{-1} \cdot D_2$ para a tração nos reforços e deslocamentos horizontais, respectivamente.

Os números Π para o problema da tração nos reforços são:

Os números Π para o problema dos deslocamentos horizontais são iguais aos acima indicados, com exceção do Π'_8 :

$$\begin{aligned} \Pi'_1 &= \frac{J_{\text{ref}}}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H^3} ; \quad \Pi'_2 = \frac{EI_{\text{face}}}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H^5} ; \quad \Pi'_3 = \frac{c_{\text{s-ref}}}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H} \\ \Pi'_4 &= \frac{E_{\text{fund}}}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H} ; \quad \Pi'_5 = \frac{Q}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H^2} ; \quad \Pi'_6 = \frac{q}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H} \\ \Pi'_7 &= \frac{\sigma'_{\text{zc}}}{\rho_{\text{s-ref}} \cdot g \cdot H} ; \quad \Pi'_8 = \frac{\delta_h}{H} \end{aligned} \quad \dots \quad (3.3)$$

Tabela 3.5: Tração nos reforços - dimensões dos parâmetros na base (ρ_{s-ref} , g, H).

	J _{ref}	EI _{face}	c _{s-ref}	E _{fund}	Q	q	σ'zc	T
ρ _{s-ref}	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
g	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1
H	-3	-5	-1	-1	-2	-1	-1	-3

Tabela 3.6: Deslocamentos horizontais - dimensões dos parâmetros na base (ρ_{s-ref} , g , H).

	J_{ref}	EI_{face}	c_{s-ref}	E_{fund}	Q	q	σ'_{zc}	δ_h
ρ_{s-ref}	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0
g	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	0
H	-3	-5	-1	-1	-2	-1	-1	-1

Manipulações algébricas entre os números Π são aceitáveis desde que o conjunto ainda permaneça independente entre si. Nesse sentido, pode-se substituir o número Π_8 pelo seguinte produto, cuja aplicação é mais cômoda na interpretação dos resultados de tração no reforço (fazendo-se $\rho_{s-ref} \cdot g = \gamma_{s-ref}$):

$$\Pi_8 \cdot \left(\frac{S_V}{H} \right)^{-1} \cdot \left(\frac{S_H}{H} \right)^{-1} = \frac{T}{\gamma_{s-ref} \cdot H \cdot S_V \cdot S_H} \quad \dots \dots \dots \quad (3.4)$$

Caso sejam utilizados reforços planares, é comum adotar para a rigidez axial, J_{ref} , a unidade derivada do produto de um módulo de deformação pela espessura do reforço. Nessa situação, a rigidez axial é medida por unidade de comprimento ao longo da direção L na figura 3.1. Também é comum a tração mobilizada no reforço, T, apresentar unidade de força por comprimento ao longo da direção L. Se forem consideradas estas unidades para as grandezas J_{ref} e T, a grandeza S_h deixa de ser uma variável do problema. Os números Π_1 , Π'_1 e Π_8 serão escritos como:

$$\Pi_1^* = \frac{J_{ref}}{\rho_{s-ref} \cdot g \cdot H^2} \quad \text{e} \quad \Pi_8^* = \frac{T}{\rho_{s-ref} \cdot g \cdot H^2} \quad \dots \dots \dots \quad (3.5)$$

3.3.2 Condições de semelhança e fatores de escala

As condições de semelhança física completa impõem que os números Π , fatores de forma, funções de forma e parâmetros originais de dimensão nula, no modelo e no protótipo, sejam iguais. Dessa forma, pode-se estabelecer a relação entre os fatores de escala, k, das grandezas relacionadas ao fenômeno, apresentada a seguir:

$$\begin{aligned}
k_{J_{ref}} &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^3 & ; \quad k_{EI_{face}} &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^5 & ; \quad k_{c_{s-ref}} &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H \\
k_{E_{fund}} &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H & ; \quad k_Q &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^2 & ; \quad k_q &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H \\
k_{\sigma'_{zc}} &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H & ; \quad k_T &= k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^3 \\
k_B = k_L = k_{h_{face}} &= k_{b_{face}} = k_{l_{face}} = k_{S_V} = k_{S_H} = k_{x_i} = k_{l_i} = k_z = k_H & (3.6) \\
k_{J_{face}} = k_{J_{s-ref}} &= k_{J_{s-ñref}} = k_{J_{ref}} & ; \quad k_{\rho_{s-ñref}} = k_{\rho_{face}} = k_{\rho_{s-ref}} & ; \quad k_{c_{s-ñref}} = k_{c_{s-ref}} \\
k_{Q_i} = k_Q & ; \quad k_{q_i} = k_q & ; \quad k_{\sigma'_z} = k_{\sigma'_{zc}} & ; \quad k_{\lambda_{s-f}} = k_{\lambda_{s-f}} = k_{\lambda_{f-f}} = 1 \\
k_{v_{s-ref}} = k_{v_{s-ñref}} &= 1 & ; \quad k_\omega = 1 & ; \quad k_{\phi_{s-ref}} = k_{\phi_{s-ñref}} = 1
\end{aligned}$$

No caso de reforços planares, as seguintes razões de semelhança sofrem alteração:

$$k_{J_{ref}} = k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^2 \quad ; \quad k_T = k_{\rho_{s-ref}} \cdot k_g \cdot k_H^2 \quad(3.7)$$

Admitindo que os fatores de escala das grandezas determinantes ρ_{s-ref} , g e H sejam livres, todos os demais ficam estabelecidos conforme as relações (3.6) e (3.7).

Algumas grandezas, no entanto, podem ter influência pouco expressiva no fenômeno como um todo. Nesse caso, podem-se negligenciar os fatores de escala dessas grandezas sem prejuízo significativo nos resultados do modelo e do protótipo, desde que não sejam introduzidos efeitos de escala. Nessa situação, ocorre semelhança incompleta ou relaxada. Efeitos de escala são introduzidos quando um número Π ou fator de forma que apresenta papel desprezível no protótipo passa a ter influência importante no modelo (CARNEIRO 1996).

Um exemplo de aplicação das relações (3.6) e (3.7) para modelos reduzidos de estruturas de contenção de solo reforçado sob atuação de campo gravitacional normal ($1-g$) é mostrado na tabela 3.7. A tabela 3.8 apresenta os fatores de escala para o caso de modelagem centrífuga.

Os resultados indicados na tabela 3.7 mostram que modelos reduzidos de estruturas de contenção com solo coesivo, sob campo gravitacional normal ($1-g$), podem requerer a utilização de solos diferentes no modelo e no protótipo ou o estudo da curva de sucção versus umidade do solo, uma vez que a escala da coesão (k_c) e da rigidez a deformações horizontais (k_J) variam com a escala geométrica (k_H). Se for empregada modelagem centrífuga, tabela 3.8, o mesmo solo pode ser utilizado no modelo e no protótipo, desde que haja semelhança no mecanismo de interação solo-reforço. Em modelagem

Tabela 3.7: Fatores de escala para um modelo reduzido sob campo gravitacional normal.

Fator de Escala	Valor	Fator de Escala	Valor	Fator de Escala	Valor
$k_{\rho_{s-ref}}$	1	$k_{EI_{face}}$	$1/N^5$	k_Q	$1/N^2$
k_g	1	$k_{c_{s-ref}}$	$1/N$	k_q	$1/N$
k_H	$1/N$	k_ϕ	1	$k_{\sigma'_{zc}}$	$1/N$
k_ω	1	k_v	1	k_T	$1/N^3$
$k_{J_{ref}}$	$1/N^3$	k_λ	1	k_T planar	$1/N^2$
$k_{J_{ref}}$ planar	$1/N^2$	$k_{E_{fund}}$	$1/N$	k_{δ_h}	$1/N$

Tabela 3.8: Fatores de escala para modelagem centrífuga.

Fator de Escala	Valor	Fator de Escala	Valor	Fator de Escala	Valor
$k_{\rho_{s-ref}}$	1	$k_{EI_{face}}$	$1/N^4$	k_Q	$1/N$
k_g	N	$k_{c_{s-ref}}$	1	k_q	1
k_H	$1/N$	k_ϕ	1	$k_{\sigma'_{zc}}$	1
k_ω	1	k_v	1	k_T	$1/N^2$
$k_{J_{ref}}$	$1/N^2$	k_λ	1	k_T planar	$1/N$
$k_{J_{ref}}$ planar	$1/N$	$k_{E_{fund}}$	1	k_{δ_h}	$1/N$

centrífuga, a escala da rigidez do solo (produto do módulo de deformação pelos espaçamentos S_v e S_h) não requer alterações no módulo de deformação do solo, pois o fator de escala $k_J = 1/N^2$ (tabela 3.8) é obtido a partir do produto dos fatores de escala $k_{S_v} \cdot k_{S_h} = 1/N^2$.

Em ambos os casos, as características do reforço e da face devem ser alteradas no modelo a fim de que haja semelhança física completa com o protótipo. Por esse motivo, atenção especial deve ser dada aos mecanismos de transferência de esforços entre o solo e o reforço, entre o solo e a face e entre a face e a fundação. Para o reforço, os parâmetros que governam o critério de seleção do tipo e material, além da interação com o solo, são a rigidez axial e a resistência última à tração. Para a face, os parâmetros críticos são a rigidez axial, a rigidez à flexão e a adequada vinculação na fundação.

Outra conclusão relevante da análise da tabela 3.7 diz respeito à escala das sobrecargas aplicadas (k_Q , k_q) e à escala das tensões induzidas pela compactação ($k_{\sigma'_w}$).

Observa-se que, de forma a obter-se similitude completa, a intensidade das sobrecargas e da tensão induzida pela compactação deve ser diferente no modelo e no protótipo. Esse aspecto tem que ser levado em conta para a correta interpretação dos resultados obtidos com modelos reduzidos sob campo gravitacional normal. Destaca-se, nesse contexto, a importância da análise dimensional (equações 3.2 e 3.3), particularmente dos números Π_5 , Π_6 e Π_7 .

Ressalta-se que os resultados das tabelas 3.7 e 3.8 são válidos para o equilíbrio de ECSR tanto sob condições de trabalho como na iminência do colapso.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE DE ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO DE SOLO REFORÇADO SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

4.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo tem por objetivo apresentar os modelos de análise de esforços internos e deslocamentos de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) que compõem a metodologia proposta neste trabalho. Apresentam-se as modelagens teórico-analítica e computacional utilizadas para analisar os mecanismos e fenômenos relacionados com o equilíbrio dessas estruturas sob condições de trabalho.

Os modelos de análise visam identificar: (i) as solicitações nos reforços, tanto os valores de pico quanto a sua distribuição no plano do reforço; (ii) a posição da superfície potencial de ruptura; (iii) a distribuição das tensões verticais, horizontais e de cisalhamento, bem como do ângulo de rotação de tensões principais na massa; e (iv) os deslocamentos da estrutura.

As análises desenvolvidas têm como ênfase evidenciar o papel dos principais parâmetros de influência sobre o comportamento de ECSR. A partir de um único referencial teórico-analítico, mostra-se como as características da face, do solo, do reforço e do processo construtivo atuam no equilíbrio de maciços reforçados sob condições de trabalho.

Os estudos são desenvolvidos com base em uma metodologia única e uniforme, independentemente da geometria da estrutura, tipo de reforço ou de solo, diferenciando-se, nesse sentido, das abordagens usuais. A utilização de um único referencial teórico-analítico contribui para uma compreensão mais ampla dos mecanismos de atuação de vários fatores no desempenho de ECSR, pois não são incluídas incertezas devido ao uso de diferentes métodos de análise.

O capítulo inicia-se com a exposição de conceitos básicos sobre modelagem teórico-analítica e computacional de ECSR sob condições de trabalho. Apresenta-se, na seqüência, uma análise qualitativa e fenomenológica da forma de atuação dos principais fatores de influência no equilíbrio de maciços reforçados. Segue-se o capítulo com a

descrição detalhada dos modelos que compõem a metodologia de análise proposta no presente trabalho.

4.2 FUNDAMENTOS DE MODELAGEM TEÓRICO-ANALÍTICA DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Os modelos teórico-analíticos de análise de maciços reforçados sob condições de trabalho caracterizam-se pelo desenvolvimento de formulações analíticas teoricamente consistentes, que visam prever os esforços internos e/ou deslocamentos da estrutura na situação de equilíbrio. Em geral, os esforços internos de interesse aos diferentes métodos são a máxima tração mobilizada no reforço e as tensões vertical e horizontal atuantes no ponto em que ocorre a máxima solicitação no reforço.

A abordagem normalmente utilizada envolve a análise do equilíbrio de uma fatia horizontal da estrutura. Uma das fronteiras da fatia é o plano vertical que passa pelo ponto de máxima tração no reforço. Nessa porção da estrutura, estabelecem-se as condições de contorno e procede-se o equilíbrio de forças horizontais. Esse é o procedimento usual para a determinação da tração máxima nos reforços. Com o intuito de apresentar os principais conceitos associados a essa análise, desenvolve-se a seguir um estudo para taludes verticais. Taludes abatidos são estudados em detalhe na seção 4.5.

A figura 4.1 representa uma análise típica de maciços com talude vertical. Admite-se estado plano de deformações. Analisa-se o equilíbrio interno da estrutura a partir de uma fatia horizontal situada na zona ativa, com seção transversal igual à zona de influência de um elemento de reforço. A zona de influência ou área tributária de um

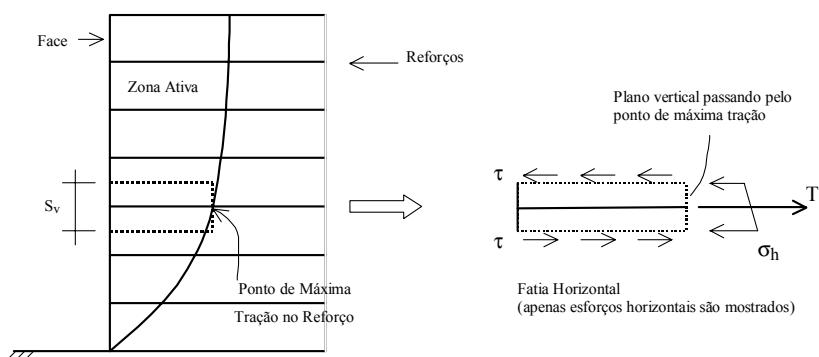


Figura 4.1: Equilíbrio interno de um maciço reforçado com talude vertical.

elemento de reforço é tomada como igual aos espaçamentos horizontal (S_h) e vertical (S_v) entre elementos adjacentes. Essa prática é adotada nos métodos semi-empíricos descritos em MITCHELL e VILLET (1987), no método da massa coerente (T.A.I. 1989), no método teórico-analítico de EHRLICH e MITCHELL (1994) e nas diretrizes da FHWA (ELIAS et al. 2001). ADIB (1988) analisa o equilíbrio de uma fatia situada na zona resistente.

As condições de contorno da fatia são apresentadas na figura 4.1. Por simplicidade são mostrados apenas os esforços horizontais e exclui-se qualquer contribuição da face ao equilíbrio da fatia. Identificam-se as tensões de cisalhamento (τ), que atuam nos planos horizontais, a tensão horizontal (σ_h), que atua no plano vertical que passa pelo ponto de máxima tração no reforço, e a máxima força de tração mobilizada no reforço (T). Todos os autores citados acima admitem que, para o caso de talude vertical, as tensões de cisalhamento (τ) podem ser consideradas nulas no plano médio entre reforços.

Considerando $\tau = 0$ e estado plano de deformações, o equilíbrio de forças horizontais é expresso pela equação clássica para a tração máxima no reforço de ECSR:

$$T - \sigma_{h \text{ méd}} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (4.1)$$

É comum relacionar a tensão horizontal média ($\sigma_{h \text{ méd}}$) com a tensão vertical no nível do reforço (σ_v) através do coeficiente de empuxo lateral (K). Com isso, a equação 4.1 assume a forma com que é amplamente utilizada:

$$T = K \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h \quad \dots \dots \dots \quad (4.2)$$

Via de regra, os procedimentos semi-empíricos utilizam a equação 4.2 para correlacionar os resultados de medições da tração máxima (T) obtidas em estudos de campo e/ou laboratório com a tensão vertical na massa (σ_v) e a disposição dos reforços (S_v , S_h), deduzindo uma variação do coeficiente de empuxo lateral (K) com a profundidade a partir do topo do maciço. Um exemplo desses resultados é apresentado na figura 2.6. Deve-se observar, no entanto, que tais resultados representam a influência simultânea de todos os fatores atuantes na estabilidade das estruturas específicas que foram objeto de estudo. Como descrito na seção 2.7.1, desvios em relação a esses

valores podem ocorrer se houver variação na rigidez e características dos reforços, do solo, da face, na disposição dos reforços ou no processo construtivo.

A equação 4.2 permite calcular rapidamente a máxima solicitação nos reforços quando o coeficiente de empuxo lateral (K) é previamente conhecido. Assim, por exemplo, quando prevalece na massa o estado de repouso, o coeficiente K é igual ao coeficiente K_o de empuxo lateral no caso repouso; quando prevalece o estado ativo, $K = K_a$, onde K_a é o coeficiente de empuxo lateral no caso ativo. Nesse caso, admite-se conhecida a distribuição de tensão vertical (σ_v) e a disposição dos reforços (S_v, S_h) no maciço.

Os métodos teórico-analíticos de ADIB (1988) e EHRLICH e MITCHELL (1994) apresentam expressões analíticas para o coeficiente de empuxo lateral (K). A abordagem de ADIB é um pouco mais complexa do que a de EHRLICH e MITCHELL, pois admite a possibilidade de deslizamento relativo na interface solo-reforço, incluindo um parâmetro por ele denominado de rigidez da interface solo-reforço. No entanto, alguns estudos experimentais (JEWELL 1980, DYER e MILLIGAN 1984) e computacionais (ROWE e HO 1998) têm indicado que, sob condições de trabalho, pode-se assumir como representativa a hipótese de aderência perfeita entre solo e reforço.

Além de EHRLICH e MITCHELL (1994), outros autores de métodos de análise de maciços reforçados, tais como JEWELL (1985, 1990), T.A.I. (1989) e BONAPARTE e SCHMERTMANN (1988) também admitem a existência de aderência perfeita entre o solo e o reforço. Dessa forma, por ser uma abordagem relativamente mais simples e didática, e também por ter sido a precursora da metodologia proposta neste trabalho, descreve-se sucintamente o procedimento adotado na formulação de EHRLICH e MITCHELL (1994).

Para a dedução do método, EHRLICH e MITCHELL consideraram a hipótese de aderência perfeita apenas no ponto de máxima tração no reforço. Portanto, nesse ponto, as deformações no solo e no reforço são idênticas na direção paralela ao plano do reforço (que usualmente é disposto horizontalmente na massa), o que representa a hipótese de compatibilidade de deformações no solo e no reforço adotada por esses autores. Dessa forma, vale a equação abaixo (fazendo $T = E_r A_r \cdot \epsilon_{xr}$ na equação 4.2):

$$\varepsilon_{xs} = \varepsilon_{xr} = \frac{K \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h}{E_r \cdot A_r} \quad \dots \quad (4.3)$$

onde: ϵ_{xs} = deformação específica do solo na direção paralela ao plano do reforço; ϵ_{xr} = deformação específica do reforço; $(E_r \cdot A_r)$ = rigidez axial do reforço, com E_r = módulo de deformação e A_r = área da seção transversal do reforço.

Na prática construtiva corrente de inclusões horizontais de elementos resistivos no maciço, solo e reforço apresentam extensão na direção horizontal (figura 4.1). À medida em que as deformações de extensão se processam, a força resultante da integração da tensão horizontal no solo na área de influência da fatia analisada (figura 4.1) sofre redução e a resultante no reforço aumenta. O equilíbrio é atingido quando a resultante no reforço (T) é igual à resultante no solo para a área de influência em análise ($K \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h$). Um exemplo desse mecanismo pode ser visualizado na curva de compatibilidade da figura 2.7.

Uma das principais contribuições do trabalho de EHRLICH e MITCHELL foi apresentar um modelo de cálculo que permite correlacionar a deformação no reforço (que é considerada igual à extensão do solo) com a tensão horizontal no solo. Um ponto importante nesse modelo é a trajetória de tensões a que o solo é submetido desde o seu lançamento e compactação até a conclusão da estrutura (figura 2.17, seção 2.5), pois quanto mais próxima da trajetória real, melhores serão as previsões do método. Uma vez conhecendo-se as relações constitutivas do solo e adotando-se uma trajetória de tensões na massa adequada, podem-se calcular as deformações do material como função de parâmetros constantes e da tensão confinante (ou do coeficiente de empuxo lateral K , supondo a tensão vertical σ_v conhecida). Impondo o equilíbrio através da equação 4.1 (ou 4.2) e conhecendo-se as relações constitutivas do reforço ($E_r \cdot A_r$), calcula-se a tensão confinante de equilíbrio (ou o coeficiente de empuxo lateral de equilíbrio) e, conseqüentemente, a máxima tração mobilizada no reforço.

Simplificadamente, essa foi a abordagem de EHRLICH e MITCHELL (1994) para solucionar o problema do equilíbrio em ECSR sob condições de trabalho. Ressalta-se que as expressões deduzidas não são triviais e envolvem vários parâmetros, mas caracterizam-se por apresentar solução única.

4.3 FUNDAMENTOS DE MODELAGEM NUMÉRICA DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Uma grande variedade de métodos numéricos, tipos de elementos, relações constitutivas e formas de se representar a influência do processo construtivo pode ser empregada na simulação computacional de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR). MITCHELL e VILLET (1987) citam que análises numéricas do comportamento de ECSR vêm sendo realizadas desde 1976, com o trabalho aparentemente pioneiro de ROMSTAD et al. (1976).

O método dos elementos finitos é utilizado na totalidade dos casos relatados na literatura pesquisada, com exceção do trabalho de DELLABIANCA e PALMEIRA (1999), em que se empregou o método das diferenças finitas. Os estudos são normalmente desenvolvidos admitindo estado plano de deformação, sendo menos comuns os casos de análises tri-dimensionais.

Na análise de ECSR, dois tipos de modelagens podem ser utilizadas quanto ao comportamento do sistema solo-reforço (MITCHELL e VILLET 1987, AZEVEDO et al. 1992). Uma em que o maciço reforçado é considerado um material compósito equivalente, anisotrópico e homogêneo, com propriedades de resistência e relação tensão versus deformação resultantes da atuação conjunta do solo e do reforço, usualmente denominada modelagem compósita. E outra em que solo e reforço são modelados separadamente como materiais discretos, com relações constitutivas distintas, com mecanismo de transferência de tensão entre solo e reforço sendo normalmente representado por elementos de interface, usualmente denominada modelagem discreta.

As modelagens compósitas usuais apresentam limitações, sendo a principal o fato de não fornecer diretamente os esforços no reforço (AZEVEDO et al. 1992). Dessa forma, a grande maioria das simulações computacionais tem sido desenvolvida com base na modelagem discreta, que foi a adotada no presente trabalho. Nos parágrafos seguintes, passa-se a descrever as características da modelagem discreta.

Na modelagem discreta, são empregados elementos para representar o solo, o reforço, a face e o mecanismo de transferência de tensões entre solo e reforço e entre face e solo adjacente (comumente denominados elementos de interface). Os tipos de elementos e relações constitutivas comumente utilizados podem ser inferidos a partir do trabalho de AZEVEDO et al. (1992).

AZEVEDO et al. (1992) procederam uma extensa revisão sobre simulação computacional de ECSR utilizando o método dos elementos finitos. Informações sobre tipos de elementos e relações constitutivas de 26 trabalhos diferentes foram coletadas. Desse total, em apenas 4 estudos (15%) foi empregada a modelagem compósita e em somente 2 (8%), modelagem tri-dimensional. Muito embora as análises de AZEVEDO et al. tenham englobado estudos de 1976 a 1992, acredita-se que as informações obtidas ainda sejam representativas da prática atual.

Os tipos de elementos mais usuais na representação do solo em modelos bi-dimensionais (estado plano de deformação) são os isoparamétricos de 3, 4 e 8 nós. A relação constitutiva mais comumente empregada é a formulação hiperbólica, adotada em 65% dos estudos. O modelo elasto-plástico foi adotado em 31%, sendo os demais estudos conduzidos com o modelo elástico linear.

Os reforços são normalmente representados por elementos de barra, capazes de transmitir apenas esforços axiais, utilizado em 65% dos trabalhos. Também são utilizados elementos bi-dimensionais isoparamétricos de 3 e 8 nós. A relação constitutiva mais usual é a elástica linear, empregada em 62% dos casos, sendo menos comuns os estudos com relações não lineares (12%) ou elasto-plásticas (15%).

Com relação à representação bi-dimensional de uma estrutura real de solo reforçado, estudos têm sido realizados quanto à adequada modelagem de reforços não planares ou discretos, tais como tiras metálicas e grelhas tipo VSL. Na representação bi-dimensional os reforços são associados a elementos planares. Alguns autores (MITCHELL e VILLET 1987, HO e SMITH 1990, AZEVEDO et al. 1992) entendem que reforços não planares apresentam atuação indissociável de uma geometria tri-dimensional. Nesses casos, somente modelos tri-dimensionais deveriam ser utilizados em simulações computacionais. No entanto, análises em estado plano de deformação têm sido utilizadas com sucesso na previsão do comportamento de estruturas reais com reforços dessa natureza (ADIB 1988, TAI 1989, SEGRESTIN 1993). Nesse contexto, destacam-se as simulações do grupo Terre Armée Internationale S.A., criador do sistema Terra Armada, que emprega modelos bi-dimensionais em estado plano de deformação, obtendo bons resultados (TAI 1989, SEGRESTIN 1993).

Para a representação bi-dimensional de elementos não planares, o procedimento normalmente adotado, conforme apresentado no apêndice VII do trabalho de ADIB (1988), é a utilização de uma área de reforço alterada, em que a área real é dividida pelo espaçamento horizontal entre reforços adjacentes. Assim sendo, modela-se o reforço

com uma área equivalente por unidade de comprimento ao longo da face da estrutura (com unidade de dimensão L^2/L).

Elementos de interface solo-reforço são utilizados na maioria dos trabalhos numéricos apresentados em AZEVEDO et al. (1992). Diferentes formas de representação computacional de interface podem ser utilizadas (AZEVEDO et al. 1992). Esses elementos permitem introduzir na análise o deslocamento relativo na interface solo-reforço, possibilitando simular de forma explícita um possível arrancamento do reforço. Nas modelagens compósitas usuais, a formulação do elemento que representa o material equivalente não inclui a possibilidade de deslocamento relativo solo-reforço. Excluindo-se essas modelagens do universo amostral de AZEVEDO et al. (1992), cerca de 77% (17 estudos) dos trabalhos de modelos discretos empregaram o elemento de interface. Nos demais 23% (5 estudos), adotou-se a hipótese de aderência perfeita entre solo e reforço.

Com relação ao uso de elementos de interface, alguns comentários podem ser feitos considerando os estudos de SCHMERTMANN et al. (1989) e ROWE e HO (1998). O foco desses dois estudos numéricos foi a análise de maciços verticais sob condições de trabalho, nos quais foram empregados elementos de interface na simulação computacional. SCHMERTMANN et al. (1989) analisaram estruturas com reforços rígidos e realizaram estudos de sensibilidade para diferentes valores de parâmetros de interface. Os resultados desses autores indicaram que a tensão no reforço sofre influência praticamente desprezível para variações expressivas dos parâmetros. ROWE e HO simularam reforços extensíveis (geossintéticos) e apresentaram resultados de deformação específica no reforço e nos elementos de solo imediatamente adjacentes. Esses autores concluíram que, para diferentes valores de rigidez de reforço, a hipótese de ausência de deslocamento relativo é válida. Desse modo, tanto para o caso de reforços rígidos como para reforços flexíveis, sob condições de trabalho e excluída a possibilidade de arrancamento, os resultados de análises numéricas indicam que a aderência perfeita entre solo e reforço é um mecanismo factível, corroborando estudos experimentais (JEWELL 1980, DYER e MILLIGAN 1984).

No caso de interface solo-face, ROWE e SKINNER (2001) concluíram que a hipótese de aderência perfeita, ou ausência de deslocamentos relativos, foi a que melhor representou os resultados de medições de tensão lateral contra a face e tensão vertical na base da estrutura. Esses autores procuravam retratar, através de simulações computacionais, o comportamento de uma estrutura real, reforçada com geogrelha, com

8 metros de altura e face de blocos de concreto, construída e monitorada pelo instituto de pesquisas de obras públicas do Japão (PWRI).

A face de modelos computacionais tem sido representada de diferentes formas. Alguns pesquisadores (TAI 1989, HO e ROWE 1994, LING et al. 1995, ROWE e HO 1997, ROWE e HO 1998, LOIOLA 2001) representam faces rígidas, tais como placas de concreto, utilizando elementos bi-dimensionais de estado plano de deformação com propriedades físicas e dimensões reais do material empregado. Em outros trabalhos (ADIB 1988, SCHMERTMANN et al. 1989), todo tipo de face, seja rígida (painéis de concreto) ou flexível (geossintéticos), é representada através de elementos unidimensionais de viga, capazes de transmitir esforços axiais, transversais e momentos fletores, desprezando-se o peso próprio do material. As simulações de ADIB (1988) retrataram com razoável precisão resultados de tração no reforço de vários modelos experimentais de escala natural, o que sugere que esse tipo de representação de face também pode ser válido. Para o caso de faces constituídas por geossintético, HO e ROWE (1994), DANTAS (1998) e LOIOLA (2001) utilizam elementos unidimensionais de barra, somente capazes de transmitir esforços axiais. Com essa representação, HO e ROWE (1994) obtiveram relativo sucesso na previsão do comportamento de modelo em centrífuga de JABER (1989) de maciço reforçado com geotêxtil, tanto em termos de tração no reforço quanto de deslocamentos na face, indicando que esse tipo de modelagem da face pode apresentar correspondência com resultados experimentais. Todos os autores citados acima adotam a relação constitutiva elástica linear para a face, com exceção do trabalho de LING et al. (1995).

Um aspecto relevante na modelagem bi-dimensional de faces constituídas por painéis pré-fabricados de concreto é a representação e disposição das descontinuidades. ADIB (1988), SCHMERTMANN et al. (1989) e HO e ROWE (1994) adotam o uso de rótulas, que são nós em que o momento fletor é nulo, com um certo espaçamento. Em nós dos elementos da face que não representam rótulas, a rotação é restrinida.

A compactação é negligenciada em boa parte das simulações numéricas. Na literatura pesquisada, todos os estudos computacionais que simularam os esforços induzidos pela compactação (ADIB 1988, SCHMERTMANN et al. 1989, DANTAS 1998, ANDRADE 1999 e LOIOLA 2001) utilizaram o procedimento desenvolvido em SEED e DUNCAN (1986). Esse procedimento caracteriza-se por: (a) promover alterações no código fonte original do programa de elementos finitos, introduzindo um modelo para a trajetória de tensões geradas pelo carregamento e descarregamento

histerético do solo, especificamente desenvolvido para simular os esforços induzidos pela compactação; (b) calcular o acréscimo de tensão de pico induzido pela compactação a partir da teoria da elasticidade (fórmula de Boussinesq, por exemplo); (c) calcular o acréscimo de tensão horizontal residual admitindo válida a condição K_o de carregamento e descarregamento (ou seja, a passagem e subsequente retirada do equipamento do ponto não promove simultaneamente deslocamentos laterais do solo, vide figuras 2.15 e 2.16, seção 2.5). O acréscimo de tensão residual é inserido na malha de elementos finitos através de forças nodais horizontais equivalentes, que são aplicadas previamente ao cálculo dos deslocamentos. Os deslocamentos laterais da malha alteram as parcelas geostática e induzida da tensão horizontal no solo, cujas magnitudes, nessa nova configuração, são controladas pelo modelo histerético.

O procedimento computacional de SEED e DUNCAN (1986) é bastante complexo e foi implementado em, pelo menos, dois códigos de elementos finitos: no SSCOMP (SEED e DUNCAN 1984) e no CRISP92-SC (ITURRI 1996). ADIB (1988) utilizou o SSCOMP para simular o comportamento de estruturas reais monitoradas, tendo obtido bons resultados tanto em maciços com reforços rígidos como flexíveis. Contudo, ressalta-se que foi utilizada compactação leve nesses maciços (equipamento manual). Como discutido na seção 2.5, o modelo de SEED e DUNCAN (1986), por representar os acréscimos de tensão induzidos pela compactação admitindo condição K_o , deve ser utilizado preferencialmente em estruturas executadas com reforços inextensíveis. Como alternativa ao modelo de SEED e DUNCAN, desenvolve-se na seção 4.6.5 uma nova modelagem dos esforços induzidos pela compactação, que considera as operações de compactação como eventos de carga e descarga em que deslocamentos laterais são permitidos. Uma das vantagens dessa modelagem é o fato de não necessitar alterar o código fonte dos programas computacionais.

Um outro ponto importante na simulação computacional de ECSR está relacionado com o processo construtivo. Uma vez que o solo é um material cujo comportamento é dependente da história de tensões a que foi submetido, e os deslocamentos da face podem influenciar a tração mobilizada nos reforços (seção 2.6), deve-se, tanto quanto possível, buscar representar a seqüência executiva real de maciços reforçados. Por esse motivo, como o processo construtivo é incremental, a representação computacional deve ser caracterizada pelo lançamento de elementos na malha em etapas sucessivas até atingir a geometria final da estrutura. No caso de maciços com face composta de painéis pré-fabricados com a altura final da estrutura (“full height concrete panel”), a execução

compreende o completo escoramento da face. Nessas estruturas, o escoramento provisório deve ser previsto na simulação computacional.

A seqüência executiva normalmente utilizada em simulações computacionais envolve (ADIB 1988, SCHMERTMANN et al. 1989): (1) o lançamento simultâneo de (a) uma camada de solo com espessura igual ao espaçamento vertical entre reforços adjacentes e (b) dos elementos de face e de reforço correspondentes; (2) a compactação da camada lançada; e (3) repete-se (1) e (2) até completar a estrutura. Essa seqüência pode ser alterada se, por exemplo, a face for escorada – devendo-se lançar inicialmente todos os elementos de face e proceder o seu escoramento antes do lançamento em etapas de elementos de solo e reforço, retirando-se o escoramento ao término da construção.

Um exemplo de malha de elementos finitos utilizada na simulação de ECSR sob condições de trabalho é apresentado na figura 4.2. Nessa figura visualiza-se uma das malhas utilizada por ADIB (1988) para simular, com razoável sucesso, o comportamento de estruturas reais. Para a malha mostrada na figura, o solo foi representado por 290 elementos isoparamétricos de 4 nós e 8 elementos de 3 nós, com relação constitutiva hiperbólica, seguindo a formulação de DUNCAN et al. (1980). Duas linhas de elementos de solo foram empregadas entre reforços. Os reforços foram representados por 56 elementos de barra de 2 nós, com propriedades da elasticidade linear. A face foi modelada como elástica linear, sendo utilizados 16 elementos de viga de 2 nós, com rótulas a cada 0,762 m (2,5 pés), simulando placas pré-fabricadas de

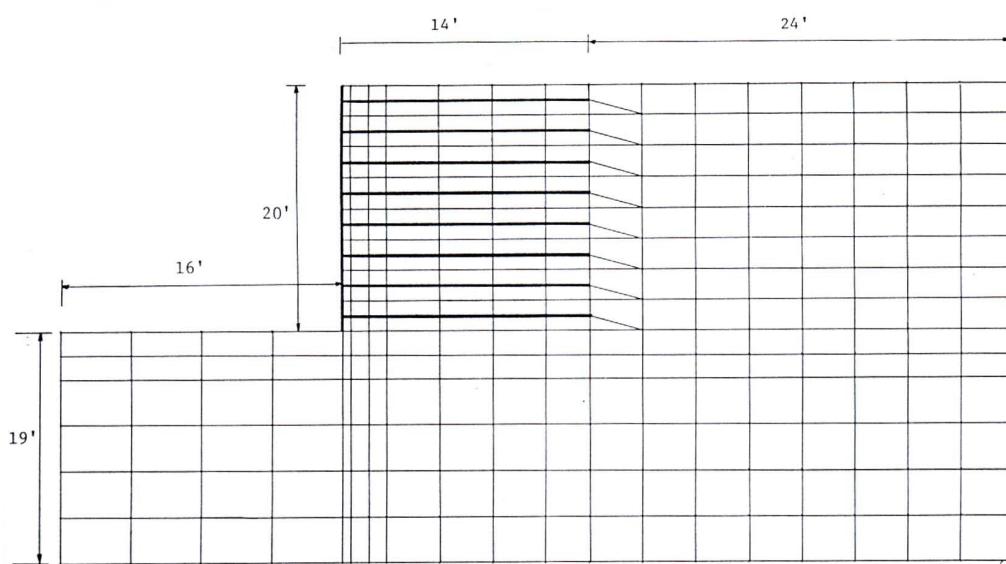


Figura 4.2: Malha de elementos finitos utilizada por ADIB (1988) – dimensões em pés.

concreto. Um total de 128 elementos de interface foram utilizados ($56 \times 2 = 112$ acima e abaixo dos reforços + 16 na face = 128). Essa malha englobou um total de 487 nós. Os estudos numéricos de ADIB (1988) serviram como referência para as simulações computacionais desenvolvidas no presente trabalho.

Nesta seção apresentou-se uma visão geral das características principais de estudos numéricos de ECSR sob condições de trabalho. Contudo, é importante observar que, devido aos constantes desenvolvimentos, novos modelos e técnicas computacionais podem ser introduzidos para aprimorar a capacidade de previsão das simulações numéricas. Nesse sentido, propõe-se na seção 4.6.5 uma nova abordagem para a modelagem computacional dos esforços induzidos pela compactação.

4.4 ANÁLISE DOS PRINCIPAIS FATORES DE INFLUÊNCIA NO EQUILÍBRIO DE ECSR SOB CONDIÇÕES DE TRABALHO

Nesta seção, apresenta-se uma análise qualitativa e fenomenológica dos principais fatores de influência no equilíbrio de maciços reforçados sob condições de trabalho. Mostra-se, com base em um único referencial teórico-analítico, como a geometria e características do solo, do reforço, da face e do processo construtivo atuam no comportamento mecânico de ECSR.

Enfocam-se exclusivamente processos e propriedades geométricas, mecânicas e/ou de resistência dos materiais diretamente relacionados com o equilíbrio da massa durante e logo após o término da construção da estrutura. Características de drenagem, durabilidade e de fluência não são avaliadas.

4.4.1 Influência da geometria da estrutura

A geometria da estrutura apresenta influência trivial sobre a solicitação nos reforços. Quanto mais abatido for o talude, menores serão as solicitações. Contudo, alguns aspectos observados em estudos experimentais de campo e de laboratório e em simulações computacionais com maciços inclinados merecem ser destacados, conforme apresentado a seguir.

Um ponto peculiar é o fato de a máxima solicitação dos reforços não ocorrer junto ao pé do talude. Os trabalhos experimentais de ADIB (1988) e KUTARA et al. (1990), em escala natural, e o de ZORNBERG et al. (1998a), em escala reduzida, apóiam essa

conclusão. RIMOLDI (1988) também relata tal comportamento ao analisar estudos experimentais em escala natural de YAMANOUCHI et al. (1986) e CAZZUFFI et al. (1988). Observa-se, todavia, que nas estruturas estudadas por esses autores apenas reforços geossintéticos (geogrelhas ou geotêxteis) foram utilizados.

A figura 4.3 apresenta os resultados das análises de ADIB (1988) e de RIMOLDI (1988). ADIB apresenta resultados de medições e simulações numéricas em quatro taludes: dois com inclinação 1H : 1V (45°) e dois com inclinação 1H : 2V ($63,4^\circ$). Nas figuras 4.3a e b, apresentam-se dois desses taludes, cujos comportamentos são representativos dos demais. Nota-se que tanto os resultados de campo quanto o das simulações indicam que a máxima solicitação não ocorre junto ao pé do talude. A figura 4.3c mostra uma sistematização das solicitações em estruturas inclinadas elaborada por

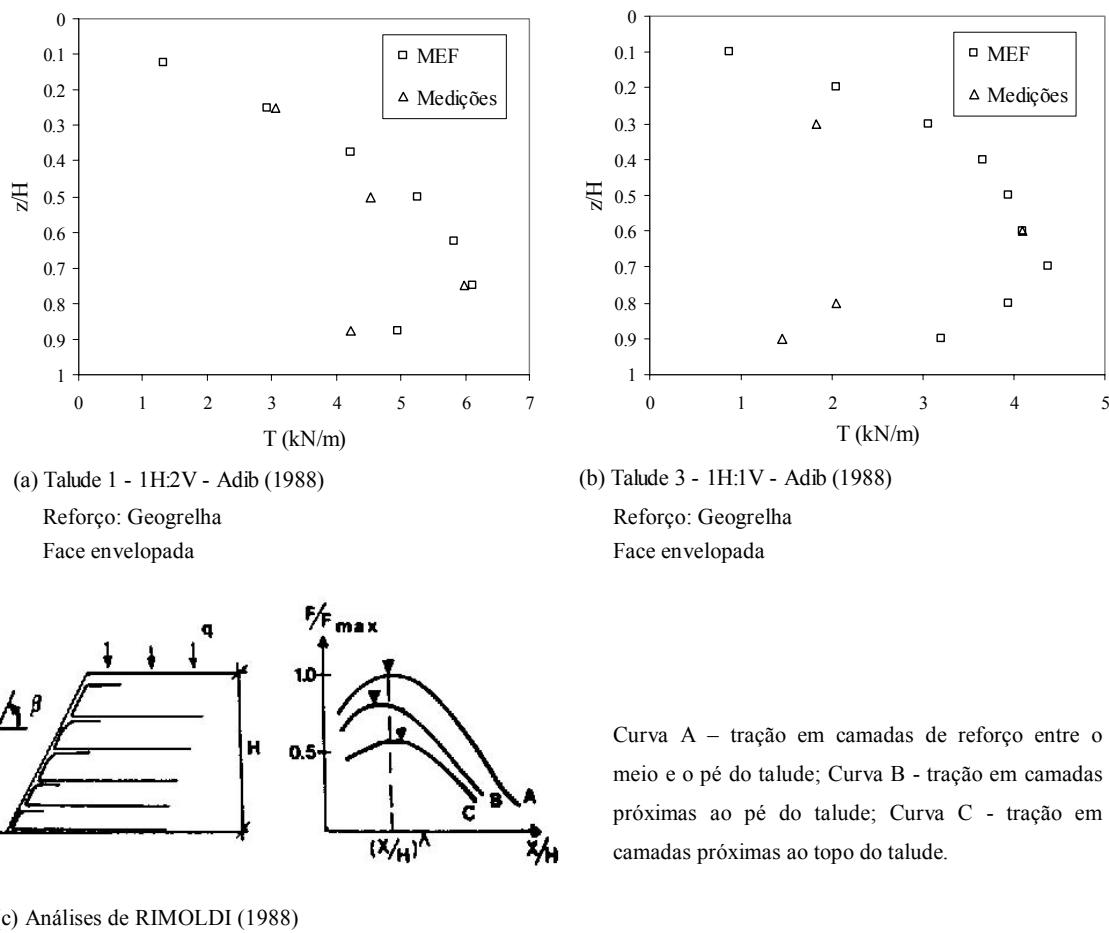


Figura 4.3: Resultados dos estudos de ADIB (1988) e RIMOLDI (1988) sobre taludes abatidos de solo reforçado: (a) Talude 1, $H = 6,1$ m, de ADIB (1988); (b) Talude 3, $H = 7,62$ m, de ADIB (1988); (c) Análises de RIMOLDI (1988).

RIMOLDI (1988). Esse autor avaliou o desempenho de estruturas com 45°, 60° e 78°, com altura variando entre 5,0 e 7,0 metros. RIMOLDI indica que a máxima solicitação dos reforços (curva A na figura 4.3c) ocorre em uma das camadas de reforço posicionadas entre o meio e o pé do talude.

Na figura 4.4, visualizam-se medições de modelos de laboratório em escala natural realizadas por KUTARA et al. (1990). Nestas estruturas foi utilizado solo coesivo ($c = 10$ kPa e $\phi = 32^\circ$) e avaliou-se o efeito de rebaixamento rápido do nível d'água sobre as solicitações no maciço sob condições controladas. São apresentados resultados de dois taludes de 45°, reforçados por geogrelha, com altura de 6,0 metros. No caso 1, o espaçamento vertical entre reforços foi de 1,50 metros, enquanto que, no caso 2, foi de 0,75 metros. Os ensaios de KUTARA et al. (1990) compreenderam uma série de etapas. Apontam-se, nos eixos verticais da figura 4.4, os resultados de máxima deformação específica em cada nível de reforço ao término da construção. Nota-se que a maior solicitação dos taludes ocorreu no nível de reforço posicionado a 2,25 metros acima da base (Caso 1 – 2º Nível; Caso 2 – 3º Nível), ou seja, a $0,375 \cdot H$ do pé, onde H é a altura da estrutura. Padrão similar de solicitações também foi obtido para um maciço com inclinação 1H : 5V (78,7°). Ressalta-se, na figura 4.4, a medição de esforços de compressão próximos à face.

Simulações computacionais de taludes hipotéticos de 45°, reforçados com geossintéticos, foram objeto de estudo de CHALATURNYK et al. (1990). Neste estudo, o solo foi modelado com relação constitutiva não linear hiperbólica, conforme descrita em DUNCAN et al. (1980). Segundo os autores, os parâmetros adotados foram similares aos do solo utilizado em uma estrutura real que, então, estava em construção. O reforço foi idealizado com relação constitutiva elástica não linear quadrática, simulando a curva tensão versus deformação típica de uma geogrelha. Não foram utilizados elementos de face, pois o solo era coesivo, e nem elementos de interface, admitindo aderência perfeita solo-reforço. Para justificar a ausência de elementos de interface, os autores citaram o trabalho de BOBEY (1988), que concluiu que as tensões de cisalhamento mobilizadas na interface solo-geogrelha, para os materiais que fizeram parte do estudo, testados em ensaio de cisalhamento direto, são suficientemente pequenas para não causar deslocamento relativo solo-reforço. Fundação rígida foi considerada. Os estudos paramétricos simularam estruturas com altura de 5, 10, 15 e 18 metros, com espaçamento vertical de 1 metro entre reforços. A fim de eliminar qualquer

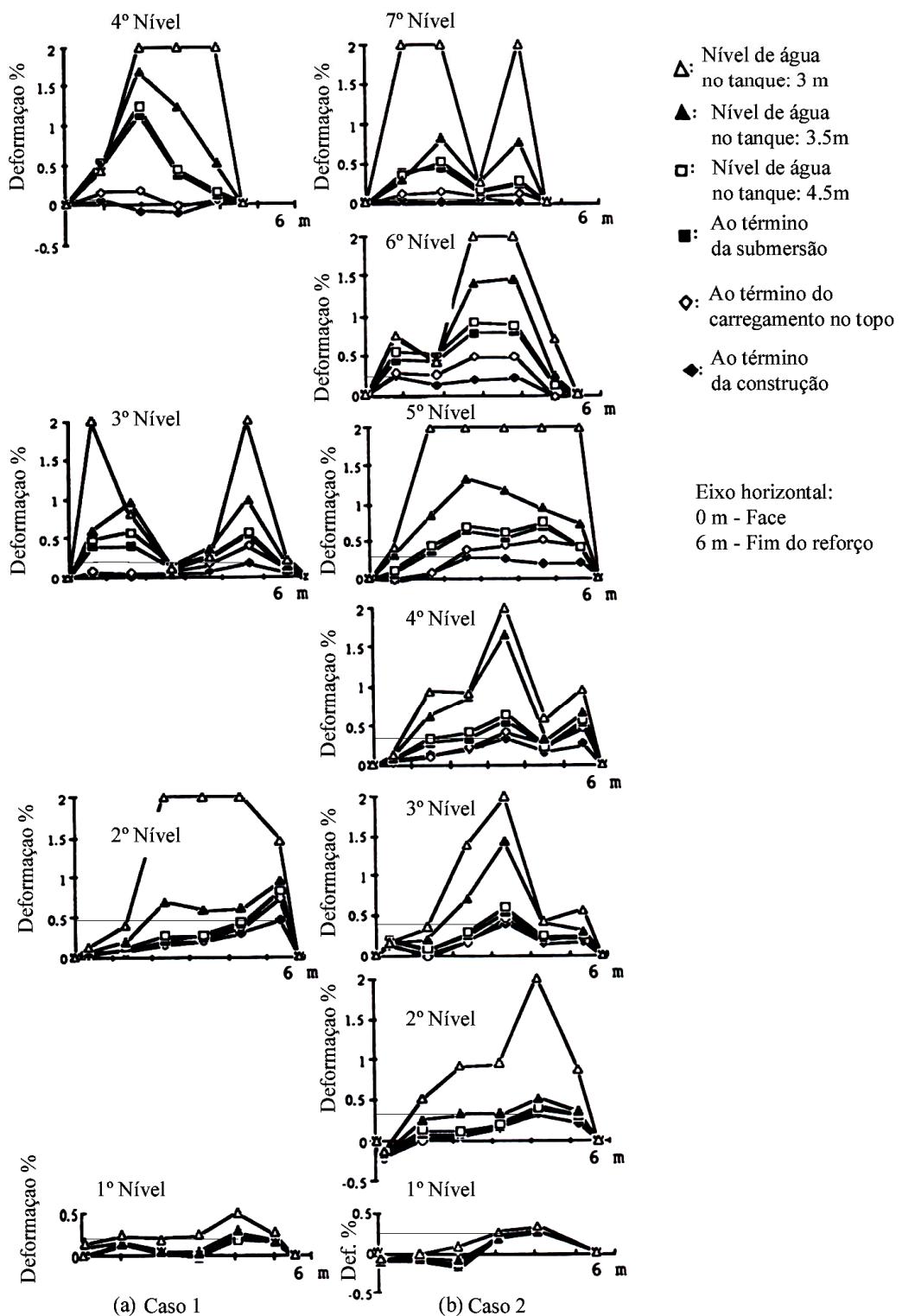


Figura 4.4: Medições de KUTARA et al. (1990) em taludes experimentais com inclinação de 45° em solo coesivo, reforçados com geogrelha: (a) Caso 1: espaçamento vertical igual a 1,50 m; (b) Caso 2: espaçamento vertical igual a 0,75 m.

possibilidade de arrancamento, em todas as análises os reforços apresentaram comprimento de 25 m. Os resultados de CHALATURNYK et al. (1990) indicaram que a maior solicitação ocorreu no nível de reforço posicionado a cerca de $0,4 \cdot H$ acima da base do talude, independentemente da altura H do maciço. Esse resultado é praticamente idêntico ao das estruturas de 45° estudadas por KUTARA et al. (1990).

ZORNBERG et al. (1998a) realizaram estudos em centrífuga para avaliar o colapso de taludes 1H : 2V ($63,4^\circ$) reforçados com geotêxtil. Esses pesquisadores relatam, com base na análise da filmagem dos ensaios, que a ruptura iniciou-se em camadas mais centrais do maciço, progredindo, então, para o colapso total. Dessa forma, ZORNBERG et al. (1998a) concluíram que a máxima solicitação não ocorre junto ao pé do talude e propuseram a distribuição de tensão mostrada na figura 4.5. Nas camadas de reforço posicionadas acima do ponto P, que é obtido a partir da projeção da crista do talude sobre a superfície potencial de ruptura, a tensão vertical é calculada usando a distância z do topo até o nível de reforço considerado. Nas camadas de reforço posicionadas abaixo do ponto P, a tensão vertical é calculada usando a distância z^* , tomada como a vertical entre a face e a interseção da superfície potencial de ruptura com o reforço em análise.

Uma outra proposta para a determinação da tensão vertical em estruturas com face inclinada pode ser obtida no trabalho de SEGRESTIN (1993). Esse autor deduziu uma expressão semi-empírica para a variação da tensão vertical no interior de um talude qualquer, reforçado com o sistema Terra Armada, com base em resultados de simulações computacionais com o método dos elementos finitos. A expressão é razoavelmente complexa e, segundo SEGRESTIN, conduz a bons resultados. No

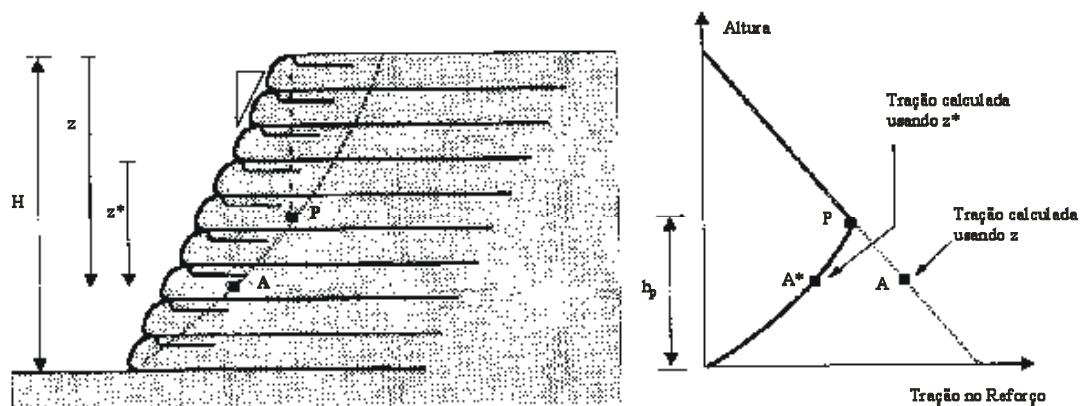


Figura 4.5: Proposta de ZORNBERG et al. (1998a) para a determinação da máxima tração no reforço em taludes abatidos (1H : 2V) sob condições de trabalho.

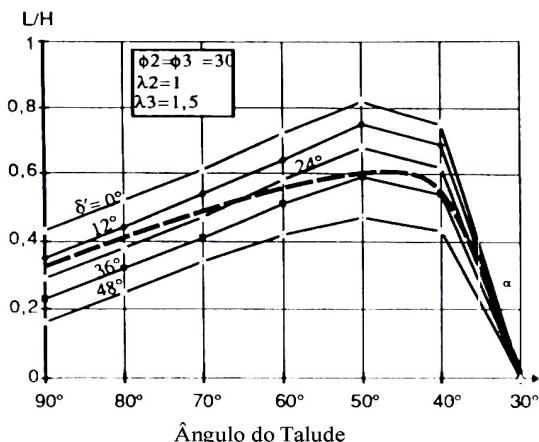
entanto, deve-se observar que o objetivo principal desse trabalho era o desenvolvimento de um método (semi-empírico) de análise de estruturas inclinadas reforçadas com o sistema Terra Armada, fundamentado em simulações computacionais e ensaios em modelos experimentais. Devido ao fato de estarem associadas ao desenvolvimento de um método semi-empírico, as expressões de SEGRESTIN (1993) não serão apresentadas na presente tese. Enfatiza-se, porém, a utilização de métodos numéricos como subsídio à elaboração de procedimentos analíticos.

Em seus estudos, SEGRESTIN (1993) destaca o efeito da inclinação sobre a estabilidade quanto ao deslizamento na base do talude. Sobre os resultados de suas análises, SEGRESTIN afirma:

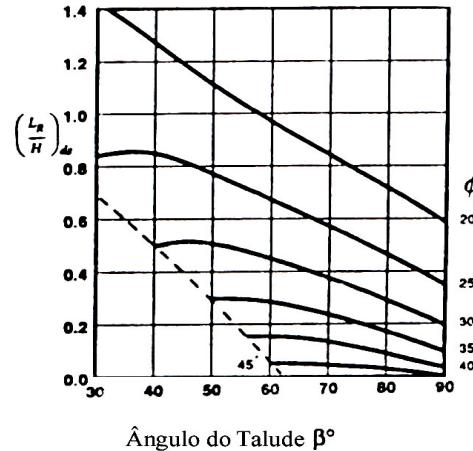
“It is therefore important to bear in mind that, other things being equal, a sloping structure may be less stable than a vertical one.”

Portanto, levando em conta a possibilidade de deslizamento na base, que é um mecanismo associado à estabilidade externa de maciços reforçados, a inclinação da face pode reduzir as margens de segurança da estrutura. SEGRESTIN apresenta um ábaco em que identifica a inclinação crítica quanto ao deslizamento na base, mantendo todos os demais fatores inalterados, como sendo entre 45° e 50° (figura 4.6a). Outros estudos analíticos, como JEWELL (1991) e LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), sobre mecanismos de instabilidade devido ao deslizamento na base, indicam tendência semelhante. A figura 4.6b mostra o ábaco de JEWELL (1991) para o caso de poro-pressão nula. Na figura 4.6, L/H ou L_R/H representam a relação mínima entre a largura e altura do maciço que assegura estabilidade quanto ao deslizamento na base com margem adequada de segurança. Os ábacos mostrados foram desenvolvidos para solos puramente friccionais.

