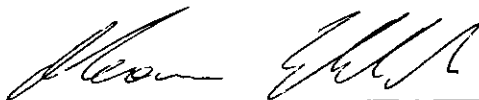


ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTOS EXTERNOS
NAS TENSÕES ATUANTES EM MUROS DE SOLO REFORÇADO

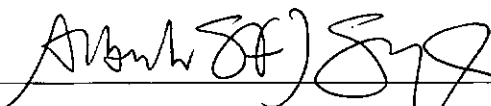
Paula Issler de Andrade

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

Aprovada por :



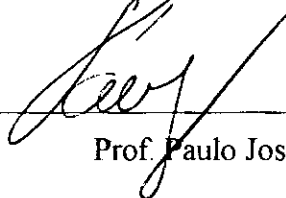
Prof. Mauricio Ehrlich, D.Sc.



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



Prof. Marcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.



Prof. Paulo José Brugger, D.Sc

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

MARÇO DE 1999

ANDRADE, PAULA ISSLER DE

Estudo numérico da influência de carregamentos externos nas tensões atuantes em muros de solo reforçado [Rio de Janeiro] 1999

IX, 182 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1999)

Tese – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Solo Reforçado 2. Estudo Numérico

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Maurício Ehrlich pela extrema dedicação, por todo o auxílio recebido na realização deste trabalho, pela excelente orientação, pelo incentivo e estímulo recebidos nos momentos mais difíceis, pela objetividade e experiência transmitidos ao longo de todo este período, pelo apoio e amizade;

Aos meus pais, por todo o investimento, estímulo, ajuda e carinho que me permitiram chegar a este estágio extremamente importante de minha formação;

À minha mãe pelo auxílio na elaboração das referências bibliográficas e revisão do texto;

Ao Gustavo pelo amor e carinho na fase mais difícil da elaboração deste trabalho, pela ajuda na digitação;

Aos professores Marcio de Souza Soares de Almeida, Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão e Paulo José Brugger por aceitarem fazer parte da banca examinadora;

Ao professor Fernando Emmanuel Barata que com sua incrível dedicação, estímulo e amizade influenciou-me na escolha da ênfase em mecânica dos solos, no quinto ano da graduação em engenharia civil;

Ao professores Flávio Miguez de Mello, Ian Shumann Martins e Francisco Rezende Lopes pelo apoio e incentivo a cursar o mestrado em geotecnia na COPPE;

Aos professores Marcio Soares de Souza Almeida e Claudio Mahler pelo auxílio recebido junto ao programa CRISP92;

A todos os professores da área de Geotecnia da COPPE pelos ensinamentos, pela dedicação e disponibilidade, por todo o estímulo ao desenvolvimento de um trabalho de tese, especialmente a Willy Alvarenga Lacerda, Fernando Artur Brasil Danziger e Ian Shumann Marques Martins;

À toda a equipe do laboratório de Geotecnia da COPPE

Ao amigo Edwin por todo o apoio recebido na utilização do programa CRISP92-SC, pela experiência transmitida na área de geotecnia, por toda a amizade e estímulo recebidos durante os momentos difíceis, pela enorme colaboração durante todo o período de desenvolvimento deste trabalho : Muito obrigada por tudo!

Ao André Salviano por toda a ajuda prestada na elaboração das figuras;

Ao Thelmo pelo auxílio na utilização do scanner;

À Suely Louro pela revisão e correção do texto;

Ao Douglas Corbishley pela revisão e correção do abstract;

Ao Bruno Dantas por todo o apoio recebido;

À amiga Monica Montenegro pela experiência transmitida na área de geotecnia, pelo auxílio e esclarecimento de dúvidas, pelo incentivo e por toda a amizade e apoio durante a elaboração deste trabalho;

À engenheira Joelzira Visconti da Fundação Rio Águas, pelo incentivo e apoio à realização deste trabalho;

Aos colegas da Fundação Rio Águas e Coordenadoria Geral de Projetos, por todo o apoio recebido, especialmente à Denise, Adriana, Alexandre, Marcio, Marta e Ester.

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

ESTUDO NUMÉRICO DA INFLUÊNCIA DE CARREGAMENTOS EXTERNOS NAS TENSÕES ATUANTES EM MUROS DE SOLO REFORÇADO

Paula Issler de Andrade

Março/1999

Orientador : Maurício Ehrlich

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho desenvolve o estudo numérico da influência de carregamentos externos sobre as tensões internas atuantes em uma estrutura de contenção de solo reforçado. Busca-se melhor explicitar os fatores influentes, visando aperfeiçoar as metodologias convencionais, que são simplistas e não consideram alguns fatores, entre os quais a influência da rigidez do reforço e da compactação do solo sobre o comportamento das estruturas.

Cotejou-se os resultados numéricos obtidos com os determinados através de métodos analíticos, tendo sido empregados nas análises o procedimento descrito em MITCHELL e VILLET (1987) e o método de EHRLICH e MITCHELL (1994), adaptado de forma a levar em consideração o carregamento externo. Utilizou-se o procedimento sugerido por MITCHELL e VILLET (1987) para o cálculo das tensões verticais decorrentes de carregamentos externos.

Obteve-se uma melhor correspondência entre os resultados numéricos e os obtidos através do método de EHRLICH e MITCHELL (1994), que considera explicitamente no cálculo dos esforços a compactação do solo e a rigidez relativa solo-reforço.

Verificou-se que ambos os procedimentos não foram capazes de representar corretamente a influência do posicionamento da carga externa no valor das tensões máximas nos reforços. Tal limitação se deve à sistemática adotada em ambas as análises no cálculo da tensão vertical atuante no ponto de máxima tração nos reforços.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UF RJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master in Science (M.Sc.)