Muito embora esse mecanismo de instabilidade já estivesse incorporado às metodologias de análise usuais, a sua influência sobre estruturas inclinadas de solo reforçado não tinha merecido muita atenção. O trabalho de SEGRESTIN (1993), dentro da literatura pesquisada, foi o primeiro (e único) a destacar explicitamente esse efeito. A relevância dessa análise sobre o comprimento mínimo dos reforços pode ser avaliada com base no ábaco de JEWELL (1991), figura 4.6b. Considerando um ângulo de atrito de 30°, mantidos constantes os demais parâmetros, o comprimento mínimo de reforço para talude vertical é o correspondente a L/H = 0,2, enquanto que, para talude de 45°, corresponde a L/H = 0,5. O comprimento dos reforços aumenta em 150%.



(a) SEGRESTIN (1993)



(b) JEWELL (1991)

Figura 4.6: Análises de estabilidade quanto ao deslizamento na base, segundo (a) SEGRESTIN (1993) e (b) JEWELL (1991).

Assim, pode-se concluir que há suficiente número de evidências que permitem afirmar que:

- (1) em taludes abatidos, a máxima solicitação dos reforços não ocorre na base do maciço;
- (2) a inclinação da estrutura tende a reduzir as solicitações, mas, por outro lado, tende a aumentar o comprimento mínimo dos reforços.

4.4.2 Influência de características do solo

Os seguintes parâmetros do solo, como já mencionado na seção 3.3, podem exercer influência no equilíbrio de maciços reforçados: rigidez à deformação, ângulo de atrito e coesão. A figura 4.7 mostra, para o ponto de máxima solicitação no reforço, curvas de compatibilidade solo-reforço em que o efeito desses parâmetros é avaliado. Nessa figura, as curvas S representam a relação entre o esforço requerido para a manutenção do equilíbrio na massa do solo e a deformação específica horizontal de extensão no solo, e as curvas R representam a relação força versus deformação de tração no reforço. A curva S1 é a curva de referência do comportamento do solo, mantida invariável nas figuras 4.7a, b e c. A curva S2 representa a curva que expressa a influência da propriedade em análise. Curvas expressando o comportamento de dois tipos de reforços são plotadas: rígidos (curva R1) e flexíveis (curva R2). As curvas são meramente

qualitativas e hipotéticas e têm o intuito de evidenciar os efeitos em questão. Na elaboração dessas curvas admitiu-se comportamento não linear para o solo e linear para o reforço.

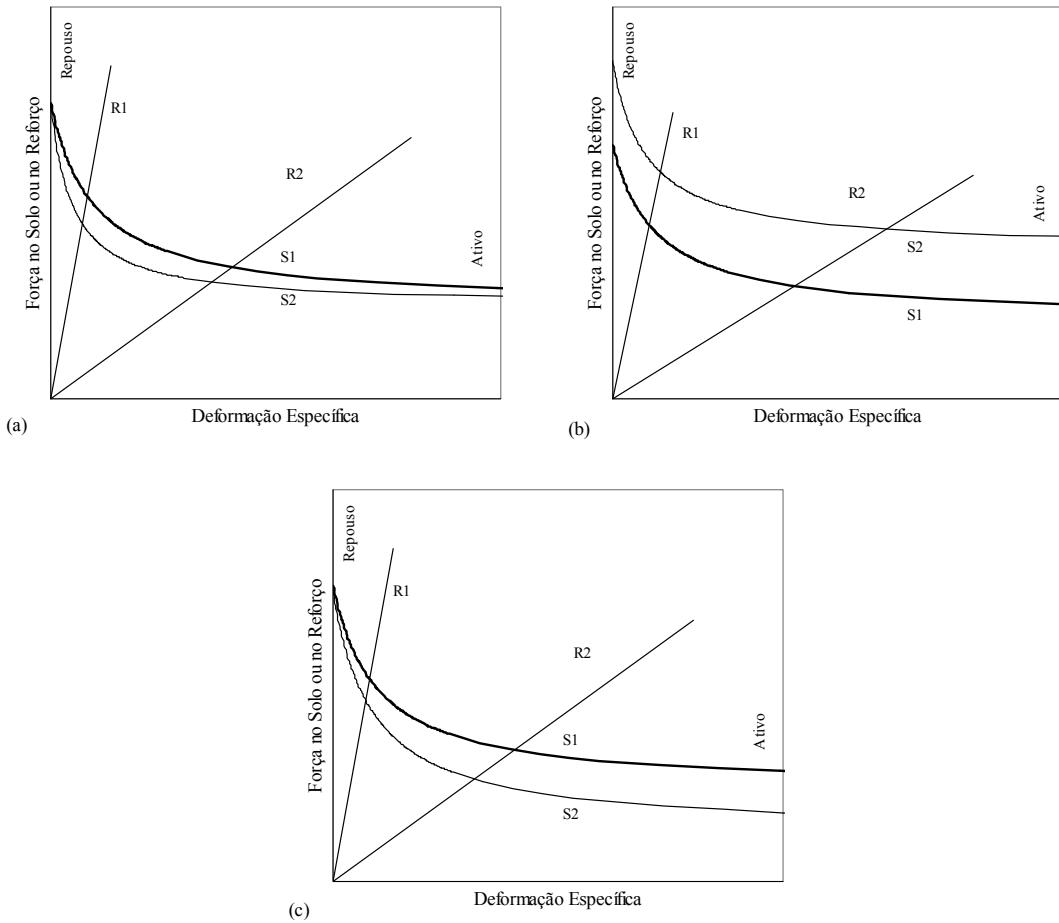


Figura 4.7: Curvas de compatibilidade solo-reforço: (a) Influência da rigidez do solo; (b) Influência do ângulo de atrito; e (c) Influência da coesão.

A figura 4.7a expressa a influência da rigidez do solo. As curvas S1 e S2 representam solos idênticos, não compactados, com exceção da rigidez, que é maior para a curva S2. Nota-se que um solo com rigidez elevada tende a reduzir as solicitações no reforço. Essa redução varia com a rigidez do reforço. Destacam-se, pois, as características de deformabilidade dos materiais na previsão do equilíbrio de maciços reforçados sob condições de trabalho.

A figura 4.7b expressa a influência do ângulo de atrito do solo. A curva S2 representa um solo com ângulo de atrito menor do que o da S1. Como seria esperado,

quanto menor o ângulo de atrito do solo, maiores são as solicitações no reforço. Contudo, o acréscimo de tensão no reforço depende da sua rigidez. Em geral, quanto mais flexível o reforço, o aumento nas solicitações é proporcionalmente maior do que para reforços rígidos.

A figura 4.7c expressa a influência da coesão do solo. As curvas S1 e S2 representam solos idênticos, não compactados, com a exceção de que o solo S2 apresenta coesão não nula. Nota-se que a coesão tende a reduzir as solicitações e deformações da estrutura. Todavia, esse efeito depende da rigidez do reforço. Em geral, maciços com elementos mais flexíveis devem apresentar maior redução relativa em comparação com aqueles em que são utilizados reforços rígidos.

Considerando a figura 4.7, pode-se concluir que o equilíbrio de ECSR sob condições de trabalho está essencialmente relacionado com as deformações de seus materiais constituintes. Por esse motivo, o emprego de coeficientes de segurança nos métodos usuais de previsão de colapso não reflete de forma fiel os mecanismos de equilíbrio sob condições de trabalho. Ressalta-se que tais métodos devem ter a sua acurácia verificada com base em resultados de ruptura. O dimensionamento com essas metodologias visa assegurar que existe no maciço margem adequada de segurança contra o colapso.

Dentre os parâmetros analisados na figura 4.7, a coesão do solo, como mencionado na seção 2.3, pode representar uma importante contribuição ao equilíbrio de maciços reforçados, apesar de ser normalmente negligenciada nos métodos de análise usuais. Evidências dessa influência são apresentadas na figura 4.8, obtida dos trabalhos de ADIB (1988) e JONES (1990).

Na figura 4.8a, apresentam-se resultados de simulações computacionais de ADIB de muros verticais idênticos ($H = 6,1$ m), com exceção do tipo de solo, reforçados com o sistema VSL. O muro construído com silte argiloso (muro 5), com coesão de 2,4 kPa e ângulo de atrito de 35° , apresenta solicitações com magnitude similar às do muro com areia pedregulhosa (muro 3), com coesão nula e ângulo de atrito de 40° . Portanto, nesse caso, uma coesão de 2,4 kPa é suficiente para compensar uma variação de -5° no ângulo de atrito. Na mesma figura, a fim de servir como comparação, apresentam-se os resultados das solicitações para o muro executado com pedregulhos (muro 4) – solo com coesão nula e ângulo de atrito de 42° . Em um comparativo entre os muros 3 e 4, nota-se a influência sobre a tração no reforço para uma variação de 2° no ângulo de atrito. Visualiza-se, pois, o importante efeito da coesão.

A figura 4.8b mostra uma análise de JONES (1990) sobre a influência da coesão nas solicitações de maciços reforçados verticais hipotéticos. Considera-se válida a condição ativa, e o efeito da coesão é introduzido com base na teoria clássica de empuxo lateral, conforme expressão apresentada na figura. Observa-se a significativa redução da tração mobilizada nos reforços com o aumento da coesão. Uma tendência de redução nas solicitações devido à coesão também foi obtida por KUTARA et al. (1990) nos estudos de estabilidade de seus taludes experimentais, utilizando o método de equilíbrio limite com superfície de ruptura bi-linear.

Desse modo, diferentes métodos de análise indicam uma relevante influência da coesão do solo sobre as solicitações em ECSR. Nesse contexto, a coesão aparente, promovida pela sucção no solo, pode exercer um papel não desprezível no equilíbrio de maciços reforçados, especialmente se solos granulares com elevado teor de finos forem empregados. Medições de sucção em taludes executados com solos finos, reforçados com geotêxtil não tecido, têm sido relatadas na literatura, mesmo apresentando elevado grau de saturação após a compactação (TATSUOKA et al. 1990, DELMAS et al. 1988).

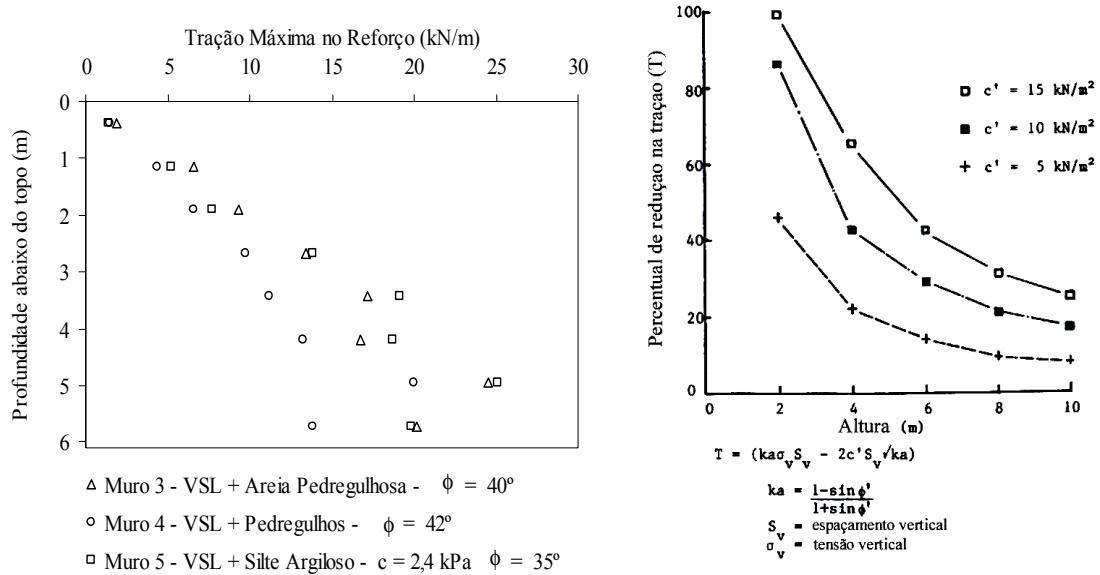


Figura 4.8: Influência da coesão do solo na máxima tração mobilizada nos reforços: (a) Resultados de simulações numéricas de ADIB (1988); e (b) Análises de JONES (1990).

4.4.3 Influência de características da face

O mecanismo de transferência de esforços entre solo e reforço requer necessariamente o desenvolvimento de deformações no maciço. Se os deslocamentos do maciço forem restringidos por qualquer ação externa à estrutura de solo reforçado de forma que as deformações sejam nulas, os reforços não serão mobilizados, ou o serão com magnitude praticamente desprezível. A rigor, uma restrição de deslocamentos em qualquer ponto ou parte da face altera, em princípio, a mobilização de tração nos reforços de todo o maciço.

Muito embora uma estrutura de contenção de solo reforçado possa manter-se estável com a ausência de elementos de face (seção 2.2), a existência desses elementos pode modificar ou restringir o livre deslocamento do maciço. Dessa forma, a face de uma ECSR pode representar uma ação externa sobre o talude. Assim, os esforços atuantes na fatia horizontal mostrada na figura 4.1 passam a ser aqueles indicados na figura 4.9. Admite-se que há transmissão contínua de esforços entre os elementos da face, que a face é estável sob ação do peso próprio e empuxo lateral e que a interface face-fundação é capaz de resistir à força $F_{ext\ max}$. Nessa situação, a equação que expressa o equilíbrio de forças horizontais é:

$$T + F_{ext} - \sigma_{h\ méd} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (4.4)$$

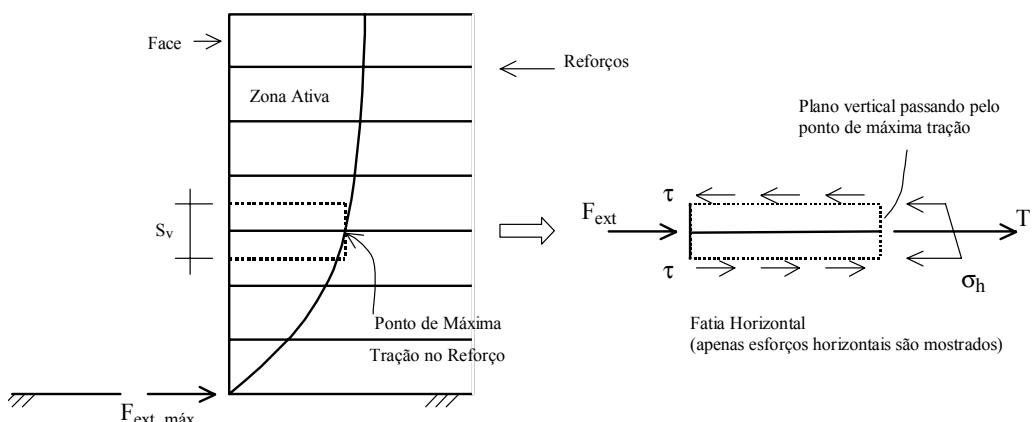
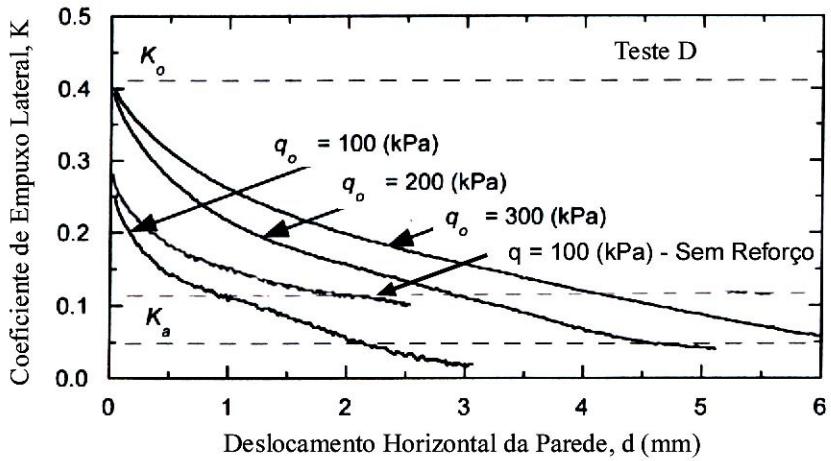


Figura 4.9: Análise de esforços sobre um muro vertical de solo reforçado, incluindo a ação da face.

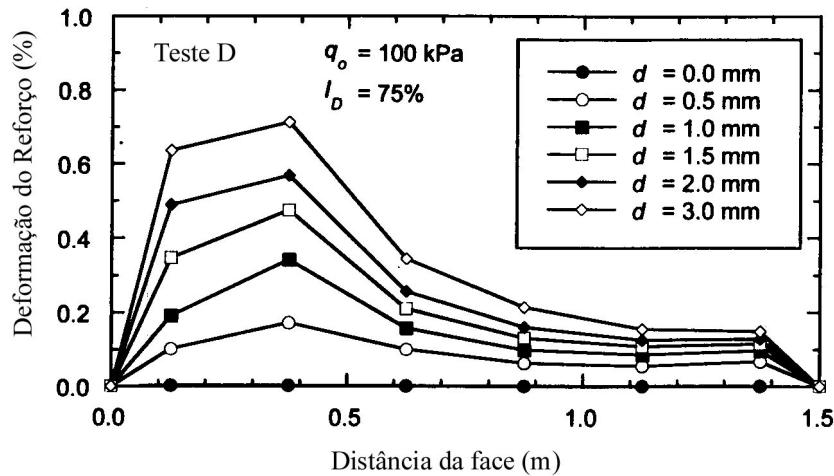
Se a face restringir deslocamentos em relação aos necessários para a plena mobilização dos reforços, F_{ext} tem o mesmo sentido da tração T e promove redução da solicitação no reforço, independentemente de haver ou não conexão do reforço com a face. Esse mecanismo pode ser verificado com base nos ensaios de TSUKAMOTO et al. (1999).

TSUKAMOTO et al. montaram um equipamento com paredes rígidas e verticais, de modo que uma delas pudesse deslizar horizontalmente de forma controlada. O aparato tinha dimensões internas em planta de (1,50 x 1,50) m e altura de 1,05 m e dispunha de um sistema de aplicação de carga no topo composto por uma bolsa de ar. Nesse aparato, foram executados modelos de solo não reforçado e reforçado com geogrelha com diferentes configurações. Nos modelos em solo reforçado, não houve conexão dos reforços com a face. A parede móvel representou a face dos modelos e nela foram instaladas células medidoras de empuxo lateral, posicionadas a 0,45 m da base. Essa parede permaneceu fixa durante toda a construção, e, ao término dessa etapa, aplicou-se uma sobrecarga uniforme no topo de 100 kPa e mediu-se o empuxo lateral, admitido como representativo da condição em repouso. Os ensaios consistiram na medição de empuxo contra a parede e tração nos reforços durante o deslocamento controlado da parede móvel para fora da estrutura, a uma razão de 0,05 mm/minuto, até que a condição ativa fosse atingida, que ocorreu, tipicamente, para um deslocamento de 4 mm. A parede era, então, movida para a posição original a uma razão de 0,15 mm/minuto. A seqüência foi repetida para sobrecargas de 200 e 300 kPa. Os resultados de empuxo versus deslocamento da face para o modelo com 3 camadas de geogrelha (teste D) são apresentados na figura 4.10a. Resultados típicos de deformação específica de tração no reforço versus deslocamento da face para esse modelo (teste D), para a sobrecarga de 100 kPa, são apresentados na figura 4.10b.

Na figura 4.10a, visualiza-se o efeito do reforço sobre as tensões horizontais na face. Para a sobrecarga de 100 kPa, são apresentadas as curvas com e sem reforço. Nota-se que, à medida em que ocorrem os deslocamentos, há a mobilização dos reforços (vide figura 4.10b), reduzindo a tensão contra a face rígida (expressa pelo coeficiente de empuxo lateral na figura), podendo atingir valores bem baixos. Essa tendência manifesta-se independentemente da sobrecarga aplicada, alterando apenas o deslocamento até atingir a condição ativa (figura 4.10a), e para todas as configurações estudadas por TSUKAMOTO et al. (1999), o que parece demonstrar que esse é o



(a)



(b)

Figura 4.10: Resultados de TSUKAMOTO et al. (1999) para o teste D: (a) empuxo lateral versus deslocamento da parede (adaptada do original); (b) deformação específica de tração na geogrelha para a sobrecarga de 100 kPa.

mecanismo que caracteriza a interação entre o maciço reforçado e a face. Ou seja, deslocamentos crescentes na face são requeridos até a plena mobilização dos reforços, que representa a condição de equilíbrio do maciço sob os esforços aplicados. Acredita-se que, a partir desse momento, e desde que não haja ruptura, um incremento de deslocamento na face, para o caso de reforços a ela não conectados, não deve alterar significativamente a máxima tração nos reforços.

Na figura 4.10b, pode-se visualizar o efeito da restrição de deslocamentos no maciço sobre a tração no reforço. Observa-se que, enquanto a parede mantém-se fixa ($d = 0$ mm), não há mobilização do reforço, e todo o mecanismo de contenção é devido

exclusivamente à face. Nessa condição prevalece o estado em repouso, o empuxo contra a face é máximo na figura 4.10a, com intensidade similar ao do modelo não reforçado, e a força F_{ext} é máxima na equação 4.4, com $T \approx 0$. A mobilização do reforço é progressiva à medida em que deslocamentos são aplicados à face rígida, até o limite, para o caso mostrado, de 3 mm ($d = 3$ mm), quando o papel estrutural da face passa a ser desprezível. Nessa condição, o empuxo contra a face é mínimo na figura 4.10a, com intensidade inferior ao do modelo não reforçado, e a força F_{ext} é mínima ou nula na equação 4.4, momento em que T assume seu maior valor. Se, por exemplo, o deslocamento for somente de 1 mm ($d = 1$ mm), a tensão no reforço será uma fração do valor máximo, cerca de 50% para o caso em questão, e a magnitude de F_{ext} apresentará um valor intermediário entre o máximo e o mínimo (figura 4.10a), de forma a manter o equilíbrio da estrutura.

Modelos com cinco camadas de reforço também foram estudados por TSUKAMOTO et al. (1999). Os resultados obtidos permitem afirmar que um aumento no número de camadas de reforço promove redução ainda maior do empuxo lateral na face e dos deslocamentos necessários para atingir a condição ativa.

Resultado similar ao de TSUKAMOTO et al. (1999) também foi obtido por ANDRAWES et al. (1990b) para modelos reduzidos em que foram utilizadas placas com molas na face. Nesses modelos, o solo foi representado por cilindros de latão com 70,5 mm de extensão e diâmetros de 2, 3 e 4 mm. O reforço foi representado por folhas de metal com espessura de 0,2 mm não conectada à face, ou seja, reforços planares foram empregados de forma a garantir, tanto quanto possível, estado plano de deformação na massa. Os ensaios nos modelos com e sem reforço foram conduzidos em um aparato semelhante ao de TSUKAMOTO et al. (1999), com dimensões internas em planta de (0,85 x 0,70) m e altura de 0,50 m. Os resultados indicaram que: (a) quanto menor a rigidez das molas, maiores os deslocamentos e menor o empuxo lateral medido contra a face; (b) quanto menor a rigidez da mola, maior a mobilização do reforço (devido aos maiores deslocamentos); (c) quanto maior o número de camadas de reforço, menores o empuxo lateral e os deslocamentos na face, mantidos os demais parâmetros constantes.

O mecanismo descrito acima só é válido para faces que apresentam: (a) a propriedade de transmitir continuamente esforços transversais até a fundação; e (b) elementos estruturais com rigidez axial, cisalhante e à flexão suficientes para suportar os esforços a eles transmitidos com deformações horizontais menores do que as

requeridas pela massa para a plena mobilização dos reforços. Nesse contexto, o principal agente na restrição de deslocamentos do maciço é a interface da face com a fundação. No presente trabalho, define-se face rígida como aquela que apresenta as características apontadas nos itens (a) e (b) acima.

Portanto, considerando o raciocínio exposto, pode-se concluir que, tipicamente, o efeito de redução nas solicitações nos reforços de estruturas com face rígida deve ser mais pronunciado em maciços com reforços extensíveis, que requerem maiores deslocamentos para a mobilização da máxima tração, do que naqueles com reforços inextensíveis. Resultados dos estudos de ALLEN et al. (2003) e de análises paramétricas numéricas de LOIOLA (2001) apóiam essa conclusão.

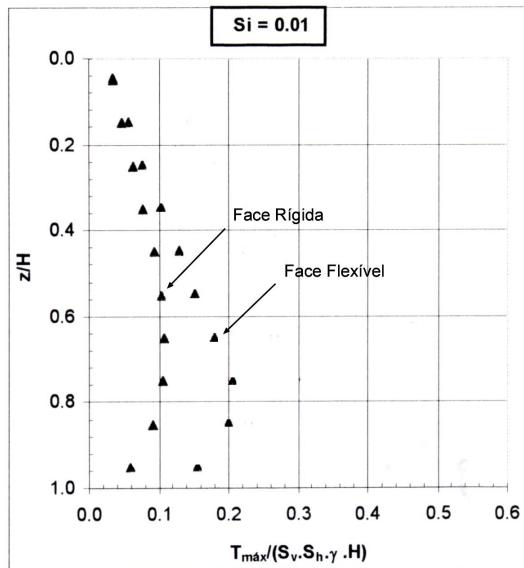
ALLEN et al. (2003), estudando medições de 20 casos de obra com geossintéticos, ao isolarem o efeito da rigidez da face sobre os resultados de tração no reforço, concluíram que:

“... the influence of the facing stiffness on reinforcement loads is low for very high global stiffness values. In other words, regardless of the facing type, for very high reinforcement global stiffness values, the reinforcement carries most of the load acting at the back of the facing, and the stiffness of the facing type plays a lesser role to resist earth pressures.”

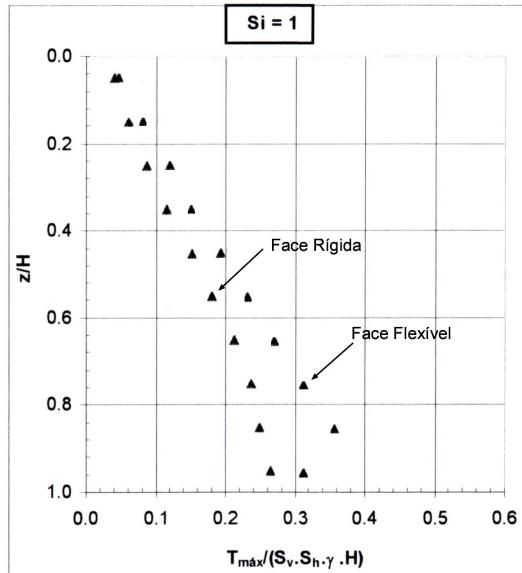
Essa conclusão buscava explicar o fato de os resultados de um dos casos estudados, uma estrutura com tiras plásticas de alto módulo de deformação e face com painéis discretos pré-fabricados de concreto, apresentar tendência contrária aos dos demais. Enquanto que para os casos de reforços geossintéticos usuais esse tipo de face representava uma redução razoável nas solicitações, para as tiras plásticas nenhuma redução se aplicava. Apesar de essas conclusões terem sido obtidas a partir de retro-análises dos resultados de campo com o método de análise (semi-empírico) proposto em ALLEN et al. (2003), e não com base em um estudo específico sobre a influência desse fator, fica evidente, no entanto, a diferença de comportamento entre maciços com reforços flexíveis e rígidos com relação ao efeito da rigidez da face.

LOIOLA (2001) desenvolveu simulações computacionais sobre a influência da rigidez da face nas solicitações dos reforços. A face flexível foi representada por elementos de treliça sem peso próprio, enquanto que a face rígida foi simulada com elementos quadriláteros isoparamétricos de 8 nós com propriedades equivalentes ao do concreto. Na figura 4.11, apresentam-se os resultados para estruturas idênticas, com exceção do tipo de face empregado, com 5 m de altura, face rígida com espessura de 10

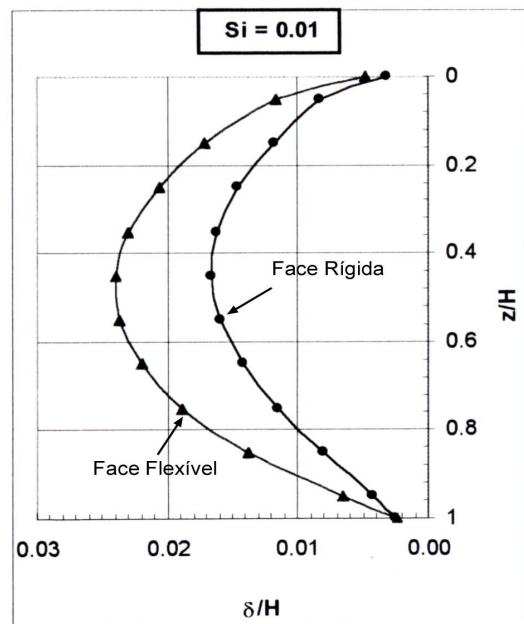
cm e reforços extensíveis ($S_i = 0,01$) e inextensíveis ($S_i = 1$). Nota-se que, para reforços extensíveis, a redução na tração máxima e nos deslocamentos é maior do que para



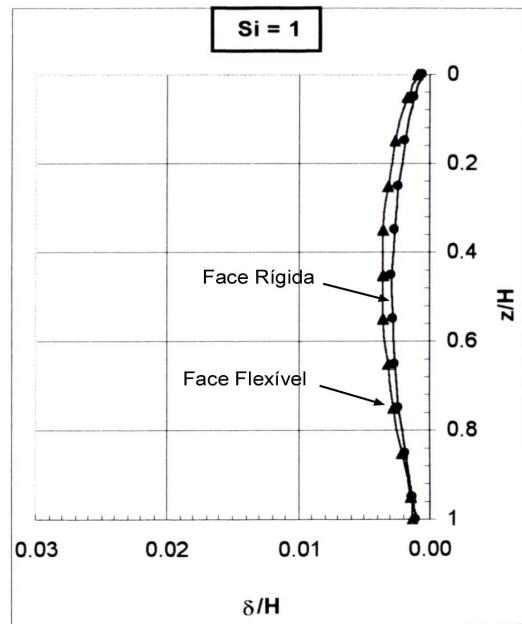
(a) Tração - Reforços extensíveis



(b) Tração - Reforços inextensíveis



(c) Deslocamentos - Reforços extensíveis



(d) Deslocamentos - Reforços inextensíveis

Figura 4.11: Influência da rigidez da face sobre: (a) Tração máxima em reforços extensíveis ($S_i = 0,01$); (b) Tração máxima em reforços inextensíveis ($S_i = 1$); (c) Deslocamentos da face em reforços extensíveis; e (d) Deslocamentos da face em reforços inextensíveis (apud LOIOLA 2001).

reforços inextensíveis. A maior redução na tração máxima, devido ao uso de face rígida, para reforços extensíveis foi de cerca de 55% e para reforços inextensíveis, cerca de 30%, e, em ambos os casos, ocorreu na profundidade $z/H = 0,85$. Enfatiza-se, com base nas figuras 4.11c e d, a atuação da face rígida na restrição de deslocamentos da massa, conforme mecanismo anteriormente proposto, que pode ser utilizada para justificar os efeitos obtidos na solicitação dos reforços. No caso de reforços flexíveis a redução de deslocamentos representou alguns centímetros, enquanto que, no caso de reforços rígidos, alguns milímetros.

Um outro ponto a se observar nas figuras 4.11a e b é o fato de essa redução não ocorrer de forma constante ao longo da profundidade. Resultados de estudos paramétricos numéricos de SCHMERTMANN et al. (1989) para maciços com reforços rígidos também indicaram tendência similar de redução da tração com a profundidade.

Desse modo, há evidências experimentais e de análises numéricas, tanto para reforços inextensíveis quanto para extensíveis, que permitem concluir que a interação solo-reforço-face é fundamentalmente calcada nos deslocamentos a que se sujeita a massa. Em termos de repercussão sobre o equilíbrio do maciço, propõe-se a equação 4.4 como representativa da influência da face sobre a máxima tração no reforço.

Um aspecto que deve ser ressaltado é o fato de que medições de empuxo lateral contra a face, em geral, não são representativas do estado de tensão no maciço reforçado. Esses empuxos devem ser interpretados como parte de um mecanismo particular de transferência de tensões entre solo, reforço e face, que depende do número de camadas de reforço, do tipo de conexão face-reforço e da restrição de deslocamentos imposta à massa pela face.

Para o caso de reforços conectados à face, a principal alteração em relação à situação sem conexão, é a solicitação no reforço nas imediações da face. Uma vez que ambos, face e reforço, trabalham de forma solidária, ou seja, para haver deformações na face é necessário haver deformações na conexão com o reforço, é certo que o equilíbrio seja atingido para deslocamentos menores do que aqueles para a situação de reforços não conectados. Em termos de análise de tensões, apresentam-se na figura 4.12 duas situações típicas. Na figura 4.12a, o esforço na conexão, T_{con} , é no máximo igual à máxima tração no reforço, $T_{máx}$. Acredita-se que essa situação seja consequência de:

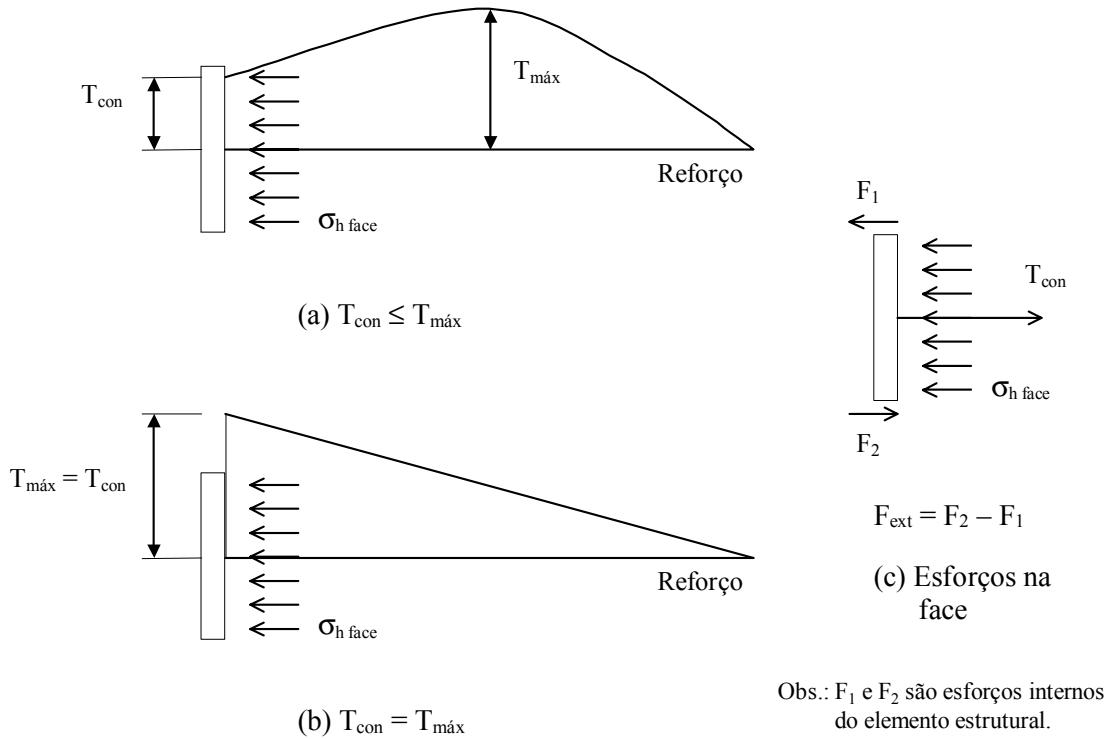


Figura 4.12: Análise de esforços para o caso de reforços conectados à face: (a) Caso em que $T_{con} \leq T_{máx}$; (b) Caso em que $T_{con} = T_{máx}$; (c) Esforços externos atuantes na face.

(a) as solicitações na conexão apresentarem magnitude tal que não ultrapasse a resistência ao arrancamento disponível no trecho de reforço entre a face e $T_{máx}$; e (b) os deslocamentos do maciço serem no máximo igual aos necessários para a plena mobilização dos reforços se não existisse face. Nesse caso, há uma sobreposição de efeitos entre: (1) as solicitações no reforço para um certo deslocamento da face, que resulta na mobilização de $T_{máx}$ em um ponto mais interno da massa (vide, por exemplo, na figura 4.10b a mobilização do reforço para diferentes deslocamentos da face; notar que não houve modificação da posição de $T_{máx}$; resultados de ANDRAWES et al. (1990b) também indicam comportamento idêntico); e (2) a solicitação na conexão com a face, que é crescente com os deslocamentos, e tende a aumentar os esforços no trecho entre a face e $T_{máx}$. Se os deslocamentos na face, na condição de equilíbrio, forem tais que resultem em T_{con} maior do que $T_{máx}$, em uma situação extrema, pode ocorrer o mostrado na figura 4.12b, que representa uma tendência de arrancamento do reforço do maciço.

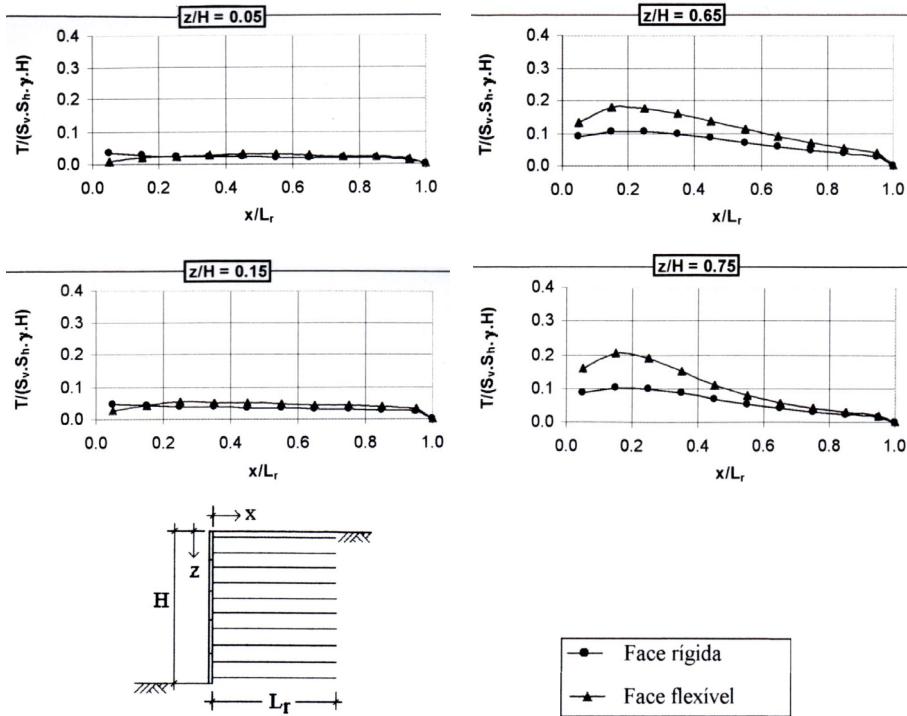


Figura 4.13: Resultados de LOIOLA (2001) sobre a influência da face na distribuição de tração, em diferentes profundidades, para maciços com reforços extensíveis ($S_i = 0,01$).

A figura 4.13 apresenta resultados de LOIOLA (2001) que podem ser utilizados para ilustrar o mecanismo proposto acima. Nas simulações de LOIOLA, os reforços apresentavam conexão com a face. Resultados de distribuição de tração em estruturas idênticas, com exceção do tipo de face – flexível ou rígida –, $H = 5$ m e reforços extensíveis ($S_i = 0,01$) são apresentados na figura. Os deslocamentos na face correspondentes são apresentados na figura 4.11c. Pode-se verificar que, para os reforços posicionados mais próximos ao topo e face rígida, o esforço na conexão é maior do que a máxima tração mobilizada no reforço para os deslocamentos existentes na face (figura 4.11c), o que resulta, para as profundidades $z/H = 0,05$ e $0,15$, em um padrão de solicitação similar ao da figura 4.12b. Para as profundidades $z/H = 0,65$ e $0,75$ e face rígida, o esforço na conexão é um pouco menor do que a máxima mobilização do reforço, e aplica-se a situação mostrada na figura 4.12a. Essa tendência foi obtida em todas as análises de LOIOLA (2001) para os diferentes tipos de reforços analisados ($S_i = 0,01$, $S_i = 0,1$ e $S_i = 1$). Tendência similar também foi obtida nas análises numéricas de SCHMERTMANN et al. (1989) e de ROWE e HO (1997). Acredita-se que esse seja o comportamento típico esperado para maciços submetidos apenas ao peso próprio com reforços conectados à face: nas camadas mais próximas ao topo, devido às baixas

solicitações no reforço e à restrição de deslocamentos imposta pela face, deformações relativamente pequenas na conexão são suficientes para ultrapassar a máxima tração no reforço; nas camadas mais inferiores, a restrição de deslocamentos imposta pela face rígida, em geral, não é suficiente para promover solicitações na conexão superiores às da massa reforçada.

No caso de reforços conectados a faces rígidas, tipicamente, para aqueles posicionados mais próximos ao topo, a força F_{ext} da equação 4.4 pode ser nula ou mesmo negativa, indicando um acréscimo na tração T, devido à mobilização de esforços importantes na conexão. Para as outras camadas, F_{ext} apresenta o mesmo sentido e tende a reduzir o esforço T.

Contudo, devido às peculiaridades dos diferentes tipos de face rígida, estudos experimentais devem ser conduzidos a fim de quantificar adequadamente a magnitude e a distribuição do esforço F_{ext} , que se desenvolve em cada nível de reforço como consequência da restrição de deslocamentos imposta à massa, e de determinar a influência da interface face-fundação nesse processo. ALLEN et al. (2003), por exemplo, propõem fatores de correção diferentes para faces de blocos inter-travados e painéis incrementais pré-fabricados de concreto. Nesses estudos, recomenda-se o uso dos números Π apresentados no capítulo 3.

4.4.4 Influência do processo construtivo

A compactação do solo é um dos principais aspectos do processo construtivo que exerce influência sobre o comportamento de ECSR. Apresenta-se nesta seção uma visão fenomenológica da compactação de um maciço reforçado.

A operação de compactação, como apresentado na seção 2.5, promove acréscimo de tensões no solo. Em um maciço reforçado em que não haja significativa restrição a deslocamentos laterais, simultaneamente a essa operação, ocorrem deformações horizontais na massa. Esquematicamente, essas deformações, assim como para o caso de acréscimo de tensões (vide figura 2.15), podem ser analisadas em dois momentos: (a) durante a compactação de uma camada de solo; e (b) após a retirada do equipamento de compactação da camada.

A figura 4.14 apresenta de forma ilustrativa as deformações de uma camada de solo reforçado, no ponto de máxima tração, durante e imediatamente após as operações de compactação. Como já discutido nas seções 4.2 e 4.3, admite-se aderência perfeita entre

Equipamento de Compactação

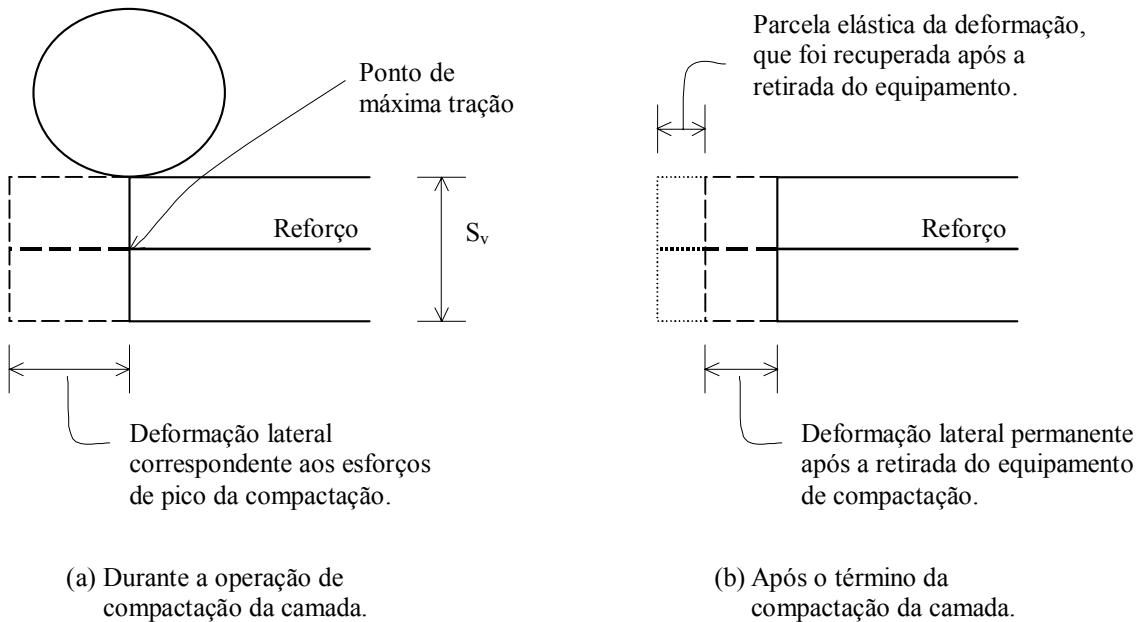


Figura 4.14: Ilustração esquemática das deformações do ponto de máxima tração no reforço: (a) Durante a compactação da camada; e (b) Após o término da compactação da camada.

solo e reforço nesse ponto. Na figura 4.14a, visualiza-se a deformação lateral da camada para os esforços de pico da compactação. Ao término da operação, uma parcela da deformação de pico é recuperada, correspondente à fração elástica, e outra parcela fica retida como deformação permanente, figura 4.14b. Essa deformação permanente induzida pela compactação representa o efeito desse fator sobre a tensão mobilizada no reforço. Ou seja, a compactação induz deformações permanentes no sistema solo-reforço. A magnitude dessas deformações é função de características do solo e do reforço, além da intensidade dos esforços de compactação, pois é resultante do equilíbrio do maciço sob a condição de carregamento existente após a retirada do equipamento de compactação. Assim, se o solo apresentar comportamento puramente elástico, o efeito da compactação é nulo ou desprezível, pois não ocorrerão deformações permanentes na massa. Portanto, a influência da compactação somente apresentará importância em solos com comportamento inelástico. Deve-se observar na figura 4.14b que quanto maior a recuperação elástica do solo, menor é o efeito da compactação.

Por outro lado, o equilíbrio, durante a etapa de recuperação elástica, é atingido quando os decréscimos de deformação no solo e no reforço resultarem em esforços

idênticos nesses dois elementos. Como, em geral, em solos típicos as deformações de recuperação são relativamente pequenas, o que equivale a dizer que esses solos apresentam módulo de descarregamento elevado (vide, por exemplo, DUNCAN et al. 1980), os decréscimos de deformação na condição de equilíbrio são razoavelmente baixos. Se reforços de elevada rigidez (metálicos, por exemplo) forem utilizados, pequenos decréscimos de deformação podem significar variações importantes nos esforços após o término da compactação. Se, por sua vez, reforços de baixa rigidez (geossintéticos, por exemplo) forem utilizados, pequenos decréscimos de deformação representam variações insignificantes de esforços, o que resulta em solicitações praticamente inalteradas durante e após o término das operações de compactação. A figura 2.10 apresenta resultados de análises de EHRLICH e MITCHELL (1994) que demonstram esse efeito. Para $S_i = 0,2$, que representa um reforço de baixa rigidez, as solicitações, $T / S_v \cdot S_h$, na zona de influência dos esforços induzidos pela compactação ($Z_{eq} < 20$ pés ou 6,1 metros), sofrem pequena variação ao longo da profundidade, em contraste com os resultados para $S_i = 3,2$.

O efeito da compactação só será apagado quando os acréscimos de deformações devido ao lançamento de camadas superiores ou a sobrecargas aplicadas forem maiores do que a parcela de recuperação elástica mostrada na figura 4.14b. A partir desse momento, o comportamento da camada previamente compactada é equivalente ao de uma camada não compactada para estado de tensões idêntico. Na modelagem de EHRLICH e MITCHELL (1994), isso ocorre quando a tensão vertical geostática for superior à tensão vertical de pico equivalente induzida pela compactação.

As figuras 2.18b e c com resultados de medições em estruturas reais reforçadas por geossintéticos publicados em DELMAS et al. (1988) sugerem que, para a situação de término de construção, o efeito da compactação ainda permanece presente na estrutura, devido às pequenas diferenças entre os resultados dessa situação e de final de compactação. Ou seja, a parcela de recuperação elástica não teria sido ultrapassada mesmo após atingida a geometria final do maciço, com alturas de 4 e 4,8 m para as figuras 2.18b e c, respectivamente. Segundo EHRLICH e MITCHELL (1994), a profundidade típica de influência de compactação pesada é de cerca de 6 m. Acredita-se que esses resultados experimentais evidenciam as conclusões analíticas acima acerca da influência da compactação sobre as solicitações de reforços flexíveis.

Um outro aspecto relacionado com o processo construtivo é o completo escoramento da face durante a execução da estrutura. Esse processo é tipicamente

adoptado para o caso de faces pré-fabricadas com a altura final do maciço. Há evidências no trabalho experimental de ANDRAWES et al. (1990a), com muros de 2 m de altura reforçados por geogrelha, que indicam uma tendência de elevadas solicitações na conexão do reforço com a face, tal como mostrado na figura 4.12b, independentemente da profundidade analisada. As simulações computacionais de SCHMERTMANN et al. (1989), de um muro com 6,1 m de altura reforçado com o sistema VSL (reforço rígido), apresentaram resultados que indicam uma redução das solicitações para todos os níveis de reforços, com exceção dos dois posicionados mais próximos ao topo da estrutura ($z/H \approx 0,2$), em relação aos valores de tração para o caso de faces com painéis discretos pré-fabricados construídos de forma incremental, não escorados. No entanto, não foram encontrados na literatura pesquisada estudos experimentais e/ou analíticos suficientemente detalhados, que permitissem o estabelecimento de conclusões inequívocas sobre os mecanismos envolvidos.

4.5 MODELAGEM TEÓRICO-ANALÍTICA

Como visto na seção anterior, o comportamento de ECSR é influenciado pela geometria, pelas características do solo e do reforço, pela rigidez da face e pela compactação. Na literatura pesquisada, o método de DANTAS e EHRLICH (2000a) é o único que incorpora simultaneamente a influência de todos esses parâmetros, com exceção da rigidez da face, seguindo uma abordagem baseada em condições de trabalho. Por esse motivo, compõe a metodologia de análise proposta na presente tese.

DANTAS e EHRLICH (2000a) desenvolveram uma modelagem teórico-analítica para a análise das solicitações nos reforços de estruturas de contenção genéricas de solo reforçado com face flexível, sob condições de trabalho. Essa modelagem incorpora conceitos desenvolvidos no trabalho pioneiro de EHRLICH e MITCHELL (1994) para análise de muros verticais, e pode ser entendida como uma extensão deste para taludes com inclinação qualquer. Entende-se como estruturas genéricas aquelas que apresentam terrapleno horizontal, reforços com comprimento uniforme, ausência de poro-pressão positiva significativa, face com inclinação qualquer, independentemente do tipo de solo, granular ou coesivo, compactado ou não, e dos reforços utilizados.

Nesse método, idealiza-se o reforço como elástico linear, o solo com relação constitutiva hiperbólica segundo o modelo de DUNCAN et al. (1980) e admite-se como válida a aderência perfeita entre solo e reforço no ponto de máxima tração no reforço.

Nesta seção, apresentam-se os fundamentos e principais equações da modelagem de DANTAS e EHRLICH, evitando, propositalmente, as extensas deduções analíticas do método, que podem ser obtidas em DANTAS (1998). Ênfase é dada ao entendimento da relação constitutiva adotada para o solo, em especial, do papel da coesão e da compactação sobre as deformações da estrutura.

Inicia-se com o estudo dos esforços internos atuantes em um talude abatido. Apresenta-se, a seguir, a metodologia que permite calcular as deformações horizontais no solo, no ponto de máxima tração no reforço, como função da história de tensões no solo. Na seqüência, são apresentadas as expressões para o cálculo da tração máxima nos reforços e ábacos adimensionais. Encerra-se a seção com uma discussão sobre as principais hipóteses e condições de aplicação do método.

4.5.1 Equilíbrio interno

A figura 4.15 apresenta uma análise dos esforços internos em um maciço com talude inclinado. Assim como para o caso de muro vertical (figura 4.1, seção 4.2), admite-se estado plano de deformação e uma fatia horizontal com seção transversal igual à zona de influência de um reforço, isto é, com área igual ao produto dos espaçamentos $S_v \cdot S_h$.

Para o caso de taludes verticais, é usual admitir que as tensões de cisalhamento τ_{xz} são nulas no plano médio horizontal entre reforços. Isso equivale a dizer que, nesses planos, a resultante das forças horizontais é nula e que as tensões principais atuam nas direções vertical e horizontal. No caso de taludes inclinados, DANTAS e EHRLICH (2000a) admitem, por hipótese, que a resultante das tensões de cisalhamento atuantes ao

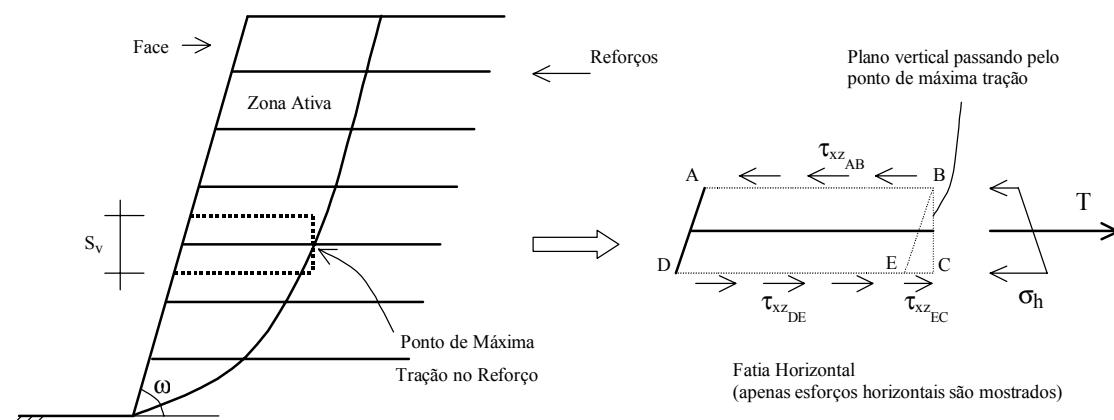


Figura 4.15: Equilíbrio interno de um maciço reforçado com talude inclinado.

longo de AB e DC (figura 4.15) não seja nula, assumindo, então, que há rotação não desprezível das tensões principais em relação às direções vertical e horizontal. Acredita-se que uma das justificativas para esse fato é a diferença de comprimento entre os segmentos AB e DC. Adota-se, simplificadamente, que a intensidade da resultante pode ser obtida a partir da tensão atuante no trecho EC, que representa a diferença de comprimento entre DC e AB, já que o segmento BE é paralelo ao segmento AD. Essa resultante tem o mesmo sentido da tração T, como mostrado na figura, e tende a reduzi-la. Assim:

$$\vec{F}_{AB} + \vec{F}_{DC} \approx \vec{\tau}_{xz_{EC}} \cdot \overline{EC} \cdot S_h \quad \dots \dots \dots \quad (4.5)$$

onde: \vec{F}_{AB} é a resultante horizontal das tensões atuantes no segmento AB; \vec{F}_{DC} é a resultante horizontal das tensões atuantes no segmento DC; $\vec{\tau}_{xz_{EC}}$ é a tensão de cisalhamento atuante no segmento EC; \overline{EC} é o comprimento do segmento EC, que é igual a $S_v / \tan(\omega)$; ω é o ângulo de inclinação do talude com a horizontal.

Nessa abordagem, quanto mais abatido for o talude, maior é o efeito estabilizante da resultante da tensão cisalhante $\tau_{xz_{EC}}$. O muro vertical representa o caso particular em que os comprimentos AB e DC são idênticos, resultando em $E \equiv C$, e, portanto, com resultante horizontal nula nesses planos.

Uma expressão para a tensão $\tau_{xz_{EC}}$ é difícil de ser obtida analiticamente. DANTAS e EHRLICH (2000a) propuseram a seguinte equação como representativa da resultante horizontal nos planos AB e DC:

$$\vec{F}_{AB} + \vec{F}_{DC} = f \cdot \vec{\tau}_{xz} \cdot \frac{S_v}{\tan(\omega)} \cdot S_h \quad \dots \dots \dots \quad (4.6)$$

onde: f é um fator de ajuste da resultante horizontal nos planos AB e DC, obtido com base nas simulações computacionais de DANTAS (1998); τ_{xz} é a tensão de cisalhamento no solo atuante no ponto de máxima tração no reforço, onde o estado de tensões é admitido conhecido.

A equação que expressa o equilíbrio de forças horizontais na fatia, para o caso de face flexível, é apresentada abaixo:

$$T - \sigma_{h \text{ méd}} \cdot S_v \cdot S_h + f \cdot \frac{\tau_{xz}}{\tan(\omega)} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (4.7)$$

Considerando reforço elástico linear e a tensão horizontal média, $\sigma_{h\text{ méd}}$, como igual à tensão horizontal atuante no ponto de máxima tração do reforço, $\sigma_x (= K \cdot \sigma_v)$, pode-se escrever:

$$E_r \cdot A_r \cdot \varepsilon_{xr} - K \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h + f \cdot \frac{\tau_{xz}}{\tan(\omega)} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad \dots \quad (4.8)$$

A equação 4.8 proposta por DANTAS e EHRLICH (2000a) representa uma evolução em relação à proposta original de DANTAS (1998), que não previa o fator de ajuste f . Esse fator foi deduzido a partir de um novo estudo dos resultados das simulações computacionais de DANTAS (1998), cujo objetivo foi aprimorar as previsões do método analítico para solos granulares (coesão nula). Na figura 4.16 visualizam-se os resultados de máxima solicitação nos reforços de análises com e sem ajuste para um talude de 60° , $H = 5$ m e $\phi = 35^\circ$. Nota-se que há um aperfeiçoamento nas previsões do método analítico quando o fator de ajuste é utilizado. Resultados similares foram obtidos para as outras configurações geométricas analisadas, incluindo diferentes valores do ângulo de atrito do solo, ϕ , e do índice de rigidez relativa reforço-solo, S_i . Os valores do fator f variam com a inclinação do talude e são apresentados mais adiante na seção 4.5.3.

O estado de tensões no solo nas imediações do ponto de máxima tração no reforço é representado pelo Círculo de Mohr da figura 4.17. Nessa figura, o ângulo δ é a rotação das tensões principais em relação à horizontal ou vertical, sendo considerado um parâmetro conhecido, porém, com valores distintos para os eventos de carregamento e de descarregamento. DANTAS e EHRLICH (2000a) adotaram as seguintes expressões para o ângulo de rotação de tensões principais:

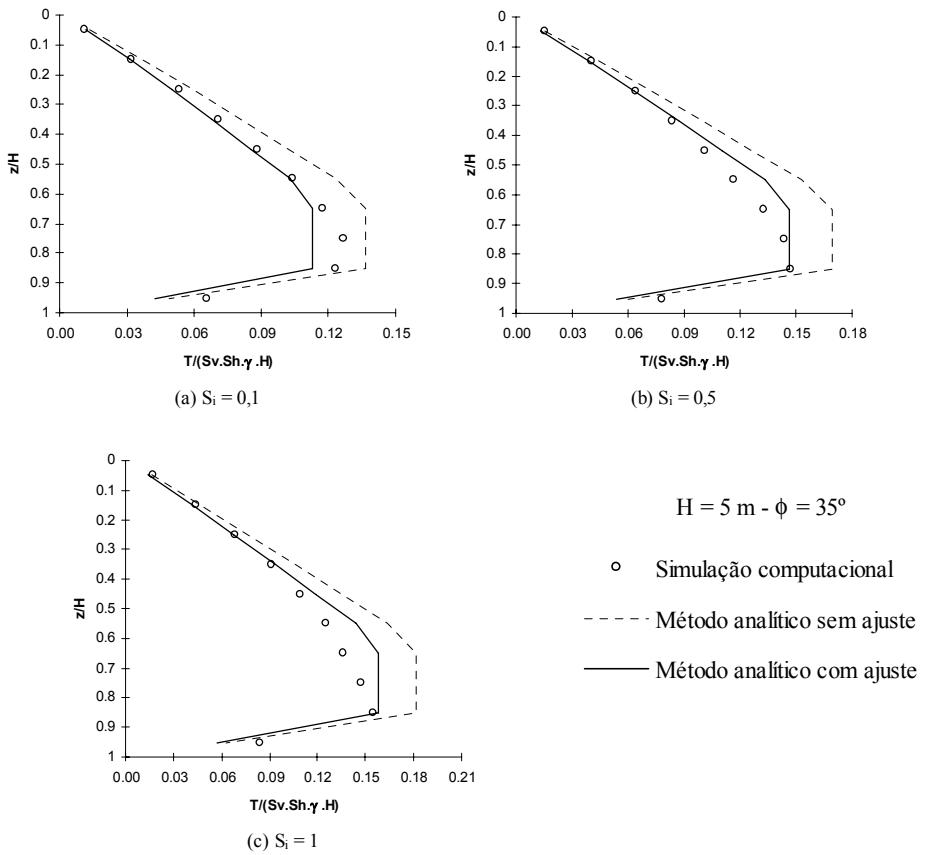


Figura 4.16: Comparação de previsões do método analítico, com e sem ajuste na tensão de cisalhamento $\tau_{xz,EC}$, com os resultados de tração máxima nos reforços de simulações computacionais de DANTAS (1998) para talude de 60° , $H = 5 \text{ m}$ e $\phi = 35^\circ$ para: (a) $S_i = 0,1$; (b) $S_i = 0,5$; e (c) $S_i = 1$.

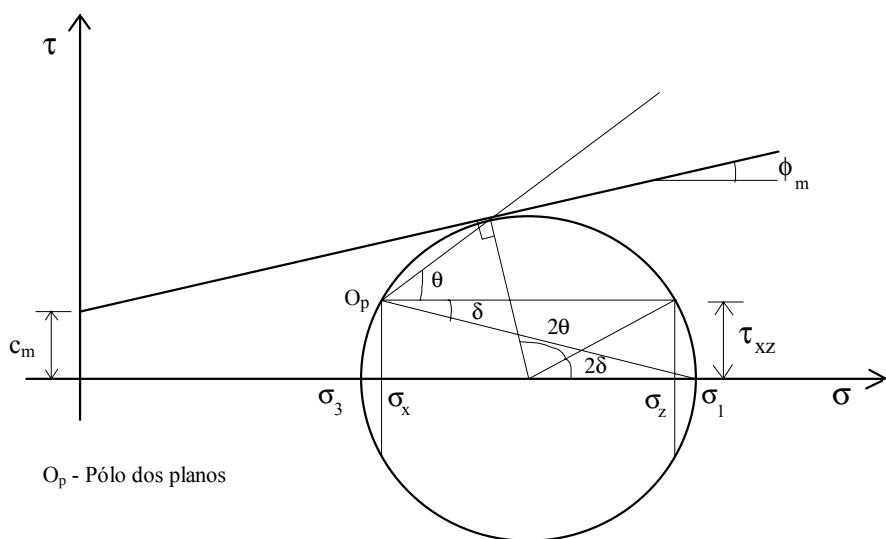


Figura 4.17: Círculo de Mohr de um elemento de solo próximo ao ponto de tração máxima para condições de trabalho.

onde: δ_c = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no carregamento, resultante de $\theta = \frac{\omega + \phi_m}{2}$ (θ = ângulo da superfície potencial de ruptura, adotado, por simplificação, idêntico ao correspondente à condição ativa de Rankine); ϕ_m = ângulo de atrito mobilizado no solo; e δ_d = ângulo que os planos principais fazem com a horizontal ou vertical no descarregamento, considerado de forma a melhor representar os resultados das análises numéricas (DANTAS, 1998).

Desse modo, uma expressão para a tensão τ_{xz} pode ser deduzida como:

$$\tau_{xz} = \frac{\sigma_z}{\gamma} \cdot (1 - K) \cdot \tan(2\delta) \quad \dots \quad (4.10)$$

Substituindo a equação 4.10 na equação 4.8, tem-se:

$$E_r \cdot A_r \cdot \varepsilon_{xr} - K \cdot \sigma_v \cdot S_v \cdot S_h + f \cdot \sigma_z \cdot \frac{(1-K)}{2} \cdot \frac{\tan(2\delta)}{\tan(\omega)} \cdot S_v \cdot S_h = 0 \quad \dots \quad (4.11)$$

A equação 4.11 apresenta duas incógnitas: a deformação específica do reforço, ε_{xr} , e o coeficiente de empuxo lateral, K . Todos os demais parâmetros são assumidos como conhecidos, inclusive a tensão vertical no ponto de máxima tração no reforço, σ_z .

Admitindo aderência perfeita solo-reforço no ponto de máxima tração do reforço, a deformação específica no reforço, ε_{xr} , pode ser considerada igual à deformação específica horizontal no solo, ε_{xs} . Com isso, a solução da equação está vinculada à determinação de uma expressão analítica para a deformação específica ε_{xs} como função da história de tensões no solo no ponto de máxima tração no reforço.

4.5.2 Determinação da deformação específica horizontal no solo

A dedução de uma expressão analítica para a deformação específica ε_{xs} envolve a definição da história de tensões a que um elemento de solo é submetido, desde o seu lançamento até o término da construção da estrutura. Nesse processo, a compactação do solo pode exercer papel significativo, alterando o estado de tensões na massa (figura 2.15). As operações de compactação representam ciclos de carga e descarga no solo. Em

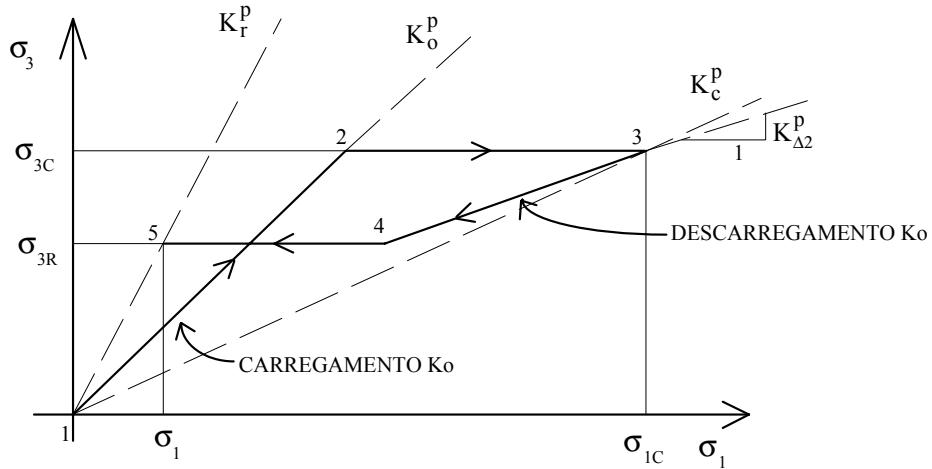


Figura 4.18: Trajetória de tensões a que se sujeita um elemento de solo no ponto de tração máxima.

uma estrutura não compactada, admite-se que somente carregamento monotônico é aplicado ao solo.

A história de tensões no ponto de máxima solicitação no reforço adotada por DANTAS e EHRLICH (2000a) é apresentada na figura 4.18. Nessa figura, os termos K^p representam relações entre as tensões principais menor e maior para diferentes situações, isto é, $K^p = \sigma_3 / \sigma_1$. Se as tensões principais forem vertical e horizontal, os termos K^p representam coeficientes de empuxo lateral. Esses autores utilizam uma idealização simplificada da trajetória de tensões real, introduzida por EHRLICH e MITCHELL (1994) (figura 2.17), de que os vários eventos de carregamento, descarregamento e recarregamento a que um elemento de solo é submetido podem ser representados por um único ciclo de carga e descarga, em que as tensões geostáticas são calculadas considerando a geometria final da estrutura.

A trajetória da figura 4.18 é apresentada em termos de tensões principais pelas seguintes razões:

- (a) Para taludes inclinados, há rotação das tensões principais em relação aos planos horizontal e vertical (figura 4.17); e
- (b) Na formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980), o módulo de deformação do solo é função da tensão principal menor, σ_3 , e não da tensão horizontal, σ_x .

Na figura 4.18, considera-se que o solo é submetido a um carregamento (segmentos 1-2-3) até a maior tensão vertical de sua história (σ_{zc}) – σ_{1c} em termos de tensão

principal maior (rotação δ_c) - e a um único posterior descarregamento (segmentos 3-4-5) até a tensão vertical geostática (σ_z) para a situação de fim de construção - σ_1 em termos de tensão principal maior (rotação δ_d). Tanto o carregamento como o descarregamento foram modelados em duas etapas, por conveniência analítica: uma em que não ocorrem deformações laterais (segmentos 1-2 e 3-4) e outra em que o solo se deforma lateralmente (segmentos 2-3 e 4-5). As deformações horizontais ocorrem sob tensão principal menor constante, o que simplifica as manipulações algébricas do método.

Se a estrutura não for compactada ou para as profundidades em que a maior tensão vertical aplicada no solo σ_{zc} for a tensão geostática σ_z ($\sigma_{zc} = \sigma_z$), o ponto 3 representa o estado de tensões de equilíbrio final. No caso de estruturas em que o solo é compactado, para as profundidades em que prevalece o efeito da compactação, isto é, $\sigma_{zc} > \sigma_z$, introduz-se na trajetória da figura 4.18 o descarregamento do ponto 3 ao ponto 5, ou seja, de σ_{zc} até σ_z , ou, em termos de tensões principais, de σ_{1c} até σ_1 , que representa o estado de tensões de equilíbrio final. Para essa situação, ponto 5, aplica-se a condição limite de que o coeficiente $K_r^p = \sigma_{3r} / \sigma_1$ é no máximo igual ao coeficiente de empuxo passivo.

A maior tensão vertical da história do solo, σ_{zc} , na profundidade em análise é determinada com base na comparação entre a tensão vertical de pico equivalente induzida pela compactação, $\sigma_{zc,i}$, e a tensão vertical geostática para a geometria final da estrutura, σ_z . Assim, se:

$$\begin{cases} \sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_{zc,i} \\ \sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{zc} = \sigma_z \end{cases} \dots \quad (4.12)$$

A figura 4.19 ilustra esquematicamente a forma de aplicação das equações 4.12.

A metodologia apresentada acima para incluir o efeito das tensões induzidas pela compactação sobre as deformações do sistema solo-reforço foi uma importante contribuição do trabalho de EHRLICH e MITCHELL (1994), pois: (a) simplificou sobremaneira as manipulações algébricas envolvidas; (b) permitiu desenvolver um procedimento sistemático e simples para o entendimento da forma de atuação das tensões induzidas pela compactação sobre um maciço reforçado; e (c) possibilitou, juntamente com as expressões apresentadas a seguir para a tensão $\sigma_{zc,i}$, inserir o efeito

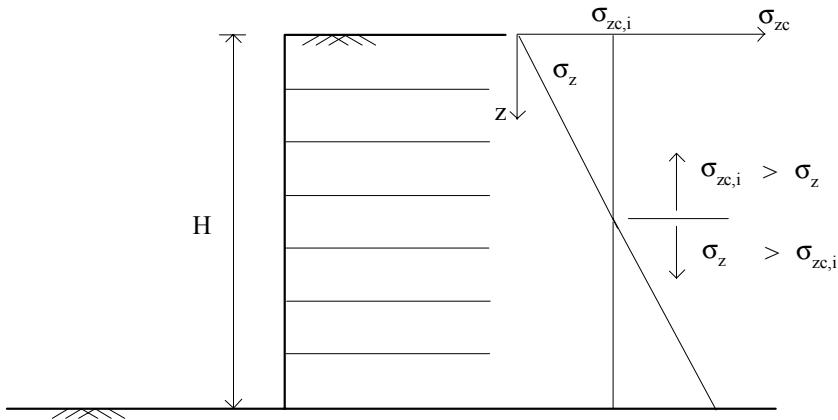


Figura 4.19: Ilustração esquemática para a determinação de maior tensão vertical da história do solo, σ_{zc} .

da compactação explicitamente na formulação analítica, sem haver a necessidade de processos iterativos trabalhosos e complexos, tais como os de SEED e DUNCAN (1986) e ADIB (1988), para a convergência do método, mesmo utilizando um modelo não linear para a relação constitutiva do solo.

As expressões propostas por EHRLICH e MITCHELL (1994) para a tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$, variam com o tipo de equipamento utilizado. Para rolos compactadores, a tensão $\sigma_{zc,i}$ é calculada indiretamente a partir da tensão horizontal de pico induzida pela compactação, $\sigma_{xp,i}$:

$$\begin{cases} \sigma_{zc,i} = \frac{\sigma_{xp,i}}{K_o} \\ \sigma_{xp,i} = v_o \cdot (1 + K_a) \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Q \cdot \frac{N_\gamma}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \end{cases} \quad \dots \dots \dots \quad (4.13)$$

$$\text{com } K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \text{ e } N_\gamma = \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \left[\tan^4 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) - 1 \right]$$

onde: γ = peso específico do solo; v_o = coeficiente de Poisson no carregamento ($= K_o / 1 + K_o$); Q e L = força vertical máxima de operação e comprimento do rolo, respectivamente; e N_γ = fator de capacidade de carga, calculado pela teoria das cunhas de Rankine.

Para placas vibratórias, a tensão $\sigma_{zc,i}$ é calculada diretamente. Admitindo-se como Q a força vertical máxima de impacto e a área da base como A, tem-se:

A relação constitutiva adotada para o solo foi a formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980). A figura 4.20a apresenta uma curva típica tensão versus deformação envolvendo etapas de carregamento, descarregamento e recarregamento. A curva ABD representa o carregamento primário e tem expressão hiperbólica com assíntota em $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$. O descarregamento (segmento BC) e o recarregamento (segmento CB) são representados por uma mesma reta com inclinação constante. Após o recarregamento até o ponto B, para novos acréscimos de tensão, a curva volta a representar carregamento primário, com a mesma expressão hiperbólica da curva AB.

Uma característica peculiar dessa formulação é a forma relativamente simples com que modela o comportamento inelástico do solo. Na figura 4.20a, o segmento AC representa a deformação permanente retida no solo para o descarregamento do ponto B ao ponto C. O segmento B'C representa a parcela recuperável ou elástica da deformação total dada pelo segmento AB'. Durante o recarregamento, toda deformação é de natureza elástica até o ponto B ser atingido, a partir do qual novos incrementos de tensão aplicam deformações permanente e recuperável no solo.

Portanto, conforme mecanismo apresentado na figura 4.14 (seção 4.4.4), a formulação de DUNCAN et al. (1980) pode ser utilizada para simular o comportamento do solo devido às operações de compactação. A retirada do equipamento de compactação representa um descarregamento, e a relação tensão versus deformação no solo, sob tal condição, é dada, esquematicamente, pelo segmento BC da figura 4.20a. Nessa situação, o equilíbrio do sistema solo-reforço ocorre em um ponto localizado sobre o segmento BC. Admitindo que a compactação de camadas superiores não altera significativamente o estado de tensões que representa o início de carregamento primário (ponto B) nas camadas existentes, o lançamento e compactação de novas camadas de solo sobre um elemento previamente compactado constitui um recarregamento enquanto o ponto B não for atingido. Uma vez atingido o ponto B, o efeito da compactação prévia é apagado e todo acréscimo de tensão representa um carregamento primário.

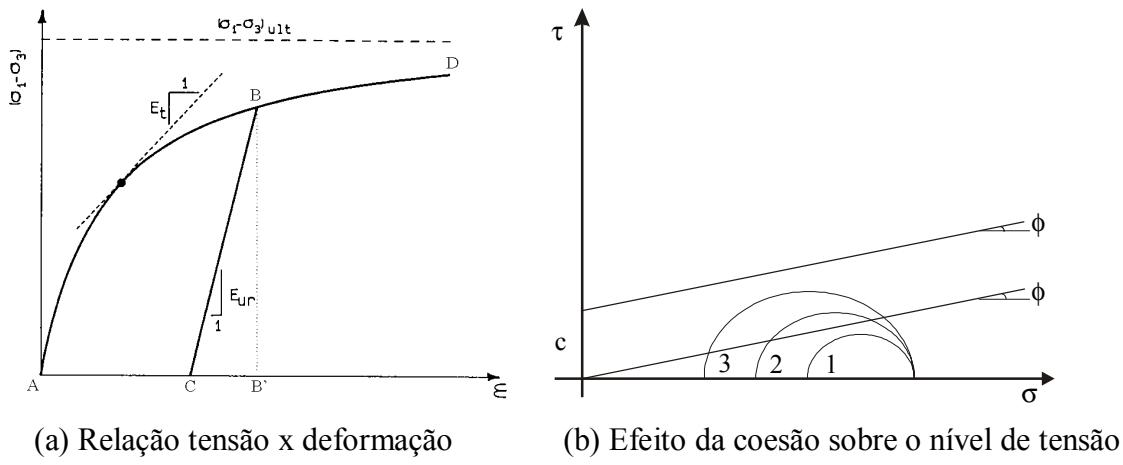


Figura 4.20: Formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980): (a) Relação tensão versus deformação; (b) Efeito da coesão sobre o nível de tensão (variável SL).

Na figura 4.20a, o parâmetro E_t é o módulo de deformação tangente à curva de carregamento primário, cuja expressão é apresentada abaixo:

$$E_t = (1 - R_f \cdot SL)^2 \cdot \kappa \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \dots \dots \dots \quad (4.15)$$

onde R_f , κ e n são constantes do modelo; P_a é a pressão atmosférica ($= 101,325$ kPa) e $SL = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}$ é a variável nível de tensão (“stress level”) que relaciona a tensão desviadora atuante ($\sigma_1 - \sigma_3$) com a tensão desviadora que causaria ruptura ($\sigma_1 - \sigma_3)_f$ para a tensão de confinamento σ_3 aplicada, determinada com base no critério de Mohr-Coulomb.

A variável nível de tensão, SL , exerce importante influência sobre o módulo tangente. Considerando a tensão σ_3 constante, quanto maior o valor de SL , mais próximo da ruptura é o estado de tensão atuante. Ou seja, $(\sigma_1 - \sigma_3)$ aproxima-se de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ na figura 4.20a e, portanto, o módulo tangente assume valores cada vez menores. Por outro lado, valores mais baixos de SL significam valores mais elevados do módulo tangente E_t .

A figura 4.20b apresenta o efeito da coesão sobre o comportamento tensão versus deformação do solo. Nessa figura, visualizam-se envoltórias de resistência idênticas, exceto pela presença ou não de coesão no solo. Então, para o estado de tensão dado pelo

Círculo de Mohr 1, a variável SL é maior para o solo com coesão nula, resultando em valor inferior para módulo tangente nesse solo em comparação com aquele em que a coesão é diferente de zero e, consequentemente, deformações maiores para um mesmo acréscimo de tensão. Nota-se, também, que, mantendo-se a tensão σ_1 constante, é possível mobilizar no solo com coesão não nula tensões σ_3 inferiores e tensões de cisalhamento maiores àquela que causaria a ruptura do solo com coesão nula, como mostram os Círculos 2 e 3. Assim, pode-se concluir que em maciços reforçados em que for utilizado solo coesivo, pode haver uma significativa redução nas solicitações e deformações da estrutura proporcionada pela coesão do solo. Os resultados de simulações computacionais de ADIB (1988) e estudos analíticos de JONES (1990), figura 4.8, apóiam essa conclusão.

Na figura 4.20a, o parâmetro E_{ur} é o módulo de deformação para eventos de descarregamento e/ou recarregamento, cuja expressão é apresentada abaixo:

$$E_{ur} = \kappa_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad \dots \dots \dots \quad (4.16)$$

onde κ_{ur} é uma constante do modelo.

Segundo DUNCAN et al.(1980), o valor de κ_{ur} é sempre superior ao de κ , o que significa que o módulo de descarregamento é sempre maior do que o módulo tangente na origem ou inicial. DUNCAN et al. sugerem que a relação κ_{ur} / κ apresenta variação típica entre 1,2 para solos rígidos a 3 para solos mais deformáveis.

Com o modelo apresentado para a relação constitutiva do solo e a trajetória de tensões da figura 4.18, DANTAS e EHRLICH (2000a) calcularam as deformações específicas no solo ϵ_{xs} como (para dedução detalhada, consultar DANTAS 1998):

$$\varepsilon_{xs_{(1-3)}} = \frac{(1 - v_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{lc} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{\kappa \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{P_a}\right)^n \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{lc}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (\sin^2 \delta_c - K_o \cdot \cos^2 \delta_c) \quad ... \quad (4.17)$$

$$\epsilon_{xs_{(3-5)}} = \frac{1 - v_{un}^2}{\kappa_{ur} \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{P_a}\right)^n} \cdot \left(\sigma_{lc} - \sigma_l - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot \left(K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d \right) \quad \dots \dots (4.18)$$

com:

$$K_o^p = \frac{1+K_o - \frac{(1-K_o)}{\cos 2\delta_c}}{1+K_o + \frac{(1-K_o)}{\cos 2\delta_c}} ; \quad K_{\Delta 2}^p = \frac{1+K_{\Delta 2} - \frac{(1-K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}}{1+K_{\Delta 2} + \frac{(1-K_{\Delta 2})}{\cos 2\delta_d}} ; \quad v_o = \frac{K_o}{1+K_o}$$

$$K_{aa} = \frac{K_a}{\frac{(1-K_a) \cdot \left(1 + \frac{c}{\sigma_{3c} \cdot \tan \phi}\right)}{R_f} + K_a} ; \quad v_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1+K_{\Delta 2}} ; \quad K_{\Delta 2} = K_o \cdot \frac{OCR - OCR^\alpha}{OCR - 1}$$

onde: c, ϕ = coesão e ângulo de atrito do solo;

v_o = coeficiente de Poisson durante o carregamento;

v_{un} = coeficiente de Poisson durante o descarregamento ou recarregamento;

K_{aa} = coeficiente equivalente ao empuxo ativo de Rankine;

$K_o = 1 - \sin \phi$ - coeficiente de empuxo no repouso;

$K_a = \tan^2 (45 - \phi / 2)$ - coeficiente de empuxo ativo de Rankine;

$K_{\Delta 2}$ = coeficiente de decréscimo do empuxo lateral para o descarregamento sob condições K_o ;

α = parâmetro adimensional de DUNCAN e SEED (1986) para o descarregamento ($\alpha = 0,7 \cdot \sin \phi$, proposto por EHRLICH e MITCHELL 1994);

$OCR = \text{razão de sobreadensamento} = \frac{\sigma_{zc}}{\sigma_{ze}}$, considerada constante;

σ_{zc} = máxima tensão vertical atuante durante todo o processo construtivo, incluindo as tensões induzidas pela compactação;

σ_{ze} = tensão vertical atuante no reforço devido apenas a uma camada da estrutura;

$\kappa, \kappa_{ur}, R_f, n$ = constantes da formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980);

δ_c, δ_d = ângulo de rotação das tensões principais em relação à vertical ou horizontal no carregamento e no descarregamento, respectivamente (equações 4.9);

P_a = pressão atmosférica (= 101,325 kPa);

$\sigma_{1c}, \sigma_{3c}, \sigma_1, \sigma_{3c}$ = tensões principais, conforme indicado na figura 4.18.

4.5.3 Determinação da tração máxima no reforço

A tração máxima é obtida a partir do cálculo dos coeficientes de empuxo lateral no carregamento, incluindo os esforços de compactação durante o processo construtivo (K_c), e no descarregamento para a condição final ao término da construção (K_r). A substituição das equações 4.17 e 4.18 na equação 4.11 conduz às equações abaixo indicadas.

Se a estrutura não for compactada ou para as profundidades em que a maior tensão vertical aplicada no solo σ_{zc} for a tensão geostática σ_z ($\sigma_{zc} = \sigma_z$), o coeficiente K_c é calculado por tentativas utilizando a seguinte expressão (para dedução detalhada, consultar DANTAS 1998):

$$\frac{(1 - v_o^2) \cdot (1 - K_{aa})^2 \cdot (K_o^p \cdot \sigma_{lc} - \sigma_{3c}) \cdot \sigma_{3c}}{K_c \cdot \sigma_{zc} \cdot (\sigma_{3c} - K_{aa} \cdot \sigma_{lc}) \cdot (K_o^p - K_{aa})} \cdot (K_o \cdot \cos^2 \delta_c - \sin^2 \delta_c) - \\ - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3c}}{P_a} \right)^n \cdot \left[1 - f \cdot \frac{1 - K_c}{2 \cdot K_c} \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \right] = 0 \quad \dots \dots \dots \quad (4.19)$$

onde: $S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot P_a}$, é o índice de rigidez relativa reforço-solo;

$$\sigma_{3c} = \frac{\sigma_{zc}}{2} \left[(1 + K_c) - \left(\frac{1 - K_c}{\cos 2\delta_c} \right) \right].$$

A tensão σ_{lc} é calculada de acordo com o procedimento a seguir:

$$\text{se } \sigma_z < \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{lc} = \frac{\sigma_{zc,i}}{2} \left[(1 + K_o) + \left(\frac{1 - K_o}{\cos 2\delta_c} \right) \right]$$

$$\text{ou caso } \sigma_z > \sigma_{zc,i} \Rightarrow \sigma_{lc} = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_c) + \left(\frac{1 - K_c}{\cos 2\delta_c} \right) \right];$$

$\sigma_{zc,i}$ é dada pelas equações 4.13 ou 4.14.

Caso a coesão não seja nula, a solução da equação 4.19 envolve um procedimento iterativo, pois, neste caso, K_{aa} também é função de K_c .

Uma vez calculado K_c , a tração máxima T pode ser calculada pela expressão:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_c \cdot \sigma_{zc} - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1 - K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} \quad \dots \quad (4.20)$$

Para as profundidades em que prevalece o efeito da compactação, isto é, $\sigma_{zc} > \sigma_z$, o coeficiente K_r é calculado por tentativas, sendo também função de K_c , σ_{1c} e σ_{3c} , utilizando a seguinte expressão (para dedução detalhada, consultar DANTAS 1998):

$$\begin{aligned} & \frac{(1-v_{un}^2)}{\kappa_{ur}} \cdot \left(\sigma_{lc} - \sigma_1 - \frac{\sigma_{3c} - \sigma_{3r}}{K_{\Delta 2}^p} \right) \cdot \left(K_{\Delta 2} \cdot \cos^2 \delta_d - \sin^2 \delta_d \right) - \\ & - \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{3r}}{P_a} \right)^n \cdot \left\{ K_c \cdot \sigma_{zc} - K_r \cdot \sigma_z - f \cdot \left[\frac{\sigma_{zc}}{2} \cdot (1-K_c) \cdot \frac{\tan 2\delta_c}{\tan \omega} - \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1-K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (4.21)$$

onde:

$|1 - K_r|$ é o módulo de $(1 - K_r)$;

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) + \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right];$$

$$\sigma_{3r} = \frac{\sigma_z}{2} \left[(1 + K_r) - \left(\frac{1 - K_r}{\cos 2\delta_d} \right) \right].$$

Uma vez calculado K_r , a tração máxima T pode ser calculada pela expressão:

$$T = S_v \cdot S_h \cdot K_r \cdot \sigma_z - S_v \cdot S_h \cdot f \cdot \frac{\sigma_z}{2} \cdot |1 - K_r| \cdot \frac{\tan 2\delta_d}{\tan \omega} \quad \dots \quad (4.22)$$

O fator de ajuste f varia com a inclinação do talude e deve ser considerado conforme apresentado na figura 4.21. A partir de $\omega = 70^\circ$, o fator f torna-se constante e igual a 2,00.

DANTAS e EHRLICH (2000a) apresentaram um procedimento analítico, fundamentado nas simulações computacionais de DANTAS (1998), para a determinação da tensão vertical geostática e do lugar geométrico dos pontos de máxima tração em um maciço reforçado com talude inclinado. A figura 4.22 apresenta esse

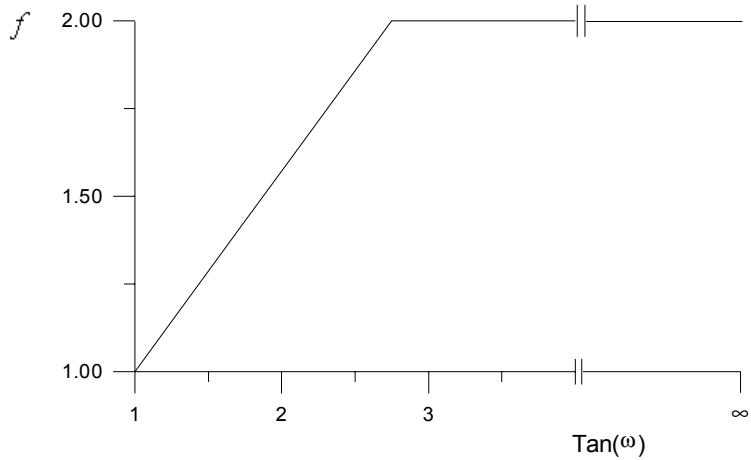


Figura 4.21: Fator de ajuste da resultante horizontal atuante nos planos médios entre reforços.

procedimento. A tensão vertical σ_z num ponto qualquer desta curva, por exemplo o ponto E, é igual a:

O ponto B pode ser determinado pelos comprimentos x e h, função da geometria do talude:

$$45^\circ \leq \omega \leq 65^\circ \quad \Rightarrow \quad x = \frac{0,75 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{3}$$

$$65^\circ < \omega < 90^\circ \quad \Rightarrow \quad x = \frac{0,8 \cdot H}{\tan \omega} \quad \text{e} \quad h = \frac{x}{2} \quad \dots \quad (4.24)$$

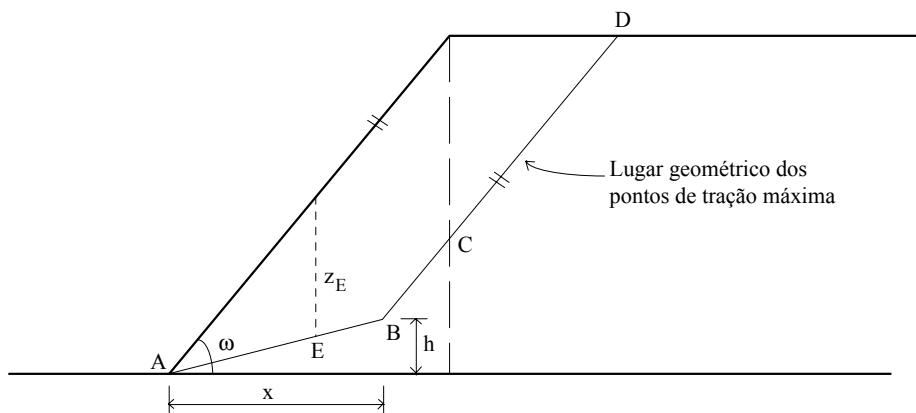


Figura 4.22: Lugar geométrico dos pontos de tração máxima (DANTAS e EHRLICH 2000a).

Observa-se que o procedimento proposto por DANTAS e EHRLICH (2000a) é similar ao mostrado na figura 4.5, sugerido por ZORNBERG et al. (1998a), conforme discutido em DANTAS e EHRLICH (2000b). SEGRESTIN (1993), fundamentado em estudos computacionais e experimentais com modelos reduzidos, apresenta curva semelhante para determinar a posição dos pontos de máxima tração, sob condições de trabalho, para estruturas inclinadas reforçadas com elementos metálicos (figura 4.23). Comum às propostas de SEGRESTIN e de DANTAS e EHRLICH é o fato de a posição dos pontos de máxima tração, sob condições de trabalho, ser função exclusivamente da geometria do talude e independente do ângulo de atrito do solo. A proposta de SEGRESTIN pode ser considerada uma evolução da de SCHLOSSER e BASTICK (1991).

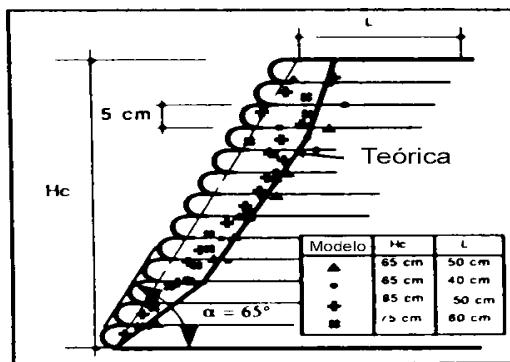


Figura 4.23: Comparação entre resultados experimentais de modelos reduzidos e a curva proposta por SEGRESTIN (1993) para a posição dos pontos de máxima tração, sob condições de trabalho, em taludes inclinados reforçados com fitas metálicas (sistema Terra Armada).

Para o caso de taludes verticais ($\omega = 90^\circ$), EHRLICH e MITCHELL (1994) sugerem o uso da expressão de Meyerhof para o cálculo da tensão vertical, que leva em conta o empuxo lateral contra a estrutura:

$$\sigma_z = \gamma \cdot \frac{z}{\left[1 - \left(\frac{K_a}{3} \right) \cdot \left(\frac{z}{L_r} \right)^2 \right]} \quad \dots \dots \dots \quad (4.25)$$

onde z é a profundidade a partir do topo do maciço; K_a é o coeficiente de empuxo ativo de Rankine; L_r é o comprimento do reforço.

Com base na comparação de resultados com as simulações computacionais de DANTAS (1998), DANTAS e EHRLICH (2000a) recomendaram a utilização do método analítico somente quando se tenha:

Para os casos que não se encaixam nesta condição, o método analítico pode ser aplicado utilizando um ângulo de atrito reduzido para:

$$\phi = \omega - 10^0 \quad \dots \dots \dots \quad (4.27)$$

4.5.4 Ábacos para o cálculo da tração máxima no reforço

A formulação apresentada para o cálculo da máxima solicitação nos reforços envolve um grande número de parâmetros, mas possui solução única uma vez estabelecidas as condições de contorno do problema. A fim de facilitar o uso do método, foram desenvolvidos os ábacos adimensionais das figuras 4.24 a 4.27. Ressalta-se que, devido à introdução do fator de ajuste f , os ábacos para o caso de coesão nula e talude abatido (figuras 4.24 a 4.26), apresentados em DANTAS e EHRLICH (2000a), não são idênticos aos de DANTAS (1998). Os ábacos para coesão não nula, figuras 4.28 a 4.30, apresentados em DANTAS e EHRLICH (1999), foram desenvolvidos para ângulo de atrito igual a 35° .

Os ábacos foram elaborados para quatro inclinações diferentes, 1 H : 1 V (45°), 1 H : 2 V ($63,4^\circ$), 1 H : 3 V ($71,6^\circ$) e 90° , para $R_f = 0,8$ e para $\kappa_{ur} / \kappa = 1,5$, que podem ser considerados valores típicos para esses parâmetros. O parâmetro β representa a extensibilidade relativa entre solo e reforço e tem expressão dada por (EHRLICH e MITCHELL 1994):

$$\beta = \left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n \cdot \frac{1}{S_i} \quad \dots \quad (4.28)$$

TALUDE 1 (H) : 1 (V) – $\omega = 45^\circ$

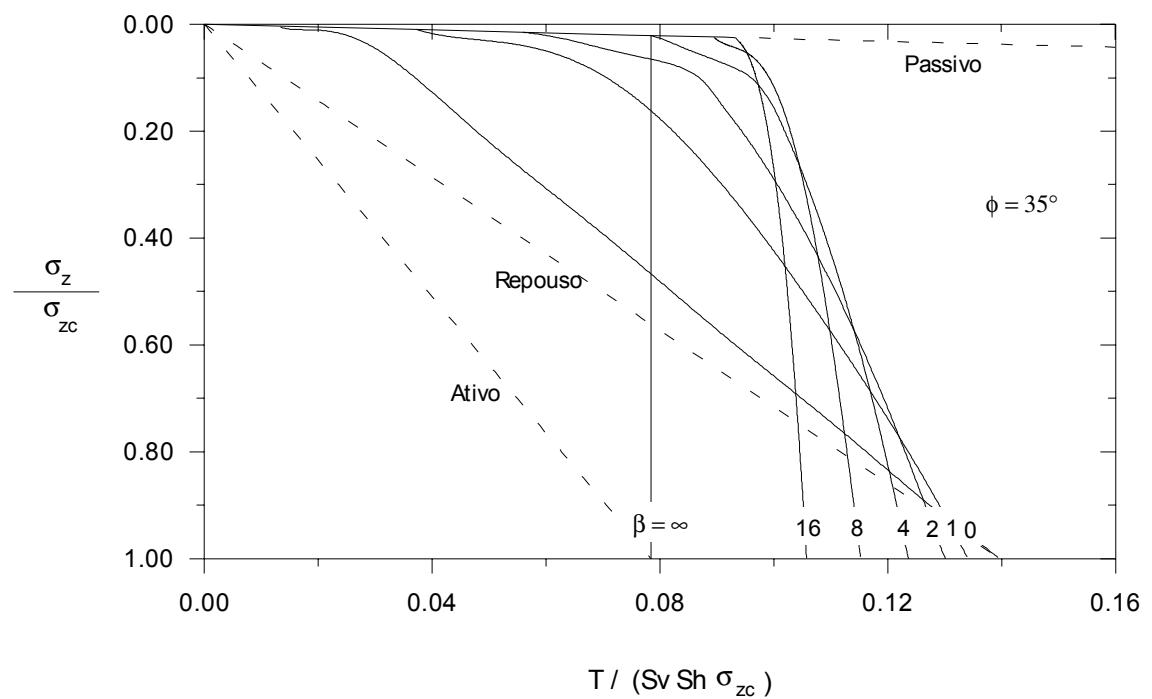
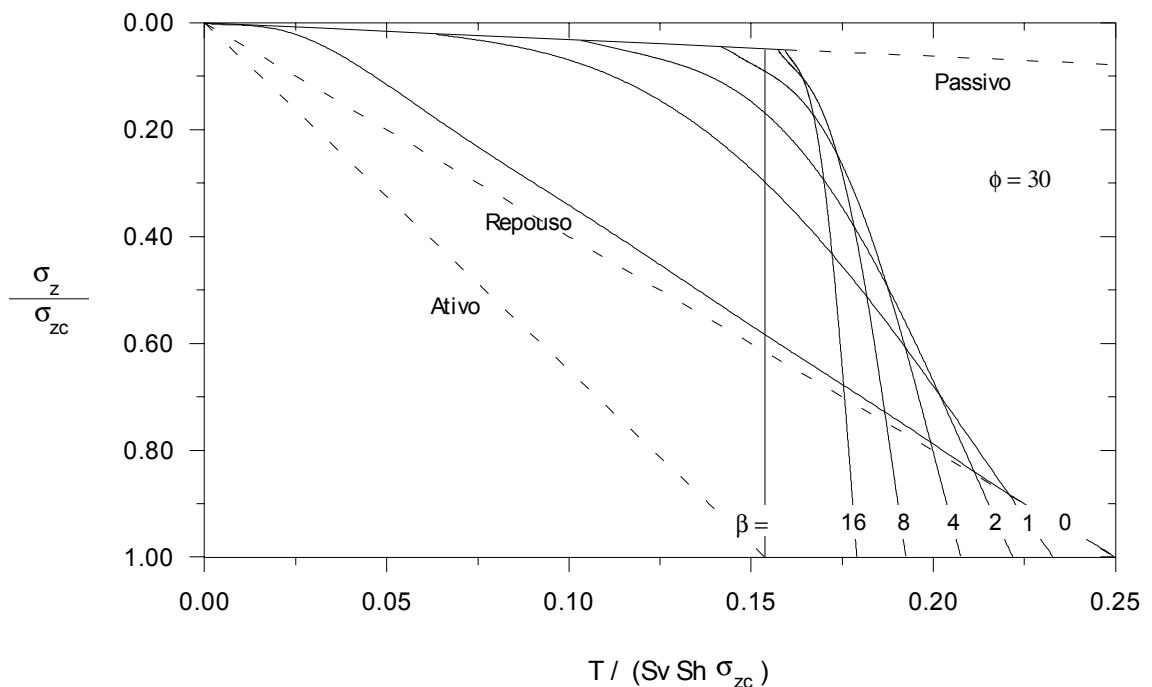


Figura 4.24: Ábacos adimensionais para taludes 1 (H) : 1 (V) (45°) e coesão nula.

TALUDE 1 (H) : 2 (V) - $\omega = 63,4^\circ$

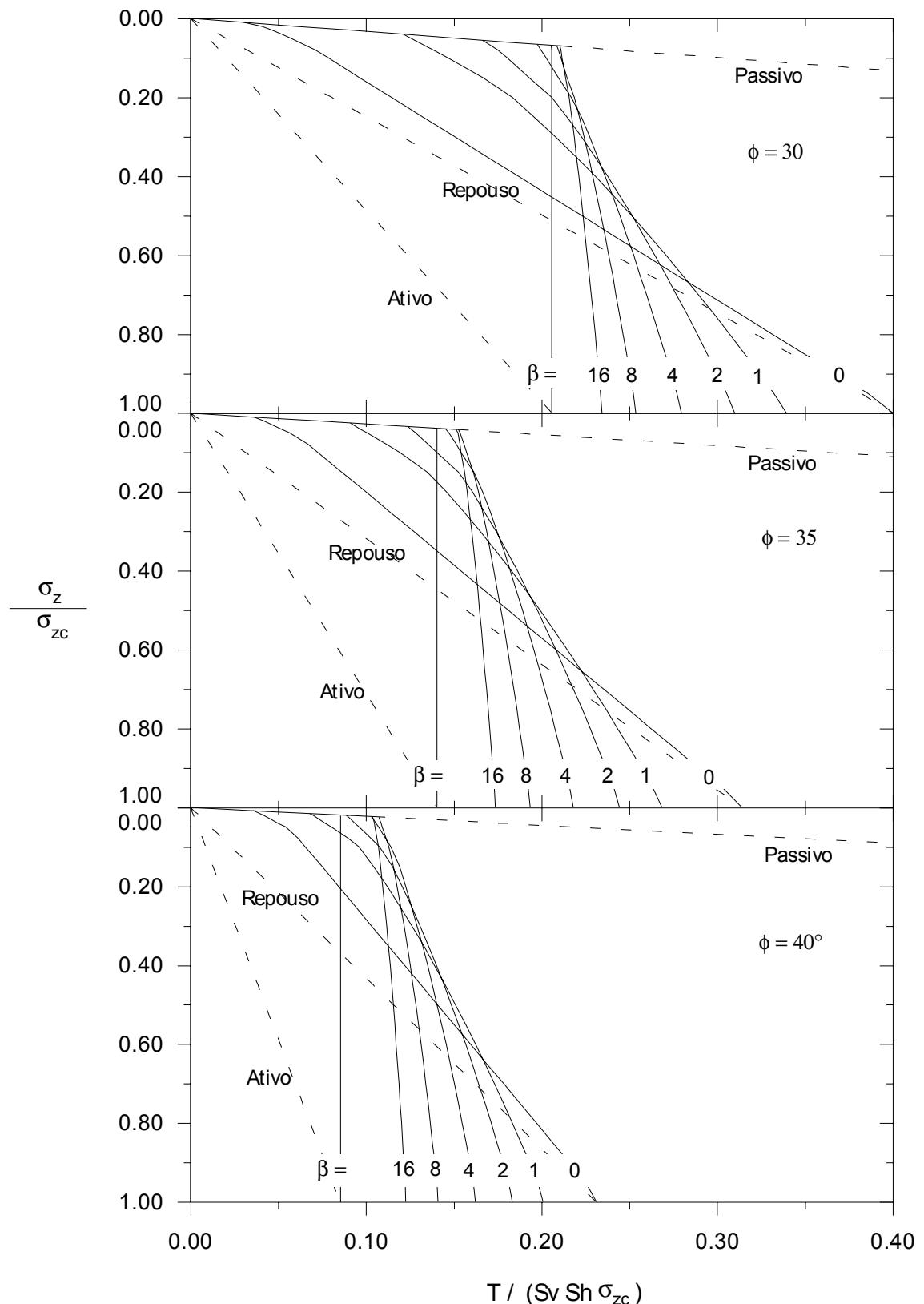


Figura 4.25: Ábacos adimensionais para taludes 1 (H) : 2 (V) ($63,4^\circ$) e coesão nula.

TALUDE 1 (H) : 3 (V) – $\omega = 71,6^\circ$

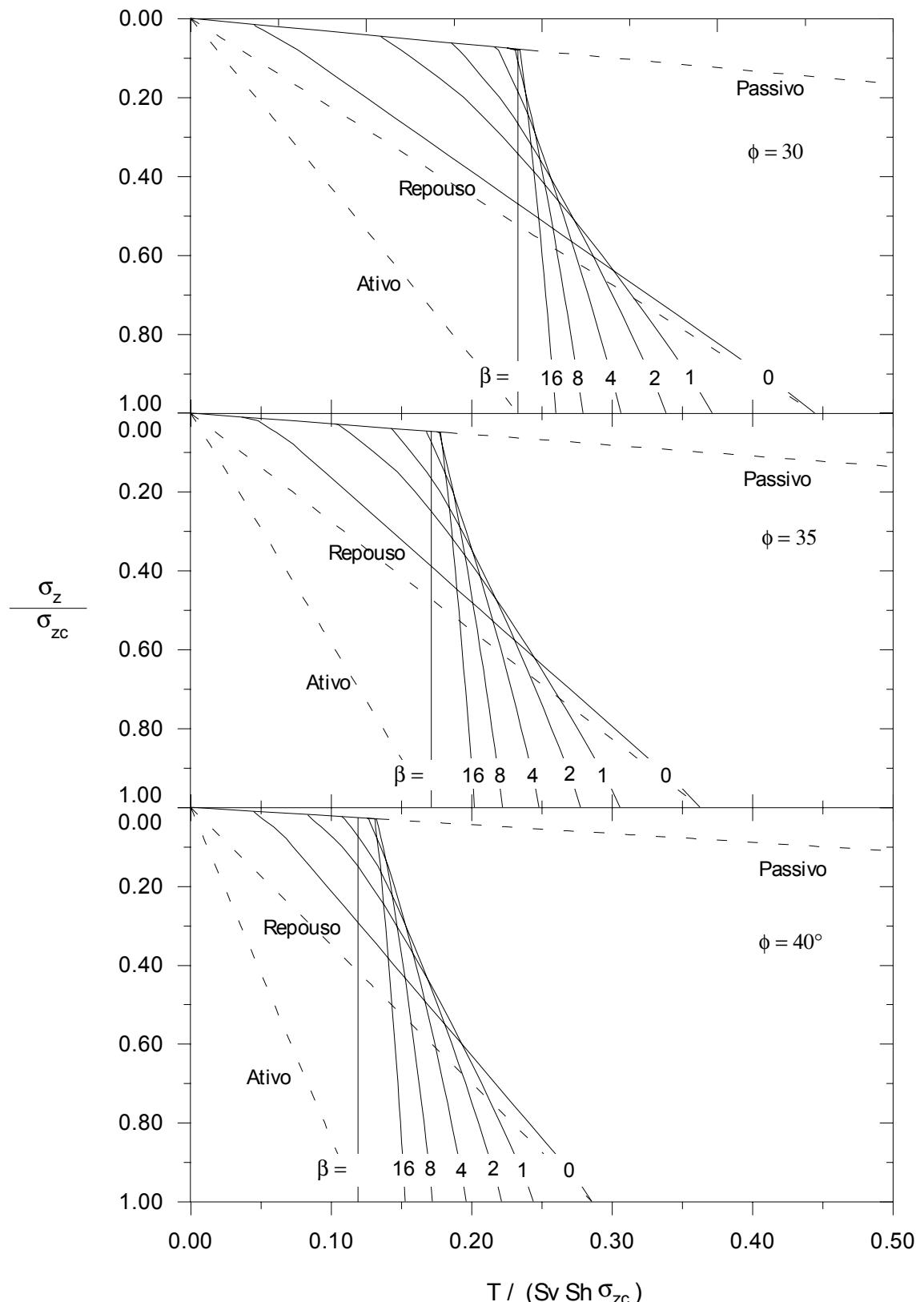


Figura 4.26: Ábacos adimensionais para taludes 1 (H) : 3 (V) ($71,6^\circ$) e coesão nula.

TALUDE DE 90°

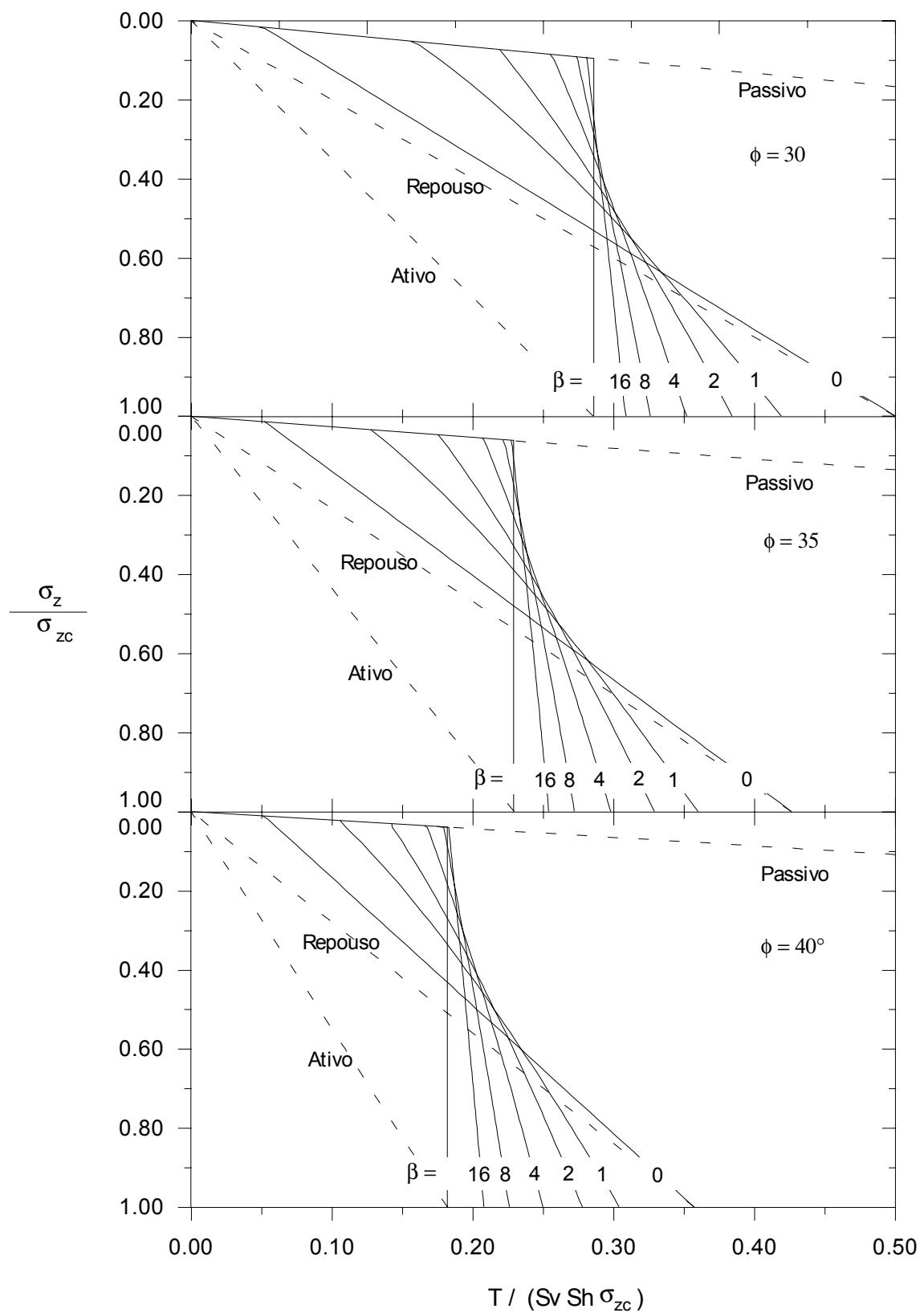


Figura 4.27: Ábacos adimensionais para taludes de 90° e coesão nula.