NUMERICAL STUDY OF THE INFLUENCE OF EXTERNAL VERTICAL LOADS IN INTERNAL STRESSES IN REINFORCED EARTH WALLS

Paula Issler de Andrade

March/1999

Advisor : Maurício Ehrlich

Department : Civil Engineering

This work presents a numerical study of the influence of vertical loads in internal stresses in reinforced earth walls.

In addition to numerical studies, analytical studies using the procedures presented in MITCHELL and VILLET (1987) and EHRLICH and MITCHELL (1994) were performed.

The method suggested by MITCHELL and VILLET (1987) to calculate the vertical stress in the maximum reinforcement tension point was also used in both analyses.

The numerical and analytical results were compared, resulting in a better correspondence between numerical results and those of EHRLICH and MITCHELL (1994).

Although soil compaction and soil-reinforcement stiffness are not taken into consideration by the conventional design procedure, it is shown that these are the most important factors of influence in the internal stresses in reinforced earth walls.

It is also observed that both analytical procedures failed in modelling the influence of external vertical loads position in the reinforced soil mass internal stresses.

The limitation of the adopted procedure for determining the vertical stress at the maximum reinforcement tension point ought to explain the results.

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO	p.1
1.1 OBJETIVO.....	p.1
1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS SUBSEQUENTES.....	p.2
CAPÍTULO 2 – CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS REFORÇADOS	p.3
2.1 INTRODUÇÃO.....	p.3
2.2 O SOLO REFORÇADO.....	p.3
2.3 APLICAÇÕES.....	p.4
2.4 DURABILIDADE.....	p.4
2.5 VANTAGENS E CUSTOS.....	p.5
2.6 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO.....	p.6
2.6.1 TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES POR ATRITO.....	p.6
2.6.2 RESISTÊNCIA PASSIVA DO SOLO.....	p.8
2.7 DIMENSIONAMENTO INTERNO DE MUROS DE SOLO REFORÇADO.....	p.12
2.7.1 PROCEDIMENTO DESCRITO EM MITCHELL E VILLET (1987).....	p.14
2.7.2 O EFEITO DE CARGAS EXTERNAS.....	p.17
2.7.3 MÉTODO DE EHRLICH E MITCHELL (1994).....	p.18
CAPÍTULO 3 - MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA	p.26
3.1 INTRODUÇÃO.....	p.26
3.2 PROGRAMA CRISP92-SC.....	p.26
3.3 MODELO HIPERBÓLICO DE DUNCAN ET AL. (1980).....	p.27
3.4 MODELO HISTERÉTICO DE COMPACTAÇÃO DE DUNCAN E SEED (1986).....	p.31
3.5 ESTUDOS NUMÉRICOS.....	p.41
3.5.1 GEOMETRIA EMPREGADA.....	p.41
3.5.2 TIPOS DE SOLO.....	p.43
3.5.3 CARREGAMENTO.....	p.44
3.5.4 REFORÇOS UTILIZADOS.....	p.44
3.5.5 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO.....	p.46

3.5.6 MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS.....	p.46
3.5.7 COMPACTAÇÃO.....	p.48
CAPÍTULO 4 – APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	p.51
4.1 INTRODUÇÃO.....	p.51
4.2 RESULTADOS OBTIDOS.....	p.51
4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	p.51
4.3.1 INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DA CARGA E DA RIGIDEZ DOS REFORÇOS.....	p.52
4.3.2 INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA CARGA EXTERNA.....	p.56
4.3.3 INFLUÊNCIA DA LARGURA DA CARGA.....	p.63
4.3.4 INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO.....	p.70
4.3.5 INFLUÊNCIA DA ALTURA DO MURO.....	p.73
4.3.6 ACRÉSCIMOS DE TRAÇÃO MÁXIMA NO REFORÇO.....	p.76
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	p.82
5.1 CONCLUSÕES.....	p.82
5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	p.83
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	p.84
APÊNDICE.....	p.87

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo analisar a influência de carregamentos externos nas tensões atuantes em muros de solo reforçado.

Busca-se melhor explicitar os fatores influentes, visando aperfeiçoar as metodologias convencionais, que são simplistas e não consideram alguns fatores, entre os quais a influência da rigidez do reforço e da compactação do solo sobre o comportamento das estruturas.

Este estudo foi desenvolvido com base em análises numéricas, tendo-se utilizado o programa de elementos finitos CRISP92-SC (ITURRI, 1996) na modelagem. O programa CRISP92-SC modificado com base no programa original de BRITTO e GUNN (1992) permite a modelagem das tensões induzidas pela compactação, de acordo com o sugerido por DUNCAN e SEED (1986).

Simulou-se um muro hipotético de solo reforçado submetido a carregamentos externos uniformemente distribuídos, variando-se a rigidez dos reforços, a posição, largura e intensidade da carga externa, tendo sido realizadas ainda algumas simulações considerando a compactação do solo.

Cotejou-se os resultados numéricos obtidos com os determinados através de métodos analíticos, tendo sido empregados nas análises o procedimento descrito em MITCHELL e VILLET (1987) e o método de EHRLICH e MITCHELL (1994), adaptado de forma a levar em consideração a presença de carregamentos externos. O método de EHRLICH e MITCHELL (1994) possibilita a consideração da influência da compactação e da rigidez solo-reforço nas tensões internas atuantes em muros de solo reforçado.

Este trabalho faz parte de uma linha de pesquisa sobre métodos de análise e comportamento de sistemas de solos reforçados em andamento na COPPE. Utilizando-

se modelagem numérica e analítica foram também desenvolvidas nesta linha as teses de ITURRI (1996), LIMA (1996) e DANTAS (1998).

1.2 DESCRIÇÃO DOS CAPÍTULOS SUBSEQUENTES

O capítulo 2 corresponde à revisão bibliográfica de sistemas de contenção de solo reforçado. Faz-se uma breve apresentação das características básicas deste tipo de sistema, e de alguns métodos de análise e dimensionamento.

No capítulo 3 apresenta-se a modelagem numérica empregada no estudo. Descreve-se a representação do sistema de solo reforçado, o comportamento tensão x deformação do reforço e do solo e a modelagem da compactação.

No capítulo 4 tem-se a apresentação do estudo numérico efetuado, seus resultados e discussão.

No capítulo 5 sumarizam-se as conclusões obtidas e relacionam-se sugestões para futuras pesquisas.

CAPÍTULO 2

CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS REFORÇADOS

2.1 INTRODUÇÃO

Faz-se no presente capítulo um breve relato sobre os sistemas de contenção de solo reforçado, suas vantagens e aplicações. Discute-se a interação solo-reforço e os fatores que influenciam as tensões internas.

Apresentam-se métodos de análise, incluindo a abordagem convencional para a avaliação da influência de carregamentos externos nas tensões no solo e nos reforços.

2.2 O SOLO REFORÇADO

O solo reforçado é um material composto, no qual o solo é responsável pela resistência à compressão e ao cisalhamento e os reforços respondem pela resistência à tração. O material resultante desta associação passa a apresentar melhores características mecânicas.

Os sistemas de contenção em solo reforçado são soluções que podem se apresentar técnica e economicamente vantajosas em relação às convencionais. Tais sistemas em diversas situações podem levar a significativas reduções nos custos das obras.

O método construtivo utilizado para solos reforçados é bastante simples e barato e os equipamentos de construção são leves, ocasionando facilidades executivas e rapidez no desenvolvimento da obra.

Os reforços consistem de materiais metálicos, plásticos ou tecidos, podendo se apresentar na forma de grelhas, barras, tiras ou mantas. Painéis de concreto, blocos, gabiões, concreto projetado, são comumente utilizados para compor a face. Estes elementos não possuem finalidade estrutural, sendo o seu principal objetivo proteger a zona próxima à face, quanto à erosão do solo e degradação dos reforços. Facilidades executivas, aspectos estéticos e econômicos definem a escolha do elemento de face.

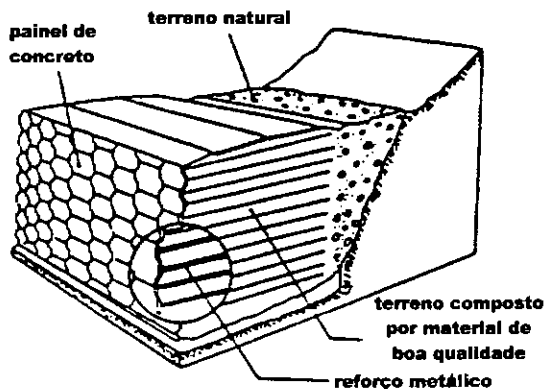


Fig. 2.1: Vista esquemática de um muro de solo reforçado (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

2.3 APLICAÇÕES

Estruturas de contenção em solo reforçado podem ser empregadas em taludes de cortes, aterros e escavações. Em virtude de sua inerente flexibilidade, adaptam-se bem a recalques, permitindo a sua utilização em aterros sobre terrenos compressíveis.

A facilidade e o pouco tempo requerido na construção de estruturas em solo reforçado tornam esta solução bastante vantajosa para obras viárias em geral, possibilitando menor período de interrupção do tráfego.

2.4 DURABILIDADE

A durabilidade de um sistema de contenção de solo reforçado depende de alguns aspectos, tais como: o ataque químico, efeitos causados por longa exposição a tensões prolongadas, diferenças bruscas de temperatura, variações de nível d'água ou riscos de danificação do reforço durante a obra.

A corrosão é uma questão de extrema relevância a ser considerada em reforços metálicos.

Para reforços não metálicos há que se considerar os efeitos causados por perda da resistência, quebra do elemento de reforço, alongamento excessivo devido a carregamentos e deterioração devida à exposição aos fatores climáticos.

Visando minimizar os danos causados por degradação mecânica, devem ser tomados cuidados especiais no armazenamento, transporte e durante a construção.

Quanto ao alongamento excessivo e perda da resistência, deve-se limitar os níveis de tensão nos reforços.

A maior parte dos geossintéticos e plásticos é bastante resistente aos ataques químico e biológico; no entanto estes materiais são suscetíveis à deterioração quando expostos a radiações ultra-violeta. Sendo assim, necessitam de proteção contra a luz solar, como coberturas vegetais no caso de muros reforçados com geossintéticos.

2.5 VANTAGENS E CUSTOS

Como mencionado anteriormente, o solo reforçado é utilizado em diversas aplicações devido às suas vantagens técnicas, econômicas e estéticas.

As estruturas de contenção em solo reforçado apresentam diversas vantagens construtivas, não exigindo equipamentos especiais, técnicas de construção complexas ou um grande espaço para a implantação da obra, facilitando a sua aplicação em áreas restritas. O reforço pode ser empregado em diversos tipos de solos, tais como materiais granulares, que são os mais comumente utilizados, ou mesmo em argilas e siltes.

O solo reforçado é uma estrutura de contenção bastante econômica se comparada às estruturas convencionais em aterros, uma vez que os materiais utilizados na obra incluem apenas o solo, que é um material abundante e econômico, os reforços e os elementos da face. Sendo assim, o custo de implantação de um muro de solo reforçado é bastante inferior ao de uma estrutura de contenção em concreto armado. A facilidade e a rapidez de execução são fatores que contribuem também para a redução dos gastos na implantação deste tipo de estrutura.