TALUDE 1 (H) : 2 (V) - $\omega = 63,4^\circ$

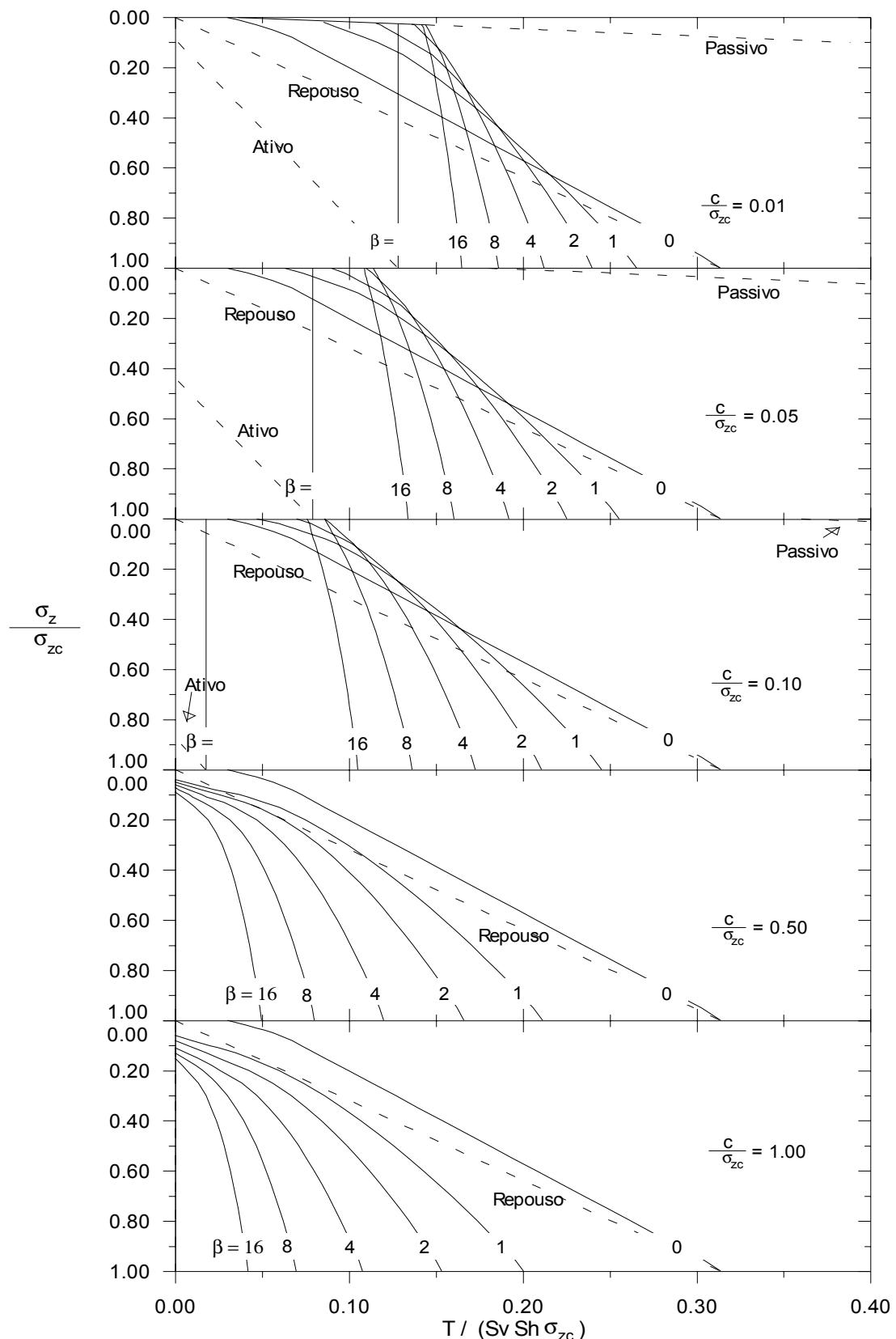


Figura 4.28: Ábacos adimensionais para talude 1(H): 2(V), com $\phi = 35^\circ$ e coesão não nula.

TALUDE 1 (H) : 3 (V) – $\omega = 71,6^\circ$

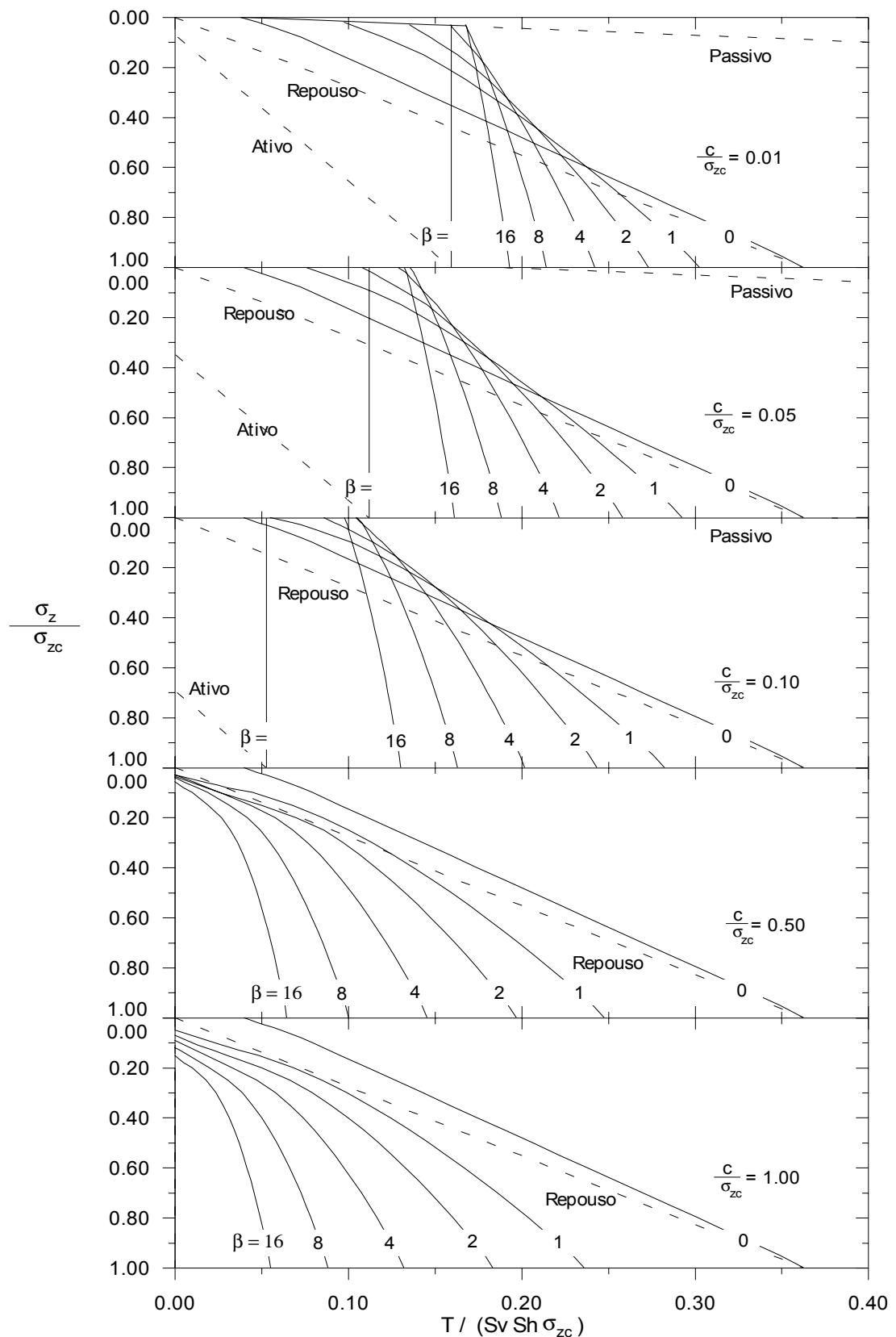


Figura 4.29: Ábacos adimensionais para talude 1(H): 3(V), com $\phi = 35^\circ$ e coesão não nula.

TALUDE DE 90°

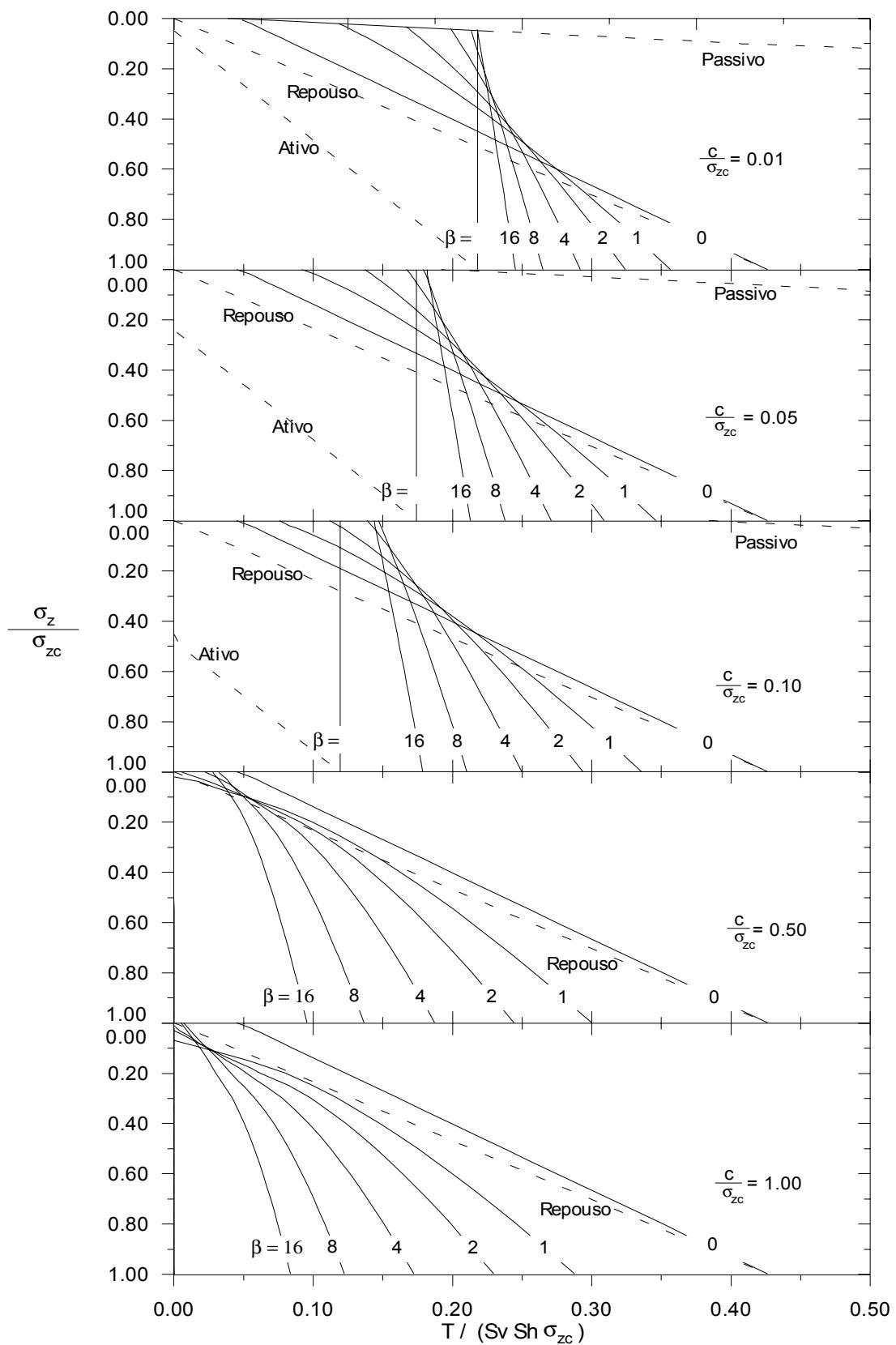


Figura 4.30: Ábacos adimensionais para talude de 90°, com $\phi = 35^\circ$ e coesão não nula.

A relação σ_z / σ_{zc} expressa o efeito da compactação. Para a situação em que não há compactação ou a partir da profundidade em que a tensão vertical induzida pela compactação $\sigma_{zc,i}$ for menor do que a tensão vertical geostática no ponto σ_z , a relação σ_z / σ_{zc} é igual a 1.

É possível proceder, com base nos ábacos, uma análise comparativa do efeito da compactação sobre as solicitações em estruturas com reforços flexíveis e rígidos. Para maciços com reforços infinitamente flexíveis ($\beta = \infty$) ou com extensibilidade relativa elevada, verifica-se que as tensões no reforço ficam praticamente inalteradas, independentemente da relação σ_z / σ_{zc} , da geometria do talude e do tipo de solo. Por outro lado, para maciços infinitamente rígidos ($\beta = 0$) ou com extensibilidade relativa baixa, nota-se uma significativa variação das solicitações com a relação σ_z / σ_{zc} . Portanto, pode-se concluir que o método proposto é capaz de representar o mecanismo idealizado para a atuação dos esforços induzidos pela compactação sobre maciços reforçados, como mostrado na figura 4.14, seção 4.4.4. Em outras palavras, para reforços de baixa rigidez axial, tal como alguns geossintéticos, e até a profundidade em que predomina o efeito da compactação ($\sigma_z / \sigma_{zc} < 1$), há uma tendência de que boa parte das tensões (e/ou deformações) induzidas pela compactação fiquem retidas após a conclusão da estrutura. Para o caso de reforços de alto módulo de rigidez axial, esse efeito é menos pronunciado, caracterizando-se pela retenção de frações cada vez menores das tensões (e/ou deformações) induzidas pela compactação à medida que a relação σ_z / σ_{zc} tende a zero.

Os ábacos desenvolvidos podem ser utilizados para analisar o efeito de uma estimativa errônea para a rigidez do reforço sobre as máximas tensões solicitantes. Nota-se que, em geral, para o caso de reforços de elevada extensibilidade (β próximo de infinito), uma estimativa que represente 50% ou menos da rigidez real confinada do reforço ou do módulo de deformação do solo (levando em conta a relativamente estreita faixa de variação das solicitações quando β varia de 16 a ∞), não deverá causar erros percentuais importantes na máxima solicitação. No entanto, para reforços de baixa extensibilidade (β próximo de zero), estimativas errôneas desse parâmetro podem representar variações significativas sobre as solicitações nos reforços.

Os ábacos para coesão não nula, figuras 4.28 a 4.30, evidenciam a influência desse parâmetro sobre as solicitações dos reforços. Nota-se que pode haver expressiva redução na tração mobilizada para valores crescentes da relação c / σ_{zc} . É possível

observar, também, a comprovação do mecanismo proposto na figura 4.7c, ou seja, de que quanto mais extensível for o reforço, maior é a contribuição relativa para a estabilidade do maciço proporcionada por um acréscimo da coesão do solo.

Do ponto de vista da análise dimensional, os ábacos representam o efeito de todos números Π associados ao método analítico, que são apresentados abaixo:

$$\frac{T}{S_v \cdot S_h \cdot \sigma_{zc}} ; \frac{\sigma_z}{\sigma_{zc}} ; \frac{1}{S_i} \cdot \left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n ; \omega ; \phi ; \delta_c ; \delta_d ; f ; \frac{c}{\sigma_{zc}} ; R_f ; \frac{\kappa_{ur}}{\kappa} \quad (4.29)$$

A relação $T / S_v \cdot S_h \cdot \sigma_{zc}$ é um número Π que pode ser obtido da manipulação algébrica dos números Π_8 e Π_7 , apresentados na equação 3.2, e do inverso dos fatores de forma (S_v / H) e (S_h / H), conforme apresentado no capítulo 3.

A relação σ_z / σ_{zc} é um fator de forma. As grandezas ω , ϕ , δ_c , δ_d , f e R_f são parâmetros originais com dimensão nula; ω , ϕ , δ_c e δ_d representam variáveis independentes; f e R_f representam constantes físicas específicas.

O parâmetro $\beta = 1 / S_i \cdot (\sigma_{zc} / P_a)^n$ representa um fator de forma, pois pode ser interpretado como equivalente a uma relação entre a rigidez do solo, J_{s-ref} , e a rigidez do reforço, J_{ref} . Nesse caso, J_{s-ref} é o produto do módulo tangente na origem ou inicial do solo, E_i , e a área de influência do reforço, $S_v \cdot S_h$. DUNCAN et al. (1980) adotaram a expressão $E_i = k \cdot P_a \cdot (\sigma_3 / P_a)^n$ para o módulo inicial. Lembrando que um número Π pode ser multiplicado por constantes adimensionais sem alterar a sua natureza e que $J_{ref} = E_r \cdot A_r$ e $\sigma_3 = \sigma_{zc} / 2 \cdot [1 + K - (1 - K) / \cos 2\delta]$, pode-se deduzir a expressão abaixo:

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{\left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n}{\frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot P_a}} = \frac{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n}{E_r \cdot A_r} \cdot \frac{\left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n}{\left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n} = \frac{\left(\frac{\sigma_{zc}}{P_a} \right)^n}{\left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n} \cdot \frac{J_{s-ref}}{J_{ref}} = \\ &= \left(\frac{2}{1 + K - \frac{(1 - K)}{\cos 2\delta}} \right)^n \cdot \frac{J_{s-ref}}{J_{ref}} \end{aligned} \quad (4.30)$$

A relação κ_{ur} / κ é um fator de forma e representa a razão entre o módulo de descarregamento e recarregamento E_{ur} , equação 4.16, e o módulo inicial E_i .

A relação c / σ_{zc} é o resultado do produto de $\Pi_3 \cdot (\Pi_7)^{-1}$, apresentados na equação 3.2.

Deve-se observar, no entanto, que as expressões são válidas desde que a relação B / H , que é um fator de forma, seja tal que assegure a estabilidade externa do maciço, conforme discutido na seção 4.4.1, figura 4.6.

A equação 4.29 apresenta um conjunto de números Π , entre eles fatores de forma e parâmetros originais de dimensão nula, independentes entre si. Esses números Π envolvem quatro das oito grandezas diretrizes cujas relações de proporção são apresentadas na equação 3.2, já que o método analítico admite face flexível, fundação competente e sobrecarga nula, eliminando, então, a influência das grandezas EI_{face} , E_{fund} , Q e q . Considerando o acima exposto, pode-se concluir que o método analítico desenvolvido apresenta resultados coerentes com a análise dimensional elaborada no capítulo 3.

4.5.5 Discussão sobre as principais hipóteses e condições de aplicação do método de DANTAS e EHRLICH (2000a)

De acordo com a modelagem apresentada, se a estabilidade externa da estrutura estiver assegurada, o efeito da inclinação do talude sobre as solicitações nos reforços está essencialmente associado: (1) ao fato de a resultante horizontal nos planos médios entre reforços ser diferente de zero, figura 4.15; e (2) à distribuição de tensão vertical geostática no ponto de máxima tração no reforço não se apresentar crescente ao longo da profundidade, figura 4.22.

Com relação à primeira hipótese, DANTAS e EHRLICH (2000a) admitiram que a justificativa para a resultante não ser nula estava relacionada com o desenvolvimento de tensões cisalhantes não desprezíveis nos planos médios entre reforços. Com isso, toda a concepção algébrica do método foi idealizada assumindo uma rotação de tensões principais δ em relação às direções vertical ou horizontal. Além disso, de forma a obter melhores resultados em comparação com as simulações de DANTAS (1998), foi introduzido um fator de ajuste f na expressão da resultante horizontal atuante nos planos em questão. Esses parâmetros podem representar influência significativa nos resultados, uma vez que alteram o estado de tensões no ponto de máxima tração no reforço e/ou o módulo da resultante horizontal nos planos médios entre reforços. A fim de não introduzir um número ainda maior de variantes ou condições de análise, esses parâmetros foram adotados como invariáveis para uma certa geometria de talude e ao longo da profundidade, muito embora seja provável que tal variação exista. Apesar das simplificações, o cotejamento de resultados numéricos e analíticos apresentou boa correspondência para as situações nas quais tem-se $\omega - \phi \geq 10^\circ$.

Com relação à segunda hipótese, na modelagem de DANTAS e EHRLICH (2000a), seria a distribuição de tensão vertical proposta a principal responsável pelo fato de as máximas solicitações nos reforços não se apresentarem crescentes com a profundidade para o caso de taludes abatidos. Cabe ressaltar que a distribuição proposta para a tensão vertical é válida somente para os pontos de tração máxima nos reforços. Essa distribuição foi estabelecida de forma que, uma vez aplicada ao método, houvesse razoável concordância entre as previsões analíticas e numéricas para os resultados de máxima solicitação nos reforços de maciços com solos não coesivos. Dadas as simplificações que são inerentes a um método que se propõe a analisar uma ampla faixa de geometrias, envolvendo diferentes tipos de solo e reforço, o valor assim determinado

não necessariamente representa a tensão vertical no ponto em questão. Portanto, não se recomenda o uso da metodologia proposta com o objetivo de obter previsões inequívocas de tensões verticais, mas sim deve ser entendida como parte de um processo para cálculo da máxima solicitação nos reforços.

Apesar de não terem sido introduzidas modificações conceituais no método de DANTAS e EHRLICH (2000a) para a sua aplicação a solos coesivos, as hipóteses acima mencionadas não haviam sido verificadas quanto à capacidade de previsão de resultados de máxima solicitação nos reforços de estruturas em que a coesão do solo não é nula. No presente trabalho, novas simulações computacionais foram conduzidas de forma a avaliar a acurácia das previsões e hipóteses do método analítico para o caso de solos com coesão não nula. Os novos estudos comparativos contemplaram não só a máxima tração nos reforços, mas também enfocaram a capacidade de previsão de tensões verticais, horizontais e de cisalhamento e do ângulo de rotação de tensões principais, tendo como objetivo principal a validação conceitual do método teórico-analítico desenvolvido.

4.6 MODELAGEM COMPUTACIONAL

DANTAS (1998) desenvolveu simulações computacionais do comportamento de estruturas de contenção de solo reforçado, que serviram como referência para a formulação de algumas hipóteses e validação do método analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a). O objetivo desses estudos foi a análise das solicitações nos reforços e posição dos pontos de máxima tração, envolvendo somente solos não coesivos. Na presente tese, as análises foram ampliadas para contemplar, também, a análise das tensões vertical, horizontal e de cisalhamento no solo, bem como do ângulo de rotação das tensões principais, e os deslocamentos do maciço, englobando solos com e sem coesão. Os estudos então conduzidos sobre os efeitos da compactação fundamentaram-se na metodologia de SEED e DUNCAN (1986). No presente trabalho, apresenta-se uma nova metodologia para a simulação computacional dos esforços induzidos pela compactação em maciços reforçados.

Nesta seção são apresentadas as estruturas modeladas e sua representação computacional, incluindo o processo construtivo e a nova modelagem da compactação, as relações constitutivas adotadas para o solo e para o reforço, as características da face e os tipos de elementos finitos utilizados para representá-los. Os resultados das análises

paramétricas realizadas e dos estudos comparativos entre as previsões dos modelos analítico e numérico são apresentados no capítulo 5.

Em todas as simulações numéricas, foi utilizado o código de elementos finitos CRISP92-SC, uma versão modificada por ITURRI (1996) do código original CRISP92 (BRITTO e GUNN, 1990). Esta versão incorpora a formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980), a modelagem da compactação conforme SEED e DUNCAN (1986) e outras implementações complementares. O CRISP92-SC utiliza a técnica incremental, através da aproximação da rigidez tangente, para representar a não-linearidade física do material. As análises foram conduzidas em termos de tensões totais, em condições drenadas e estado plano de deformações.

4.6.1 Estruturas modeladas

Foram modeladas estruturas hipotéticas de solo reforçado com inclinação de 45°, 60°, 70° e 90°, cujas características são mostradas na figura 4.31. O maciço foi compartimentado em região reforçada, região não reforçada, solo de fundação e face, tendo sido discretizado em elementos de solo, de reforço e de face. Não foram utilizados elementos de interface, seja solo-reforço, solo-face, face-fundação ou solo de aterro-solo de fundação. Admite-se que, sob condições de trabalho, os deslocamentos e o estado de tensões da massa sejam compatíveis com a hipótese de aderência perfeita entre esses elementos, como já discutido na seção 4.3.

A região reforçada consiste de elementos de solo e de 10 camadas de reforço com comprimento e espaçamento uniformes. Admite-se a rigidez axial como a propriedade que representa o comportamento de diferentes tipos de reforço. Dessa forma, reforços

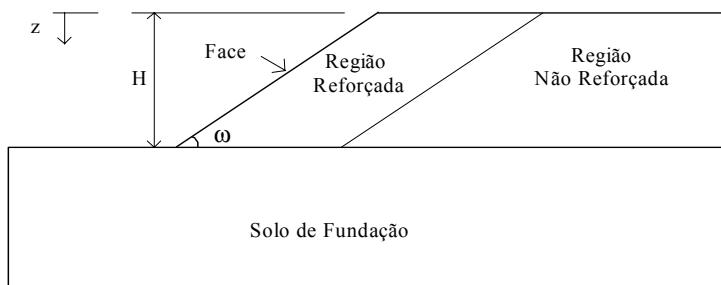


Figura 4.31: Ilustração esquemática das estruturas modeladas.

extensíveis, como alguns geossintéticos, diferenciam-se de reforços inextensíveis, como o sistema Terra Armada ou VSL, somente pelos valores de rigidez axial.

A região não reforçada consiste de elementos de solo, cujas propriedades podem ser independentes das do solo da região reforçada. O solo de fundação foi admitido como competente, ou seja, apresenta capacidade de carga e compressibilidade adequadas para suportar as estruturas simuladas. A face foi simulada como uma membrana flexível.

4.6.2 Propriedades do solo

O solo foi representado por elementos isoparamétricos quadriláteros de 8 nós, com variação linear de deformação específica e quadrática para os deslocamentos, e modelado com relação constitutiva hiperbólica segundo formulação de DUNCAN et al. (1980). A implementação computacional dessa formulação é descrita em SEED e DUNCAN (1984) e em ITURRI (1996).

Como já apresentado na seção 4.5.2, o módulo tangente à curva de carregamento primário, E_t , é dado pela equação 4.15, e o módulo de descarregamento e recarregamento, E_{ur} , pela equação 4.16. SEED e DUNCAN (1984) modificaram o modelo original para refletir resultados de ensaios de TATSUOKA e ISHIHARA (1974) e LAMBRECHTS e LEONARDS (1978), introduzindo uma nova variável denominada estado de tensões, SS, para controlar a diferenciação entre os estados de carregamento e descarregamento-recarregamento no solo:

$$SS = SL \cdot \sqrt[4]{\frac{\sigma_3}{P_a}} \quad \dots \dots \dots \quad (4.31)$$

onde SL é a variável nível de tensões, definida na equação 4.15.

Se a variável SS para o incremento atual for maior ou igual ao máximo valor já calculado para esse parâmetro, SS_{max} , então, entende-se que um estado de carregamento primário é aplicado e utiliza-se o módulo tangente E_t nesse incremento para o elemento de solo em análise. Para o caso de $SS < SS_{max}$, SEED e DUNCAN (1984) propuseram uma transição linear entre os valores de E_t e E_{ur} a fim de evitar uma súbita descontinuidade e possíveis instabilidades numéricas, conforme exposto a seguir.

Conhecendo-se o estado de tensões em que se inicia o carregamento primário, SS_{max} , calcula-se o nível de tensões crítico, SL_{crit} , a partir do qual se aplica essa condição de carregamento: $SL_{crit} = SS_{max} / \sqrt[4]{(\sigma_3 / P_a)}$. Para $SL < \frac{3}{4} \cdot SL_{crit}$, aplica-se o módulo de descarregamento e recarregamento, E_{ur} , dado pela equação 4.16. Para $\frac{3}{4} \cdot SL_{crit} < SL < SL_{crit}$, o módulo usado é uma interpolação linear entre os valores de E_{ur} , para $SL = \frac{3}{4} \cdot SL_{crit}$, e E_t , para $SL = SL_{crit}$.

As deformações volumétricas são calculadas com o módulo volumétrico, B , cuja expressão é:

$$B = \kappa_B \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^m \quad \dots \dots \dots \quad (4.32)$$

onde: κ_B e m são constantes do modelo.

Se um estado de tração for aplicado ou imposto a um elemento de solo como resultado das condições de contorno do problema, um valor extremamente baixo é atribuído ao módulo de deformação longitudinal e ao módulo volumétrico.

O coeficiente de Poisson, v , é calculado com base na expressão:

$$v = \frac{3 \cdot B - E_t}{6 \cdot B} \quad \dots \dots \dots \quad (4.33)$$

SEED e DUNCAN (1984) alteraram a formulação original de DUNCAN et al. (1980) estabelecendo um valor mínimo para o módulo volumétrico de forma a resultar sempre em $v_{min} \geq K_o / (1 + K_o)$, $K_o = 1 - \sin \phi$. Com isso, o valor mínimo do módulo volumétrico é dado pela expressão:

$$B_{min} = \frac{E_t}{3} \cdot \frac{2 - \sin \phi}{\sin \phi} \quad \dots \dots \dots \quad (4.34)$$

Para os casos que resultar em $B = B_{min}$, o coeficiente de Poisson é constante e igual a $v = v_{min}$. Segundo SEED e DUNCAN (1984), essa modificação foi introduzida a fim de corrigir a tendência de o modelo subestimar a tensão lateral nos elementos de solo para baixos níveis de tensão e tensões de confinamento. Também aplica-se ao módulo

volumétrico uma restrição com relação ao seu valor máximo, $B_{\max} = 17 \cdot E_t$ (DUNCAN et al. 1980). Essa restrição visa garantir que o coeficiente de Poisson seja no máximo igual a 0,49.

A formulação de DUNCAN et al. (1980) permite simular uma variação do ângulo de atrito com a tensão confinante. A expressão utilizada é a seguinte:

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right) \quad \dots \quad (4.35)$$

onde: ϕ_0 é o ângulo de atrito para σ_3 igual a P_a ; $\Delta\phi$ é a redução do ângulo de atrito para acréscimo de 10 vezes na tensão de confinamento.

O modelo de DUNCAN et al. (1980) utiliza, no total, nove parâmetros ou constantes adimensionais:

- κ, n - constantes do módulo de carregamento;
 - R_f - razão de ruptura, constante do módulo de carregamento;
 - k_{ur} - constante do módulo de descarregamento e recarregamento;
 - k_B, m - constantes do módulo volumétrico;
 - $\phi, \Delta\phi$ - parâmetros do ângulo de atrito;
 - c - intercepto de coesão do critério de resistência de Mohr-Coulomb.

DUNCAN et al. (1980) apresentam algumas limitações da formulação hiperbólica: (1) o modelo não é adequado para representar estados de tensões próximos da ruptura, devendo ser utilizado somente para a previsão da relação tensão versus deformação para massas estáveis; (2) o modelo não é capaz de representar variações de volume que indicam dilatância; (3) os parâmetros do modelo não são propriedades do solo, mas refletem o comportamento para uma determinada faixa de tensões, densidade, umidade e condição de drenagem com que o solo foi ensaiado.

A rigor, o modelo computacional para a representação do solo não é exatamente o mesmo do admitido no modelo analítico, muito embora ambos sejam fundamentados na formulação de DUNCAN et al. (1980). A diferença está relacionada com: (1) a transição adotada no modelo computacional entre os módulos de carregamento primário, E_t , e de descarregamento e recarregamento, E_{ur} , que não existe no modelo analítico e nem na formulação original de DUNCAN et al. (1980); e (2) o fato de o coeficiente de Poisson não assumir necessariamente um valor constante nas análises.

numéricas. Contudo, essas diferenças não representam divergências significativas entre as duas modelagens.

4.6.3 Propriedades do reforço e da face

Tanto o reforço quanto a face foram representados por elementos unidimensionais de treliça com 3 nós, com variação linear de deformação específica e quadrática para os deslocamentos, somente capazes de transmitir esforços axiais. Ambos foram modelados com propriedades da elasticidade linear.

4.6.4 Malhas de elementos finitos e processo construtivo

Todas as estruturas foram modeladas com igual número de nós e de elementos, sendo alterada apenas a inclinação do talude. A representação computacional consistiu em um total de 1229 nós, 380 elementos quadriláteros para a modelagem do solo, 110 elementos de treliça para o reforço e 11 elementos de treliça para a face. A figura 4.32 apresenta uma das malhas utilizadas no estudo.

Comparando essa figura com a malha utilizada por ADIB (1988), figura 4.2, nota-se que há apenas uma linha de elementos de solo entre reforços adjacentes. Acredita-se, no entanto, que esse fato não represente uma diferença significativa entre as duas modelagens, já que nas análises de ADIB foram empregados elementos quadriláteros de 4 nós, enquanto que nas simulações da presente tese foram utilizados elementos quadriláteros de 8 nós.

Análises de sensibilidade foram conduzidas a fim de verificar a influência do refinamento horizontal na região do aterro. O número de elementos de solo nessa região foi dobrado, passou de 264 para 528, pela introdução de duas linhas de elementos de solo entre camadas adjacentes de reforços, tanto na área reforçada como na não reforçada. O número total de nós passou para 2139 e de elementos para 796. Os resultados de tração no reforço são apresentados na figura 4.33 para duas inclinações de face, 60° e 90°, e para dois tipos de reforços, $S_i = 0,1$ (geossintético) e 1 (metálico), incluindo solos com e sem coesão. Observa-se, em geral, uma boa concordância, que tende a aumentar para maiores valores de coesão. As maiores divergências ocorrem para os valores de tração máxima próximos ao pé dos taludes de 90°. No entanto, a máxima diferença na previsão do maior valor de tração mobilizada na estrutura foi de cerca de

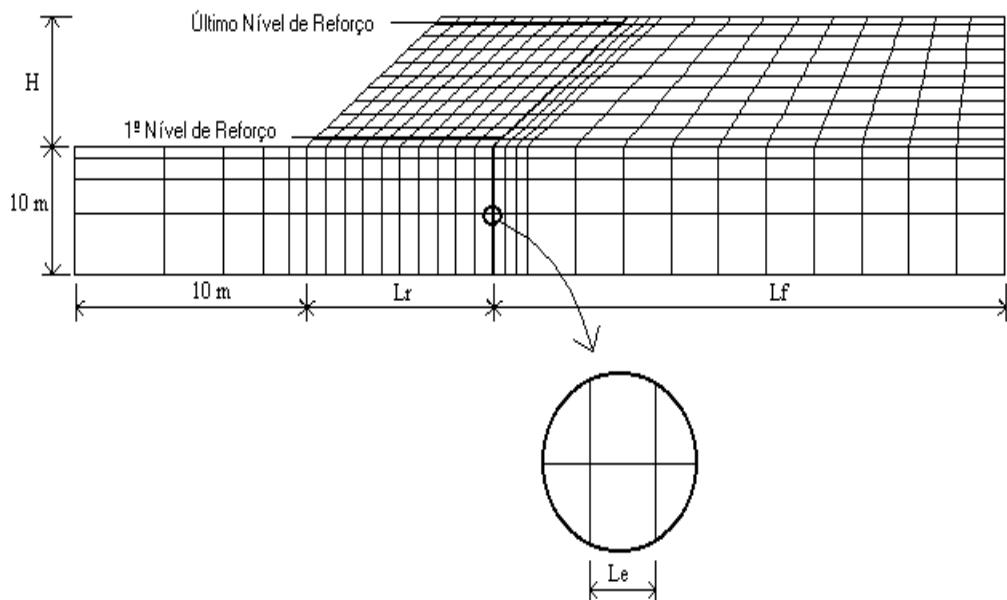


Figura 4.32: Malha de elementos finitos para taludes de 60° .

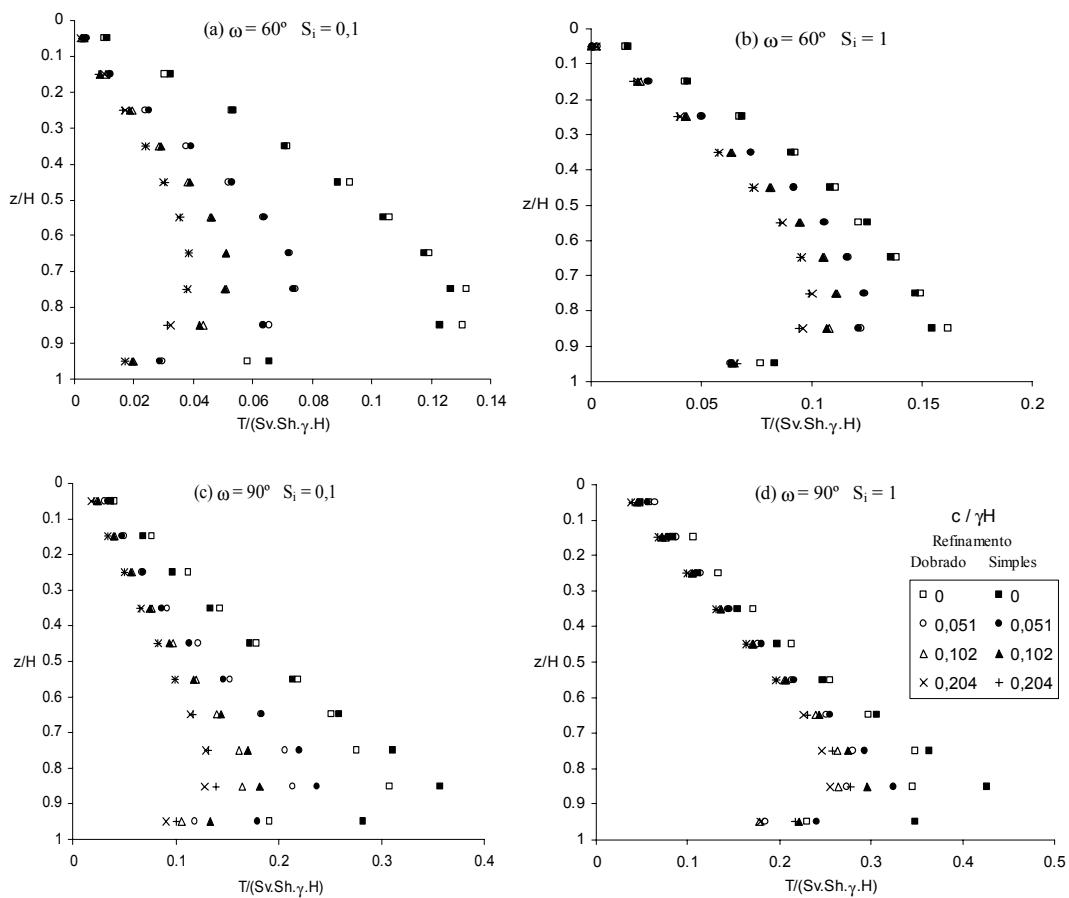


Figura 4.33: Resultados de análises de sensibilidade ao refinamento horizontal na região do aterro. Tração máxima para taludes de 60° e (a) reforço geossintético ($S_i = 0,1$) e (b) reforço metálico ($S_i = 1$). Tração máxima para taludes de 90° e (c) reforço geossintético ($S_i = 0,1$) e (d) reforço metálico ($S_i = 1$). $H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$.

20%, sendo superior para refinamento mais simples. Com exceção desses casos, o emprego de uma malha com refinamento dobrado na região do aterro não promove alterações expressivas nos resultados de máxima tração no reforço.

Observa-se no detalhe da figura 4.32 o uso de um elemento com comprimento igual a L_e . O propósito dessa discretização foi introduzir na transição entre a região reforçada e a não reforçada um elemento de reforço de pequeno comprimento (L_e) e rigidez extremamente baixa, de forma a assegurar tração nula nessa extremidade e representar adequadamente a distribuição de tensões ao longo do reforço. Este procedimento não alterou significativamente os esforços máximos no reforço, mas apenas a distribuição de tensões na região próxima a este ponto. As características geométricas das malhas são apresentadas na tabela 4.1.

O aterro foi construído em 11 etapas. Cada etapa consistiu no lançamento simultâneo do solo, do reforço e da face, e posterior compactação quando aplicável, conforme procedimento descrito na seção 4.6.5. A primeira e a última camada tinham espessura de $\frac{1}{2} S_v$, enquanto que nas demais era de S_v . De forma a considerar adequadamente a não linearidade física do material, cada etapa de construção foi dividida em 50 incrementos de carga.

4.6.5 Uma nova proposta para a simulação da compactação

Entendendo-se a compactação como um esforço vertical, superficial e transitório, uma forma natural de simular esse esforço em análises computacionais seria a

Tabela 4.1: Características geométricas das malhas.

Parâmetro	Valor
Altura, H	5 m e 10 m
Inclinação, ω	45, 60, 70 e 90
Comprimento do reforço, L_r	0,8H
Espaçamento vertical, S_v	0,1H
Espaçamento horizontal, S_h	1 m
Comprimento L_e	0,005H
Comprimento L_f	16,475m (H = 5m) e 21,95m (H = 10m)

aplicação, e posterior remoção, de uma sobrecarga vertical com intensidade igual à transmitida pelo equipamento utilizado. No entanto, peculiaridades da trajetória de tensões horizontais no solo, levaram SEED e DUNCAN (1986) a propor uma modelagem em que a tensão horizontal é o parâmetro de controle do efeito da compactação.

O modelo idealizado por EHRLICH e MITCHELL (1994) para representar os esforços induzidos pela compactação utiliza a tensão vertical como parâmetro de controle. Como mencionado na seção 4.5.2, essa forma de modelagem simplifica não apenas as manipulações algébricas do método teórico-analítico, mas também a simulação computacional, como será apresentado nesta seção.

A fim de caracterizar adequadamente o modelo de EHRLICH e MITCHELL (1994), suas hipóteses são descritas a seguir:

- (a) As operações de compactação ocorrem em camadas de solo com espessura reduzida, tipicamente entre 0,15 e 0,30 m, o que tende a produzir uma distribuição razoavelmente uniforme de tensões ao longo da espessura, representando a região de maior acréscimo de tensão promovido pelo equipamento de compactação. Ou seja, a compactação de camadas superiores promove acréscimo de tensão de menor intensidade do que o máximo já aplicado quando o equipamento operava imediatamente sobre a camada. Considerando a história de tensões no solo, admite-se que a compactação de camadas superiores não aplica carregamento primário nas camadas já compactadas. Dessa forma, pode-se admitir que todas as camadas são igualmente compactadas, no sentido de que a tensão induzida de pico é a mesma para todas elas.
- (b) A histerese de camadas previamente compactadas devido aos efeitos de carga e descarga promovidos pela compactação de camadas sobrejacentes é desprezada. Isto é, a compactação de camadas superiores não promove alterações importantes no estado de tensões de camadas previamente compactadas.
- (c) A compactação pode ser representada como um acréscimo de tensão vertical equivalente, uniforme, aplicado na superfície de toda a camada a ser compactada. O equipamento, apesar de representar um carregamento pontual vertical, promove acréscimo de tensão horizontal aproximadamente uniforme em toda a extensão e espessura da camada compactada. Dessa

forma, o artifício adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994) foi associar esse acréscimo horizontal de pico a um acréscimo de tensão vertical, uniforme, equivalente, admitindo como válida a condição de repouso para esse cálculo. As expressões da tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$, são apresentadas nas equações 4.13 e 4.14.

Com relação à hipótese (a) acima, outros pesquisadores, como INGOLD (1979), também admitem como representativa distribuição uniforme da máxima tensão horizontal induzida com a profundidade, figura 4.34, desde que em todas as camadas o mesmo processo e equipamento tenham sido utilizados e que o empuxo passivo não seja um fator limitador.

Com relação à hipótese (c) acima, SEED e DUNCAN (1986) também utilizam procedimento similar para correlacionar acréscimos de tensão horizontal e vertical de pico, não representando, portanto, uma proposta inovadora na análise de esforços induzidos pela compactação.

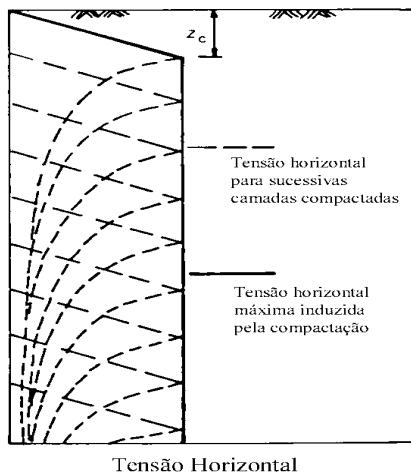


Figura 4.34: Distribuição da tensão horizontal com a profundidade a partir do topo do aterro devido às operações de compactação (apud INGOLD 1979).

A hipótese (b) acima é uma simplificação do comportamento histerético real dos solos. A compactação de camadas sobrejacentes promove ciclos de carga e descarga, sem representar carregamento primário, sobre as já compactadas. Considerando que o acréscimo de tensão produzido em profundidade é menor do que a máxima tensão aplicada pelo equipamento compactador, o efeito de histerese, tipicamente, não deve resultar em alterações expressivas em relação ao estado de tensão previamente existente. A figura 4.35, adaptada de EHRLICH e MITCHELL (1994), ilustra o efeito da

histerese. Essa figura representa resultado típico de um ensaio de histerese sob condições K_o , incluindo múltiplos ciclos de carga e descarga. A trajetória ABC indica um ciclo de carregamento e descarregamento virgem, e a trajetória CDED' um ciclo não virgem de carga e descarga. O ponto D' é o estado de tensões final do ensaio. Verifica-se que, para uma mesma tensão vertical, σ'_z , existe tendência de haver diferenças relativamente pequenas entre as tensões horizontais nos pontos III, D e D', posicionados sobre as trajetórias de descarregamento virgem, carregamento não virgem e descarregamento não virgem, respectivamente. EHRLICH e MITCHELL assumem que o ensaio ABCDED' pode ser descrito simplificadamente e de forma conservadora pela trajetória I-II-III.

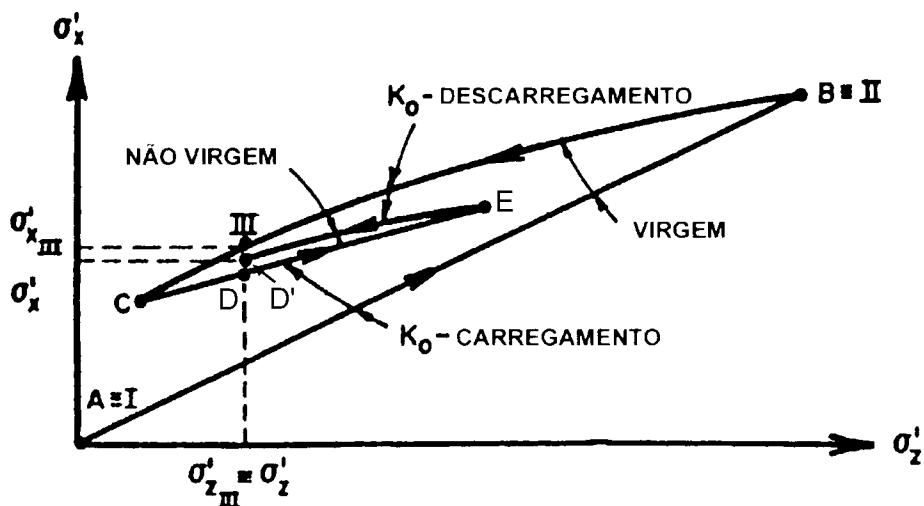


Figura 4.35: Trajetória de tensões típica para ensaio de histerese sob condições K_o (adaptado de EHRLICH e MITCHELL 1994). σ'_z = tensão vertical efetiva; σ'_x = tensão horizontal efetiva.

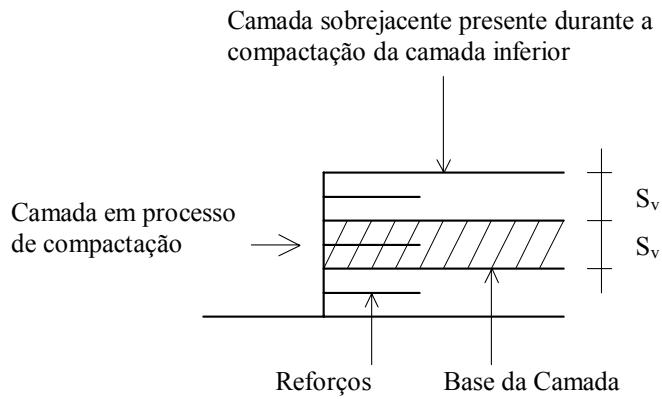
O efeito de histerese de camadas previamente compactadas pode ser analisado com base na figura 4.35. Admite-se que o ponto C representa o estado de tensões final após a compactação de uma certa camada. A trajetória CD constitui carregamento devido ao lançamento de uma nova camada. A compactação dessa camada promove o acréscimo DE, cuja magnitude é inferior ao que representaria carregamento primário (ponto B), e posterior descarregamento para o ponto D', que apresenta a mesma tensão vertical do ponto D. Observa-se que o efeito de histerese, nesse caso, tende a ser reduzido, ou seja, as tensões horizontais nos pontos D e D' não devem apresentar diferenças muito significativas. Por esse motivo, a modelagem computacional proposta na presente tese

despreza esse efeito, o que possibilitou o desenvolvimento de um procedimento para simular os esforços induzidos pela compactação sem a necessidade de alterar o código original do programa de elementos finitos, em contraste com o de SEED e DUNCAN (1986) que representa todos os ciclos de histerese. Desse modo, admite-se que a compactação de camadas superiores não promove alterações importantes no estado de tensões de camadas já compactadas, sendo esse efeito desprezado.

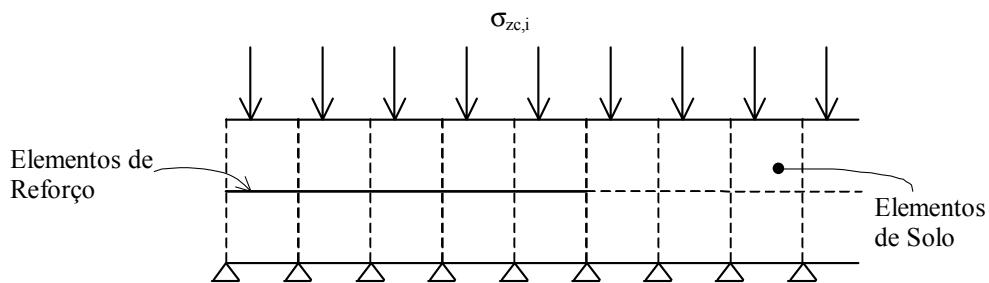
Cabe ressaltar que desprezar a histerese de camadas previamente compactadas é um procedimento sugerido por SEED e DUNCAN (1986) como aquele que conduz aos melhores resultados na análise de esforços induzidos pela compactação, apesar de o modelo permitir adotar qualquer relação entre os ciclos de carga e descarga não virgem.

A simulação computacional da compactação, de acordo com o modelo de EHRLICH e MITCHELL (1994), pode, então, ser implementada como um acréscimo de tensão vertical aplicado em cada camada de solo e reforço, que representa a tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$, induzida. De forma a assegurar que todas as camadas sejam igualmente compactadas, e que a compactação de uma não afete as demais camadas, o acréscimo de tensão vertical deve ser idêntico em todas elas. O procedimento adotado para representar um acréscimo de tensão limitado a um certo conjunto de elementos, foi a imposição de incrementos nulos de deslocamentos verticais na base da camada em processo de compactação, durante a aplicação de sobrecarga equivalente à tensão de pico, $\sigma_{zc,i}$, figura 4.36b. A retirada do equipamento de compactação da camada é representada pela aplicação de esforço vertical de mesmo módulo mas sentido contrário ao do carregamento, figura 4.36c, mantendo-se a condição de incrementos nulos de deslocamentos verticais na base da camada. Uma vez terminada a etapa de compactação, permite-se o livre deslocamento dos nós que foram restrinvidos, figura 4.36d.

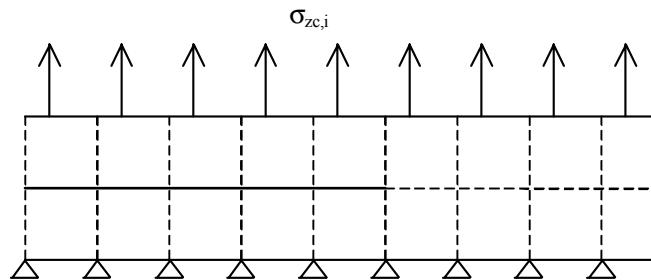
Verifica-se na figura 4.36a que o processo computacional proposto envolve o lançamento de uma camada sobrejacente com espessura igual a S_v antes da aplicação da tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$. A ausência dessa camada pode provocar um estado limite de ruptura por empuxo passivo da camada em compactação, como explicado a seguir. Admitindo talude vertical e solo não coesivo, duas situações extremas são analisadas: (a) reforço infinitamente rígido; e (b) reforço infinitamente extensível.



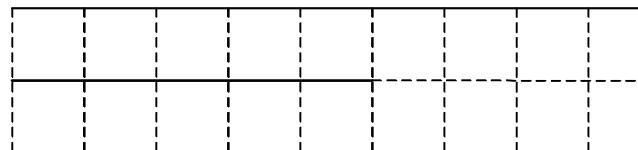
(a) Visão geral da compactação de uma camada.



(b) Etapa de carregamento: compressão vertical e extensão lateral.
Incremento nulo de deslocamento vertical na base da camada.



(c) Etapa de descarregamento: extensão vertical e compressão lateral.
Incremento nulo de deslocamento vertical na base da camada.



(d) Fim da compactação da camada.
Deslocamento vertical permitido na base da camada.

Figura 4.36: Representação computacional da compactação: (a) Visão geral da compactação de uma camada; (b) Etapa de carregamento, equivalente à passagem do equipamento sobre a camada; (c) Etapa de descarregamento, equivalente à remoção do equipamento; (d) Fim da compactação da camada.

No caso de reforço infinitamente rígido, pode-se assumir que o descarregamento devido a retirada do equipamento de compactação ocorre sob condição de deslocamento horizontal nulo, ou simplesmente descarregamento K_o . Nessa situação a tensão horizontal a uma profundidade z é dada pela expressão de MAYNE e KULHAWY (1982):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_h = \sigma_v \cdot K_o \cdot OCR^\alpha = \gamma \cdot z \cdot K_o \cdot OCR^\alpha \\ OCR = \frac{\sigma_{zc,i}}{\sigma_v} = \frac{\sigma_{zc,i}}{\gamma \cdot z} \end{array} \right. \dots \dots \dots \quad (4.36)$$

Considerando que o limite superior da tensão horizontal é a tensão passiva, vale a inequação abaixo:

$$\sigma_h < \sigma_v \cdot K_p \quad \dots \dots \dots \quad (4.37)$$

onde K_p é o coeficiente de empuxo passivo de Rankine.

Substituindo a equação 4.36 na equação 4.37 e evidenciando a profundidade z , tem-se:

$$z > \frac{\sigma_{zc,i}}{\gamma} \cdot \left(\frac{K_o}{K_p} \right)^{\frac{1}{\alpha}} \quad \dots \quad (4.38)$$

A expressão 4.38 define a profundidade mínima de confinamento para que um estado limite de ruptura por empuxo passivo não se estabeleça na camada em processo de compactação, para o caso de reforço infinitamente rígido.

No caso de reforço infinitamente extensível, estado ativo de tensões tende a se estabelecer na massa, independentemente da relação entre a tensão vertical induzida e a tensão vertical geostática ($OCR = \sigma_{zc,i} / \sigma_v$), como mostram os ábacos da figura 4.27 para $\beta = \infty$. Nesse caso, a tensão horizontal na camada é dada pela expressão:

Aplicando-se a inequação 4.37 e evidenciando a profundidade z , tem-se:

$$z > \frac{\sigma_{zc,i}}{\gamma} \cdot \left(\frac{K_a}{K_p} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (4.40)$$

Portanto, no caso geral, a profundidade mínima de confinamento para a camada em processo de compactação é função da rigidez do reforço e tem o seguinte intervalo de variação para talude vertical e solo não coesivo: $\sigma_{zc,i} / \gamma \cdot \sqrt{\alpha(K_o / K_p)} < z < \sigma_{zc,i} / \gamma \cdot (K_a / K_p)$. Atribuindo valores típicos para $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa, $\gamma = 20$ kN/m³ e $\phi = 35^\circ$, o intervalo numérico é: $0,03 \text{ m} < z < 0,37 \text{ m}$. Nas simulações da presente tese, a espessura da camada de confinamento foi de 0,50 e 1,00 m para as estruturas com 5 e 10 m de altura, respectivamente.