O fato de estruturas de contenção em solo reforçado aceitarem bem deformações horizontais ou verticais proporciona uma vantagem adicional em obras com fundações em terrenos compressíveis. A flexibilidade permite o emprego de fatores de segurança mais baixos do que em estruturas de contenção convencionais rígidas quanto à capacidade de carga.

O emprego do solo reforçado é especialmente vantajoso em áreas montanhosas, com taludes instáveis, em relação às estruturas convencionais, já que estas requerem fundações profundas, contrariamente às estruturas em solo reforçado que, devido à sua inerente flexibilidade, suportam recalques e deformações laterais, não necessitando de soluções caras para manter-se a estabilidade requerida.

2.6 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

O sucesso da combinação solo-reforço está na obtenção de um material que reúna as melhores características estruturais destes dois elementos individualmente. A transferência de tensões entre solo e reforço é feita através do atrito entre estes elementos ou por resistência passiva do solo, perpendicular à direção de movimentação relativa solo-reforço.

Valores para o coeficiente de atrito solo-reforço estimados através de medições de campo e ensaios de arrancamento estão entre 0,5 e 1,0, sendo que os valores mais baixos correspondem aos reforços mais flexíveis e os maiores aos reforços mais rígidos.

2.6.1. TRANSFERÊNCIA DE TENSÕES POR ATRITO

A figura 2.2 ilustra a transferência de tensões por atrito entre o solo e o reforço.

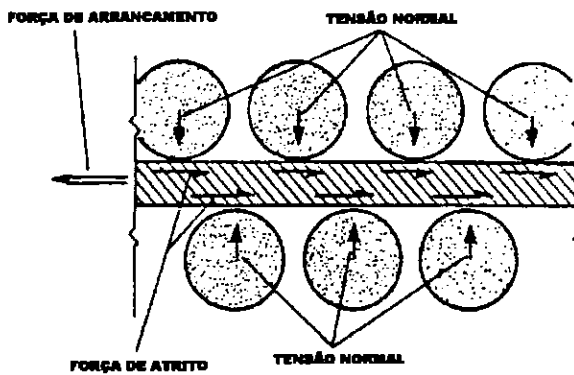


Fig. 2.2: Mecanismo de transferência de tensões por atrito entre solo e reforço (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

A transferência de carga depende das características da interface solo-reforço e da tensão normal atuante entre eles. Os valores utilizados para o coeficiente de atrito efetivo entre as superfícies são estimados através de ensaios de arrancamento, cisalhamento direto entre o solo e o reforço ou por modelos instrumentados.

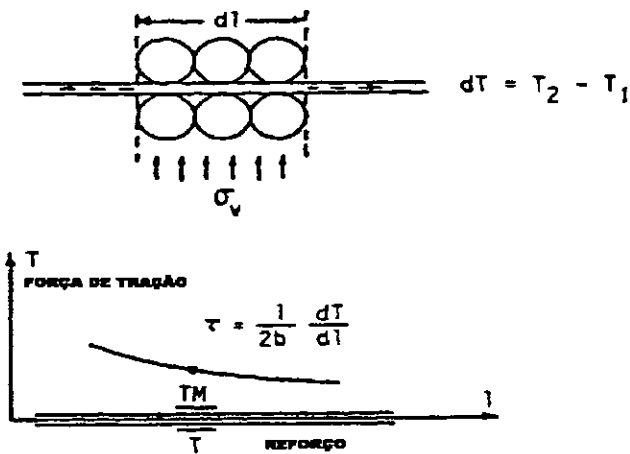


Fig. 2.3: Variação da força de tração ao longo do reforço (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

Através da figura 2.3, podemos observar que:

$$dT = T_2 - T_1 = 2b\tau dl \quad (2.1)$$

onde

T = força de tração;

b = largura do reforço;

τ = tensão cisalhante ao longo da interface solo-reforço;

l = comprimento do reforço.

Se a tensão cisalhante for originada somente pelo atrito entre as superfícies, tem-se

$$\tau = \mu \sigma_v \quad (2.2)$$

onde

μ = coeficiente de atrito solo-reforço;

σ_v = tensão vertical exercida no reforço.

O coeficiente de atrito entre as superfícies de areias e siltes e as de diferentes materiais de reforço está entre 0,5 e 0,8 vezes o valor da resistência ao cisalhamento mobilizada por estes solos. Sendo assim,

$$\mu = \text{tg}\delta = (0,5 \text{ a } 0,8) \text{ tg}\phi \quad (2.3)$$

onde

δ = ângulo de atrito entre o solo e uma superfície suave;

ϕ = ângulo de atrito interno do solo.

A dificuldade na obtenção da resistência ao arrancamento de um elemento de reforço reside no fato de haver variações na mobilização e no valor da tensão vertical ao longo do comprimento do mesmo, devido à sua interação com o solo.

De acordo com MITCHELL e VILLET (1987), quando a tendência à dilatação devido a uma deformação cisalhante imposta a solos granulares for impedida por alguma restrição à variação de volume deste solo, as tensões confinantes locais podem aumentar significativamente o seu valor, causando alterações nas tensões verticais. Para um dado solo, a tendência à dilatação decresce com o aumento das tensões confinantes.

Da mesma forma, ocorre uma certa dificuldade em avaliar-se o coeficiente de atrito solo-reforço, uma vez que a influência da dilatação nos valores destes coeficientes, obtidos por ensaios de arrancamento, decresce com a profundidade.

Em adição, os valores dos coeficientes de atrito solo-reforço obtidos com maior confiabilidade são aqueles oriundos de medições diretas, já que as camadas de reforço não possuem superfícies totalmente planas e lisas ao longo de todo o seu comprimento.