O emprego dessa camada de sobreposição contribuiu para reduzir as instabilidades numéricas relatadas no trabalho de LOIOLA (2001). As simulações de LOIOLA do modelo de EHRLICH e MITCHELL (1994) para a compactação não contaram com a camada de confinamento e consistiram na aplicação de tensão vertical de mesmo módulo de $\sigma_{zc,i}$, mas sentido contrário, na base da camada, ao invés da restrição de incrementos de deslocamentos verticais. Acredita-se que as instabilidades obtidas foram consequência de ter sido promovido um estado de ruptura na camada, conforme mecanismo descrito acima. A utilização da camada sobrejacente durante a aplicação do procedimento de LOIOLA reduziu significativamente as perturbações numéricas. Como a formulação hiperbólica de DUNCAN et al. (1980) é fortemente dependente da tensão de confinamento, σ_3 , a deposição da camada superior atua de forma a aumentar a estabilidade da camada inferior durante o ciclo de carga e descarga associado à compactação.

Em relação às análises de LOIOLA (2001), que englobaram somente taludes verticais, a restrição de incrementos de deslocamentos verticais na base da camada mostrou-se mais estável numericamente e mais simples de ser aplicada a taludes abatidos. Ressalta-se, no entanto, que, na simulação proposta, a compactação da última camada ocorre sem uma camada de sobreposição.

Considerando que a modelagem proposta para a compactação altera a distribuição de tensões na estrutura em relação à condição geostática, uma malha de elementos finitos mais refinada foi utilizada. A figura 4.37 ilustra esquematicamente as

modificações. O refinamento horizontal na região do aterro foi dobrado, ou seja, duas linhas de elementos de solo entre reforços adjacentes foram empregadas. As camadas foram lançadas como mostrado na figura e eram compostas de duas linhas de elementos de solo, a fim de melhor captar as variações de tensões e deformações provocadas pela compactação, elementos de reforço primário, elementos de reforço secundário e elementos de face. Reforços secundários, com comprimento igual a $0,16 \cdot H$, foram introduzidos com o intuito de manter a estabilidade da face durante o ciclo de carga e descarga da compactação, e apresentaram as mesmas propriedades dos elementos da face, isto é, atuaram como ancoragem para a face flexível. As malhas em que foi simulada a compactação contaram com um total de 2139 nós e 796 elementos e mantiveram as mesmas características geométricas apresentadas na tabela 4.1.

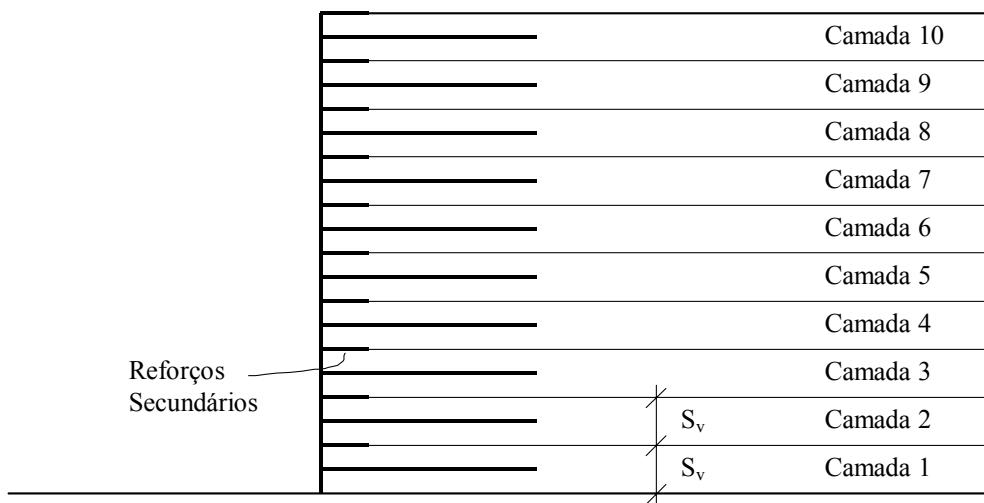


Figura 4.37: Ilustração das modificações introduzidas na malha de elementos finitos para a simulação da compactação.

O processo construtivo consistiu em:

- (a) lançamento da camada 1 e 2, todas com espessura S_v ;
- (b) aplicação da etapa de carregamento da compactação na camada 1 simultaneamente ao “travamento” dos deslocamentos verticais de sua base;
- (c) aplicação da etapa de descarregamento da camada 1;
- (d) lançamento da camada 3 simultaneamente ao “destravamento” da base da camada 1;
- (e) aplicação da etapa de carregamento da compactação na camada 2 simultaneamente ao “travamento” dos deslocamentos verticais de sua base;

- (f) aplicação da etapa de descarregamento da camada 2;
- (g) lançamento da camada 4 simultaneamente ao “destravamento” da base da camada 2; e assim sucessivamente até a camada 10.

Para a camada 10, não houve camada de sobreposição durante a compactação. Cada etapa de carregamento ou descarregamento foi dividida em 100 incrementos de carga.

O procedimento proposto para a simulação da compactação não requer alterações no código original de elementos finitos, desde que seja possível aplicar uma restrição de incrementos de deslocamentos verticais em determinados nós. Caso essa rotina não esteja implementada, é possível substituir essa restrição na base da camada por um esforço vertical de mesmo módulo de $\sigma_{zc,i}$, mas sentido contrário ao do aplicado no topo, como realizado por LOIOLA (2001). Nos estudos preliminares conduzidos, essa substituição tende a apresentar alguma instabilidade numérica, particularmente para compactação pesada, e solicitações nos reforços com maior intensidade do que as obtidas com o procedimento apresentado na presente tese.

Do ponto de vista computacional, a modelagem proposta para a compactação requer tempo de processamento maior do que a modelagem de SEED e DUNCAN (1986). Isso ocorre devido ao elevado número de incrementos de carga em que o acréscimo de tensão vertical e sua posterior remoção foram discretizados. Cada ciclo de carga e descarga consumiu 200 incrementos. Como 10 ciclos foram aplicados, um total de 2000 incrementos foram necessários só para a simulação da compactação. Como a etapa de lançamento das camadas consumiu 552 incrementos, um total de 2552 incrementos foram aplicados nas malhas em que a compactação foi modelada. Enfatiza-se, no entanto, que, em contraste com o de SEED e DUNCAN (1986), o modelo proposto não exige alterações no código de elementos finitos e permite levar em conta explicitamente as deformações que ocorrem durante o processo de compactação.

Para as análises elaboradas no presente trabalho, foi considerada tensão de compactação constante no topo da camada, a fim de manter uniformidade na comparação com o método teórico-analítico desenvolvido. É comum, entretanto, utilizar compactação mais leve próximo à face. Na modelagem proposta, esse aspecto pode ser simulado alterando a intensidade do acréscimo de tensão vertical, $\sigma_{zc,i}$, na região afetada.

CAPÍTULO 5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Neste capítulo apresentam-se os resultados das simulações computacionais e um estudo da capacidade de previsão do modelo teórico-analítico proposto. Discute-se, também, a coerência existente entre os métodos de análise de ECSR propostos na presente tese. Avalia-se, inicialmente, o comportamento global de estruturas de contenção de solo reforçado (ECSR) apresentando dados de deslocamentos, tensão vertical, horizontal e de cisalhamento, rotação das tensões principais, tração mobilizada ao longo do reforço e localização dos pontos de tração máxima. A capacidade de previsão do modelo teórico-analítico foi avaliada a partir de estudos comparativos com os resultados (i) das análises numéricas conduzidas e (ii) de trabalhos experimentais e/ou computacionais desenvolvidos por outros pesquisadores.

As simulações computacionais englobaram maciços com 5 e 10 metros de altura e inclinações de 45°, 60°, 70° e 90°, com e sem a presença de esforços induzidos pela compactação. Dois tipos de reforços foram simulados: (a) geossintéticos de rigidez razoavelmente elevada ($S_i = 0,1$) e (b) metálicos inextensíveis ($S_i = 1$). Esses reforços foram escolhidos para: (a) evidenciar as diferenças de comportamento entre estruturas reforçadas com elementos extensíveis e inextensíveis; e (b) minimizar as instabilidades numéricas associadas ao uso de elementos muito deformáveis, quando a relação constitutiva de DUNCAN et al. (1980) é utilizada. O uso de reforços muito extensíveis pode promover no maciço um estado de tensão próximo da ruptura (estado ativo), resultando em valores da variável nível de tensões, SL, próximos de 100%. Nesses casos, o módulo de elasticidade tangente à hipérbole, figura 4.20a, assume valores muito baixos, tendo como consequência elevados incrementos de deformação para pequenos incrementos de tensão. Para situações próximas da ruptura, DUNCAN et al. (1980), como já mencionado na seção 4.6.2, não recomendam o uso da formulação hiperbólica em análises incrementais. Considerando que o principal objetivo das simulações computacionais é servir como base para validar as hipóteses do método teórico-analítico, é conveniente eliminar possíveis perturbações numéricas. Deve-se

ressaltar, entretanto, que essa limitação não se aplica ao método teórico-analítico, pois as expressões deduzidas resultam sempre em valores bem definidos para as deformações no solo, uma vez estabelecidas as condições de contorno do problema.

5.2 COMPORTAMENTO GLOBAL DAS ESTRUTURAS

Nesta seção, apresentam-se os resultados dos estudos paramétricos numéricos desenvolvidos para avaliar o comportamento de ECSR sob diferentes condições de geometria, de rigidez do reforço, de resistência do solo (coesão e ângulo de atrito) e de esforços induzidos pela compactação. A tabela 5.1 apresenta um resumo das simulações realizadas e seus objetivos. Os valores adotados para os parâmetros do solo são apresentados na tabela 5.2. Os parâmetros do reforço e da face são apresentados na tabela 5.3. Detalhes da modelagem computacional utilizada foram apresentados na seção 4.6.

O solo de fundação considerado foi o mesmo dos estudos de ADIB (1988), apresentando espessura de 10 metros para todas as análises. Representa um solo arenoso. Este solo foi utilizado pois é adequado para a condição de fundação competente para estruturas do porte das que foram analisadas, conforme os resultados das análises de ADIB (1988).

Os parâmetros adotados para o aterro também são típicos de um solo arenoso. Estes valores foram estimados baseados nas análises de EHRLICH e MITCHELL (1994) e na tabela fornecida em DUNCAN et al. (1980). A variação da coesão do solo de aterro busca representar diferentes situações quanto à presença de finos. O solo da região não reforçada foi mantido idêntico com $\phi = 35^\circ$ e $c = 0$ em todas as análises, com exceção das que incluíram os esforços induzidos pela compactação. O propósito desse procedimento foi excluir uma possível influência da região não reforçada sobre o comportamento da região reforçada nas análises paramétricas realizadas. Já para os casos em que a compactação foi simulada, o objetivo principal era avaliar o procedimento computacional desenvolvido (vide seção 4.6.5) e a capacidade de previsão do método teórico-analítico, não sendo imperativo, portanto, equivalência para a região não reforçada, mas desejável maior estabilidade numérica.

Os reforços tiveram espaçamento vertical de 0,5m e 1,0m e comprimento de 4,0m e 8,0m para as estruturas com 5m e 10m de altura, respectivamente, conforme relações geométricas apresentadas na tabela 4.1.

Tabela 5.1: Resumo das simulações computacionais e seus objetivos.

Talude	Reforço	H (m)	c (kPa)	ϕ ($^{\circ}$)	$\sigma_{zc,i}$ (kPa)	Objetivo
45°, 60°, 70°, 90°	Geossintético Metálico	10	0	30	0	Influência da rigidez do reforço.
45°, 60°, 70°, 90°	Geossintético Metálico	10	5, 10, 20	30	0	Influência da coesão do solo.
60°	Geossintético	10	0, 5, 10, 20	35	0	Influência do ângulo de atrito.
			10	25		
45°, 60°, 70°, 90°	Geossintético	5	0, 5, 10, 20	35	50 100	Influência da tensão de compactação.
60°, 90°	Metálico	5	0, 5, 10, 20	35	50 100	Influência da rigidez do reforço na compactação.
60°, 90°	Geossintético	10	0, 10	35	50 100	Influência da altura na compactação.

Tabela 5.2: Parâmetros dos solos adotados nas simulações numéricas.

Parâmetro	Solo de	Solo da	Solo da
	Fundação	Região Reforçada	Região Não Reforçada
γ (kN/m ³)	20,4	19,6	19,6
κ	600	480	480
n	0,25	0,5	0,5
R_f	0,7	0,8	0,8
κ_b	450	100	100
m	0	0,5	0,5
c (kN/m ²)	0	0, 5, 10 e 20	0, 5, 10 e 20
ϕ	36°	30°, 35°	35°
$\Delta\phi$	1	0	0
κ_{ur}	900	720	720

Nota: Para descrição dos parâmetros, vide seção 4.6.2.

Tabela 5.3: Parâmetros do reforço e da face adotados nas simulações numéricas.

Tipo	S_i	$E_r A_r$ (kN/m)		v
		$H = 5$ m	$H = 10$ m	
Geossintético	0,1	2431,8	4863,6	0
Metálico	1	24318	48636	0
Extremidade, L_e	10^{-7}	0,0024318	0,0048636	0
Face	10^{-3}	24,318	48,636	0
Reforço Secundário (Compactação)	10^{-3}	24,318	48,636	0

Uma visão geral do comportamento das estruturas simuladas é mostrada nas figuras 5.1 a 5.4. Visualizam-se nessas figuras a configuração deformada e indeformada dos maciços, juntamente com a tração mobilizada ao longo do reforço, para as diferentes inclinações e tipos de reforço e para os casos de coesão nula e igual a 10 kPa, com $H = 10$ m, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$. Essas figuras englobam a região reforçada e parte da região não reforçada e permitem uma análise das principais tendências dos resultados.

Verifica-se nas figuras 5.1 a 5.3 que existe uma tendência de movimentação das estruturas abatidas para o interior do talude, que se acentua à medida que a inclinação da face é reduzida. No maciço de 70° reforçado com geossintético e coesão nula, figura 5.3a, a deformabilidade do maciço é tal que essa tendência é menos pronunciada. Para o muro vertical, figura 5.4, o tombamento ocorre para fora do talude. Esses resultados de deslocamentos sugerem que a distribuição de tensão vertical e horizontal nas estruturas inclinadas sejam afetadas de forma similar. Ou seja, as tensões devem ser crescentes para o interior do talude no caso de maciços abatidos, enquanto que, para o muro vertical, devem ser crescentes para fora do talude. A seção 5.2.3 apresenta resultados de tensões vertical e horizontal que confirmam essa tendência.

A geometria do talude altera a solicitação nos reforços e os deslocamentos da face. As figuras 5.1 a 5.4 mostram que o abatimento do talude tende a reduzir tanto a mobilização dos reforços como os deslocamentos da face. Nota-se que os deslocamentos horizontais da região não reforçada também são alterados, sofrendo uma redução.

Nas figuras 5.1 a 5.4 pode-se avaliar a influência da rigidez do reforço. Como seria esperado, comparando-se os itens (a) e (b) das figuras, observa-se que os maciços reforçados com geossintéticos ($S_i = 0,1$) são mais deformáveis do que aqueles com

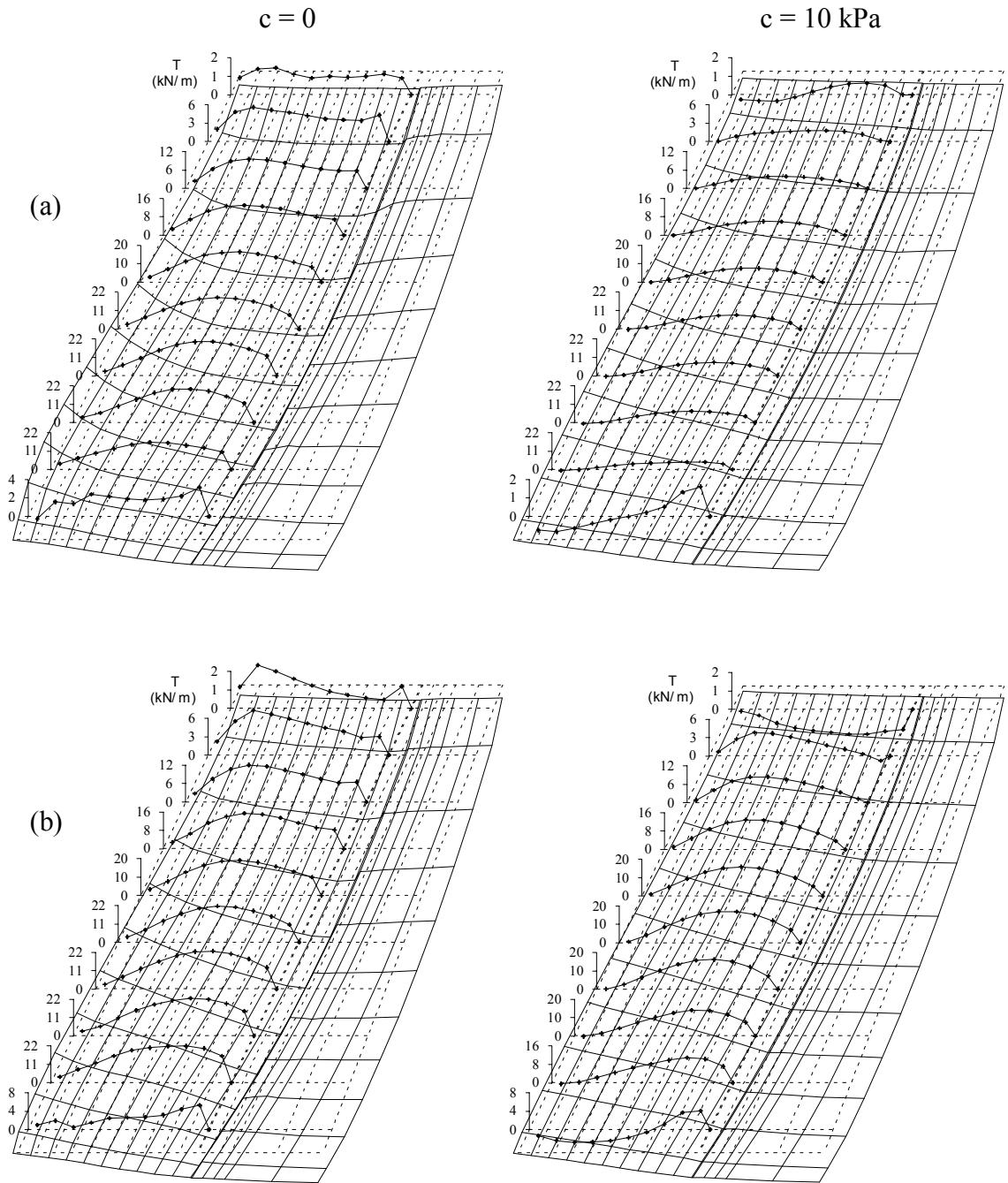


Figura 5.1: Comportamento de taludes reforçados inclinados a 45° : configuração deformada e indeformada e tração ao longo dos reforços para os casos de coesão igual a zero e 10 kPa, e (a) Reforços Geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) Reforços Metálicos, $S_i = 1$. Fator multiplicador dos deslocamentos: 20. Escala vertical aproximadamente o dobro da horizontal. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,1} = 0$].

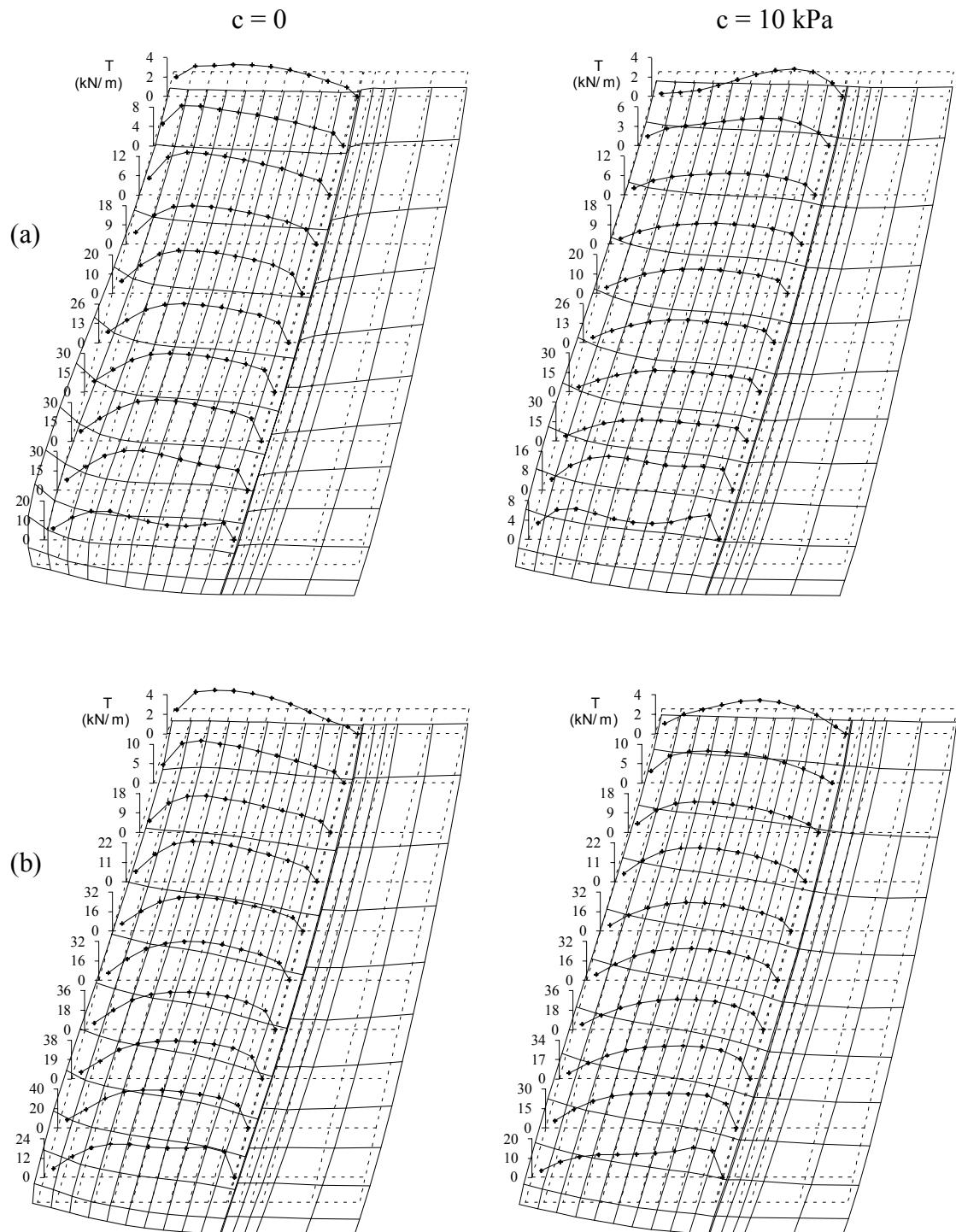


Figura 5.2: Comportamento de taludes reforçados inclinados a 60° : configuração deformada e indeformada e tração ao longo dos reforços para os casos de coesão igual a zero e 10 kPa, e (a) Reforços Geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) Reforços Metálicos, $S_i = 1$. Fator multiplicador dos deslocamentos: 20. Escala vertical aproximadamente o dobro da horizontal. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

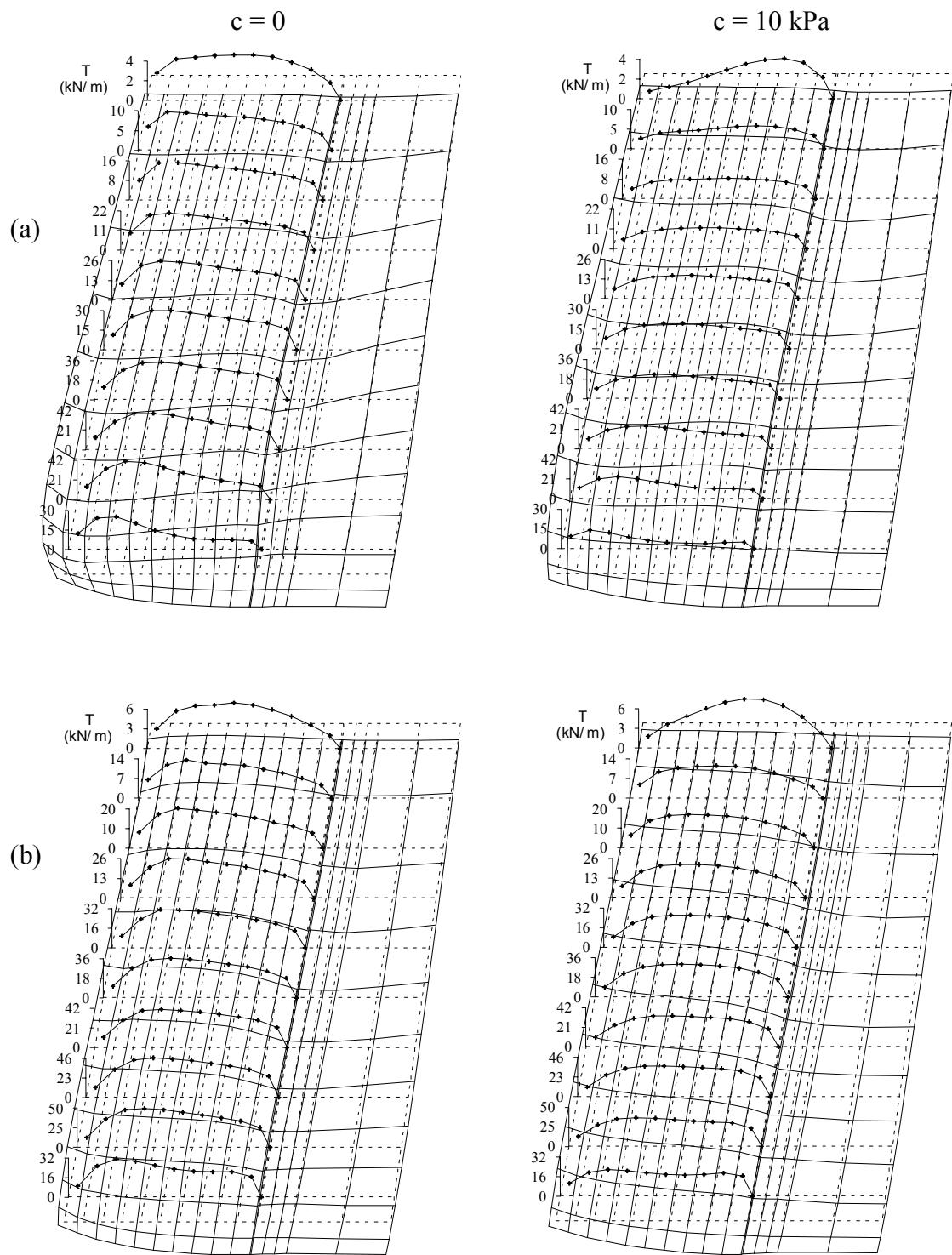


Figura 5.3: Comportamento de taludes reforçados inclinados a 70° : configuração deformada e indeformada e tração ao longo dos reforços para os casos de coesão igual a zero e 10 kPa, e (a) Reforços Geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) Reforços Metálicos, $S_i = 1$. Fator multiplicador dos deslocamentos: 20. Escala vertical aproximadamente o dobro da horizontal. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

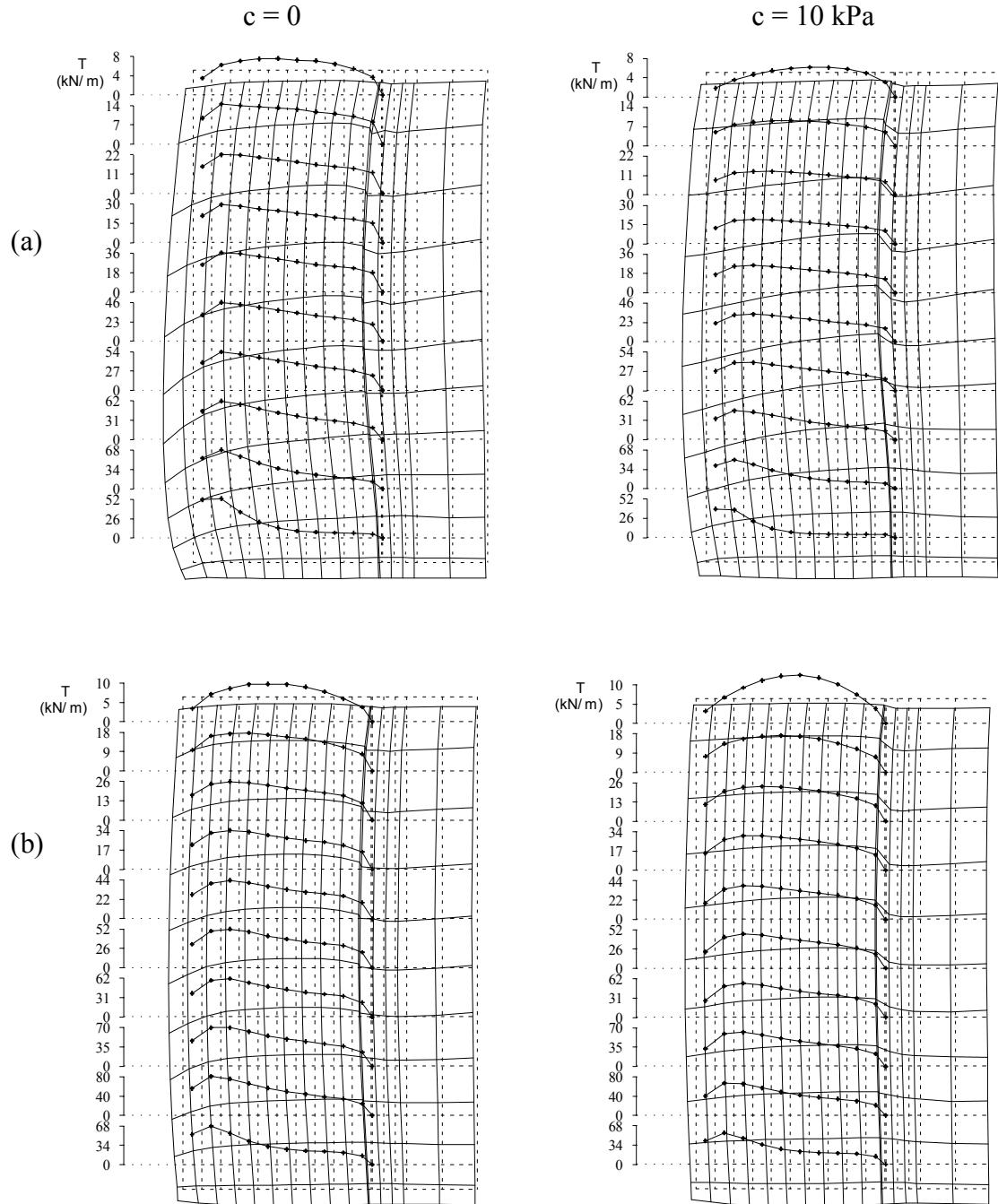


Figura 5.4: Comportamento de taludes reforçados inclinados a 90° : configuração deformada e indeformada e tração ao longo dos reforços para os casos de coesão igual a zero e 10 kPa, e (a) Reforços Geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) Reforços Metálicos, $S_i = 1$. Fator multiplicador dos deslocamentos: 10. Escala vertical aproximadamente o dobro da horizontal. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

elementos metálicos ($S_i = 1$). A tração mobilizada também varia com a rigidez dos reforços. Quanto mais rígido for o elemento, esforços de maior intensidade são mobilizados.

A coesão do solo promove uma redução nas solicitações e deslocamentos das estruturas. Como em todos os taludes mostrados os parâmetros do solo da região não reforçada permaneceram inalterados ($\phi = 35^\circ$, $c = 0$), as alterações nos resultados apresentados nas figuras 5.1 a 5.4 são devidas exclusivamente às propriedades da região reforçada. Observa-se, também, que, próximo ao topo dos maciços, a posição dos pontos de máxima tração sofre alteração em relação à condição de coesão nula, tendendo, em geral, mais para o interior do talude. A seção 5.2.2 apresenta resultados de localização dos pontos de tração máxima para as estruturas simuladas.

Verifica-se na figura 5.1 que a coesão do solo pode promover, no caso de taludes mais abatidos, compressão ao invés de tração em alguns pontos do reforço. Esse efeito pode estar relacionado com um maior confinamento induzido pelas tensões de cisalhamento na base do muro, que foram aumentadas pela presença de coesão no solo. Tal comportamento também foi observado por KUTARA et al. (1990), figura 4.4, para taludes de 45° , com 6 metros de altura, executados com solo coesivo ($c = 10$ kPa e $\phi = 32^\circ$), reforçados com geogrelha. Os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo dos modelos de KUTARA et al. são semelhantes aos utilizados nas simulações mostradas na figura 5.1 ($c = 10$ kPa e $\phi = 30^\circ$). Isso parece indicar que o modelo computacional utilizado é capaz de representar adequadamente o equilíbrio de maciços reforçados sob condições de trabalho, quando solos coesivos são empregados em taludes bem abatidos.

Análises comparativas mais detalhadas dos deslocamentos, distribuição de tração ao longo do reforço e posição dos pontos de máxima solicitação, bem como de tensão vertical, horizontal e de cisalhamento e de rotação das tensões principais são apresentadas nas seções seguintes. Por fim, apresenta-se uma avaliação da influência dos esforços induzidos pela compactação sobre os deslocamentos horizontais da face e as solicitações nos reforços.

5.2.1 Deslocamentos

Uma análise comparativa do efeito da coesão do solo sobre os deslocamentos nas fronteiras da região reforçada pode ser visualizada na figura 5.5. Como já mencionado,

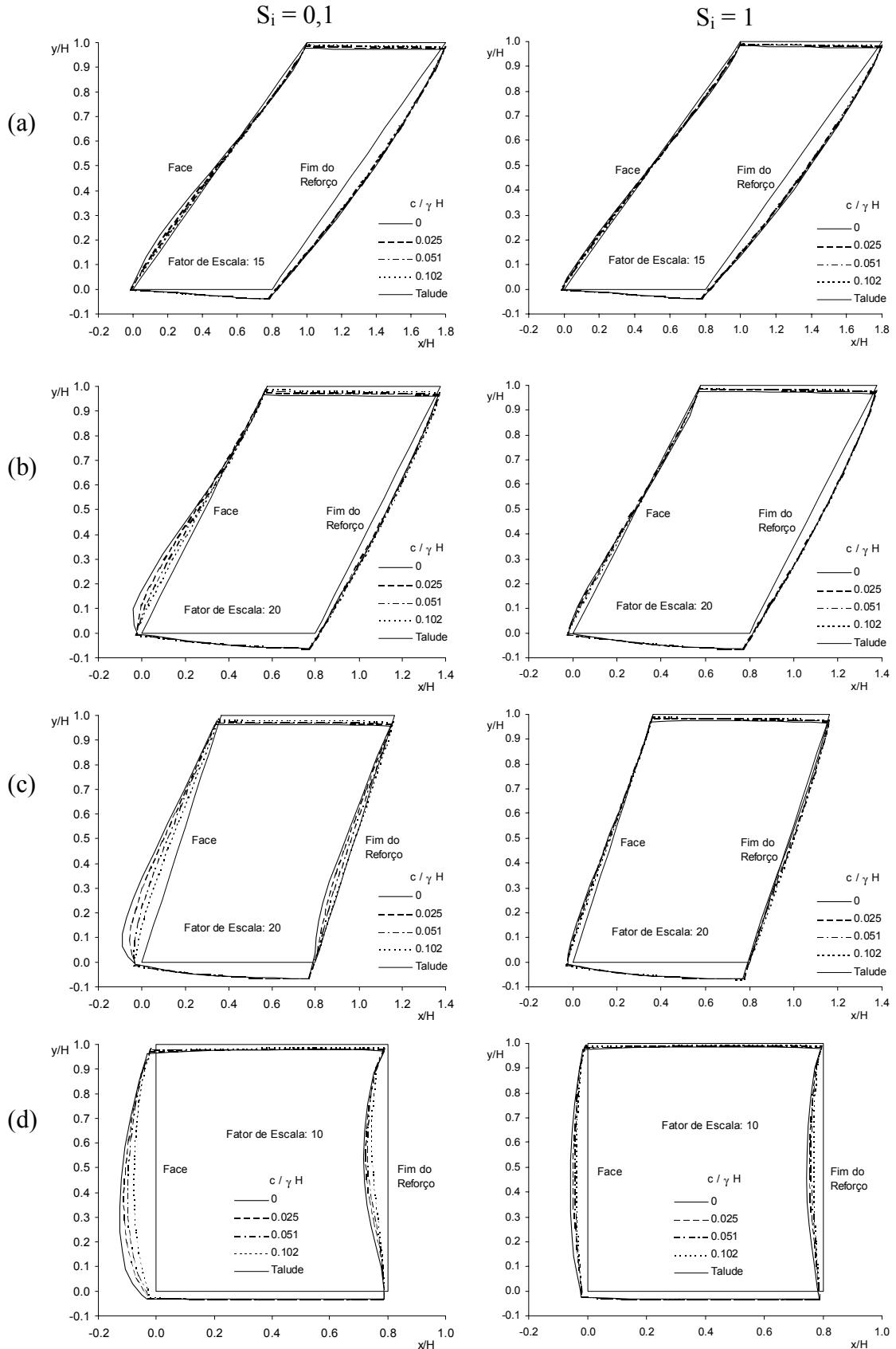


Figura 5.5: Efeito da coesão sobre os deslocamentos do maciço para reforços geossintéticos, $S_i = 0.1$, e metálicos, $S_i = 1$, considerando inclinação da face com a horizontal igual a: (a) 45° ; (b) 60° ; (c) 70° ; e (d) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

observa-se que a coesão reduz os deslocamentos das estruturas, tanto horizontais como verticais. O efeito, entretanto, é mais pronunciado para os maciços com reforços extensíveis ($S_i = 0,1$).

Verifica-se com base na figura 5.5 que os deslocamentos da fronteira com a região não reforçada são fortemente influenciados pela geometria. Dois comportamentos distintos podem ser identificados. O primeiro está associado aos taludes de 45° e 60° , e o segundo às outras duas inclinações, 70° e 90° . Percebe-se que, no primeiro caso, independentemente da rigidez do reforço, os deslocamentos verticais nessa fronteira são superiores aos horizontais, evidenciando uma nítida tendência de tombamento do maciço para o interior do talude. Nesse primeiro grupo, a coesão do solo da massa reforçada não exerce influência expressiva sobre as movimentações da zona sem reforço. Para o segundo grupo, os deslocamentos horizontais nessa fronteira são superiores aos verticais e sofrem influência não desprezível da coesão do solo da região reforçada, muito embora menos intensa do que os deslocamentos que se verificam na face. Para o talude de 70° com reforço metálico, figura 5.5c, esse efeito é menos evidente.

Os resultados da figura 5.5 mostram que a rigidez do reforço altera não apenas os deslocamentos da face, mas também os da região não reforçada. Nota-se que as deformações da face e da massa arrimada em maciços com reforços metálicos são reduzidas em relação às de estruturas reforçadas por geossintéticos.

Os deslocamentos verticais na base das estruturas, como seria esperado, não sofrem

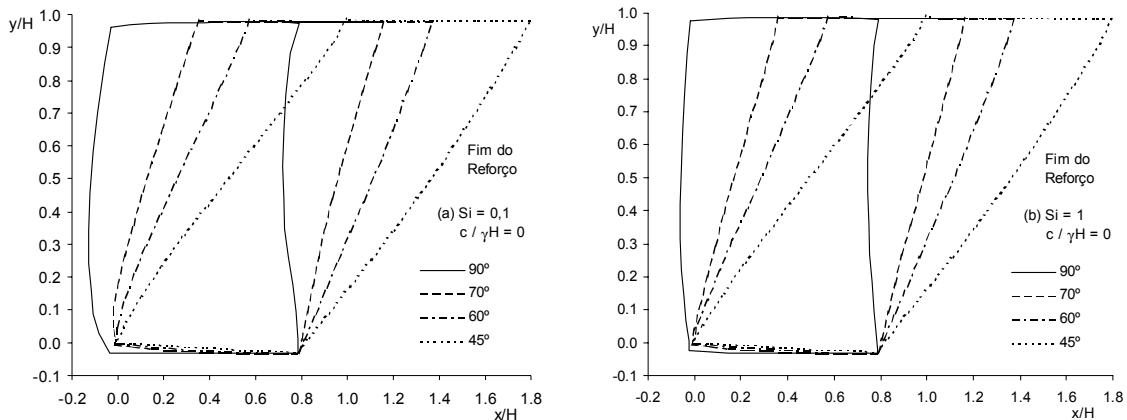


Figura 5.6: Influência da geometria sobre os deslocamentos da base dos maciços reforçados com: (a) elemento geossintético ($S_i = 0,1$) ; e (b) elemento metálico ($S_i = 1$). Fator multiplicador dos deslocamentos: 10. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

alteração significativa com a coesão do solo e a rigidez do reforço. Na figura 5.6, pode-se visualizar que esses deslocamentos são basicamente influenciados pela geometria. Percebe-se que, para os pontos mais no interior do talude, os deslocamentos da base tendem a ser idênticos. Próximo ao pé dos maciços, os deslocamentos são crescentes à medida que a inclinação da face aproxima-se da vertical.

Uma análise comparativa da variação dos deslocamentos horizontais máximos da face com a geometria, a rigidez do reforço e a coesão do solo da região reforçada é apresentada na figura 5.7. As curvas traçadas mostram a tendência geral dos resultados para as inclinações de talude diferentes de 45° , 60° , 70° e 90° . Verifica-se que uma geometria de inclinação mais suave, bem como o emprego de reforços mais rígidos, promove redução das movimentações. Observa-se, no entanto, que quanto menos inclinada a face e maior o valor da coesão do solo, menor a influência da rigidez dos reforços na deformabilidade dos maciços reforçados com elementos extensíveis e inextensíveis.

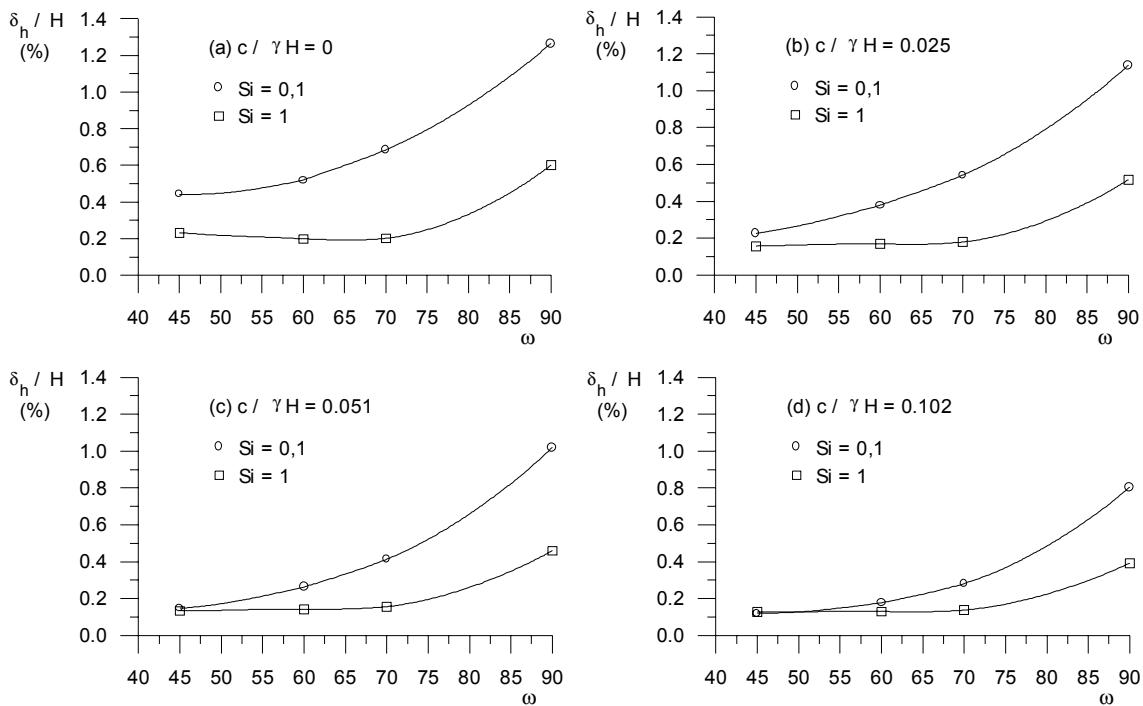


Figura 5.7: Influência da rigidez do reforço nos deslocamentos horizontais máximos em taludes com diferentes geometrias e rigidez dos reforços para coesão do solo, $c / \gamma H$, igual a: (a) 0; (b) 0,025; (c) 0,051; e (d) 0,102. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

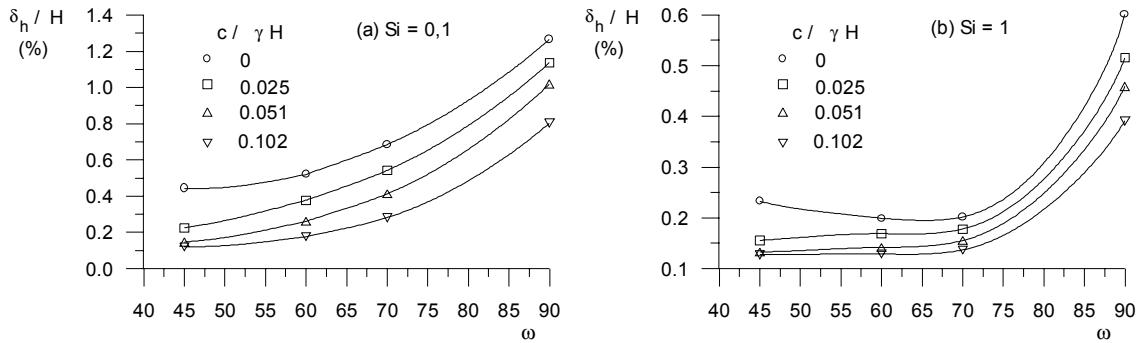


Figura 5.8: Deslocamentos horizontais máximos na face da estrutura para diferentes geometrias e valores de coesão, considerando reforços: (a) Geossintéticos, $S_i = 0,1$; e (b) Metálicos, $S_i = 1$. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

A figura 5.8 mostra que a importância relativa da coesão cresce com a suavização do talude. As reduções nos deslocamentos máximos da face podem ser superiores a 50%, se for desenvolvida coesão equivalente a $c / \gamma H = 0,051$ em taludes com inclinação menor ou igual a 70° .

Baseando-se nos resultados apresentados, é possível afirmar que o uso de solos com boa resistência friccional e elevado teor de finos (valor alto de coesão) na região reforçada tende a conferir ao maciço um comportamento mais rígido, independentemente da rigidez dos reforços. Além disso, como será discutido na próxima seção, a coesão do solo pode contribuir para uma redução expressiva das solicitações nos reforços.

5.2.2 Distribuição de tração ao longo do reforço

A figura 5.9 apresenta a mobilização do reforço ao longo de seu comprimento para as diferentes geometrias e tipos de reforço estudados. Verifica-se, em geral, a coerência dos resultados numéricos com o modelo conceitual clássico, figura 2.2b, de distribuição de esforços ao longo do elemento tracionado. Em termos qualitativos, nota-se tendência semelhante à mostrada nas medições de estudos experimentais apresentadas em capítulos anteriores, figuras 2.11b, 2.12c, 2.18, 4.4 e 4.10b. Ressalta-se que, com base nos resultados do trabalho experimental de KUTARA et al. (1990), figura 4.4, os esforços de compressão obtidos nos taludes de 45° com coesão não nula não devem ser considerados como inconsistência do modelo computacional.

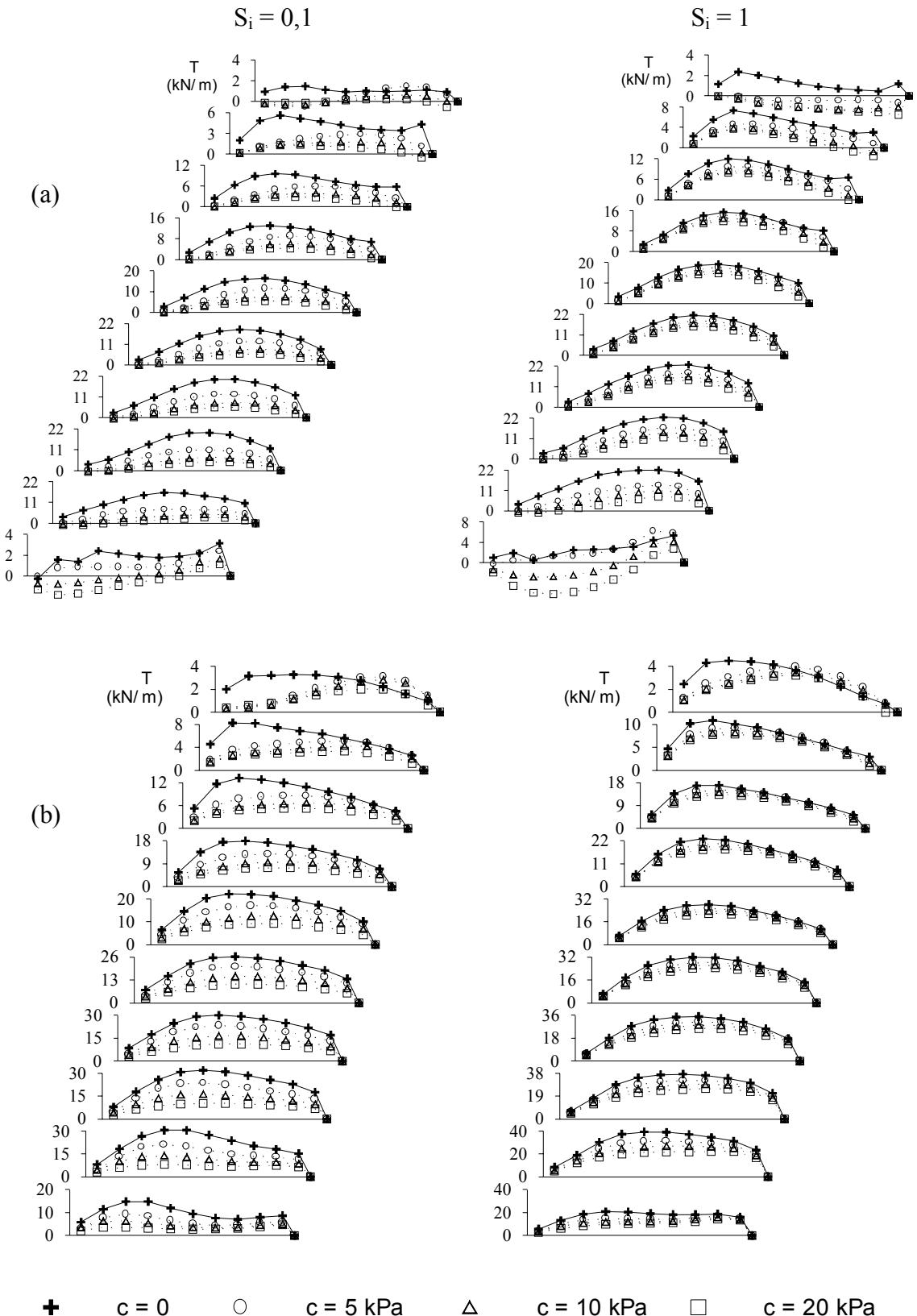


Figura 5.9: Influência da coesão na tração mobilizada ao longo dos reforços geossintéticos, $S_i = 0,1$, e metálicos, $S_i = 1$, em taludes com inclinação de: (a) 45° ; e (b) 60° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

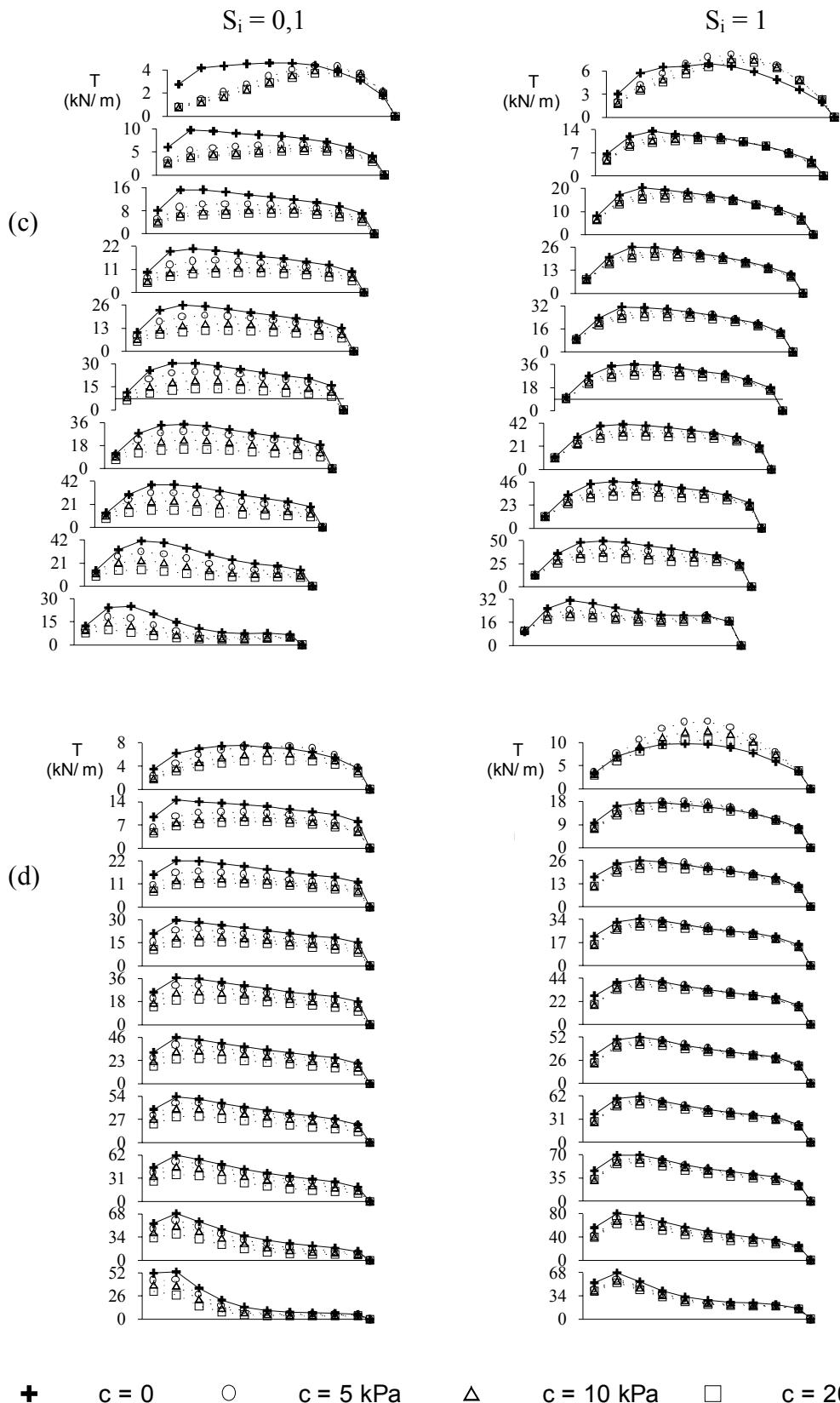


Figura 5.9 (Cont.): Influência da coesão na tração mobilizada ao longo dos reforços geossintéticos, $S_i = 0,1$, e metálicos, $S_i = 1$, em taludes com inclinação de: (c) 70° ; e (b) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

É de nítida percepção que a coesão do solo da região reforçada promove importante diminuição nas solicitações. Um valor de coesão de 10 kPa, equivalente a $c / \gamma H = 0,051$, pode ser suficiente para reduzir em mais de 50% a mobilização de estruturas com reforços extensíveis ($S_i = 0,1$) e inclinação igual ou inferior a 70°.

Assim como para os deslocamentos, a influência da coesão na tração dos reforços cresce com a suavização do talude. As maiores reduções em comparação com a situação de coesão nula ocorrem para o maciço de 45°.

Nota-se, na figura 5.9, que o efeito da coesão nos resultados é função da rigidez dos reforços. Para o caso de elementos metálicos inextensíveis, a influência desse parâmetro é bem menos significativa do que para o de elementos geossintéticos. Esse resultado confirma a hipótese de descrição do equilíbrio de estruturas de solo reforçado a partir do mecanismo de compatibilidade de tensões e deformações apresentado na figura 4.7c.