A determinação do chamado coeficiente de atrito aparente efetivo μ^* é feita dividindo-se o valor médio da tensão cisalhante mobilizada ao longo do reforço pela tensão vertical efetiva atuante devida ao peso do solo.

2.6.2. RESISTÊNCIA PASSIVA DO SOLO

Segundo MITCHELL e VILLET (1987) a transferência de carga solo-reforço por resistência passiva se dá à medida que uma superfície normal à direção da força resistente comprime o solo.

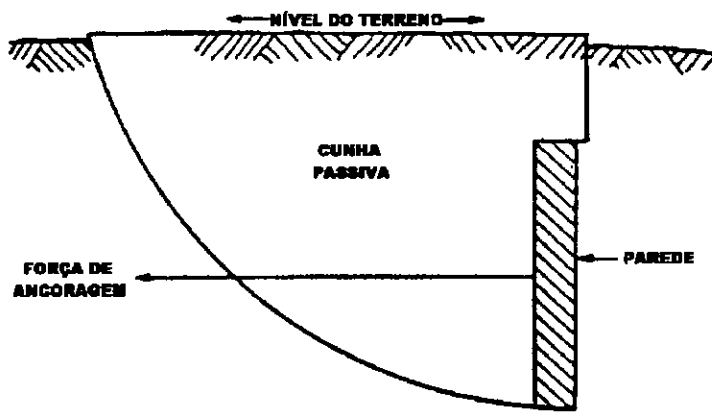


Fig. 2.4: Transferência de carga por resistência passiva do solo (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

A máxima resistência ao arrancamento desenvolvida por um elemento de reforço orientado transversalmente ao carregamento pode ser relacionada à capacidade de carga de uma fundação profunda. Uma grelha pode ser tomada como uma sucessão de elementos transversais com espaçamento S_x .

A tensão vertical efetiva no reforço σ'_v , pode ser calculada por :

$$\sigma'_v = \gamma' Z \quad (2.4)$$

onde

Z = profundidade da camada de reforço;

γ' = peso específico efetivo do solo.

A resistência passiva desenvolvida nos elementos transversais de reforço pode ser obtida em função de σ'_v , através da seguinte expressão:

$$\sigma'_b = F_\gamma \sigma'_v \quad (2.5)$$

onde

σ'_b = resistência passiva;

F_γ = fator de capacidade de carga dependente da resistência e dilatância do solo, da rugosidade do reforço e do estado inicial de tensões no solo.

Segundo MITCHELL e VILLET (1987), para grandes profundidades, os efeitos da rugosidade e do estado inicial de tensões no solo podem ser desprezados.

Os resultados de diversas investigações para a determinação da resistência passiva de ancoragens e geogrelhas estão representados na fig. 2.5. Embora ocorra certa dispersão entre os resultados de ensaios de arrancamento realizados por HUECKEL e KWASNIEWSKI (1961), CHANG et al.(1977) e PETERSON (1980) e os ensaios de cisalhamento direto realizados por JEWELL (1980), todos estes ensaios estão compreendidos entre os limites superior e inferior definidos pelas curvas teóricas, estando os valores médios definidos pelas curvas de ROWE e DAVIS (1982).

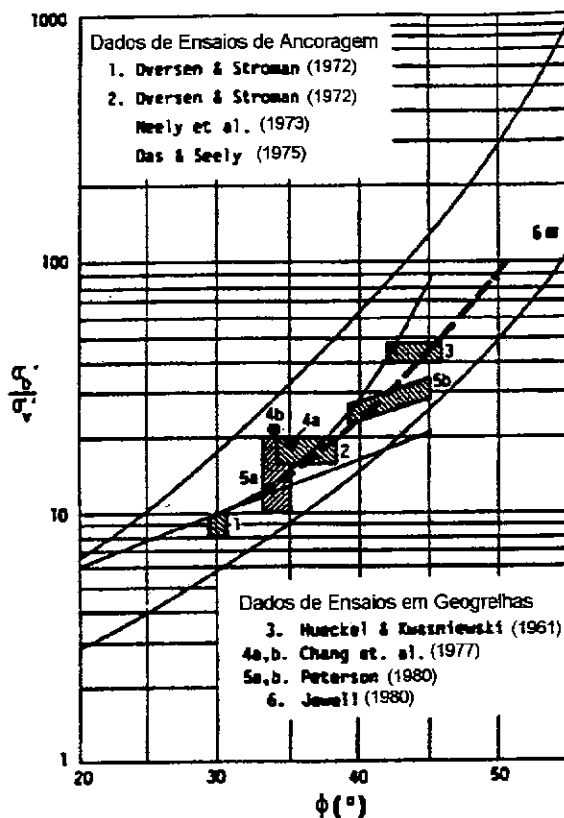


Fig. 2.5: Comparação entre valores de tensões de suporte teóricas e obtidos por ensaios (apud JEWELL et al., 1984)

Desta forma, MITCHELL e VILLET (1987) recomendam que se utilize a fig. 2.5 para a obtenção de uma estimativa da resistência passiva ao arrancamento de um elemento de reforço transversal.

Existe um valor limite da resistência ao arrancamento que pode ser mobilizada pelas camadas transversais de um sistema reforçado por geogrelhas, mostrado na fig.2.6.