Na figura 5.10 assinalam-se os pontos de tração máxima associados aos resultados apresentados na figura 5.9. A fim de avaliar uma possível influência da altura do maciço e do ângulo de atrito do solo sobre a posição da superfície potencial de ruptura, para o talude de 45°, além dos resultados para $H = 10m$ e $\phi = 30^\circ$, apresentam-se os obtidos para $H = 5m$ e $\phi = 35^\circ$. Uma análise exclusivamente do efeito do ângulo de atrito sobre essa superfície pode ser visualizada na figura 5.10f para o talude de 60°, com $H = 10m$, $\phi = 35^\circ$ e 25° (esse último valor somente para $c = 10$ kPa).

Simultaneamente aos pontos de máxima solicitação, são plotadas, para os taludes abatidos, as curvas deduzidas por DANTAS (1998) para o caso de coesão nula. Para o talude vertical com reforço geossintético, figura 5.10j, mostra-se a superfície de ruptura de Rankine com inclinação igual a $45 + \phi / 2 (= 60^\circ)$ com a horizontal. Para o talude vertical com reforço metálico, figura 5.10k, mostra-se a curva de esforços máximos utilizada no sistema Terra Armada (para coesão nula), conforme apresentada em SCHLOSSER e BASTICK (1991). A boa concordância dos resultados numéricos com essa curva pode ser interpretada como um indicativo de consistência entre o modelo computacional e resultados experimentais que a originaram.

Verifica-se que os maiores desvios em relação às curvas propostas por DANTAS (1998) ocorrem na região próxima ao topo da estrutura. Em geral, a proposta de DANTAS (1998) representa razoavelmente os resultados. Por esse motivo, sugerem-se as curvas propostas em DANTAS (1998) como representativas da linha de esforços máximos no maciço, independentemente da presença ou não de coesão no solo.

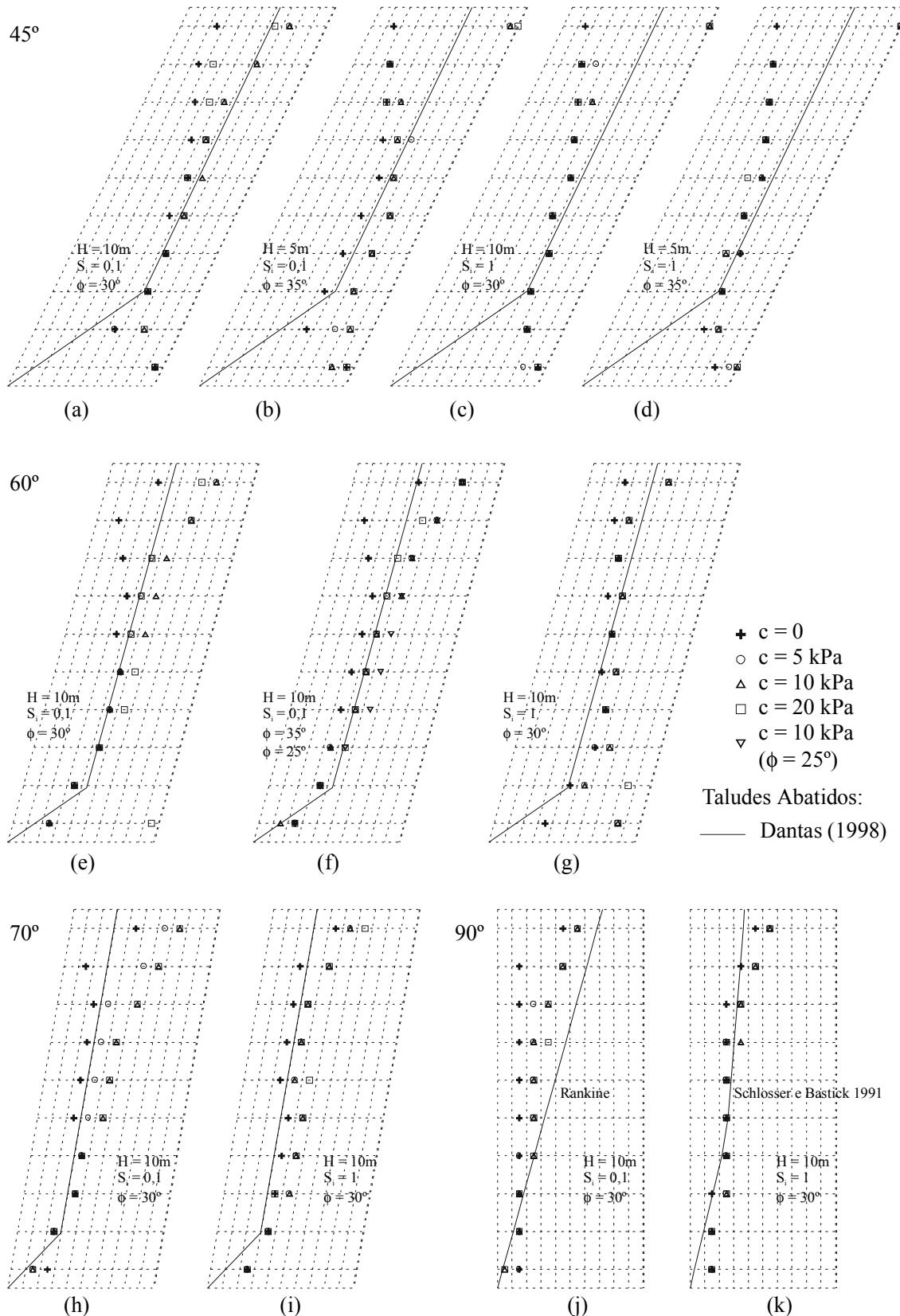


Figura 5.10: Posição dos pontos de máxima tração nos maciços: (a), (b), (c), (d) 45° ; (e), (f), (g) 60° ; (h), (i) 70° ; (j), (k) 90° . Influência da coesão, da altura e do ângulo de atrito.

5.2.3 Tensão vertical, horizontal, de cisalhamento e rotação das tensões principais

As figuras 5.11 e 5.12 apresentam resultados de tensão vertical e horizontal no nível dos reforços para as estruturas com talude de 90° e de 60°, respectivamente. Os resultados referem-se a três níveis de reforços: um próximo ao topo ($y / H = 0,85$), um intermediário ($y / H = 0,45$) e um próximo à base ($y / H = 0,05$), em maciços com 10m de altura, $\phi = 30^\circ$, sem a presença de esforços induzidos pela compactação. São apresentadas as tensões para o caso de reforços extensíveis ($S_i = 0,1$), e para reforços metálicos ($S_i = 1$). Junto com os resultados de tensão vertical, foram plotadas retas representando a tensão geostática (γz), em que z é a profundidade a partir da crista do talude, e a tensão vertical dada pela expressão de Meyerhof, equação 4.25. Junto com os resultados de tensão horizontal, foram plotadas retas representando os estados em repouso (K_o) e ativo de Rankine ($K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$), independentemente da inclinação.

A figura 5.13 apresenta uma análise comparativa do efeito da coesão, e a figura 5.14 da geometria, sobre as tensões vertical e horizontal na interface solo-reforço desenvolvidas nas estruturas simuladas sem compactação, reforçadas por elementos geossintéticos. Nessa figura, são apresentados os resultados para três níveis de reforço: um próximo ao topo ($y / H = 0,85$), um intermediário ($y / H = 0,45$) e outro próximo à base ($y / H = 0,05$).

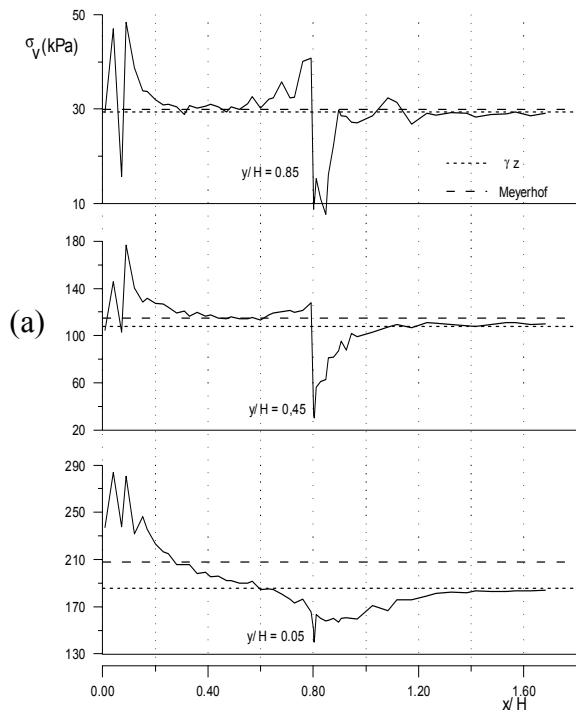
Todos os resultados apresentados nas figuras 5.11 a 5.14 são valores médios, tomados dos nós de elementos de solo imediatamente acima e abaixo dos reforços, já que o CRISP92-SC não fornece diretamente as tensões vertical e horizontal em nós de elementos de treliça.

A análise das figuras 5.11 a 5.14 conduz a:

- i. A tensão vertical em maciços verticais é crescente para fora do talude, figuras 5.11. Verifica-se que próximo à face e ao final do reforço, há um aumento da tensão em relação à reta γz . No fim do reforço, essa variação deve estar associada à transferência de tensões por atrito na fronteira com a região não reforçada.
- ii. A tensão vertical em maciços abatidos é crescente para o interior do talude, figuras 5.12 e 5.14a. Verifica-se na figura 5.12 que, mesmo para o talude de 60°, há atrito na interface com a região não reforçada, mas de menor intensidade do que no muro vertical.

90°

Tensão Vertical



Tensão Horizontal

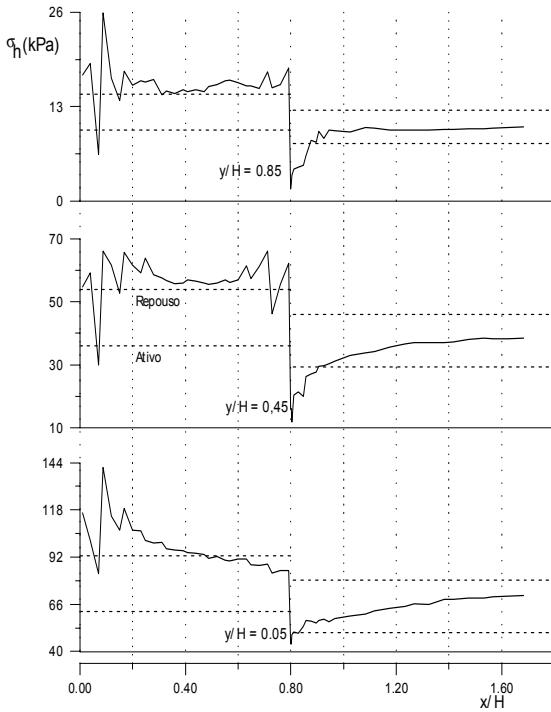
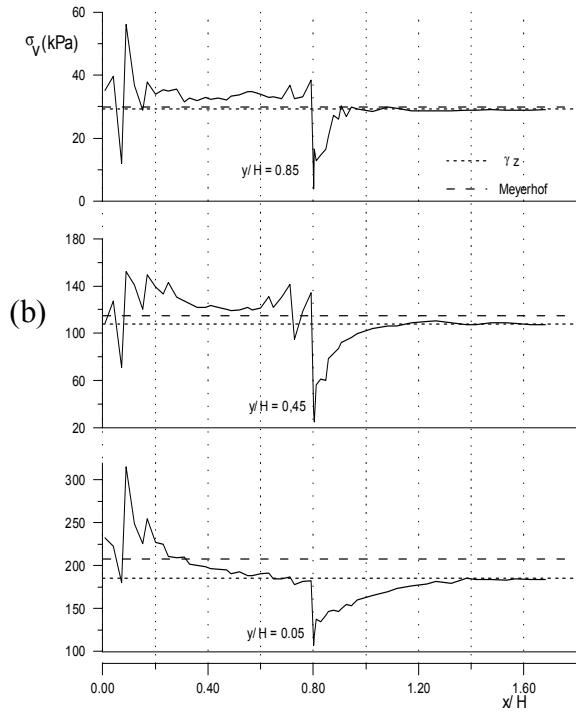
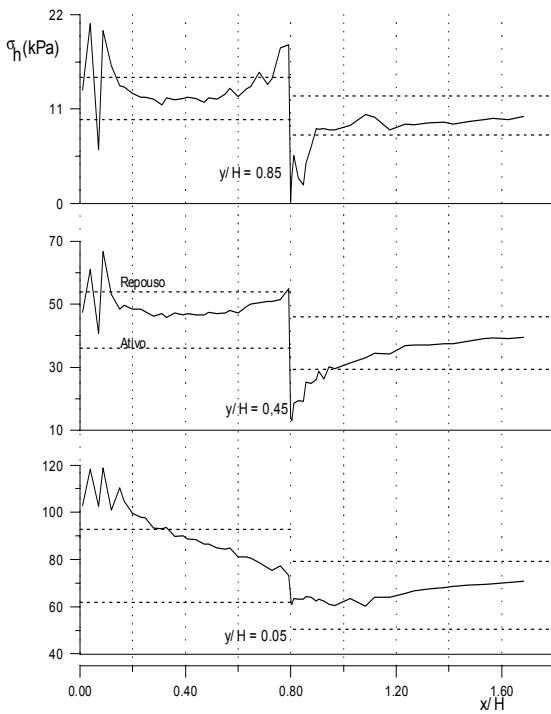


Figura 5.11: Tensão vertical e horizontal no nível do reforço em taludes de 90° com coesão nula, reforçados com (a) geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) reforços metálicos, $S_i = 1$. $[H = 10\text{m}, \phi = 30^\circ, \sigma_{zc,i} = 0]$.

60°

Tensão Vertical

Tensão Horizontal

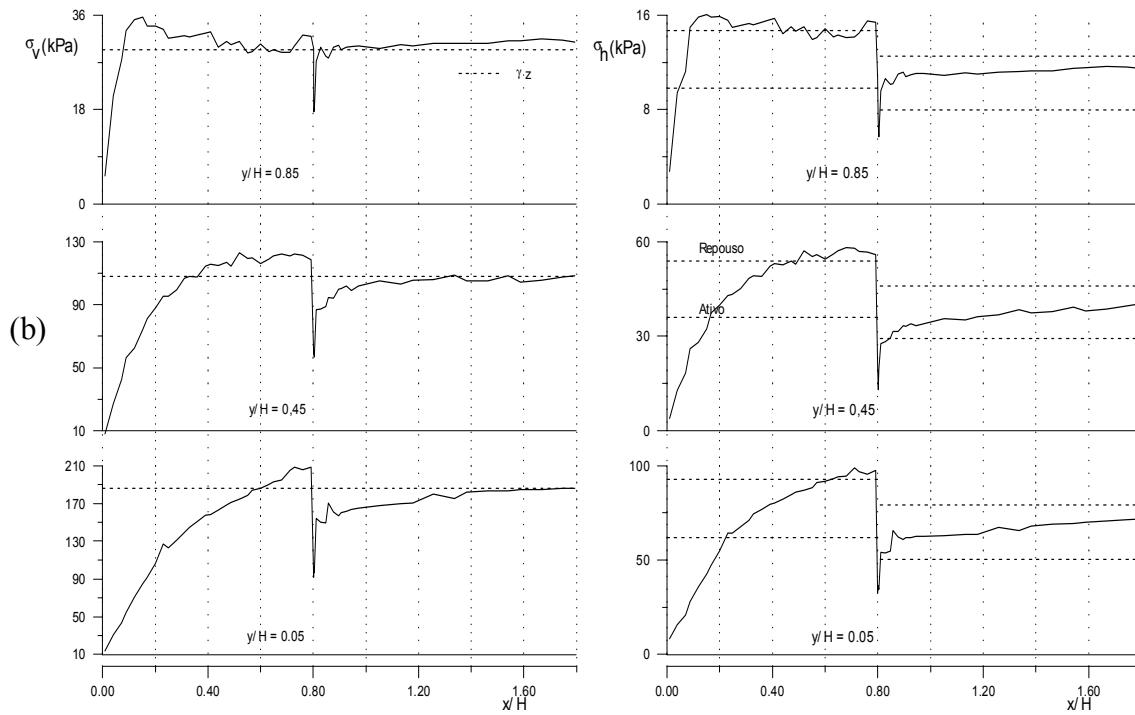
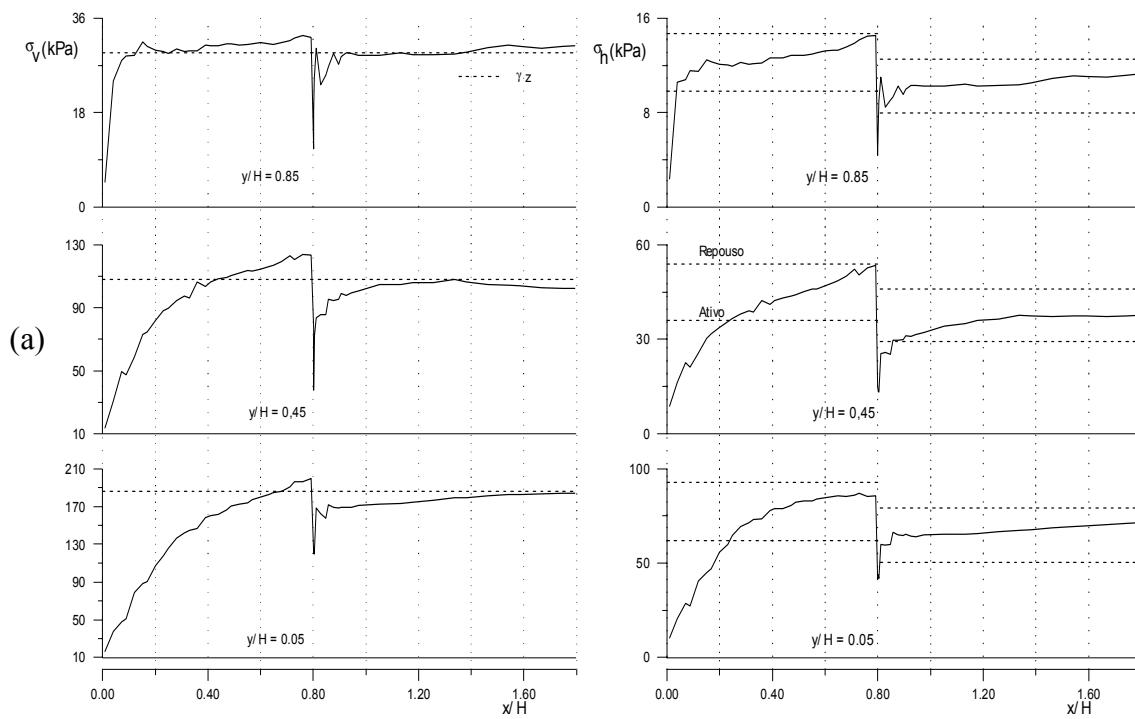


Figura 5.12: Tensão vertical e horizontal no nível do reforço em taludes de 60° com coesão nula, reforçados com (a) geossintéticos, $S_i = 0,1$, e (b) reforços metálicos, $S_i = 1$. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

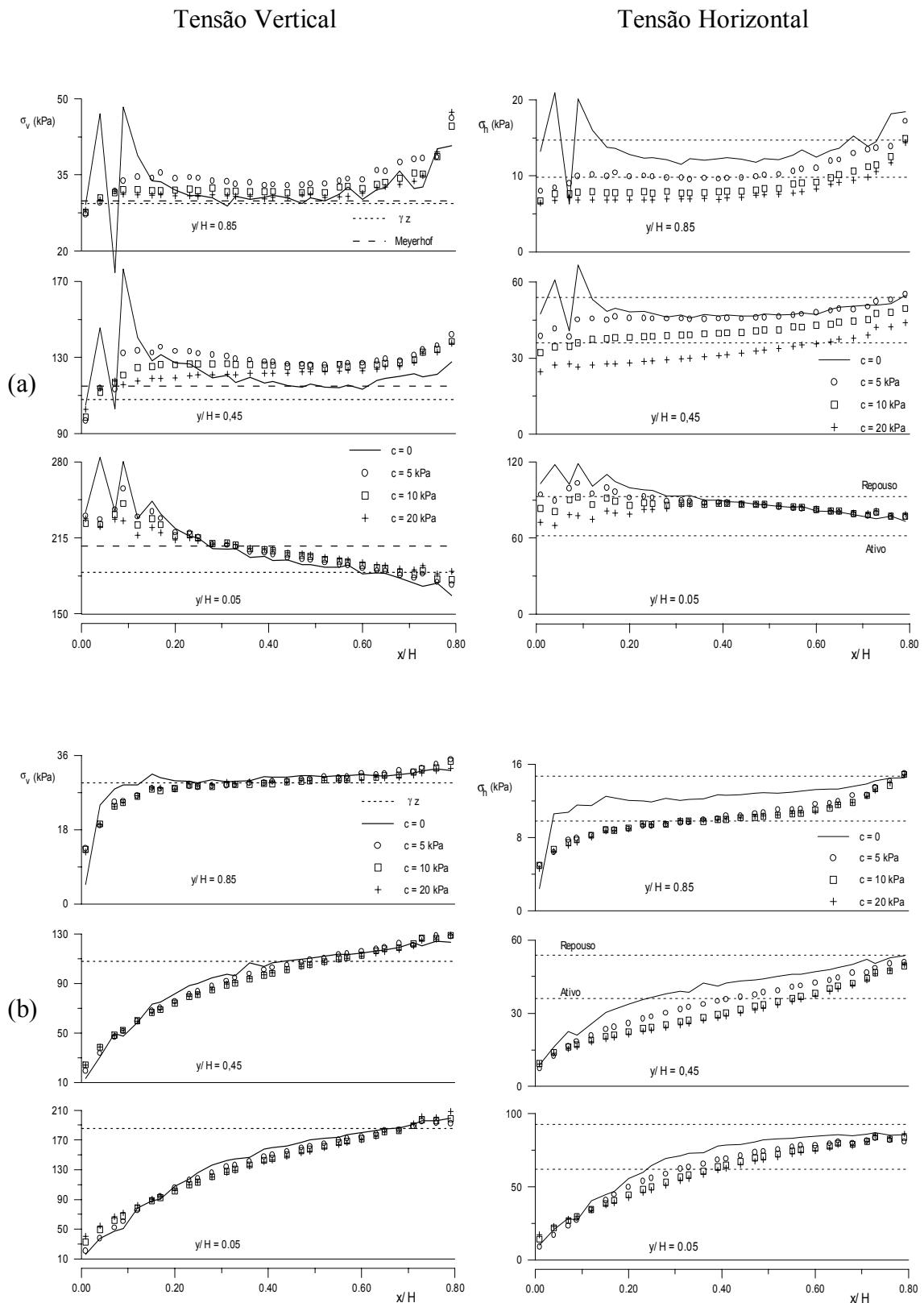


Figura 5.13: Análises comparativas do efeito da coesão sobre as tensões vertical e horizontal na interface solo-reforço em taludes reforçados com geossintéticos ($S_i = 0,1$), com inclinação de: (a) 90° ; e (b) 60° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

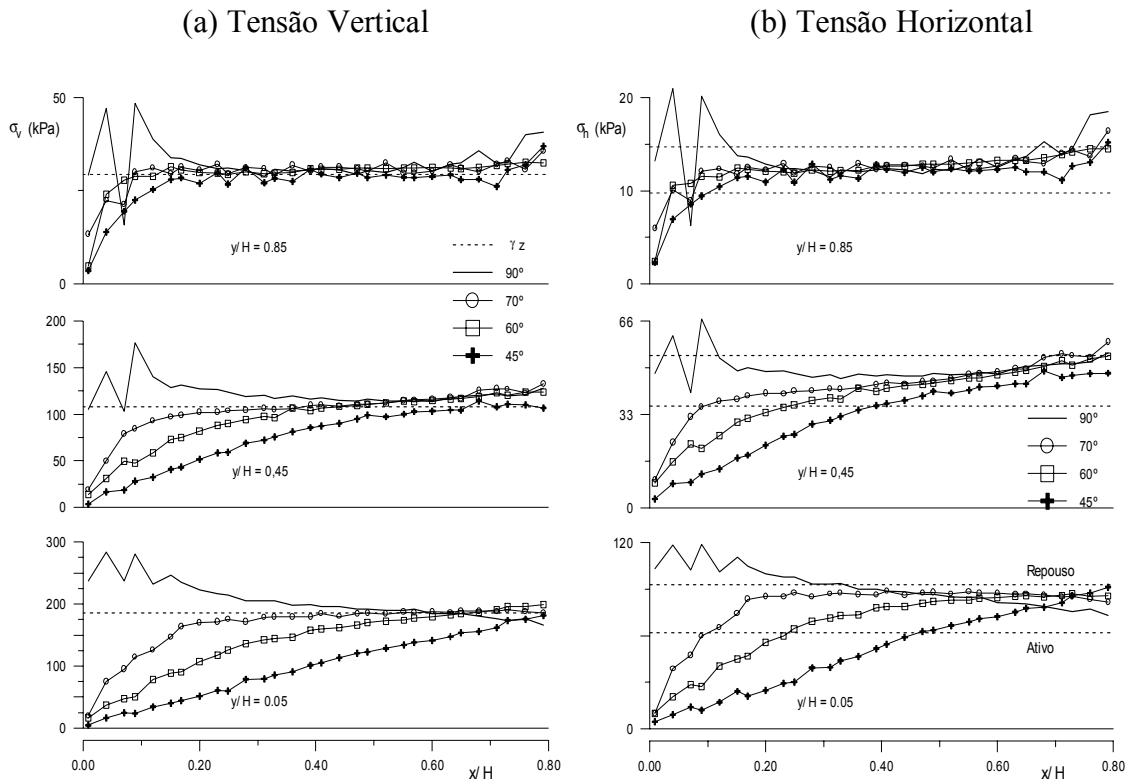


Figura 5.14: Análises comparativas do efeito da geometria sobre as tensões (a) vertical e (b) horizontal na interface solo-reforço em taludes com coesão nula, reforçados com geossintéticos ($S_i = 0,1$). [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

- iii. Comparando-se os resultados das figuras 5.11 e 5.12, e levando em conta os apresentados na figura 5.13, pode-se verificar que, como seria esperado, a rigidez do reforço e a coesão do solo não exercem influência significativa sobre a tensão vertical. Para o talude vertical, no entanto, figura 5.13a, verifica-se que podem ocorrer perturbações numéricas junto à face, que são reduzidas com o aumento da coesão. Cabe observar, também, que, nos casos de coesão não nula, a tensão vertical nos taludes de 90° apresentou-se razoavelmente acima dos valores para a condição geostática, figura 5.13a.
- iv. Nos taludes abatidos, à medida em que se aproxima da base, a tensão vertical na região reforçada ($x / H \leq 0,8$) pode ser menor do que a geostática dada pela distância z até o topo da estrutura, figuras 5.12 e 5.14a. Esse resultado indica que pode haver correspondência entre a distribuição de tensão vertical admitida no método teórico-analítico e a obtida com as simulações

computacionais. Esse efeito tende a ser ainda mais pronunciado com a diminuição da inclinação da face (figura 5.14a).

- v. A rigidez do reforço exerce papel importante sobre as tensões horizontais. Para reforços inextensíveis, o estado de tensão na massa reforçada tende nitidamente ao repouso, enquanto que, para o geossintético utilizado, um estado intermediário entre o repouso e o ativo é mobilizado, figura 5.11. A figura 5.12 também mostra que reforços rígidos tendem a promover no maciço inclinado tensão horizontal superior à promovida por reforços extensíveis. Cabe ressaltar que, para o caso de talude de 60º e reforço metálico, figura 5.12b, situação em que a deformabilidade do maciço é bem reduzida (vide figura 5.7a), o estado de tensão na massa reforçada tende ao repouso. Portanto, pode-se afirmar que, assim como em taludes verticais, o estado de tensão que representa um limite superior para o coeficiente de empuxo lateral em taludes abatidos não compactados é o repouso. Nessa condição, o abatimento do talude promove uma rotação das tensões principais tal que a relação entre σ_h e σ_v é igual ao coeficiente de empuxo lateral no repouso, K_o . Essa conclusão confirma de forma contundente a hipótese do método teórico-analítico sobre a trajetória de tensões no solo para o caso de carregamento K_o em estruturas inclinadas, figura 4.18. A expressão de K_o^P (vide definições das equações 4.17 e 4.18) é deduzida admitindo a relação σ_h / σ_v (ou σ_x / σ_z) igual a K_o e rotação de tensões principais igual a δ_c .
- vi. A coesão do solo promove diminuição nas tensões horizontais, figura 5.13. Em geral, quanto maior a coesão, menor é a tensão horizontal.
- vii. A suavização do talude promove diminuição na tensão horizontal, figura 5.14b. Contudo, próximo ao topo as diferenças não são muito expressivas, mas à medida que se caminha para o pé da estrutura as variações de comportamento se acentuam.

As figuras 5.15 e 5.16 apresentam resultados de tensão de cisalhamento e de rotação das tensões principais para taludes de 60º e 90º, com $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$ e reforçados por geossintético. As tensões de cisalhamento referem-se aos planos horizontais médios entre reforços adjacentes. O ângulo de rotação das tensões principais

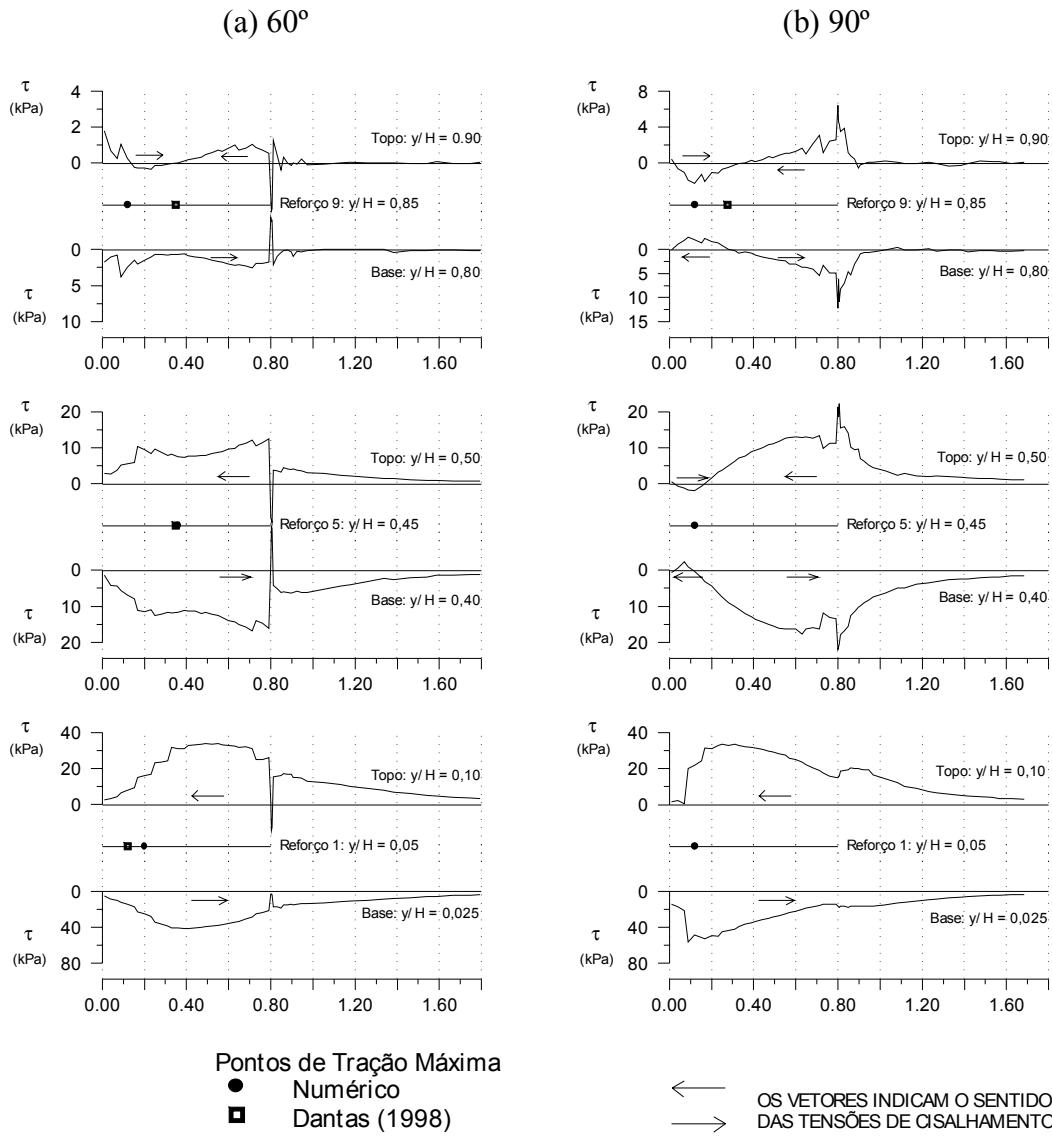


Figura 5.15: Tensão de cisalhamento atuante nos planos médios entre reforços para maciços com elementos geossintéticos, $S_i = 0,1$, e coesão nula: (a) Talude de 60° ; (b) Talude de 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

é uma média de valores imediatamente acima e abaixo do nível dos reforços, e foi apresentado em valor absoluto, ou seja, sem o sinal indicativo do sentido da tensão cisalhante. Identificam-se os pontos de esforços máximos no reforço obtidos nas análises numéricas e previstos por DANTAS (1998). Na figura 5.15, indica-se o sentido das tensões de cisalhamento.

Analizando a figura 5.15, constata-se que a ordem de grandeza das tensões de cisalhamento pode ser considerada similar para os taludes mostrados. Todavia, a distribuição ao longo do reforço é alterada. Em contraste com o talude de 60° , no talude

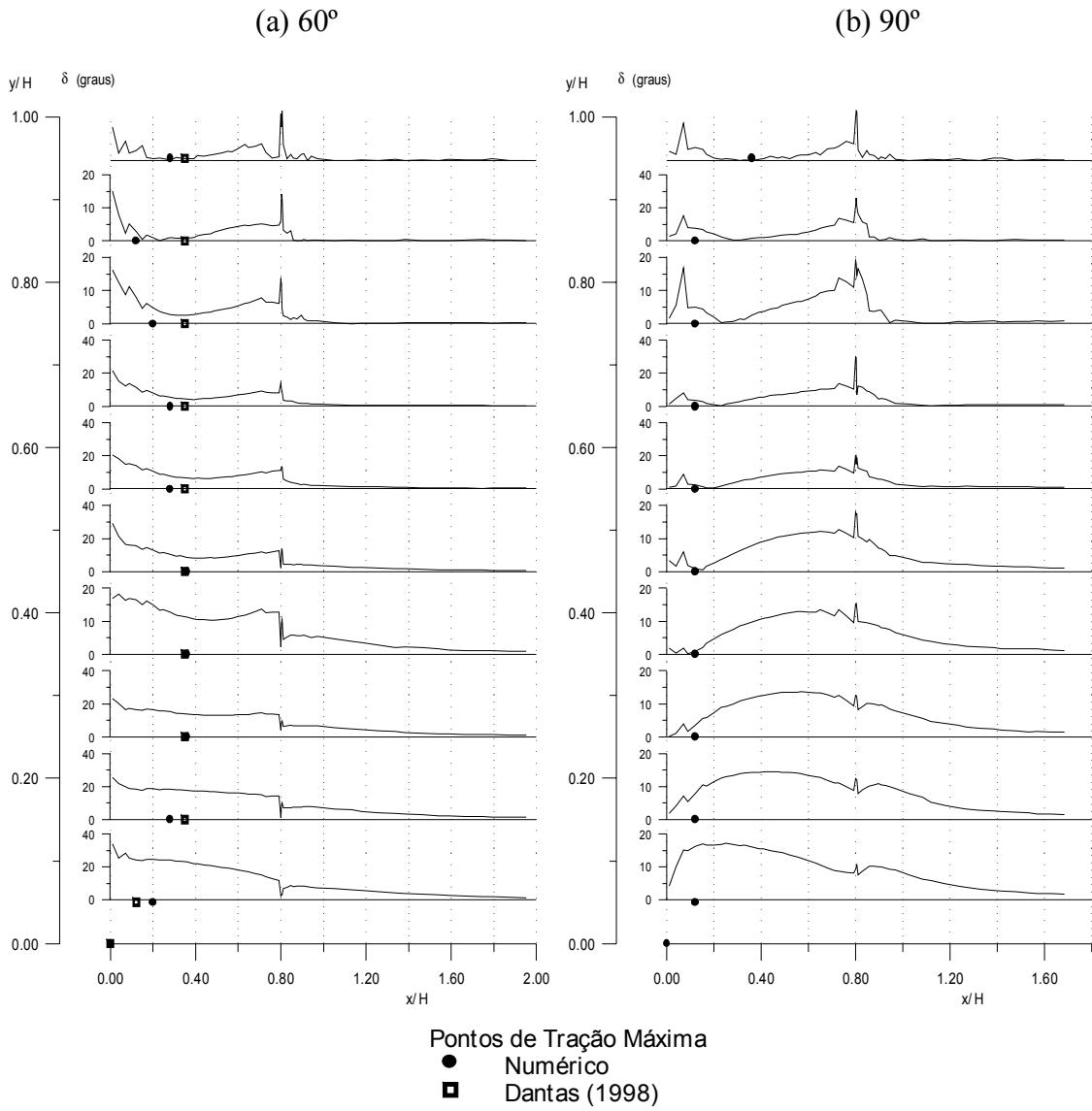


Figura 5.16: Rotação de tensões principais para taludes com coesão nula e inclinação de: (a) 60° ; e (b) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

vertical a tensão de cisalhamento na zona ativa nos reforços intermediários ($y / H = 0,45$) é relativamente baixa. Independentemente da inclinação, na zona resistente as tensões de cisalhamento assumem valores mais elevados. Próximo ao pé da estrutura ($y / H = 0,025$), as tensões de cisalhamento sofrem influência do atrito com a fundação e, portanto, têm a sua magnitude aumentada. As tensões de cisalhamento caem a zero para pontos localizados mais no interior do talude.

A figura 5.16 mostra que o ângulo de rotação das tensões principais não é constante ao longo da profundidade do maciço. Há uma tendência de esse ângulo se apresentar crescente com a profundidade. Para o talude vertical, consistentemente com as hipóteses

do modelo analítico, na região compreendida entre $y / H = 0,25$ a $y / H = 0,65$, a rotação de tensões na zona ativa é pequena, o que corrobora as conclusões acima sobre a tensão de cisalhamento nessa parte da estrutura. Para pontos situados mais no interior do talude, a rotação de tensões cai a zero. Nas proximidades do pé do maciço, o ângulo de rotação de tensões principais cresce acentuadamente devido ao atrito com a fundação.

5.2.4 Compactação

A figura 5.17 apresenta uma comparação dos deslocamentos horizontais na face para diferentes valores da tensão vertical de pico equivalente induzida pela compactação, $\sigma_{zc,i}$, para taludes de 60° e 90° , com $H = 5m$, $\phi = 35^\circ$, coesão nula e reforço geossintético. Os resultados referem-se a três situações: (i) sem compactação, $\sigma_{zc,i} = 0$, (ii) com $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa e (iii) com $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa.

Nota-se que o aumento da tensão de compactação promove maiores deslocamentos na face. Para o talude de 90° , figura 5.17b, a condição de compactação com $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa não implicou em acréscimos significativos de movimentação; podem ser visualizados pequenos incrementos na região próxima ao topo do maciço. Para $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa, houve acréscimos ao longo de toda a altura. Para o talude de 60° , figura 5.17a, os deslocamentos foram significativamente alterados independentemente da tensão de compactação aplicada. Assinala-se, no entanto, que, para ambos os taludes, os maiores acréscimos ocorreram na região entre reforços (notar a forma de “bolsas” na figura 5.17). No nível dos reforços, os acréscimos apresentaram intensidade bem reduzida em relação aos desenvolvidos em outros pontos da face. Esse padrão de comportamento deve estar associado ao uso de face flexível nas estruturas simuladas.

A figura 5.18 apresenta a mobilização ao longo dos reforços para as mesmas estruturas e condições de compactação da figura 5.17. Constata-se que, em geral, o aumento da tensão de compactação resulta em maior solicitação nos reforços. Contudo, esse aumento varia com a profundidade da camada de reforço e com a magnitude da tensão $\sigma_{zc,i}$. Para ambos os taludes, uma compactação com $\sigma_{zc,i}$ igual a 50 kPa resulta em alterações mais expressivas nas 4 camadas de reforço mais próximas ao topo. Para a tensão de compactação de 100 kPa, há acréscimos ao longo de toda a altura dos maciços.

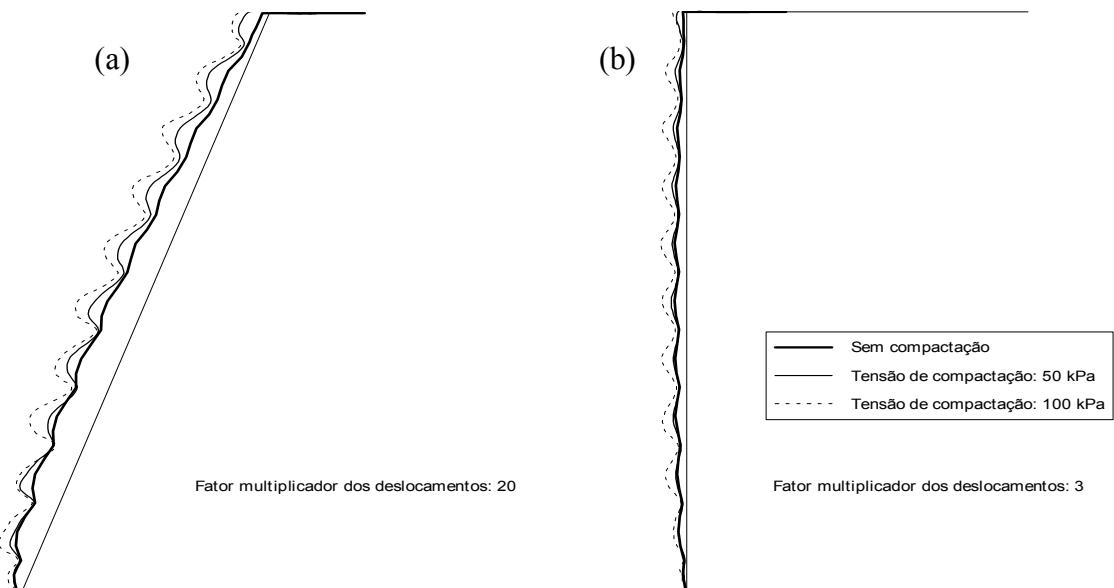


Figura 5.17: Influência da compactação sobre os deslocamentos horizontais da face em taludes reforçados por geossintético, $S_i = 0,1$, com coesão nula e inclinação de: (a) 60° e (b) 90° . [$H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, $S_i = 0,1$, $c = 0$].

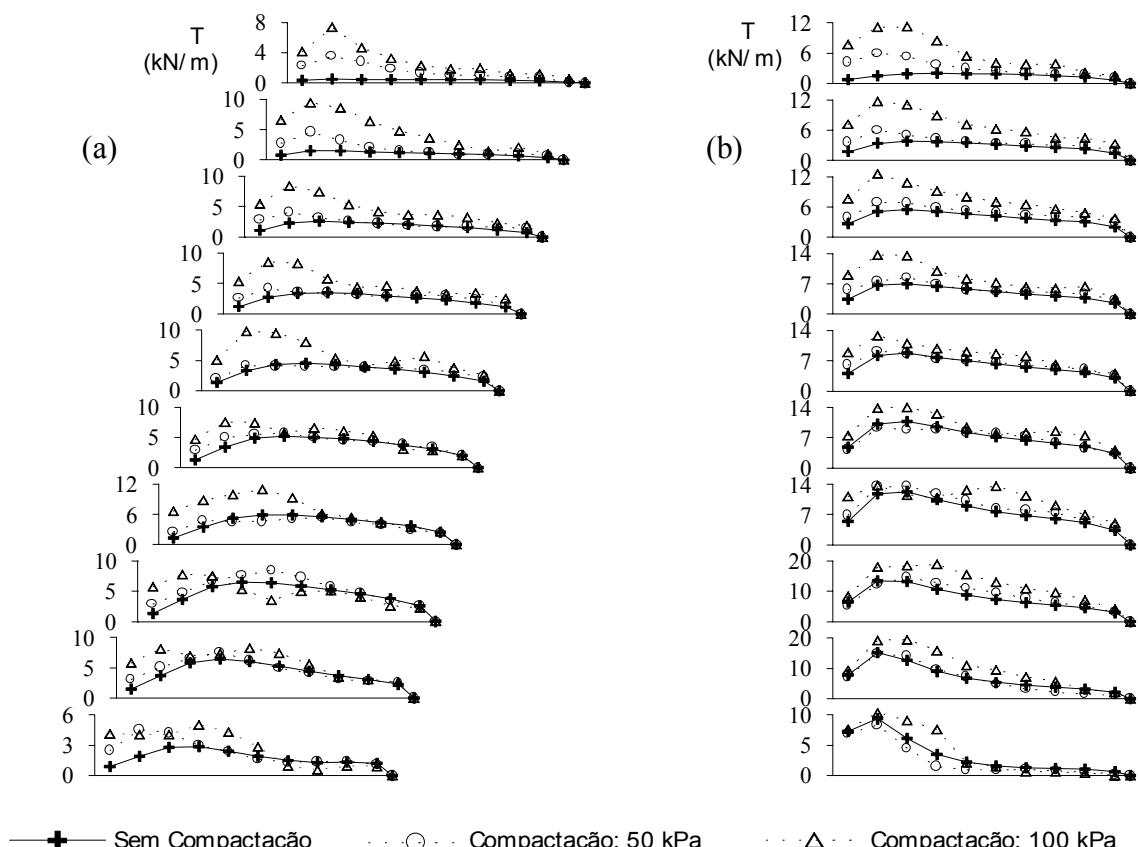


Figura 5.18: Esforços ao longo do reforço para diferentes situações quanto às tensões induzidas pela compactação em maciços reforçados por geossintético, $S_i = 0,1$, com coesão nula e inclinação de: (a) 60° e (b) 90° . [$H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, $S_i = 0,1$, $c = 0$].

5.3 COERÊNCIA ENTRE OS MÉTODOS DE ANÁLISE PROPOSTOS

Apresenta-se nesta seção uma discussão sobre a coerência existente entre os métodos de análise de ECSR propostos na presente tese, a saber: análise dimensional, método teórico-analítico e modelo computacional. Busca-se com isso consolidar as metodologias propostas através da convergência de seus resultados.

A análise dimensional representa uma abordagem teórica independente em relação aos outros modelos. Em um contexto mais amplo, os modelos teórico-analítico e computacional podem ser considerados como interdependentes, já que algumas hipóteses do método analítico tiveram como base os resultados numéricos. Por esse motivo, apresenta-se uma avaliação desses modelos sob o enfoque da análise dimensional.

5.3.1 Avaliação dos modelos propostos sob o enfoque da análise dimensional

O método teórico-analítico é baseado em expressões homogêneas, como definido na seção 3.2, apresentando, portanto, homogeneidade dimensional. Os números Π associados foram apresentados e comentados na seção 4.5.4, na qual encontram-se ábacos que os correlacionam. Fica demonstrada, então, a coerência desse modelo com a análise dimensional desenvolvida no capítulo 3.

Estudos paramétricos numéricos que evidenciam a adequação da modelagem computacional ao enfoque da análise dimensional foram apresentados em DANTAS e EHRLICH (2001b). Nesses estudos foram utilizados malha, modelos constitutivos e programa de elementos finitos idênticos aos da presente tese, com as mesmas características geométricas mostradas na figura 4.32 e na tabela 4.1. Foram modelados taludes verticais, sob campo gravitacional normal e em estado plano de deformações, com diferentes alturas e parâmetros do solo, do reforço e da face, ajustados de forma a manter idênticos os números Π em todas as estruturas. Os maciços apresentaram altura de 5, 10 e 15 metros, ângulo de atrito de 35° e dois valores para a coesão do solo, $c / (\gamma H) = 0$ e $0,051$. O valor de $c / (\gamma H) = 0,051$ corresponde a valores de coesão de 5, 10 e 15 kPa para os taludes de 5, 10 e 15 metros de altura, respectivamente. Os fatores de escala adotados são apresentados na tabela 5.4, que considera o maciço com $H = 5$ m como referência.

Tabela 5.4: Fatores de escala das grandezas (apud DANTAS e EHRLICH 2001b).

Fator de Escala	H = 10m	H = 15 m
k_p	1	1
k_g	1	1
k_H	2	3
k_ω	1	1
$k_{J_{ref}}$ planar	4	9
$k_{EI_{face}}$	32	243
k_c	2	3
k_ϕ	1	1
k_v	1	1
$k_{E_{fund}}$	2	3
k_Q	4	9
k_q	2	3
$k_{\sigma'_{zc}}$	2	3
k_T planar	4	9

Todos os resultados são expressos na forma de números Π . A máxima tração mobilizada nos reforços é apresentada na figura 5.19. Os deslocamentos horizontais da face, que não foram originalmente apresentados em DANTAS e EHRLICH (2001b), podem ser visualizados na figura 5.20. Observa-se que, uma vez mantidos idênticos os números Π , há uma tendência de as diferentes estruturas apresentarem resultados semelhantes. Enfatiza-se o papel da coesão do solo, cuja influência é dada pela expressão $c / (\gamma H)$, figuras 5.19b e 5.20b, e não pelo seu valor absoluto. Esses resultados demonstram a coerência do modelo computacional quando estudado sob o enfoque da análise dimensional.

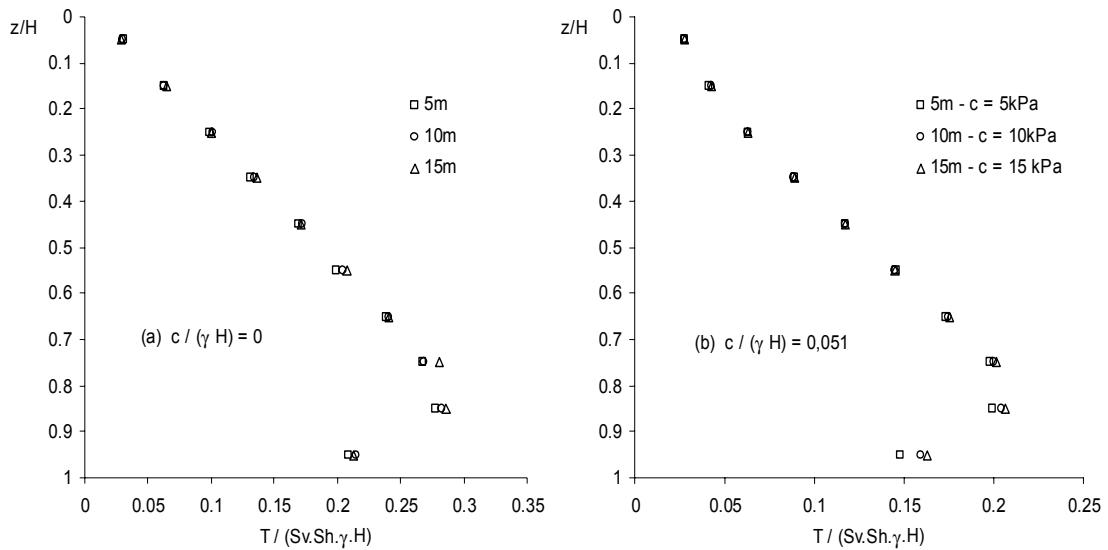


Figura 5.19: Resultados de tração máxima nos reforços, dados por $T / (S_v \cdot S_h \cdot \gamma \cdot H)$ e z / H , ambos números Π do problema, para estruturas com: (a) $c / (\gamma \cdot H) = 0$; e (b) $c / (\gamma \cdot H) = 0,051$ (apud DANTAS e EHRLICH 2001b).

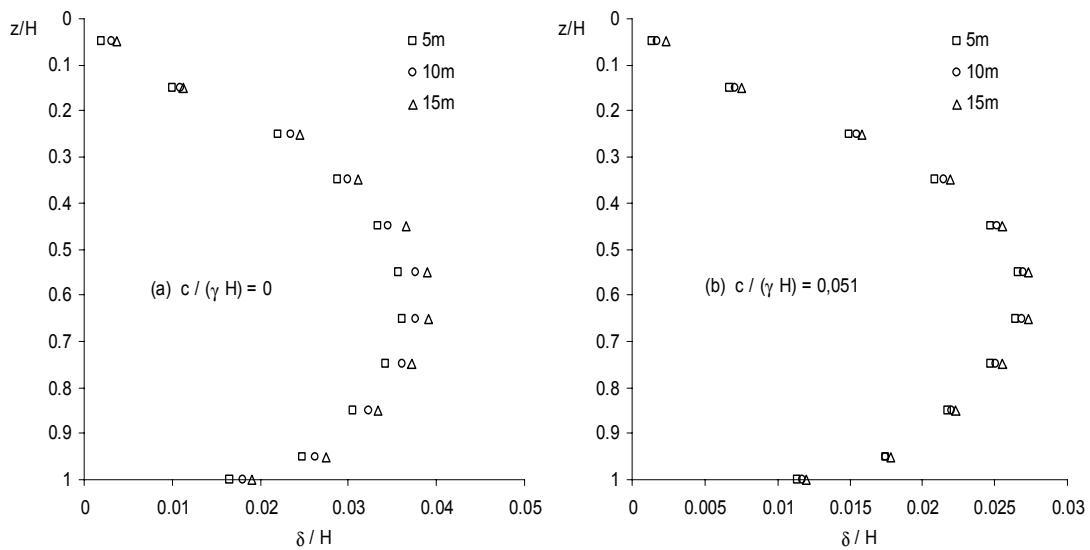


Figura 5.20: Resultados das análises de DANTAS e EHRLICH (2001b) de deslocamentos horizontais na face, dados por δ / H e z / H , ambos números Π do problema, para estruturas com: (a) $c / (\gamma \cdot H) = 0$; e (b) $c / (\gamma \cdot H) = 0,051$.

5.4 CAPACIDADE DE PREVISÃO DO MODELO TEÓRICO-ANALÍTICO

Nesta seção, apresenta-se uma avaliação da capacidade de previsão do método teórico analítico proposto. Inicialmente desenvolve-se um estudo comparativo com os resultados das simulações computacionais, incluindo tensão vertical, horizontal, resultante horizontal no plano médio entre reforços, rotação de tensões principais e tração máxima nos reforços. Comparam-se, também, os esforços máximos mobilizados nos reforços para as diferentes situações de compactação.

A seção é finalizada com um estudo comparativo das previsões do método teórico-analítico proposto com os resultados de simulações computacionais apresentados em ADIB (1988) e de monitoração de estruturas reais apresentados em ADIB (1988) e FANNIN (1988).

5.4.1 Comparação com as simulações computacionais realizadas

Os resultados estão organizados como exposto a seguir. Inicia-se com a apresentação das previsões de tensão vertical e horizontal, do ângulo de rotação das tensões principais e da resultante horizontal no plano médio entre reforços. Por fim, apresentam-se os resultados de tração máxima, nos quais evidencia-se o papel da geometria, da coesão do solo, da rigidez do reforço e dos esforços induzidos pela compactação. Todos os resultados numéricos referem-se aos pontos de máxima tração no reforço (vide figura 5.10).

Todavia, é importante destacar que o objetivo do método teórico-analítico proposto é a previsão da máxima solicitação nos reforços. Os estudos de tensão vertical, horizontal, rotação de tensões principais e resultante horizontal no plano médio entre reforços têm o propósito de avaliar a fundamentação conceitual do método.