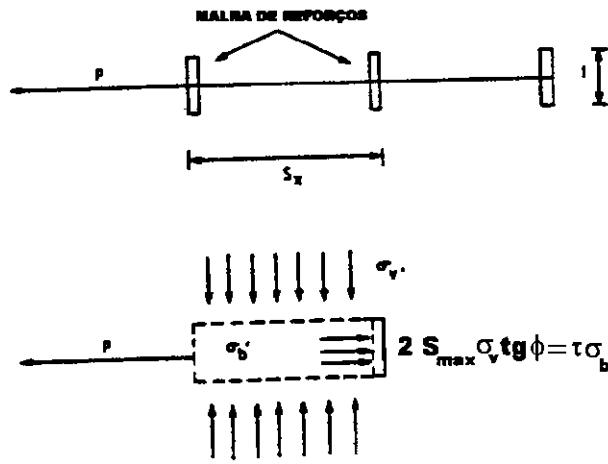


Fig. 2.6: Análise da resistência passiva máxima desenvolvida por um sistema de reforços (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

Sendo S_x o espaçamento horizontal entre camadas de reforço e t a espessura de cada camada, a máxima resistência ao arrancamento P_{max} desenvolvida em um solo arenoso pode ser calculada por:

$$P_{max} = 2b S_{max} n \sigma'_v \operatorname{tg} \phi' \quad (2.6)$$

onde

b = largura do reforço;

S_{max} = espaçamento longitudinal máximo entre camadas de reforço;

n = número de camadas transversais de reforço;

σ'_v = tensão vertical atuante;

ϕ' = ângulo de atrito interno do solo.

A expressão 2.6 foi desenvolvida, admitindo-se que a distância entre os elementos transversais é tão pequena a ponto de ser razoável considerar-se que o conjunto atue como uma lâmina rugosa contínua de espessura t .

O espaçamento máximo horizontal S_{max} pode ser calculado por :

$$S_{max} = \frac{t \sigma'_b \alpha_b}{\sigma'_v 2 \operatorname{tg} \phi} \quad (2.7)$$

onde

α_b = proporção da área transversal do elemento de reforço onde a capacidade de suporte pode ser totalmente desenvolvida. Para geogrelhas, pode-se tomar $\alpha_b = 1$.

A curva tracejada da fig. 2.5 foi calculada para valores de α_b iguais à unidade. Através desta figura é possível calcularem-se estimativas para valores de S_{max}/t .

2.7 DIMENSIONAMENTO INTERNO DE MUROS DE SOLO REFORÇADO

Para o dimensionamento de uma estrutura de solo reforçado, deve-se analisar a estabilidade interna e externa do conjunto, determinando-se o comprimento e o espaçamento entre reforços, de forma a não ocorrer arrancamento ou ruptura. A estabilidade global pode ser verificada através dos procedimentos usuais de geotecnia.

Para o dimensionamento interno, faz-se necessário que se conheça o empuxo no solo, de forma a se determinar as tensões atuantes no reforço. As tensões horizontais no solo podem variar, dependendo do tipo de sistema de reforço utilizado e de quanto este irá restringir as deformações laterais da massa de solo. Esses fatores são diretamente influenciados pela rigidez do reforço e pela dilatância do solo.

O estado ativo de tensões está associado aos tipos de reforços mais flexíveis, tais como os geotêxteis. Aos reforços rígidos correspondem coeficientes de empuxo mais altos.

Através da fig. 2.7 observa-se o mecanismo de interação solo-reforço em uma estrutura de contenção de solo reforçado, apresentando uma zona ativa com tendência a se movimentar, mas sendo contida pelas camadas de reforço, que transferem carga para a zona resistente.

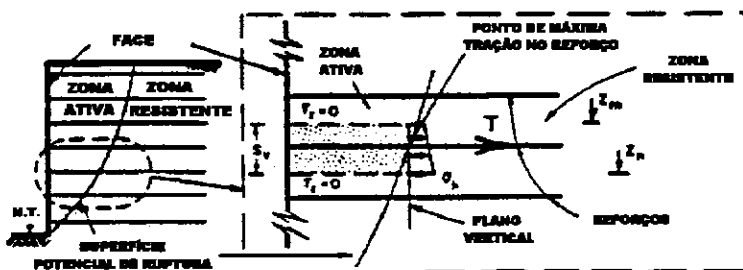


Fig. 2.7: Equilíbrio Interno (apud EHLICH e MITCHELL, 1994)

De acordo com MITCHELL e VILLET (1987) as máximas forças de tração nos reforços ocorrem entre as zonas ativa e resistente; no entanto não se pode precisar o local exato desta ocorrência para os diferentes sistemas de solo reforçado. Considera-se comumente que os pontos de máxima tração coincidem com a superfície potencial de ruptura.

Um sistema de contenção de solo reforçado só será eficiente se a magnitude das deformações do solo requeridas para a mobilização dos reforços for aceitável.

Para reforços inextensíveis tais como os metálicos, a condição acima certamente será satisfeita; no entanto, para reforços extensíveis, uma alta percentagem de deformação é requerida até que seja desenvolvida uma força suficiente para mobilizar a resistência necessária no reforço.

Segundo MITCHELL e VILLET (1987), para reforços extensíveis, o critério de dimensionamento será baseado não mais na tensão de ruptura, mas na intensidade das deformações aceitáveis e das forças mobilizadas no reforço.

Os procedimentos convencionais de dimensionamento de estruturas de contenção em solo reforçado são fundamentados em métodos de equilíbrio limite, medições de campo e em resultados de análises de métodos de elementos finitos. Para diferentes tipos de reforços adotam-se diferentes superfícies de ruptura.

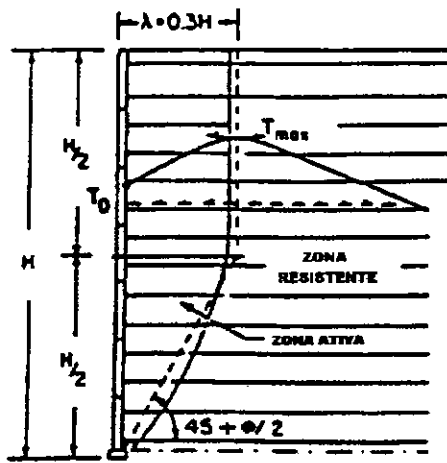
Para reforços extensíveis, considera-se a superfície de ruptura de Rankine, ou seja, ao longo de um plano inclinado de $(45^\circ + \phi/2)$ com a horizontal. O sub-item 2.7.1 apresenta o adotado para reforços inextensíveis.