A figura 5.21 apresenta as previsões de tensão vertical para as diferentes inclinações da face e tipos de reforço, em estruturas com $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$ e $\sigma_{zc,i} = 0$. As linhas contínuas representam os resultados do método teórico-analítico, utilizando as expressões 4.23 e 4.24 e a figura 4.22. Para o talude vertical, utilizou-se a expressão de Meyerhof, equação 4.25. Observa-se que, excluindo o maciço de 90° , desde o topo até $y / H \approx 0,35$, há uma excelente concordância nos resultados. Nesse trecho a tensão vertical é dada pela altura de solo até a crista do talude, ou seja, γz . Para $y / H < 0,35$,

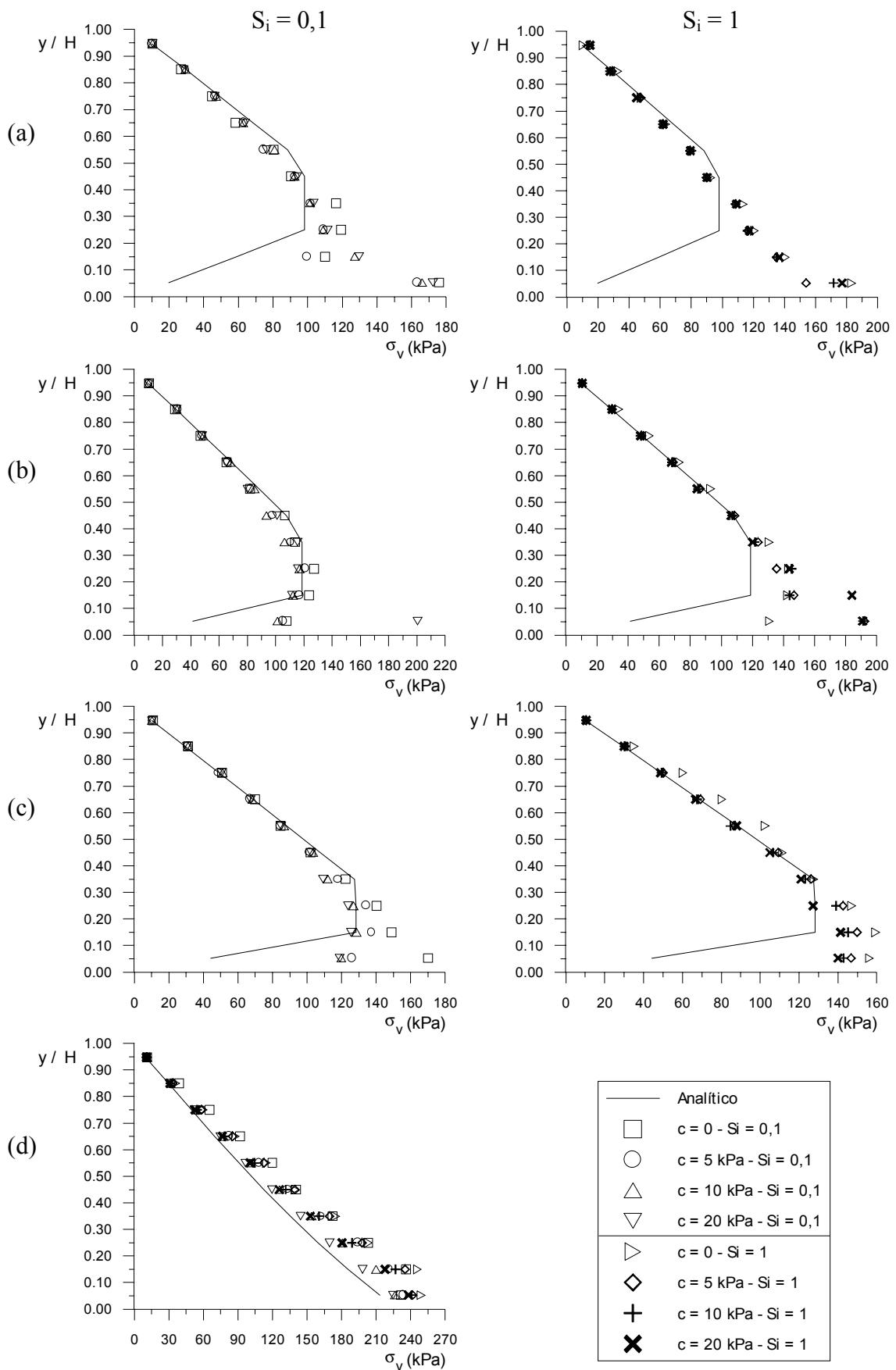


Figura 5.21: Tensão vertical para diferentes valores de coesão do solo e rigidez do reforço para taludes de: (a) 45° ; (b) 60° ; (c) 70° ; e (d) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

as melhores previsões ocorrem para o caso de reforço geossintético ($S_i = 0,1$) e inclinações de 60° e 70° . Com base nessa figura, pode-se visualizar que a tensão vertical no ponto de tração máxima no reforço não se apresenta necessariamente crescente com a profundidade para taludes abatidos. Com exceção dos pontos localizados junto à base, o procedimento analítico de DANTAS (1998) pode ser considerado como razoavelmente representativo da tendência dos resultados.

A tensão horizontal na interface solo-reforço tem importante significado para o cálculo analítico das solicitações nos reforços. A figura 5.22 apresenta a comparação entre os resultados das simulações e o previsto teoricamente pelo método proposto. Assinala-se que as previsões analíticas resultam da aplicação do método, e não representam um dado de entrada, como é o caso da tensão vertical. Os resultados referem-se a estruturas com $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$ e $\sigma_{zc,i} = 0$. São apresentadas previsões para dois valores de coesão do solo: nula e 10 kPa. Verifica-se, em geral, boa concordância. As piores comparações ocorrem para o talude vertical e próximo ao pé dos maciços inclinados. Assim como para a tensão vertical, as melhores estimativas ocorrem para $y / H > 0,35$. Esses resultados aliados aos de tensão vertical indicam que, de forma geral, o método analítico prevê satisfatoriamente o coeficiente de empuxo lateral, K , dado por σ_h / σ_v , em taludes abatidos.

A figura 5.23 apresenta a rotação das tensões principais para as estruturas de 45° , 60° , 70° e 90° , $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$, com coesão nula. Comparam-se os resultados numéricos para os reforços geossintético ($S_i = 0,1$) e metálico ($S_i = 0,1$). As estimativas analíticas são função exclusivamente da inclinação da face, independentes da rigidez do reforço e da profundidade. A figura 5.24 apresenta o efeito da coesão do solo sobre a rotação das tensões principais para os taludes com inclinação de 60° e 90° . Analisando as duas figuras, constata-se que, com exceção das camadas mais superficiais, a rigidez do reforço e a coesão do solo não influenciam de forma expressiva os resultados. Verifica-se que as previsões analíticas representam estimativas grosseiras desse parâmetro. A hipótese de um valor constante com a profundidade não é razoável, mas, no entanto, pode ser entendida como parte de um conjunto de simplificações que conduz a resultados satisfatórios de resultante horizontal no plano médio entre reforços e de solicitação nos reforços, como será apresentado adiante. No contexto do método teórico-analítico, a rotação de tensões exerce influência sobre a resultante horizontal mencionada e sobre o estado de tensões no solo no ponto de máxima tração no reforço.

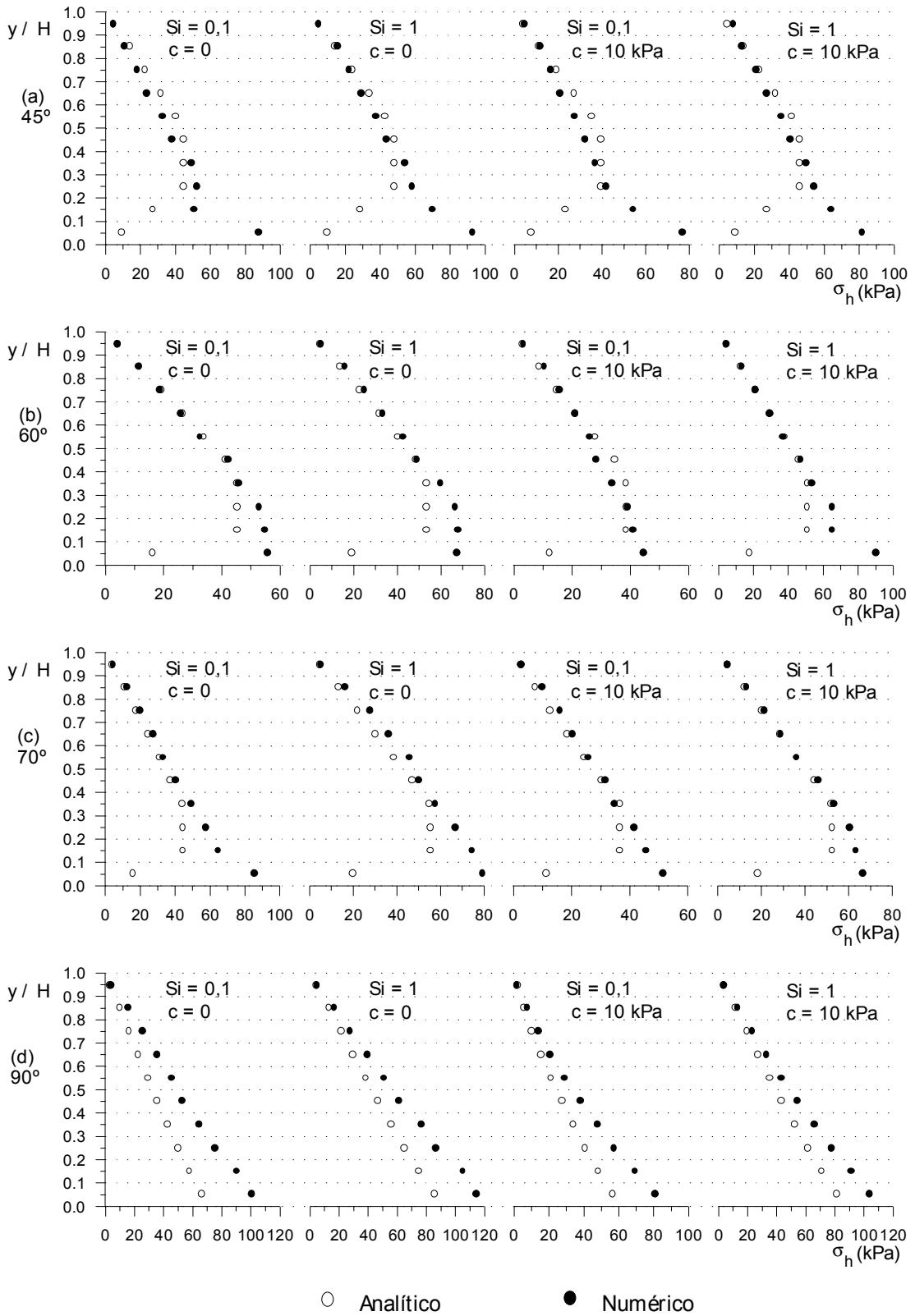


Figura 5.22: Tensão horizontal atuante no solo, no ponto de máxima tração no reforço, para diferentes valores de coesão do solo e rigidez de reforço, geossintético ($S_i = 0,1$) e metálico ($S_i = 1$), em taludes com inclinação de: (a) 45° ; (b) 60° ; (c) 70° , (d) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

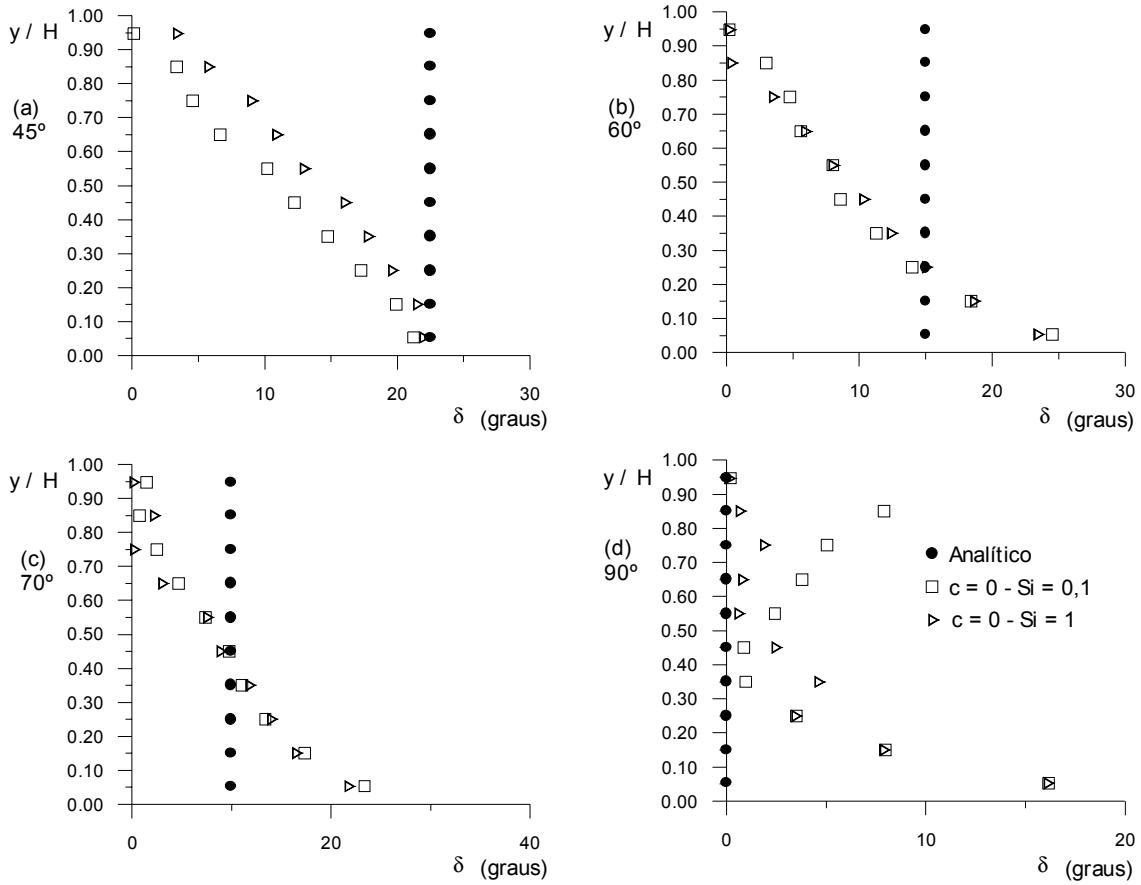


Figura 5.23: Rotação das tensões principais no solo no ponto de máxima tração no reforço para maciços com coesão nula, reforçados por geossintéticos ($S_i = 0,1$) e elementos metálicos ($S_i = 1$), com inclinação de: (a) 45°; (b) 60°; (c) 70°; e (d) 90. [$H = 10m$, $\phi = 30$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

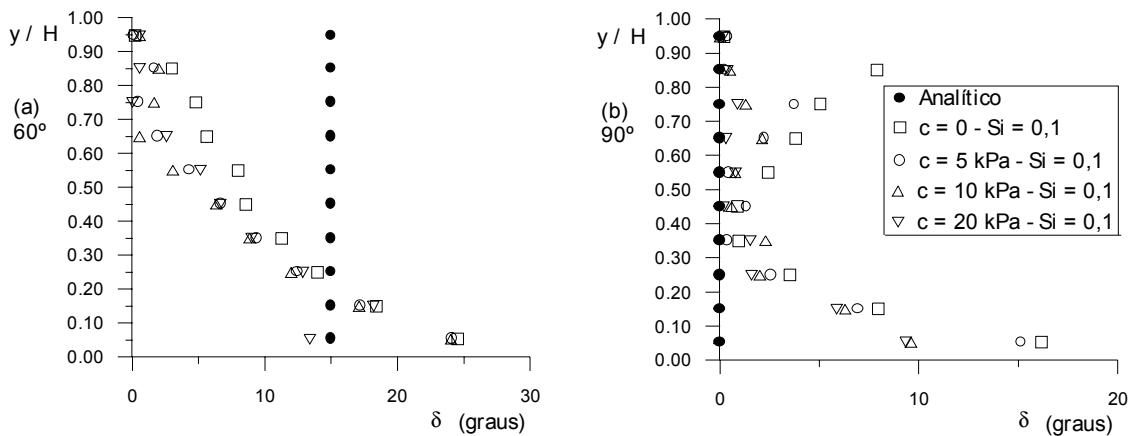


Figura 5.24: Efeito da coesão sobre a rotação das tensões principais no solo no ponto de máxima tração no reforço para estruturas reforçadas com geossintético ($S_i = 0,1$) e inclinação de: (a) 60°; e (b) 90°. [$H = 10m$, $\phi = 30$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

A figura 5.25 apresenta os resultados da resultante horizontal no plano médio entre reforços, F_h , para estruturas com reforço geossintético e metálico, $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$. A resultante das tensões de cisalhamento atuantes entre a face e o ponto de máxima tração no reforço (zona ativa) foi calculada através da integração da área sob a curva, utilizando a soma de Riemann, um processo aproximado do cálculo elementar (vide, por exemplo, SWOKOWSKI 1983). A soma vetorial das resultantes no plano superior e no plano inferior define a resultante horizontal nos planos médios entre reforços adjacentes. Para cada nível de reforço, essa resultante foi calculada e os resultados são apresentados na figura 5.25, juntamente com o valor previsto pelo método analítico. Um sinal positivo significa força F_h com o mesmo sentido da tração máxima no reforço, T .

Observa-se que as previsões são melhores para a metade superior do maciço. Para a região inferior, os maiores desvios ocorrem para os taludes de 60° e 70° reforçados por elementos metálicos ($S_i = 1$), figuras 5.25b e 5.25c. A estrutura vertical sofre perturbações na região próxima ao topo e à base em relação à condição de resultante nula. Boa concordância ocorre para os maciços reforçados por geossintético ($S_i = 0,1$), independentemente da coesão e da geometria. Esses resultados demonstram que as simplificações adotadas no método analítico, especificamente as relacionadas com o ângulo de rotação das tensões principais e o fator de correção f (figura 4.16), são tais que conduzem a estimativas razoáveis da resultante horizontal, F_h , independentemente da coesão do solo. Para alguns dos casos estudados, figuras 5.25a e 5.25b, a convergência dos resultados parece ser aprimorada com o aumento da coesão.

A figura 5.26 mostra que boas previsões também são obtidas para taludes com inclinação de face de 60° , ângulo de atrito de 35° e diferentes valores de coesão do solo, reforçados por geossintéticos ($S_i = 0,1$), com $H = 10m$ e $\sigma_{zc,i} = 0$. Esses resultados indicam que a modelagem proposta é válida, independentemente do ângulo de atrito e coesão do solo.

A importância relativa da resultante horizontal, F_h , sobre a tração máxima mobilizada nos reforços é apresentada na figura 5.27. Os resultados referem-se a estruturas com coesão nula, tanto com $S_i = 0,1$ como com $S_i = 1$, $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$ e sem esforços induzidos pela compactação ($\sigma_{zc,i} = 0$). Todos os valores mostrados foram obtidos exclusivamente das simulações computacionais.

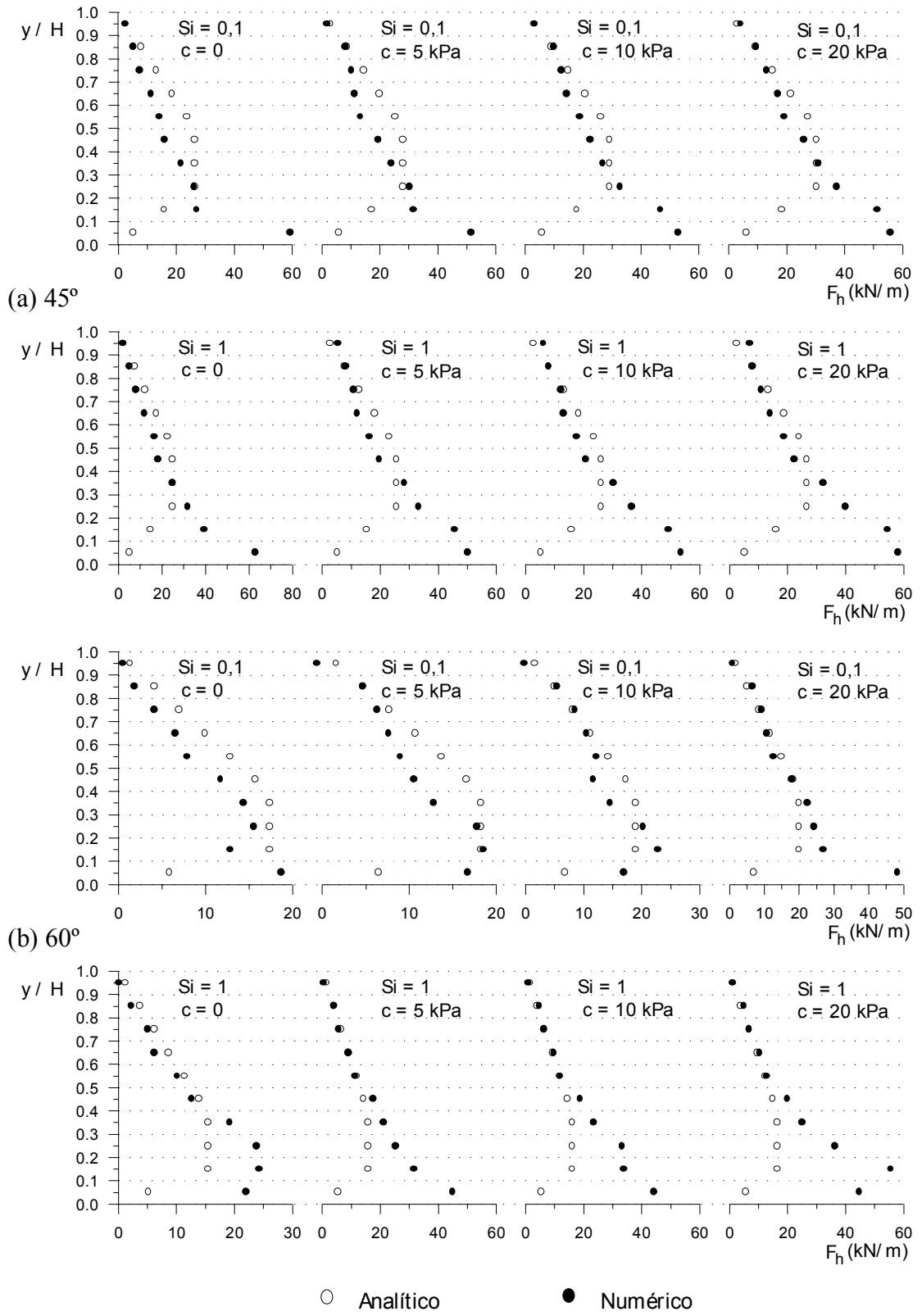


Figura 5.25: Resultante horizontal no plano médio entre reforços, F_h , para diferentes valores de coesão do solo e rigidez do reforço, geossintético ($S_i = 0,1$) e metálico ($S_i = 1$), para taludes com inclinação de: (a) 45°; e (b) 60°. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

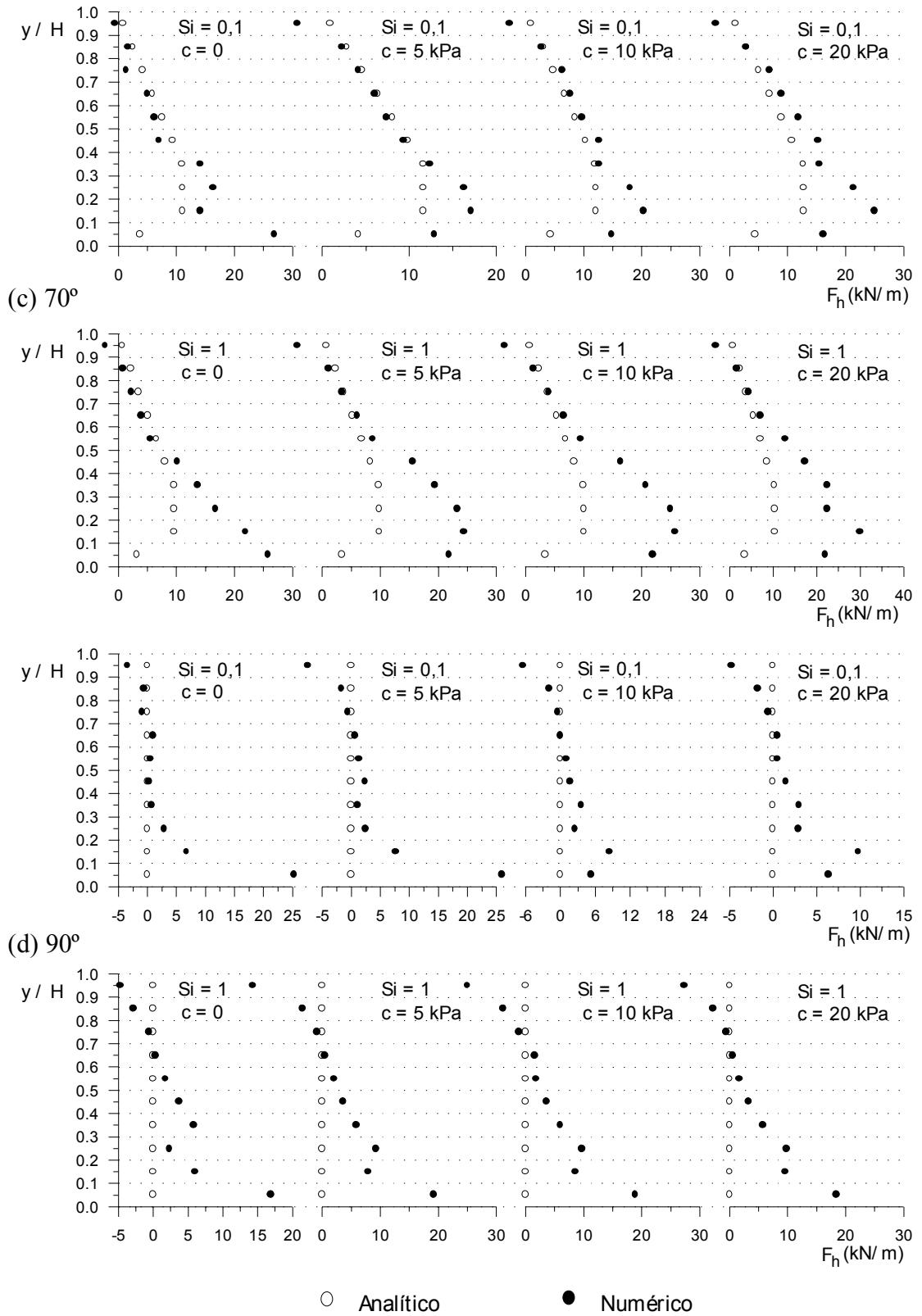


Figura 5.25 (Cont.): Resultante horizontal no plano médio entre reforços, F_h , para diferentes valores de coesão do solo e rigidez do reforço, geossintético ($S_i = 0,1$) e metálico ($S_i = 1$), para taludes com inclinação de: (c) 70° ; e (d) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

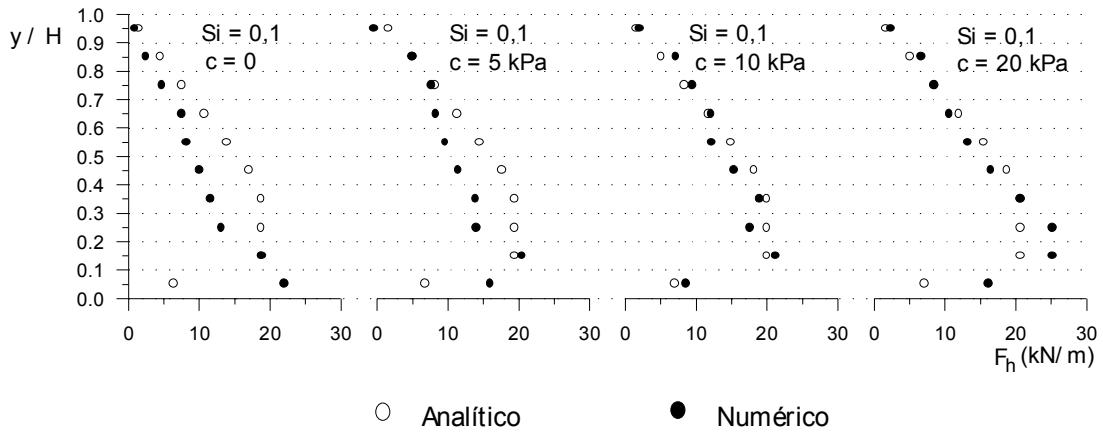


Figura 5.26: Resultante horizontal no plano médio entre reforços, F_h , para taludes com inclinação de face de 60° , ângulo de atrito de 35° e diferentes valores de coesão do solo, reforçados por geossintéticos ($S_i = 0,1$). [$H = 10\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

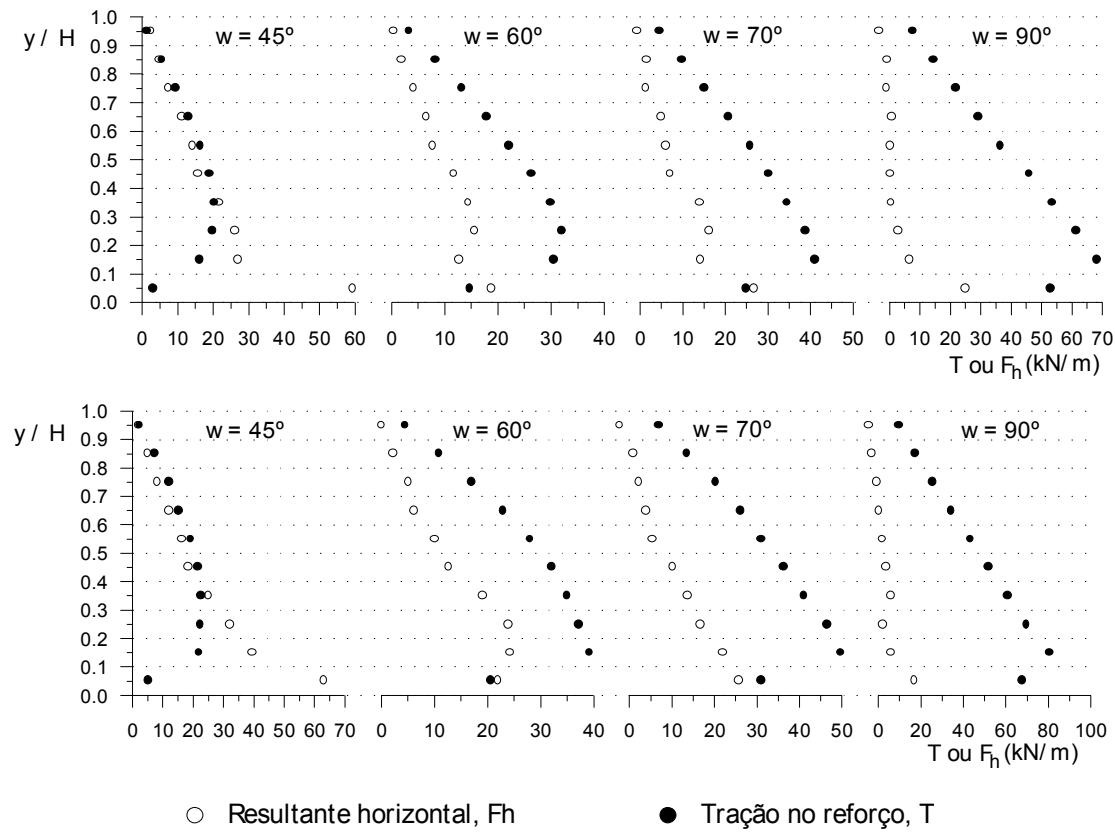


Figura 5.27: Comparaçāo da resultante horizontal no plano médio entre reforços, F_h , com a máxima tração desenvolvida, T , para maciços com diferentes geometrias (w = inclinação do talude), reforçados por: (a) Geossintéticos, $S_i = 0,1$; e (b) Elementos metálicos, $S_i = 1$. [$H = 10\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

Constata-se que a importância relativa de F_h cresce com a suavização do talude, podendo representar até 100% da tração máxima para os maciços de 45°. Enquanto que, para o muro vertical, a relação F_h / T diminui, para as demais inclinações, essa relação pode aumentar com a profundidade a partir do topo. Verifica-se que os desvios no valor da resultante horizontal para o talude de 90°, mostrados na figura 5.25d, são desprezíveis em comparação com a tração mobilizada.

Os resultados mostrados nas figuras 5.25 a 5.27 representam evidência inequívoca do mecanismo de equilíbrio proposto no modelo teórico-analítico para taludes abatidos (seção 4.5.1). Assim, é possível afirmar que o abatimento do talude promove uma resultante horizontal não nula nos planos médios entre reforços, quando analisado o equilíbrio da zona ativa de um maciço reforçado, que atua de forma a reduzir a máxima tração mobilizada.

A figura 5.28 apresenta resultados comparativos de tração máxima nos reforços de estruturas com $H = 10m$, $\phi = 30^\circ$ e $\sigma_{zc,i} = 0$. Visualizam-se previsões para as diferentes inclinações, tipos de reforço e valores de coesão. Percebe-se uma razoável semelhança entre resultados numéricos e analíticos. Os desvios, em geral, das estimativas do método analítico ficam em torno de 30% para mais e 15% para menos em relação aos valores das simulações computacionais, quando analisados os maiores valores mobilizados nos maciços. Um pico de +45% é obtido para o talude de 60°, coesão igual a 20 kPa e reforço metálico ($S_i = 1$). Um pico de -20% é obtido para o talude de 70°, coesão nula e reforço geossintético ($S_i = 0,1$).

A figura 5.28 mostra que as estruturas reforçadas com elementos de maior rigidez desenvolvem solicitações maiores do que aquelas com reforço extensível. As diferenças, no entanto, variam com a coesão do solo e a geometria. Para valores mais elevados de coesão e taludes mais suaves, as diferenças de comportamento se acentuam.

Nota-se para o muro vertical que um aumento na coesão do solo tende a aperfeiçoar a convergência dos resultados. Para as outras inclinações, a acurácia das previsões varia com a rigidez dos reforços, apresentando uma melhor concordância para reforços extensíveis ($S_i = 0,1$), independentemente do valor da coesão. Para reforço rígido ($S_i = 1$), o aumento da coesão tende a resultados mais conservadores para as previsões analíticas.

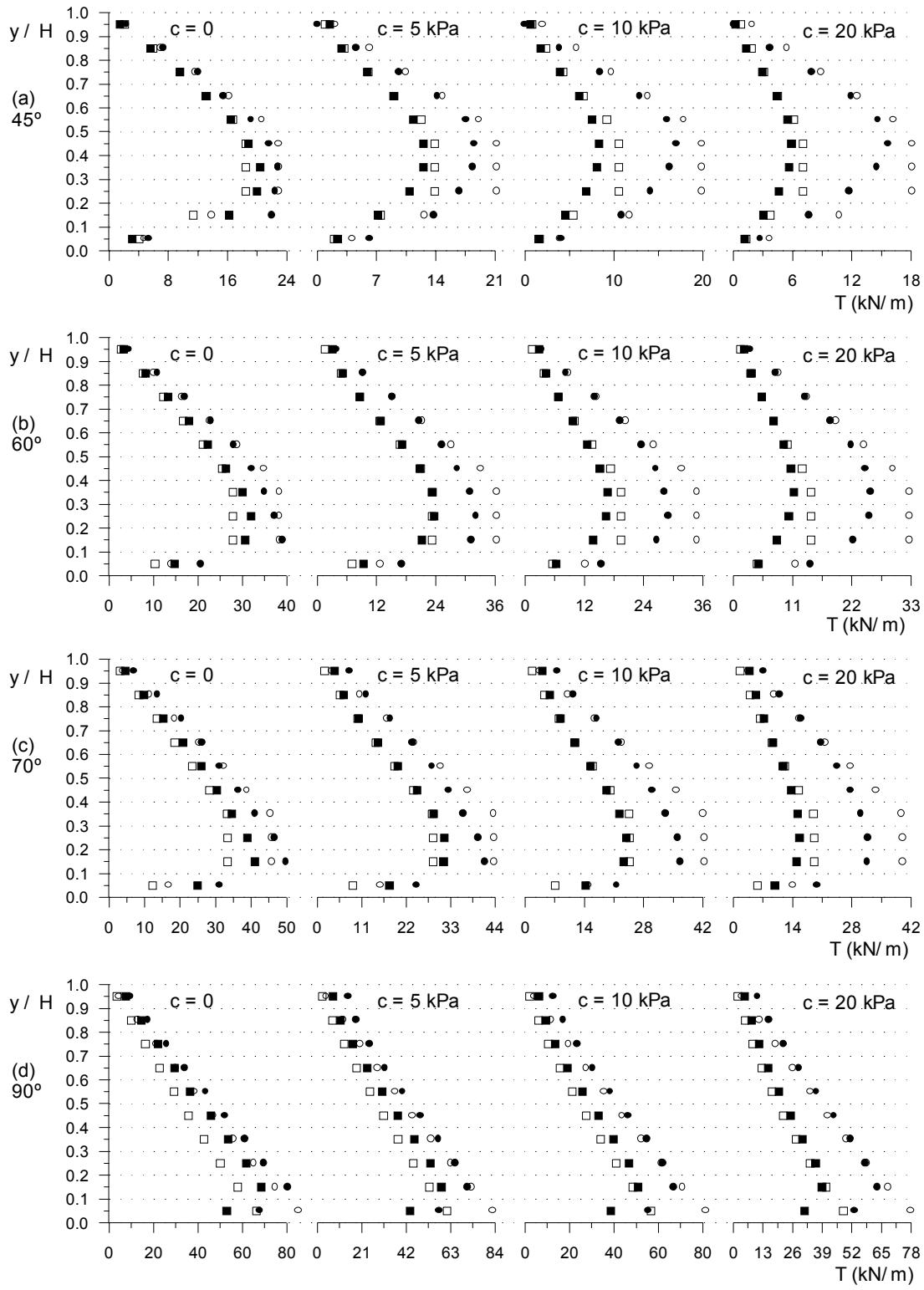


Figura 5.28: Tração máxima nos reforços, T , para estruturas reforçadas com geossintético ($S_i = 0,1$) e elementos metálicos ($S_i = 1$), com diferentes valores de coesão do solo e inclinação de: (a) 45° ; (b) 60° ; (c) 70° ; (d) 90° . [$H = 10\text{m}$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].

A figura 5.29 mostra que valores crescentes de coesão tendem a reduzir a máxima solicitação nos reforços. O efeito é mais relevante para o caso de reforço geossintético e talude abatido. A redução pode atingir 50% para talude de 60°, reforço geossintético e coesão de 10 kPa, figura 5.29a, que corresponde a $c / \gamma H = 0,051$.

O efeito das tensões induzidas pela compactação é apresentado na figura 5.30. Os resultados referem-se a estruturas com $H = 5m$, $\phi = 35^\circ$ e reforço geossintético. Percebe-se uma razoável convergência nos resultados numérico e analítico, com exceção dos taludes de 45° em que $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa foi empregada, figura 5.30a. Nesse caso as previsões analíticas foram bem inferiores aos resultados numéricos, algo que não ocorreu para $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa. Esse resultado traz como consequência a recomendação de que, para a condição de compactação pesada, o método analítico deve ser aplicado com $\phi \leq \omega - 15^\circ$, obtendo valores conservativos para a tração máxima nos reforços, como pode ser visualizado na figura 5.31.

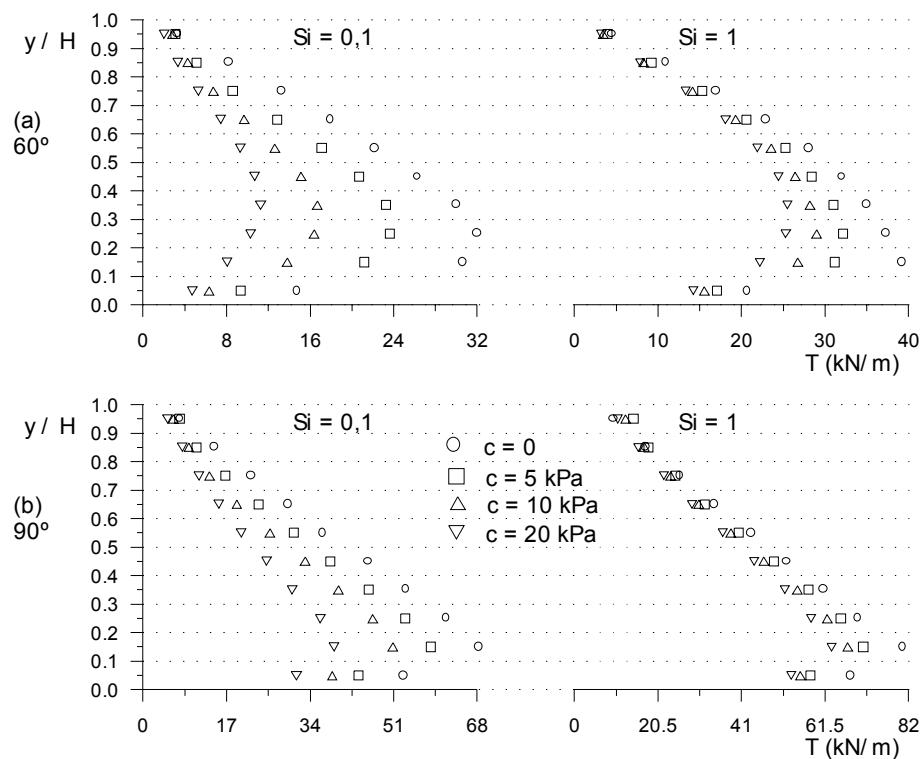
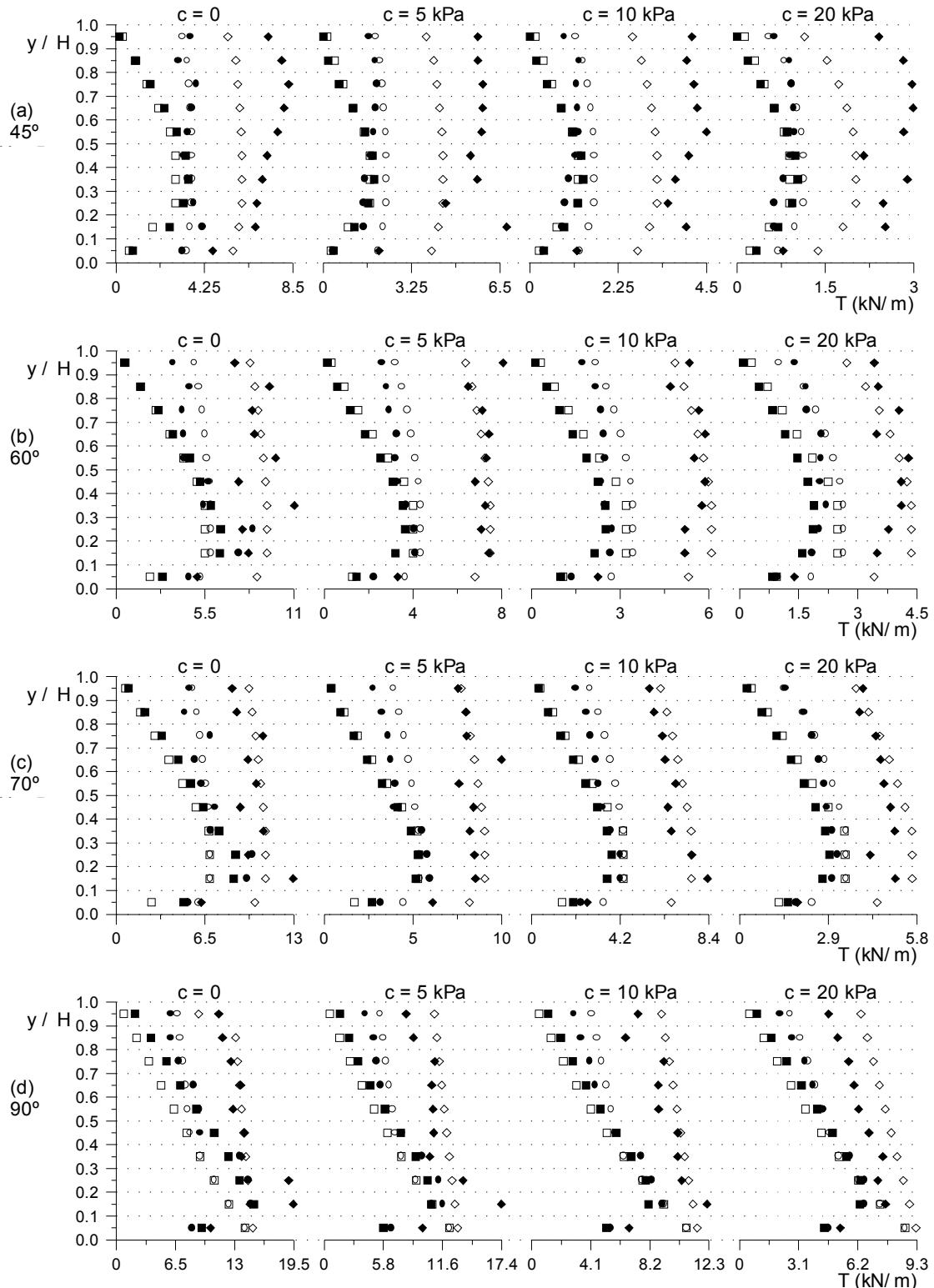


Figura 5.29: Resultados computacionais do efeito da coesão sobre a tração máxima nos reforços para taludes com inclinação de: (a) 60° e (b) 90°. [$H = 10m$, $\phi = 30^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 0$].



□ Analítico - Sem Compactação ○ Analítico - Compactação: 50 kPa ◇ Analítico - Compactação: 100 kPa
 ■ Numérico - Sem Compactação ● Numérico - Compactação 50 kPa ◆ Numérico - Compactação: 100 kPa

Figura 5.30: Efeito dos esforços induzidos pela compactação sobre a tração máxima nos reforços, T , para taludes reforçados por geossintéticos ($S_i = 0,1$), com inclinação de: (a) 45°; (b) 60°; (c) 70°; (d) 90°. [$H=5\text{m}$, $S_i = 0,1$, $\phi = 35^\circ$].

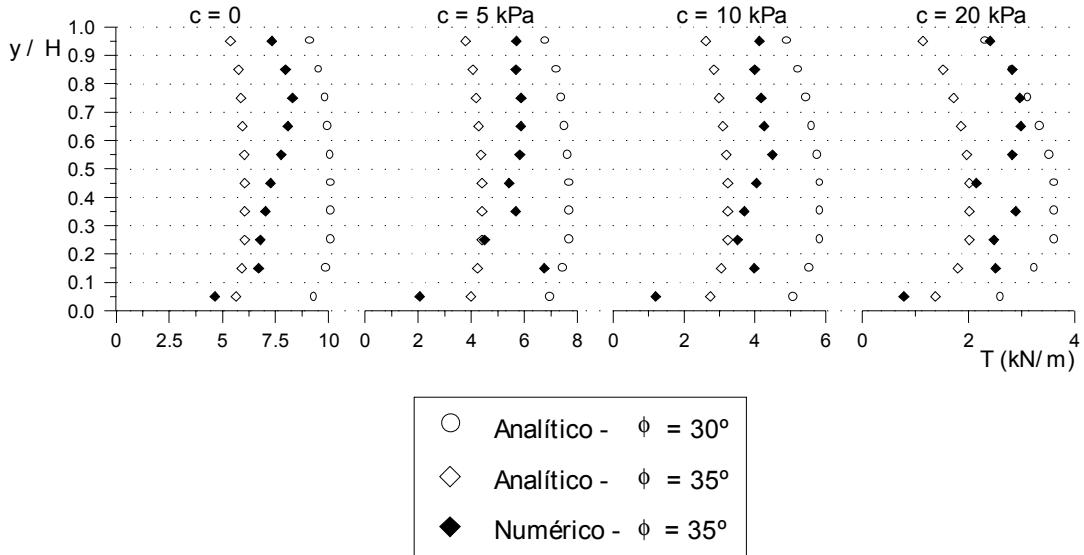


Figura 5.31: Tração máxima no reforço utilizando $\phi = \omega - 15^\circ$ no modelo analítico para a situação de compactação pesada ($\sigma_{zc,i} = 100$ kPa) e estrutura com inclinação de 45° mostrada na figura 5.30a.

A figura 5.30 mostra que os esforços induzidos pela compactação podem promover um acréscimo significativo sobre as solicitações na condição geostática. Esse acréscimo apresenta importância relativa crescente com a suavização do talude.

Observa-se de forma nítida na figura 5.30 a profundidade de influência da compactação para os diferentes valores da tensão vertical de pico equivalente, $\sigma_{zc,i}$. Para $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa, essa profundidade é aproximadamente igual a $y / H \geq 0,55$. Para $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa, toda a altura da estrutura ($H = 5m$) é afetada pela compactação. Para o caso de taludes com $H = 10m$, figura 5.32, essas profundidades são alteradas. Visualiza-se que, para $H = 10m$, a profundidade de influência da compactação para $\sigma_{zc,i} = 50$ kPa é aproximadamente igual a $y / H \geq 0,75$, enquanto que, para $\sigma_{zc,i} = 100$ kPa, equivale a $y / H \geq 0,55$. Esses valores são próximos da metade dos obtidos para $H = 5m$, o que demonstra coerência nos resultados numéricos, já que a relação geométrica linear entre os taludes é 2.

Um aspecto evidenciado pela modelagem teórico-analítica é o fato de que os esforços induzidos pela compactação podem promover solicitações maiores em reforços extensíveis, em comparação com os gerados em reforços rígidos, na região próxima ao topo do maciço (vide, por exemplo, a figura 2.10 e o ábaco da figura 4.27). A figura 5.33 mostra um estudo comparativo das solicitações no reforço geossintético e no

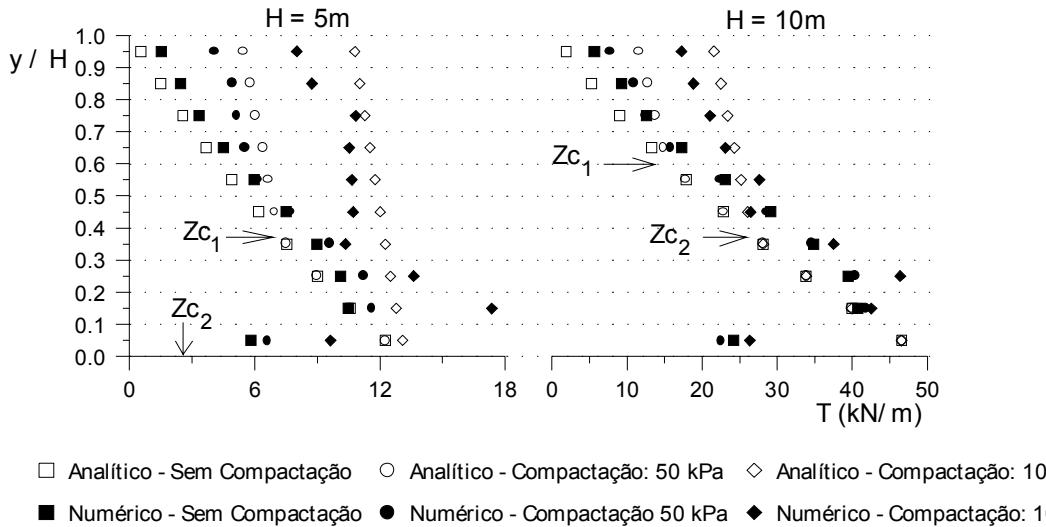


Figura 5.32: Efeito da altura do maciço sobre a profundidade de influência da compactação, Z_c , para taludes reforçados por geossintéticos ($S_i = 0,1$), com inclinação de 90° , $\phi = 35^\circ$ e coesão dada por $c / \gamma \cdot H = 0,051$.

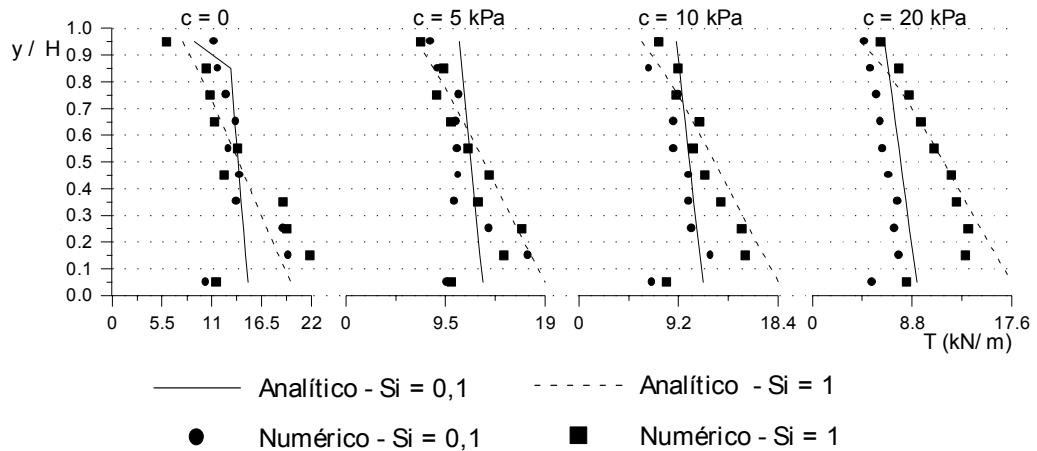


Figura 5.33: Comparação das solicitações nos dois tipos de reforço promovidas pelas tensões induzidas pela compactação no talude de 90° . [$H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, $\sigma_{zc,i} = 100\text{kPa}$].

metálico para a tensão $\sigma_{zc,i} = 100\text{kPa}$, talude vertical e diferentes valores de coesão. Constatata-se que os resultados das simulações computacionais indicam tendência similar à prevista pelo método teórico-analítico.

Uma comparação entre a modelagem da compactação proposta na presente tese e a de SEED e DUNCAN (1986) é apresentada na figura 5.34 para maciço vertical, $H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$, reforço geossintético e metálico e tensão vertical de pico induzida $\sigma_{zc,i} = 100\text{kPa}$. Os resultados são apresentados para coesão nula e igual a 5 kPa. Verifica-se

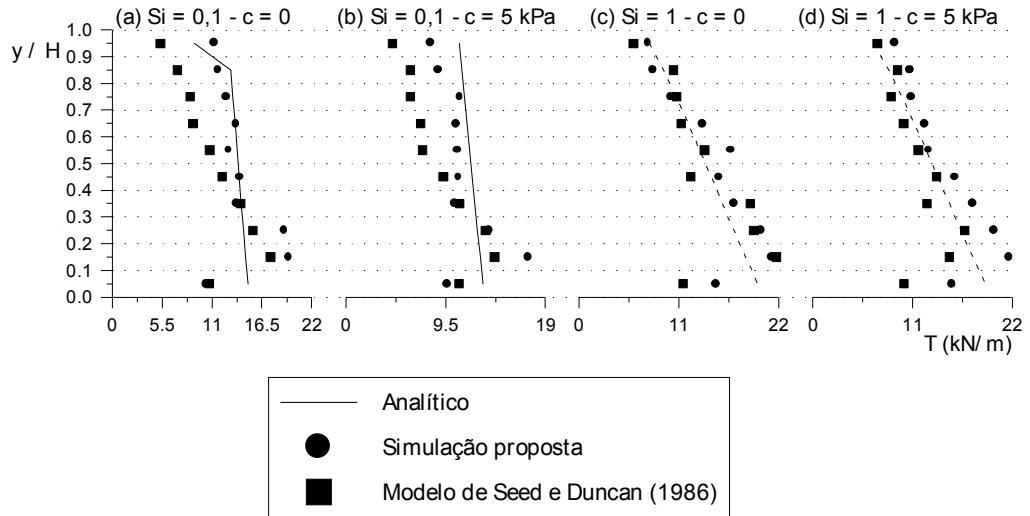


Figura 5.34: Comparaçāo da modelagem computacional para a simulaçāo da compactaçāo proposta na presente tese e a de SEED e DUNCAN (1986) para talude vertical, com coesão nula e igual a 5 kPa, reforço geossintético ($S_i = 0,1$) e metálico ($S_i = 1$). [$H = 5\text{m}$, $\phi = 35^\circ$ e $\sigma_{zc,i} = 100 \text{ kPa}$].

que os modelos apresentam respostas similares para o caso de reforço metálico inextensível, figuras 5.34c e 5.34d. Para o caso de reforço geossintético, figuras 5.34a e 5.34b, o modelo de SEED e DUNCAN e o proposto neste trabalho apresentam tendências distintas para $y / H > 0,4$. Enquanto há uma boa concordância entre as modelagens analítica e numérica, nessa região os valores do modelo de SEED e DUNCAN (1986) apresentam-se inferiores em até 35% para o caso de coesão nula. Esses resultados dão suporte às discussões realizadas em capítulos anteriores sobre a aplicação da modelagem da compactaçāo segundo SEED e DUNCAN (1986) a estruturas de contenção de solo reforçado. Considera-se que tal modelo não é capaz de representar adequadamente maciços com reforços extensíveis.

Os resultados apresentados nesta seção demonstram que a fundamentação conceitual do método teórico-analítico proposto é consistente. Os mecanismos de equilíbrio de taludes reforçados sob condições de trabalho adotados no modelo analítico podem ser considerados validados, principalmente o associado à resultante horizontal não desprezível nos planos médios entre reforços. Apesar de incluir simplificações que, em alguns casos, retratam de forma grosseira os resultados das simulações computacionais, uma boa capacidade de previsão da máxima solicitação nos reforços ficou evidenciada para as diferentes geometrias, tipos de reforço, parâmetros de resistência do solo e condições de compactaçāo avaliadas. Ressalta-se, entretanto, que no caso de

compactação pesada, deve-se utilizar o método com $\phi \leq \omega - 15^\circ$. Na próxima seção, avalia-se a capacidade de previsão do modelo teórico-analítico quando aplicado a resultados de estudos numéricos e/ou computacionais realizados por outros autores.

5.4.2 Comparação com resultados de outros autores

Nesta seção, estuda-se a capacidade de previsão do método teórico-analítico proposto para sete situações diferentes, entre casos de obra e simulações computacionais. As geometrias vão desde talude vertical a inclinações de 45° , com alturas entre 4,6 e 7,6 metros, com diferentes intensidades de compactação, incluindo solos com coesão não nula, reforços metálicos e geossintéticos.

A tabela 5.5 apresenta as características e referências dos trabalhos cujos resultados foram utilizados nos estudos comparativos. A tabela 5.6 apresenta as características dos reforços e a tabela 5.7, as propriedades do solos de cada estrutura analisada. Os esforços induzidos pela compactação são apresentados na tabela 5.8.

Tabela 5.5: Características das estruturas que compõem o estudo comparativo.

Referência	H (m)	ω ($^\circ$)	Reforço	Solo	Face	Compactação
Dunsmuir	4,6	90	Tiras	Solo com coesão	Painel de concreto	Leve
ADIB(1988)			Metálicas			
Talude 1	6,1	63,4	Geogrelha tecido	Silte Argiloso	Geogrelha	Leve
ADIB(1988)						
Talude 2	6,1	63,4	Geotêxtil tecido	Silte Argiloso	Geotêxtil	Leve
ADIB(1988)						
Talude 3	7,6	45	Geogrelha tecido	Silte Argiloso	Geogrelha	Leve
ADIB(1988)						
Talude 4	7,6	45	Geotêxtil tecido	Silte Argiloso	Geotêxtil	Leve
ADIB(1988)						
Seção J	4,8	63,4	Geogrelha	Areia Uniforme	Tela Metálica	Placa Pesada
FANNIN(1988)						
Seção N	4,8	63,4	Geogrelha	Areia Uniforme	Tela Metálica	Placa Pesada
FANNIN(1988)						

Tabela 5.6: Características dos reforços das estruturas analisadas.

Referência	Tipos	Comp (m)	Rigidez Axial (kN/m)	S_i	Espaç. Vert. (m)	B / H	Observação
Dunsmuir ADIB(1988)	Tiras Metálicas	4,9	50700	1,09	0,76	1,07	
Talude 1 ADIB(1988)	Signode TNX250 (PE) ¹	4,3	1313	0,085	0,76	0,70	Rigidez não confinada.
Talude 2 ADIB(1988)	Amoco 2006 (PP) ¹	4,3	350	0,023	0,76	0,70	Rigidez não confinada.
Talude 3 ADIB(1988)	Signode TNX250 (PE) ¹	4,3	1313	0,085	0,76	0,56	Rigidez não confinada.
Talude 4 ADIB(1988)	Amoco 2006 (PP) ¹	4,3	350	0,023	0,76	0,56	Rigidez não confinada.
Seção J FANNIN(1988)	Tensar SR55 (HDPE) ¹	3,0	400	0,016	0,60 e 0,008	0,625	Rigidez confinada.
Seção N FANNIN(1988)	Tensar SR55 (HDPE) ¹	2,2	400	0,016	0,60	0,458	Rigidez confinada.

¹ Polímeros: PE – Poliéster; PP – Polipropileno; HDPE – Polietileno de alta densidade.

Tabela 5.7: Propriedades dos solos das estruturas analisadas.

	Dunsmuir	Talude 1	Talude 2	Talude 3	Talude 4	Seção J	Seção N
κ	600	200	200	200	200	400	
κ_{ur}	900	300	300	300	300	600	
n	0,5	0,6	0,6	0,6	0,6	0,4	
R_f	0,9	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	
c (kPa)	17,2	2,4	2,4	2,4	2,4	0 (fornecido)	
$\phi(^{\circ})$	36	35	35	35	35	46 (pico)	38 (residual)
$\gamma(kN/m^3)$	17,3	20,4	20,4	20,4	20,4	17 (fornecido)	
Obs.:	----- Parâmetros fornecidos por ADIB (1988) -----					Estimativas	

Tabela 5.8: Esforços induzidos pela compactação nas estruturas analisadas.

	Dunsmuir	Talude 1	Talude 2	Talude 3	Talude 4	Seção J	Seção N
$\sigma_{zc,i}$ (kPa)	21	7,2	7,2	7,2	7,2	100	
Obs.:	ADIB (1988) apresenta o perfil de tensão horizontal de pico, $\sigma_{xp,i}$. Essa tensão foi utilizada para obter $\sigma_{zc,i}$ com: $\sigma_{zc,i} = \sigma_{xp,i} / K_0$. Dunsmuir: compactação junto à face.	ADIB (1988) apresenta o perfil de tensão horizontal de pico, $\sigma_{xp,i}$. Essa tensão foi utilizada para obter $\sigma_{zc,i}$ com: $\sigma_{zc,i} = \sigma_{xp,i} / K_0$. Dunsmuir: compactação junto à face.	Equipamento Dynapac LG450: Força impacto:50kN Base: (0,56x0,89)m				

Um aspecto peculiar do trabalho de ADIB (1988) é o fato de que, simultaneamente à monitoração de campo, foram realizadas análises numéricas. Essas simulações computacionais apresentam-se vantajosas, para efeito de comparação com o método teórico-analítico, por representar uma situação em que todos os dados de entrada são controlados e bem definidos. Em contraste com os resultados experimentais, essas previsões não incluem incertezas relacionadas com as condições de contorno do problema.

Os resultados para a estrutura de Dunsmuir são apresentados na figura 5.35. Essa estrutura foi incluída nos estudos comparativos para avaliar a capacidade de previsão do método analítico para geometria vertical, reforços rígidos e coesão não nula. Com exceção do nível de reforço mais inferior, verifica-se uma boa concordância entre os resultados.

A figura 5.36 apresenta as previsões para o Talude 1 ($EA = 1313 \text{ kN/m}$) para dois estágios de construção: (a) na altura final de 6,1m e (b) na altura de 5,0m. Além dos resultados das simulações numéricas e das medições, visualiza-se a reta que expressa os esforços máximos previstos por LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), obtida para $\phi = 35^\circ$. Observa-se que as estimativas do método analítico proposto são excessivamente conservadoras para essa estrutura.

No entanto, para o Talude 2, figura 5.37, que apresenta geometria idêntica à do Talude 1, diferenciando-se apenas pelo tipo de reforço, a comparação entre os resultados analíticos e os obtidos nas simulações de ADIB é bem mais favorável. No caso do Talude 2, as análises preliminares de ADIB (1988) com o módulo não confinado de 350 kN/m resultaram em previsões muito conservadoras das solicitações. Atribuindo os desvios à diferença de deformabilidade do geotêxtil tecido sob condições

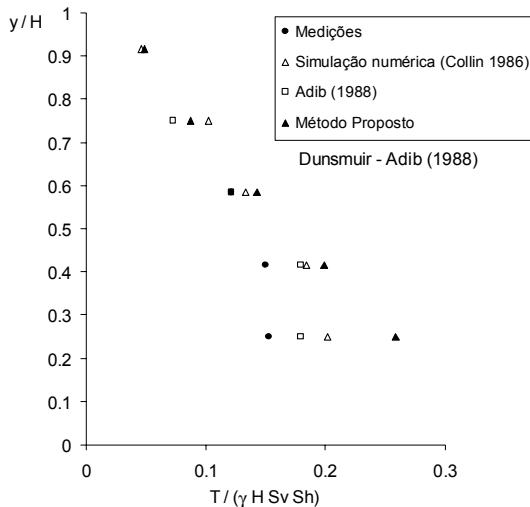


Figura 5.35: Comparação dos resultados de tração máxima para a estrutura de Dunsmuir.

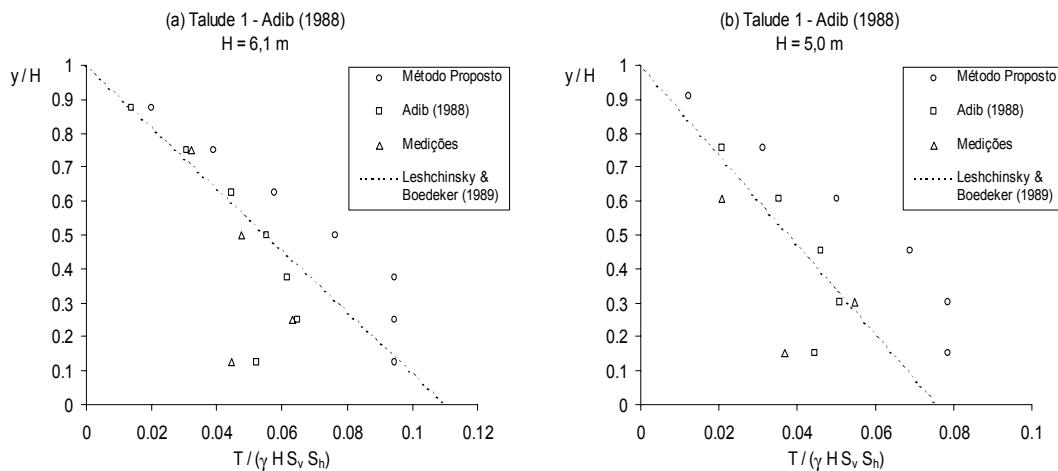


Figura 5.36: Comparação dos resultados de tração para o Talude 1 de ADIB (1988): (a) $H = 6,1\text{m}$; (b) $H = 5\text{m}$. Talude de $63,4^\circ$. Reforço: geogrelha. Compactação leve.

confinadas, ADIB (1988), com base em uma análise de equilíbrio limite, adotou o valor de 1400 kN/m para a rigidez axial. A figura 5.37 apresenta os resultados para os dois valores de rigidez axial adotados por ADIB. Para $EA = 350$ kN/m, apresenta-se, também, o esforço máximo para uma etapa intermediária de construção, com $H = 5,0\text{m}$, figura 5.37c. Ao contrário dos valores obtidos para o Talude 1, a figura 5.37 mostra uma boa capacidade de previsão dos resultados das simulações computacionais pelo método analítico, independentemente da rigidez do reforço ou da etapa de execução. Assinala-se que, ao adotar a rigidez axial de 1400 kN/m, seria esperado que o comportamento

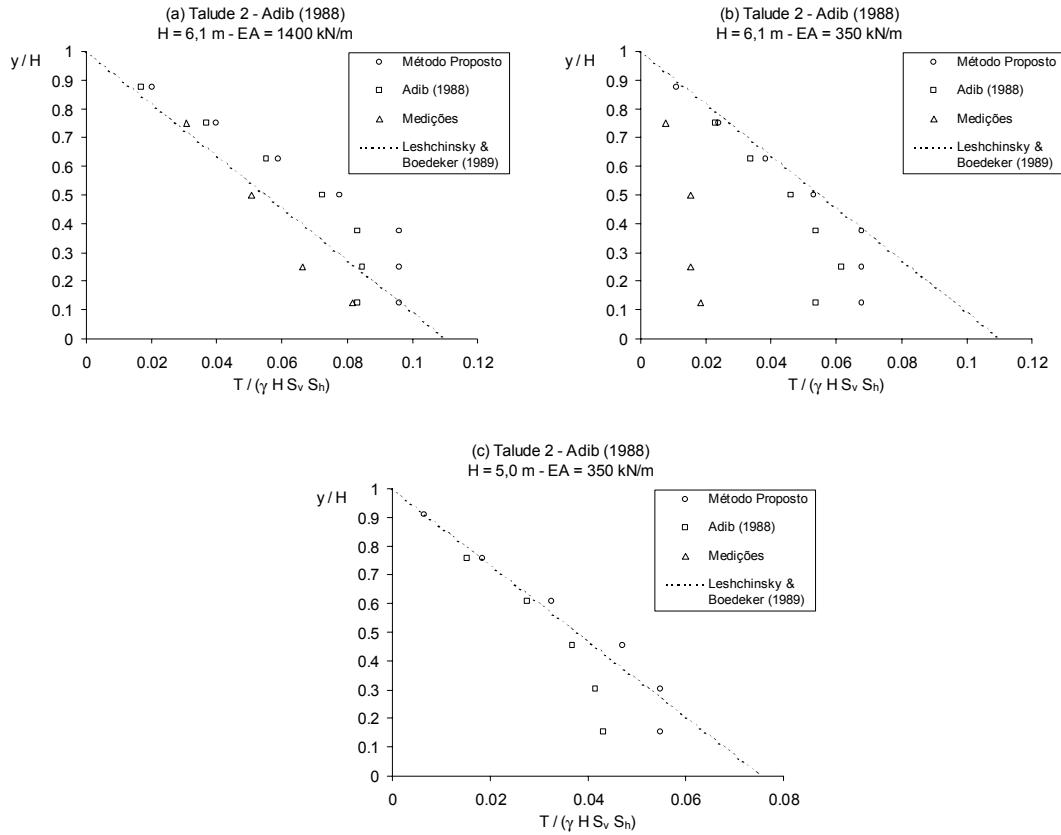


Figura 5.37: Comparação dos resultados de tração para o Talude 2 de ADIB (1988): (a) Rigidez axial de 1400 kN/m, H = 6,1m, (b) Rigidez axial de 350 kN/m, H = 6,1m; (c) Rigidez axial de 350 kN/m, H = 5,0m.

dos Taludes 1 e 2 fossem semelhantes; fato que não ocorreu. Acredita-se que a diferença de comportamento pode estar relacionada com as distintas propriedades atribuídas por ADIB à interface solo-reforço.

A figura 5.38 apresenta as previsões para os Taludes 3 e 4. Essa figura mostra que o método analítico proposto representa muito bem os resultados das simulações computacionais de ADIB (1988), independentemente da rigidez do reforço.

Visualizam-se nas figuras 5.37 e 5.38 diferenças entre os resultados experimentais e numéricos de ADIB (1988). Provavelmente esses desvios devem estar associados a discordâncias entre os valores reais e os adotados por ADIB (1988) para parâmetros do solo e/ou do reforço.

No trabalho de FANNIN (1988), os parâmetros do solo relacionados com a formulação hiperbólica tiveram que ser estimados. As estimativas basearam-se na tabela de valores sugeridos apresentada em DUNCAN et al. (1980) e representam um solo

arenoso compactado. Os ângulos de atrito residual e de pico foram obtidos de ALLEN et al. (2003) e representam estimativas para a condição de deformação plana. A rigidez axial dos reforços foi medida *in situ* através de células de carga e extensômetros elétricos, sendo considerado um parâmetro adequadamente definido. Na tabela 5.6, apresenta-se a rigidez axial média para o período em que as estruturas foram submetidas apenas ao peso próprio. Em seu trabalho, FANNIN menciona apenas a marca e a especificação do equipamento utilizado para compactar o aterro, sem tratar explicitamente das tensões induzidas. Em contato com o fabricante, foram obtidas as informações sobre força máxima de impacto e dimensões da base da placa, conforme apresentado na tabela 5.8.

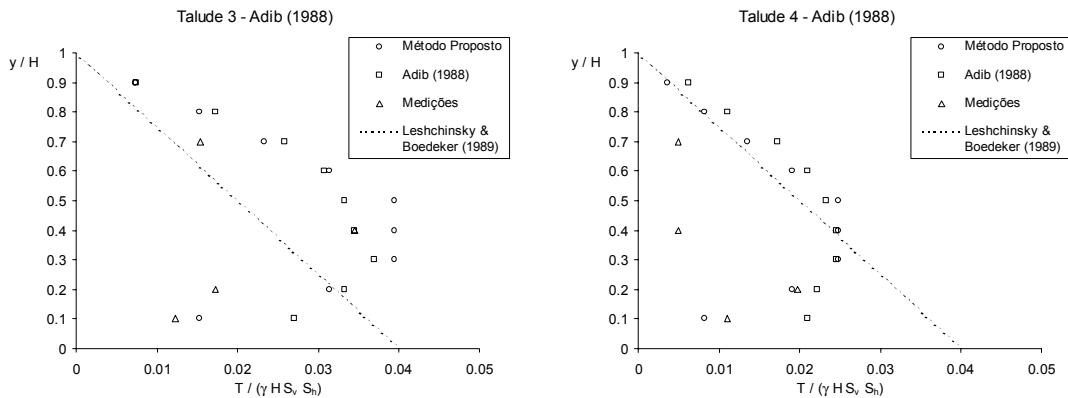


Figura 5.38: Comparação dos resultados de tração para os Taludes 3 e 4 de ADIB (1988) para a altura final da estrutura, $H = 7,6\text{m}$.

A figura 5.39 apresenta os resultados de tração máxima nos reforços, que correspondem ao período em que as estruturas estiveram sujeitas apenas ao peso próprio. Admitiu-se, na elaboração dessa figura, espaçamento vertical constante e igual a 0,6m para ambas as seções, pelos seguintes motivos: (i) FANNIN (1988) concluiu em suas análises que os reforços secundários tiveram atuação não desprezível sobre o equilíbrio global da Seção J; (ii) as medições indicaram que a linha de esforço máximo nos reforços primários intercepta os reforços secundários em pontos localizados aproximadamente na metade de seus comprimentos; (iii) resultados de estudos em centrífuga de ZORNBERG et al. (1998a) de estruturas reforçadas por geossintéticos levadas ao colapso, com inclinação idêntica às de FANNIN, mostraram que, nos pontos em que a superfície de ruptura interceptou os reforços secundários, houve o

seccionamento desses elementos, indicando que foram mobilizados mesmo para pequenos comprimentos de ancoragem. Observa-se na figura que as previsões analíticas com os parâmetros do solo indicados na tabela 5.7 foram muito boas.

Utilizou-se nas determinações do método teórico-analítico o ângulo de atrito de pico do solo, $\phi_p = 46^\circ$, como representativo da relação tensão versus deformação hiperbólica. Conforme medições de FANNIN, sob atuação exclusiva do peso próprio, a ordem de

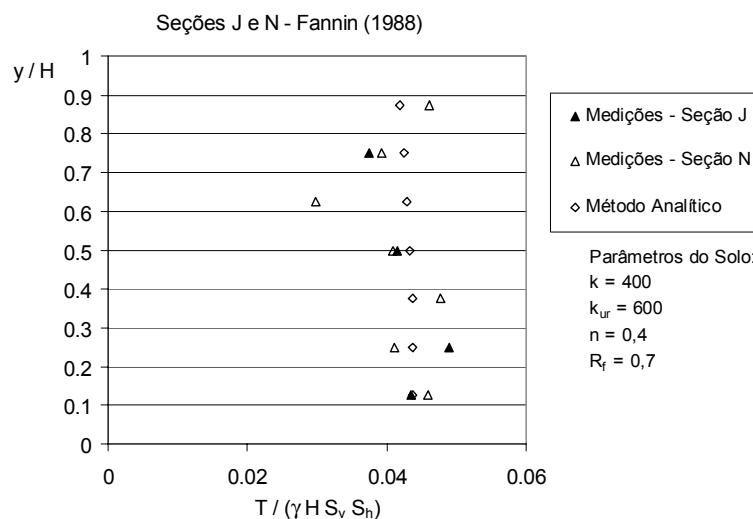


Figura 5.39: Comparação dos resultados de tração no reforço para as Seções J e N monitoradas por FANNIN (1988).

grandeza das deformações máximas do reforço foi de 0,6%. Acredita-se que, para esse nível de deformação no reforço, as deformações no solo sejam compatíveis com o ângulo de atrito de pico.

Uma análise de sensibilidade dos resultados a outros valores para os parâmetros de deformação κ , κ_{ur} , n e R_f em relação aos indicados na tabela 5.7 é apresentada na figura 5.40. A figura 5.40a apresenta os resultados para a situação em que os parâmetros κ e κ_{ur} são aumentados, mantendo-se n e R_f constantes. Essa condição simula uma curva tensão x deformação em que o módulo tangente na origem e o módulo de descarregamento e recarregamento são aumentados (vide figura 4.20a). Nota-se que uma variação de 50% nesses parâmetros não exerce uma influência muito expressiva sobre os resultados. As previsões analíticas são aumentadas em 11%. A figura 5.40b apresenta os resultados para a situação em que o parâmetro n é aumentado em 50%, mantendo-se κ , κ_{ur} e R_f constantes. Essa condição simula uma variação mais forte do

módulo de deformação com a tensão de confinamento. Nota-se que essa variação também promove pequena alteração nos resultados, que são acrescidos em 11%. A variação simultânea dos parâmetros κ , κ_{ur} e n , mantendo-se R_f invariável, alterou em menos de 5% os resultados e não é apresentada. A figura 5.40c apresenta os resultados para a situação em que o parâmetro R_f é aumentado, mantendo-se κ , κ_{ur} e n constantes. Essa condição simula uma curva tensão x deformação em que a posição da assíntota à hipérbole é alterada (vide figura 4.20a). Verifica-se que, para o caso em questão em que

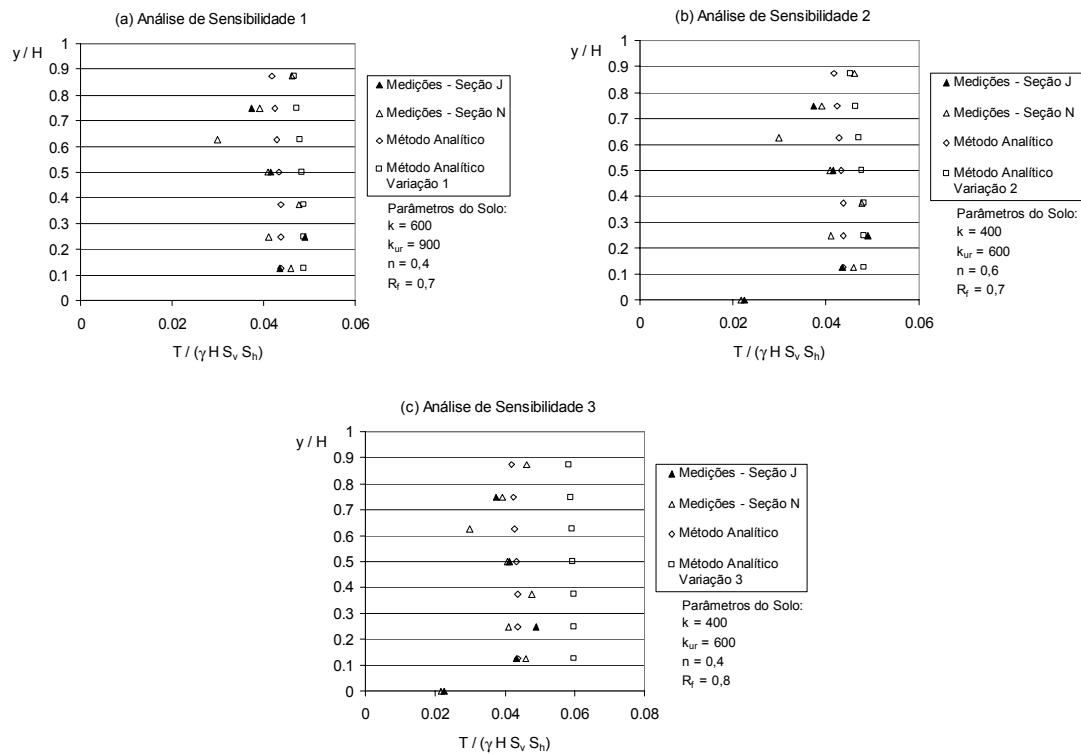


Figura 5.40: Análises de sensibilidade das previsões analíticas a variações nos parâmetros do solo: comparação com os resultados de FANNIN (1988).

o valor do ângulo de atrito é elevado, os resultados são mais sensíveis à variação desse parâmetro. Uma variação de 14% no valor de R_f promoveu um acréscimo de 37% na tração máxima.

Todavia, na tabela de valores sugeridos por DUNCAN et al. (1980), o valor do parâmetro R_f é constante e igual a 0,7 para solos granulares, independentemente do grau de compactação a que sejam submetidos. Nessa tabela, o valor do parâmetro n também é invariável com o grau de compactação e assume valor constante igual a 0,4. Nesse

contexto, verifica-se que, uma vez admitindo-se $n = 0,4$ e $R_f = 0,7$ como valores prováveis para esses parâmetros, as previsões analíticas não são significativamente influenciadas por variações nos parâmetros κ e κ_{ur} .

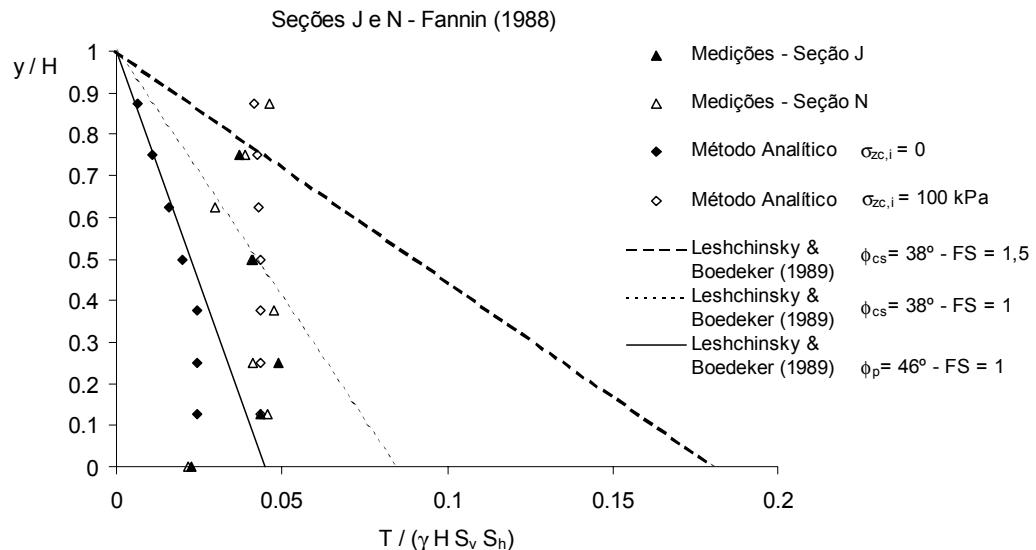


Figura 5.41: Análises comparativas do método teórico-analítico proposto com o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), considerando os resultados de FANNIN (1988).

A figura 5.41 apresenta uma comparação das previsões do método analítico proposto e as do método de equilíbrio limite de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989). Para o método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989), três situações são analisadas: (i) com o ângulo de atrito igual ao valor residual, $\phi_{cs} = 38^\circ$, e aplicação de fator de segurança, FS, igual a 1,5; (ii) com $\phi = \phi_{cs} = 38^\circ$ e FS = 1; e (iii) com $\phi = \phi_p = 46^\circ$ e FS = 1. Visualizam-se, também, as previsões do método teórico-analítico para a condição de compactação nula, $\sigma_{zc,i} = 0$. A análise dessa figura permite as seguintes conclusões:

- Verifica-se que os esforços induzidos pela compactação do solo exerceram importante influência sobre as solicitações nos reforços. Nota-se a tendência de a máxima tração, para o caso de reforços geossintéticos extensíveis e esforços elevados de compactação, apresentar distribuição praticamente constante com a profundidade. Esse resultado pode ser interpretado como uma confirmação do modelo proposto por EHRLICH e MITCHELL (1994) para o efeito das tensões induzidas pela compactação sobre as solicitações em reforços extensíveis.

- b. Para $FS = 1$ e a condição usual de aplicação do método de equilíbrio limite com $\phi = \phi_{cs}$, a máxima solicitação medida representa cerca de 55% do maior valor previsto pelo método de LESHCHINSKY e BOEDEKER (1989). No entanto, para a região superior do maciço ($y / H > 0,6$), a relação se inverte, com os valores previstos podendo representar menos de 50% dos medidos. Considerando a situação de dimensionamento, a aplicação de fator de segurança de 1,5 para o ângulo de atrito, sugerido por LESHCHINSKY e BOEDEKER, acrescidos aos fatores de segurança do reforço, elimina a possibilidade de ruptura nas camadas mais superficiais de reforço. Outro aspecto que contribui para evitar o colapso da estrutura é a prática comum de serem especificados um ou dois tipos de reforços com resistência suficiente para suportar a máxima solicitação prevista ou a metade dela, função das características da obra e custos envolvidos.
- c. Considerando a condição não usual para a aplicação de métodos de equilíbrio limite com $\phi = \phi_p$ e $FS = 1$, verifica-se que resultaria em previsões bem inferiores aos valores obtidos por FANNIN em boa parte do maciço. Levando em conta os resultados do método analítico proposto para a situação sem compactação, é possível que a comparação de resultados medidos e previstos por LESHCHINSKY e BOEDEKER com $\phi = \phi_p$ pudesse ser mais favorável se a estrutura não tivesse sido compactada. ZORNBERG et al. (1998b, 2000) sugerem o uso de $\phi = \phi_p$ em análises de tração máxima com métodos de equilíbrio limite. De acordo com o apresentado, para o caso de esforços elevados de compactação, tal recomendação pode gerar resultados insatisfatórios, podendo sujeitar a estrutura a reduzida margem de segurança e/ou a deformação excessiva.

Considerando os resultados dos estudos comparativos apresentados nesta seção, pode-se afirmar que o método teórico-analítico proposto apresenta boa capacidade de previsão para uma ampla faixa de geometrias, tipos de reforço, características do solo e condições de compactação.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

6.1 CONCLUSÕES

O comportamento de estruturas de contenção de solo reforçado é influenciado por uma série de fatores: (a) geometria; (b) tipo e disposição dos reforços; (c) propriedades do solo; (d) características da face; e (e) esforços induzidos pela compactação. A presente tese identifica, através de estudos analíticos e computacionais, a forma de atuação desses fatores sobre as solicitações nos reforços e deslocamentos da estrutura sob condições de trabalho. Os modelos de análise avaliaram: (i) as solicitações nos reforços, tanto os valores de pico quanto a sua distribuição no plano do reforço; (ii) a posição da superfície potencial de ruptura; (iii) a distribuição das tensões verticais, horizontais e de cisalhamento, bem como do ângulo de rotação de tensões principais na massa; e (iv) os deslocamentos da estrutura.

Realizou-se um estudo dimensional dos parâmetros relacionados com o equilíbrio, seja em condições de trabalho ou na iminência do colapso, de estruturas de contenção de solo reforçado. Um conjunto completo de números Π independentes entre si e os fatores de escala e relações de semelhança física foram deduzidos para o problema da análise de esforços internos e deslocamentos em maciços reforçados. Foram apresentados exemplos de aplicação dos fatores de escala para modelos reduzidos sob campo gravitacional normal e para modelagem centrífuga (tabelas 3.7 e 3.8). De acordo com os resultados obtidos, várias grandezas devem ter suas magnitudes alteradas segundo diferentes proporções de forma a obter similitude completa entre modelo e protótipo. A aplicação da análise dimensional ao equilíbrio de estruturas de contenção de solo reforçado representa uma abordagem teórica independente das metodologias de análise correntemente utilizadas. Por esse motivo, utilizou-se a análise dimensional para demonstrar a consistência das modelagens analítica e computacional propostas.

Resultados de estudos experimentais, analíticos e numéricos publicados por diversos autores foram compilados com o propósito de explicitar o efeito da geometria, da rigidez do reforço, das propriedades do solo, das características da face e da compactação sobre as solicitações nos reforços. Mostra-se que: (a) a suavização do

talude tende a reduzir os esforços, mas aumenta o comprimento mínimo dos reforços para assegurar estabilidade quanto ao deslizamento na base; (b) para taludes abatidos, a solicitação máxima nos reforços não atua na base do maciço; (c) o emprego de elementos rígidos como reforço tende a aumentar as solicitações e reduzir as deformações da estrutura; (d) a coesão do solo exerce importante influência sobre a mobilização do reforço; (e) o emprego de face rígida tende, em geral, a reduzir a tensão máxima nos reforços; (f) os esforços induzidos pela compactação exercem influência não desprezível sobre as solicitações nos reforços.

Demonstra-se na presente tese que o equilíbrio de ECSR sob condições de trabalho está essencialmente relacionado com as deformações de seus materiais constituintes. Portanto, modelos de análise do comportamento da estrutura sob condições de serviço devem levar em consideração as relações constitutivas dos materiais e o estado de tensão na estrutura. O emprego de coeficientes de segurança nos métodos usuais de previsão de colapso não reflete de forma fiel os mecanismos de equilíbrio sob condições de trabalho.

Um mecanismo para a análise da influência da face sobre o equilíbrio de maciços reforçados sob condições de trabalho é proposto. Segundo essa proposta, a principal contribuição da face para a redução nas solicitações estaria relacionada com a restrição de deslocamentos da estrutura imposta por esse elemento, representando uma ação externa à massa reforçada. Mostra-se que, tipicamente, o efeito de redução nas solicitações de estruturas com face rígida é mais importante em maciços com reforços extensíveis do que naqueles com reforços inextensíveis.

Apresenta-se o mecanismo de atuação dos esforços induzidos pela compactação sobre o equilíbrio de taludes reforçados sob condições de trabalho. Esse efeito está associado ao comportamento inelástico do solo. Para materiais perfeitamente elásticos, a compactação do solo não apresenta atuação relevante.

Os estudos analíticos e numéricos evidenciaram que as solicitações nos reforços podem ser significativamente influenciadas pela compactação, independentemente da rigidez desse elemento e da geometria do maciço. Para reforços de baixa rigidez axial, tal como alguns geossintéticos, e até a profundidade em que predomina o efeito da compactação, há uma tendência de que boa parte das tensões (e/ou deformações) induzidas pela compactação fiquem retidas após a conclusão da estrutura. Para o caso de reforços de alto módulo de rigidez axial, esse efeito não se mostra tão pronunciado.

Uma nova proposta para a simulação computacional da compactação foi apresentada. Essa proposta fundamenta-se no modelo de EHRLICH e MITCHELL (1994) e representa de forma mais realista a trajetória de tensões e os deslocamentos que são aplicados à estrutura pela operação de compactação. Um estudo comparativo com o modelo de SEED e DUNCAN (1986) evidencia que esse último redunda em resultados pouco representativos no caso de reforços extensíveis, podendo, no entanto, ser aplicável a estruturas reforçadas com elementos rígidos.

As análises numéricas mostraram que a coesão do solo apresenta uma influência significativa tanto na tração máxima a ser resistida como na deformabilidade da estrutura. Em geral, há uma redução da tração máxima e dos deslocamentos da estrutura com a coesão. Tal redução é mais expressiva para o caso de taludes com reforços flexíveis do que para taludes com reforços rígidos. A queda no valor da tensão pode ser superior a 50% para taludes verticais, e tende a ser maior com a diminuição da inclinação da face.

As simulações computacionais desenvolvidas demonstraram que a fundamentação conceitual do método teórico-analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a) é consistente. Os mecanismos de equilíbrio de taludes reforçados sob condições de trabalho adotados no modelo analítico foram validados, especificamente o associado à resultante horizontal não desprezível nos planos médios entre reforços. Apesar de incluir simplificações que, em alguns casos, retratam de forma grosseira os resultados das simulações computacionais, uma boa capacidade de previsão da máxima solicitação nos reforços ficou evidenciada para as diferentes geometrias, tipos de reforço, parâmetros de resistência do solo e condições de compactação avaliadas. Assinala-se, no entanto, que, no caso de compactação pesada, deve-se adaptar o método considerando na aplicação $\phi \leq \omega - 15^\circ$.

Comparações com estudos experimentais e numéricos realizados por outros autores demonstraram que o método teórico-analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a) foi capaz de representar com razoável acurácia os resultados obtidos para uma ampla faixa de geometrias, tipos de reforço, características do solo e condições de compactação. Na literatura pesquisada, o método de DANTAS e EHRLICH (2000a) é o único que incorpora simultaneamente a influência de todos esses parâmetros, com exceção da rigidez da face, seguindo uma abordagem baseada em condições de trabalho.

Considerando os numerosos estudos comparativos realizados, conclui-se que o método teórico-analítico de DANTAS e EHRLICH (2000a) é uma ferramenta de análise confiável e precisa da máxima solicitação nos reforços de estruturas de contenção de solo reforçado.

6.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Avaliação experimental do comportamento de estruturas de solo reforçado executadas com diferentes tipos de face.

Avaliação experimental da influência das propriedades da região não reforçada sobre o comportamento do maciço reforçado.

Desenvolvimento de estudos experimentais, com medição de sucção, utilizando-se solos com elevado teor de finos.

Estudo do efeito de sobrecargas aplicadas no topo sobre o comportamento de taludes reforçados.

Avaliação do comportamento viscoso do sistema solo-reforço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADIB, M. E. (1988) *Internal lateral earth pressure in earth walls*. Ph.D. dissertation, University of California, Berkeley, California.
- AL-HUSSAINI, M. e PERRY, E.B. (1978), "Field experiment of reinforced earth wall", *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v.104, GT3, pp.307-322.
- ALLEN, T. M., BATHURST, R. J., HOLTZ, R. D. e LEE, W. F. (2003), "A new working stress method for prediction of reinforcement loads in geosynthetic walls", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 40, n. 5, pp. 976-994.
- *ANDERSON, L.R., SHARP, K. D. and HARDING, O. T. (1987), "Performance of a 50-foot high welded wire wall", *Soil improvement – a ten year update; Geotechnical Special Publication No.12*, J.P. Welsh, ed., ASCE, pp. 280-308. Citado em ADIB (1988).
- ANDRADE, P. I. (1999), *Estudo numérico da influência de carregamentos externos sobre as tensões atuantes em muros de solo reforçado*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ANDRAWES, K.Z., LOKE, K.H., YEO, K.C. e MURRAY, R.T. (1990a), "Application of boundary yielding concept to full scale reinforced and unreinforced soil walls". In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 79-83.
- ANDRAWES, K.Z., McGOWN, A. e AHMAD, F. (1990b), "Influence of lateral boundary movements on earth pressure". In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 359-364.
- AZEVEDO, R.F., ZORNBERG, J.G. e NOGUEIRA, C.L. (1992), "Utilização do método dos elementos finitos no cálculo de estruturas de solos reforçados", *Geossintéticos'92*, Brasília, pp. 263-275.
- *BOBEY, L. (1988), *Soil-geogrid interfacial shear strength*. M.Sc. Thesis, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton.
- BOLTON, M.D. e PANG, P.L.R. (1982) "Collapse limit states of reinforced earth retaining walls", *Geotechnique*, v. 32, n. 4, pp.349-367.
- *BONAPARTE, R. e SCHMERTMANN, G.R. (1988), "Reinforcement extensibility in reinforced soil wall design", *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*. Proc. NATO Adv. Research Workshop, Kingston. Kluwer Academic Publishers, The Netherlands, pp. 409-457. Citado em ADIB (1988).

- BRITTO, A. M. e GUNN, M. J. (1990), *CRISP90: User's and Programmer's Guide*. Engineering Department, Cambridge University, Cambridge, England.
- BROMS, B.B. (1971), "Lateral pressures due to compaction of cohesionless soils", *Proc. 4th Budapest Conf. On Soil Mechanics and Foundations Engineering*, pp. 373-384.
- BRUNO, A.C. e EHRLICH, M. (1997), "Performance of a geotextile reinforced soil wall", *Proc. 2nd Pan-Am. Symp. Landslides, 2nd COBRAE*, Rio de Janeiro, pp. 665-670.
- CARNEIRO, F.L. (1996) *Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos*, 2^a ed., Editora UFRJ, Rio de Janeiro.
- *CAZZUFFI, D., PAGOTTO, A. e RIMOLDI, P. (1988), "Behavior of a geogrid reinforced embankment over waste material", *Proc. II Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering*, St. Louis.
- CHALATURNYK, R. J., SCOTT, J. D., CHAN, D.H.K. e RICHARDS, E.A. (1990), "Stresses and deformations in a reinforced soil slope", *Canadian Geotechnical Journal*, v. 27, pp. 224-232.
- *CHRISTOPHER, B.R., GIROUD, J.P., JURAN, I., MITCHELL, J.K., SCHLOSSER, F. e DUNNICLIFF, J. (1990), "Reinforced soil structures, volume I. Design and construction guidelines". *Federal Hwy. Administration Rep. No. FHWA/RD/89-043*, Washington, D.C.
- *COLLIN, J.G. (1986), *Earth wall design*. PhD Thesis, University of California, Berkeley.
- DANTAS, B.T. (1998), *Método de análise de taludes reforçados sob condições de trabalho*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- DANTAS, B.T. e EHRLICH, M. (1999), "Ábacos para dimensionamento de taludes reforçados sob condições de trabalho", *Anais do Geossintéticos'99, Rio de Janeiro*, pp. 115-122.
- DANTAS, B.T. e EHRLICH, M. (2000a) "Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho", *Solos e Rochas*, v. 23, n. 2, pp. 113-133.
- DANTAS, B. T.; EHRLICH, M. (2000b). Performance of geosynthetic reinforced slopes at failure, by J. Zornberg; N. Sittar; J.K. Mitchell. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v. 126, n. 3, p. 283-285, Mar. Discussão.

- DANTAS, B. T. e EHRLICH, M. (2001a), "Parametric FE studies on reinforced soil slopes", *XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istambul, Turquia, Vol. 2, p. 1571 - 1574.
- DANTAS, B. T. e EHRLICH, M. (2001b), "Aplicação da análise dimensional a estruturas de contenção de solo reforçado", *III COBRAE*, Rio de Janeiro, RJ, pp. 457-463.
- DELLABIANCA, L.M.A. e PALMEIRA, E.M. (1999), "Estudo numérico de tensões e deformações em muros reforçados com geossintéticos", *Infogeo'99*, Curitiba-PR. CD-ROM.
- DELMAS, Ph., GOURC, J.P., BLIVET, J.C. e MATICHARD, Y. (1988), "Geotextile-reinforced retaining structures: A few instrumented examples", *Proc. Internat. Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japão, pp. 511-516.
- DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P., (1980), *Strength, stress-strain and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses*. Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, California, USA.
- DUNCAN, J. M. e SEED, R. B., (1986), "Compaction-induced earth pressures under K_0 -conditions", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, pp. 1-22.
- DUNCAN, J.M., WILLIAMS, G.W., SEHN, A.L. e SEED, R.B., (1991), "Estimation earth pressures due to compaction", *Journal of Geotechnical Engineering*, v.117,n.12, pp. 1833-1847.
- *DYER, N. R. e MILLIGAN, G. W. E., (1984), "A photoelastic investigation of the interaction of a cohesionless soil with reinforcement placed at different orientations". *Proc. Int. Conf. on In Situ Soil and Rock Reinforcement*, pp. 257-262.
- EHRLICH, M. (1995), "Deformação em muros de solos reforçados", *2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos – Geossintéticos 95*, São Paulo, Junho, pp. 31-40.
- EHRLICH, M. e DANTAS, B. T. (2000). Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes, by J. Zornberg; N. Sitar; J.K. Mitchell. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, New York, v. 126, n. 3, p. 286-288, Mar. Discussão.
- EHRLICH, M. e MITCHELL, J. K. (1994) *Working stress design method for reinforced soil walls*, Journal of Geot. Engrg, ASCE, v. 120, n. 4, pp. 625-645.

- EHRLICH, M. e MITCHELL, J. K. (1995) Closure of the paper *Working stress design method for reinforced soil walls*, Journal of Geot. Engrg, ASCE, v. 121, n. 11, pp. 820 - 821.
- EHRLICH, M., VIANNA, A.J.D. e FUSARO, F. (1994), “Comportamento de um muro de solo reforçado”, *Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Foz do Iguaçu, pp. 819-824.
- ELIAS, V. (2000), “Corrosion/Degradation of soil reinforcements for mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes”, *Federal Hwy. Administration Rep. No. FHWA-NHI-00-044*, Washington, D.C.
- ELIAS, V., CHRISTOPHER, B.R. e BERG, R.R. (2001), “Mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes – Design and construction guidelines”, *Federal Hwy. Administration Rep. No. FHWA-NHI-00-043*, Washington, D.C.
- FANNIN, R. J. (1988), *An instrumented field study of the analysis and design of geogrid reinforced slopes*, Report 52757-10, Norwegian Geotechnical Institute, Oslo.
- GOMES, R.C. e LANZ, D. (1992), “Similitude e modelação física de estruturas de arrimo em solos reforçado com geotêxteis”, *Geossintéticos’92*, Brasília, pp. 221-243.
- GOODINGS, D.J. e SANTAMARINA, J.C. (1989), “Reinforced earth and adjacent soils: Centrifuge modeling study”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 7, pp. 1021-1025.
- HO, D.K.H. e SMITH, I.M. (1990), “Modelling of reinforced soil wall: construction by a 3-D finite element method”. In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 335-340.
- HO, S.K. e ROWE, R.K. (1994), “Predicted behavior of two centrifugal model soil walls”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120,n.10, pp. 1845-1873.
- INGOLD, T.S. (1979), “The effects of compaction on retaining walls”, *Geotechnique*, v.29, n.3, pp.265-283.
- ITURRI, E.A.Z. (1996) *Análise numérica da influência da compactação em aterros sobre fundação de baixa capacidade de suporte*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- JABER, M. (1989), *Behavior of reinforced soil walls in centrifuge model tests*, PhD Thesis, University of California, Berkeley. Citado em HO e ROWE (1994).
- JENNER, C.G. (1990), “A study of the influence of soil on the reinforcement load in polymer grid reinforced soil structures”. In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 21-24.

- *JEWELL, R. A., (1980), *Some effects of reinforcement on the mechanical behavior of soils*. Ph.D. dissertation, Univ. of Cambridge, Cambridge, England.
- JEWELL, R. A., (1985), "Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls". *Proc. of 11th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundations*, San Francisco, pp. 1705-1708.
- JEWELL, R.A., (1990), "Strength and deformation in reinforced soil design, Keynote paper, *Proc. 4th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Materials*", pp. 913-946.
- JEWELL, R.A., (1991), "Application of revised design charts for steep reinforced slopes", *Geotextiles and Geomembranes*, v.10, pp. 203-233.
- JEWELL, R.A. e GREENWOOD, J.H. (1988), "Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials", *Geotextiles and Geomembranes*, v.7, pp. 81-118.
- *JONES, C.J.F.P. (1985), *Earth reinforcement and soil structures*, Butterworths Advanced Series in Geotechnical Engineering, 183p. Citado em ADIB (1988).
- JONES, C.J.F.P. (1990), "Construction influences on the performance of reinforced soil structures", In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 97-116.
- JURAN, I. e CHEN, C. L., (1989), "Strain compatibility design method for reinforced earth walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 4, pp. 435-456.
- JURAN, I. e CHRISTOPHER, B.R. (1989), "Laboratory model study on geosynthetic reinforced soil retaining walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n.7, pp. 905-926.
- JURAN, I., IDER, H. M. e FARRAG, K., (1990), "Strain compatibility analysis for geosynthetics reinforced soil walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 116, n. 2, pp. 312-329.
- *JURAN, I., SCHLOSSER, F., LONG, N.T. e LEGEAY, G. (1978), "Full scale experiment on a reinforced earth bridge abutment in Lille". *Proc. ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, Apr. 27, pp. 556-584. Citado em MITCHELL e VILLETT (1987).
- KODAKA, T., ASAOKA, A. e POKHAREL, G. (1995), "Model tests and theoretical analysis of reinforced soil slopes with facing panels", *Soil and Foundations*, v.35, n.1, pp. 133-145.
- KUTARA, K., MIKI, H., KUDOH, K., NAKAMURA, K., MINAMI, T., IWASAKI, K., NISHIMURA, J., FUKUDA, N. e TAKI, M., (1990), "Experimental study on

- prototype polymer grid reinforced retaining wall”, *Proc. 4th Int. Conf. On Geotextiles, Geomembranes and Related Materials*, pp. 73-78.
- *LAMBRECHTS, J. R. e LEONARDS, G. A. (1978), “Effects of stress history on deformation of sand”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 104, n. 11, pp. 1371-1387.
- LESHCHINSKY, D. (1998), “Evolution of design methods for geosynthetic reinforced steep slopes and walls in the USA”, *Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Brasília, pp. 1249-1253.
- LESHCHINSKY, D. e BOEDEKER, R. H., (1989), “Geosynthetic reinforced soil structures”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 115, n. 10, pp. 1459-1478.
- LESHCHINSKY, D. e PERRY, E.B. (1989), “On the design of geosynthetic-reinforced walls”, *Geotextiles and Geomembranes*, v.8, pp. 311-323.
- LESHCHINSKY, D., LING, H. e HANKS, G. (1995), “Unified design approach to geosynthetic reinforced slopes and segmental walls”, *Geosynthetics International*, v.2, n.5, pp.845-881.
- LING, H. I., TATSUOKA, F. e TATEYAMA, M. (1995), “Simulating performance of GRS-RW by finite-element procedure”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 121, n. 4, pp. 330-340.
- LOIOLA, F.L.P. (2001), *Estudo numérico da influência da face no comportamento de muros de solo reforçado*. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- MAYNE, P. W. e KULHAWY, F. H. (1982), “K_o – OCR relationships in soil”, *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 108, n. 6, pp. 851-872.
- MCGOWN, A., MURRAY, R.T. e JEWELL, R.A. (1989), “General report/Discussion session 17: Reinforced soil slopes and walls”, *Proc. of 12th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundations*, Rio de Janeiro, pp. 2637-2648.
- MITCHELL, J. K. e VILLET, W. C. B., (1987), *Reinforcement of earth slopes and embankments*. NCHRP Rep. No. 290, Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.
- MITCHELL, J.K. e ZORNBERG, J.K. (1995), “Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part II: Case histories and applications”, *Geosynthetics International*, v.2, n.1, pp.265-307.
- NEELY, W.J. (1995) Discussion of the paper *Working stress design method for reinforced soil walls*, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 121, n. 11, pp. 818 - 820.

- PORBAHA, A. e GOODINGS, D. J. (1996), "Centrifuge modeling of geotextile-reinforced cohesive soil retaining walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, v. 122, n. 10, pp. 840 - 848.
- RIMOLDI, P. (1988), "A review of field measurements of the behaviour of geogrid reinforced slopes", *Internat. Geotech. Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement*, Fukuoka, Japan, pp. 571-576.
- *ROMSTAD, K.M., HERRMAN, L.R. e SHEN, C.K. (1976), "Integrated study of reinforced earth- I. Theoretical formulation", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 102, GT 5, pp. 457-471.
- ROWE, R.K. e HO, S.K. (1993), "Keynote lecture: A review of the behavior of reinforced soil walls". In: *Earth Reinforcement*, Ochiai, Yasufuku e Omine (eds), vol. 2, Balkema, Rotterdam, pp. 801-830.
- ROWE, R.K. e HO, S.K. (1997), "Continuous panel reinforced soil walls on rigid foundations", *Journal of Geotech. And Geoenv. Engineering*, v.123, n. 10, pp. 912-920.
- ROWE, R.K. e HO, S.K. (1998), "Horizontal deformation in reinforced soil walls", *Canadian Geotechnical Journal*, v.35, pp. 312-327.
- ROWE, R. K. e SKINNER, G. D. (2001), "Numerical analysis of geosynthetic reinforced retaining wall constructed on a layered soil foundation", *Geotextiles and Geomembranes*, v. 19, pp. 387-412.
- SAWICKI, A. (1998), "Modelling of geosynthetic reinforcement in soil retaining walls", *Geosynthetics International*, v.5, n.3, pp.327-345.
- SCHLOSSER, F. e BASTICK, M. (1991), *Reinforced Earth*. In: Fang, H.Y. (ed), Foundation Engineering Handbook, 2 ed., Van Nostrand Reinhold, New York.
- SCHMERTMANN, G.R., CHEW, S.H. e MITCHELL, J.K. (1989), *Finite element modeling of reinforced soil wall behavior*, Geotech. Engrg. Report No. UCB/GT/89-01, University of California, Berkeley, California.
- SCHNEIDER, H.R. e HOLTZ, R.D. (1986), "Design of slopes reinforced with geotextiles and geogrids", *Geotextiles and Geomembranes*, v.3, pp. 29-51.
- SEED, R. B. e DUNCAN, J. M., (1984), *SSCOMP: A finite element analysis program for evaluation of soil-structure interaction and compaction effects*, Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/84-02, University of California, Berkeley, California.
- SEED, R. B. e DUNCAN, J. M., (1986), "FE analysis: compaction-induced stresses and deformations", *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 112, n. 1, pp. 23-43.

- SEGRESTIN, P. (1993), *Design of sloped reinforced fill structures*. In: Retaining Structures, Thomas Telford, Londres, pp. 574-586.
- SHIWAKOTI, D.R., PRADHAN, T.B.S. e LESHCHINSKY, D. (1998), "Performance of geosynthetic-reinforced soil structures at limit equilibrium state", *Geosynthetics International*, v.5, n.6, pp.555-587.
- SILVA, L. C. R. e ABRAMENTO, M., (1996), "Shear-lag analysis of a geosynthetic reinforced soil wall". In: *Earth Reinforcement*, Ochiai, Yasufuku e Omine (eds), vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 497-500.
- *SIMAC, M.R., BATHURST, R.J., BERG, R.R. e LOTH SPEICH, S.E., (1993), *National concrete masonry association segmental retaining wall design manual*, NCMA, Hendron, VA, 250p.
- SWOKOWSKI, E.W. (1983), *Cálculo com geometria analítica*, McGraw-Hill do Brasil, v. 1, São Paulo.
- T.A.I. (1989), *Reinforced earth retaining walls*, Technical brochure, Terre Armée Internationale.
- TATSUOKA, F. (1993) *Keynote lecture: Roles of facing rigidity in soil reinforcing*. In: Ochiai, Hayashi & Otani (eds), *Earth Reinforcement Practice*, A.A.Balkema, Rotterdam, pp. 831-870.
- *TATSUOKA, F. e ISHIHARA, K. (1974), "Yielding of sand in triaxial compression", *Soils and Foundations*, v. 14, n. 2, pp. 63-76.
- TATSUOKA, F., MURATA, O., TATEYAMA, M., NAKAMURA, K., TAMURA, Y., LING, H.I., IWASAKI, K. e YAMAUCHI, H. (1990), "Reinforcing steep clay slopes with a non-woven geotextile". In: *Performance of reinforced soil structures*, McGown, Yeo e ANDRAWES (eds), Thomas Thelford, pp. 141-146.
- TSUKAMOTO, Y., ISHIHARA, K., HIGUCHI, T. e AOKI, H. (1999), "Influence of geogrid reinforcement on lateral earth pressures against model retaining walls", *Geosynthetics International*, v. 6, n. 3, pp. 195-218.
- *YAMANOUCHI, T., FUKUDA, N. e IKEGAMI, M. (1986), "Design and techniques of steep reinforced embankment without edge supporting", *Proc. III Int. Conf. On Geotextiles*. Vienna.
- ZORNBERG, J.G. e MITCHELL, J.K. (1994), "Reinforced soil structures with poorly draining backfills. Part I: Reinforcement interactions and functions", *Geosynthetics International*, v.1, n.2, pp.103-147.

ZORNBERG, J., SITTAR, N. e MITCHELL, J.K. (1995), *Performance of geotextile-reinforced soil slopes at failure: A centrifuge study*, Geotech. Engrg. Report No. UCB/GT/95-01, University of California, Berkeley, California.

ZORNBERG, J., SITTAR, N. e MITCHELL, J.K. (1998a) "Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure", *J. Geot. and Geoenv. Engrg.* (124)08, pp. 670-683.

ZORNBERG, J., SITTAR, N. e MITCHELL, J.K. (1998b) "Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes", *J. Geot. and Geoenv. Engrg.* (124)08, pp. 684-698.

ZORNBERG, J., SITTAR, N. e MITCHELL, J.K. (2000) Closure of the discussion of the paper "Limit equilibrium as basis for design of geosynthetic reinforced slopes", *J. Geot. and Geoenv. Engrg.*, Vol. 126, No 3, p. 288.

* Referências não consultadas. Citadas por outros autores.