A determinação da resistência ao arrancamento é feita considerando-se a transferência de carga solo-reforço somente por atrito, resistência passiva ou através da combinação destas duas formas. Alguns métodos de dimensionamento consideram estes fatores atuando independentemente, considerando que ocorra a soma destes dois efeitos. No entanto, de acordo com MITCHELL E VILLET (1987), deve-se ressaltar que a deformação provocada por um dos mecanismos reduz a tensão desenvolvida pelo outro. Com isto, a simples consideração de se adicionar os dois métodos pode não ser correta.

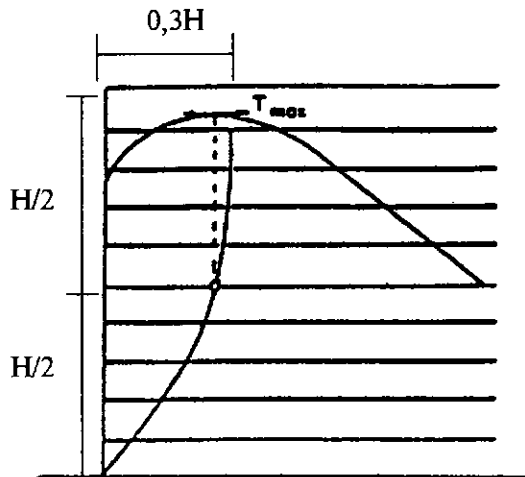
2.7.1 PROCEDIMENTO DESCRITO EM MITCHELL E VILLET (1987)

A seguir apresenta-se o método de dimensionamento interno sugerido por MITCHELL e VILLET (1987) para reforços inextensíveis.

Através de medições *in situ*, observou-se que a curva que contém o lugar geométrico das máximas forças de tração ao longo da profundidade pode ser representada pela fig. 2.8.



A) Ensaio em escala real



B) Método dos elementos finitos (materiais puramente elásticos)

Fig. 2.8: Distribuição das forças de tração ao longo do reforço (apud SCHLOSSER e ELIAS, 1978)

O coeficiente de empuxo lateral K , que caracteriza o estado de tensões da massa, varia com a profundidade, passando de um valor K_0 no topo do muro até chegar a um valor inferior a K_a na base do mesmo. O estado de repouso é característico da parte superior do muro devido à influência da compactação e da presença dos reforços, que restringem as deformações laterais do solo.

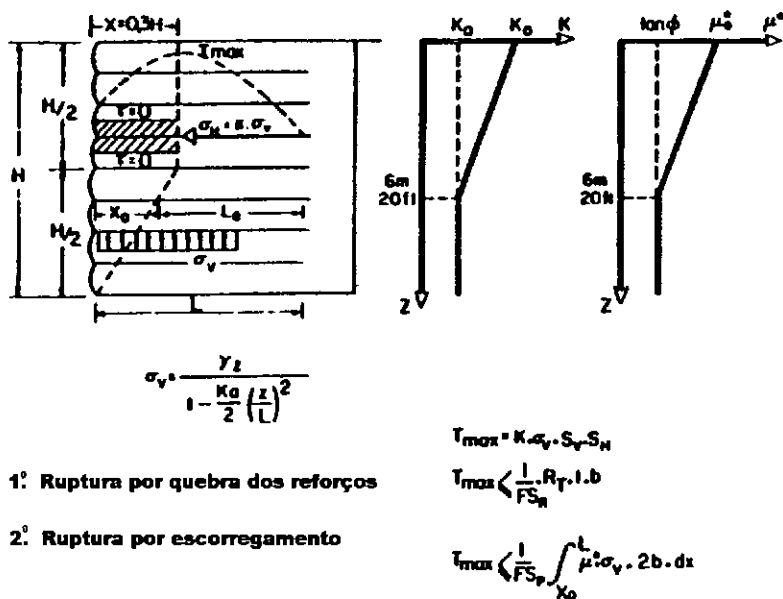


Fig. 2.9: Dimensionamento interno de muros de solo reforçado (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

De acordo com a fig. 2.9, considera-se que a linha de trações máximas nos reforços é vertical, próxima ao topo do muro, distando $0,3H$ da face deste. Calcula-se a tração máxima no reforço através do equilíbrio horizontal da camada correspondente, considerando que a tensão horizontal σ_h e a tração máxima atuam no mesmo ponto.

O coeficiente K , determinado empiricamente, caracteriza o estado de tensões da massa e varia linearmente de K_0 a K_a , permanecendo constante para grandes profundidades.

A tensão vertical é calculada pelo método de MEYERHOFF (1955), baseado no equilíbrio da porção de solo presente acima da camada de reforço considerada, incluindo os efeitos do peso próprio e do coeficiente de empuxo ativo exercidos pelo aterro na parede do muro. A fig. 2.10 ilustra o cálculo de σ'_v pelo método de MEYERHOFF (1955).

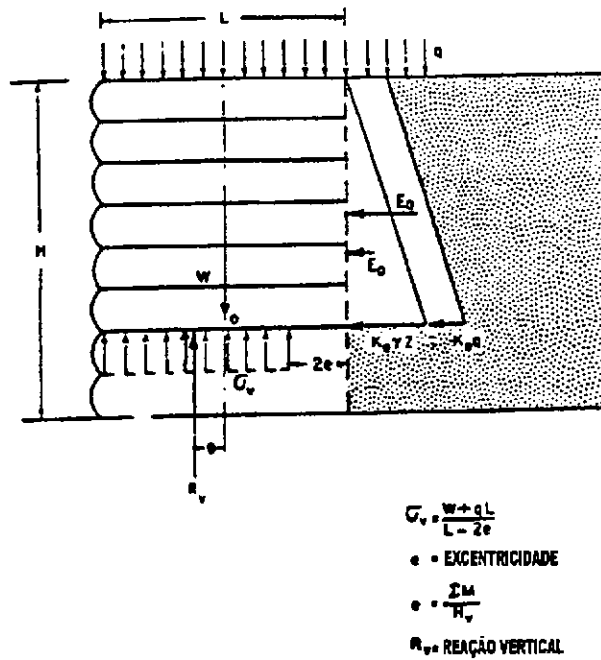


Fig. 2.10: Cálculo da tensão vertical pelo método de Meyerhoff (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

Desta forma, a força de tração máxima no reforço é dada por:

$$T_{\max} = \sigma'_h S_v S_h = K \sigma'_v S_v S_h \quad (2.8)$$

onde

σ'_h = tensão efetiva horizontal;

S_v = espaçamento vertical;

S_h = espaçamento horizontal;

K = coeficiente de empuxo;

σ'_v = tensão efetiva vertical.

O comprimento do reforço é determinado considerando-se a curva de trações máximas e a aderência aparente efetiva solo-reforço μ^* .

Considera-se que a variação do coeficiente μ^* com a profundidade é linear, conforme ilustra a fig. 2.9.

2.7.2 O EFEITO DE CARGAS EXTERNAS

O método empírico de MITCHELL e VILLET (1987) utilizado para o estudo do efeito de cargas externas sobre as tensões em uma massa de solo reforçado é descrito a seguir.

Com a aplicação de um carregamento externo, ocorre um acréscimo nas forças de tração, dado por:

$$\Delta T_{\max} = K \Delta \sigma_v S_v S_h \tag{2.9}$$

onde

ΔT_{\max} = acréscimo na força de tração máxima;

K = coeficiente de empuxo;

S_v = espaçamento vertical entre camadas de reforço;

S_h = espaçamento horizontal entre camadas de reforço;

$\Delta \sigma_v$ = acréscimo na tensão vertical devido ao carregamento situado no ponto de tração máxima.

O valor de σ_v é calculado admitindo-se uma distribuição uniforme de tensões e a propagação do efeito da carga, conforme mostra a fig. 2.11.

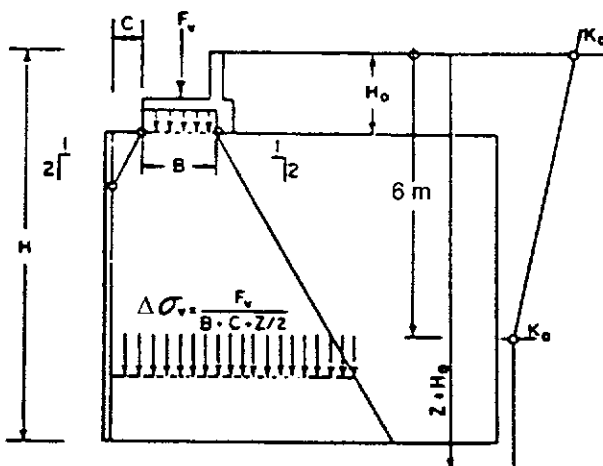


Fig. 2.11: Propagação da carga e coeficiente de empuxo em um encontro de ponte (apud MITCHELL e VILLET, 1987)

O coeficiente empírico K deve ser tomado igual a K_0 no topo do muro, variando linearmente até K_a , a 6m de profundidade.

Um número muito reduzido de trabalhos experimentais e teóricos foi desenvolvido, considerando-se o efeito de cargas concentradas horizontais no topo de muros de solo reforçado.

O método de dimensionamento utilizado para este tipo de carregamento é baseado no comportamento de estruturas de contenção em concreto e pode ser conservativo para muros em solo reforçado, devido à sua inerente flexibilidade.

De acordo com MITCHELL e VILLET (1987), a aplicação de uma carga vertical no topo de um muro de solo reforçado modifica o lugar geométrico das forças de tração máximas existentes ao longo da profundidade.

A fig. 2.12 ilustra o efeito da variação da posição de uma carga vertical na curva correspondente às máximas forças de tração obtidas, utilizando-se o método dos elementos finitos.

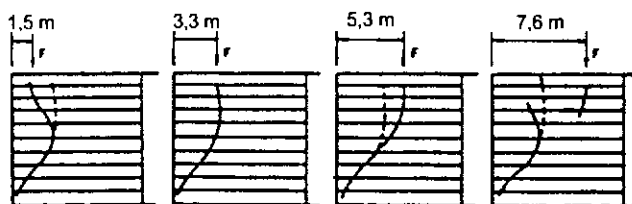


Fig. 2.12: Efeito da variação de posição de uma carga vertical sobre o lugar geométrico das forças de tração, determinado por análises de elementos finitos em um muro de 10m de altura (apud SCHLOSSER e SEGRESTIN, 1979)

2.7.3 MÉTODO DE EHRLICH E MITCHELL (1994)

EHRLICH e MITCHELL (1994) propuseram um método analítico fechado de cálculo de sistemas de contenção de solo reforçado com paredes verticais, válido para quaisquer tipos de reforços e sistemas.

Na modelagem considera-se a não-linearidade elástica do solo, representada por uma versão modificada do modelo hiperbólico (DUNCAN et al. 1980) e do modelo de tensões de compactação de DUNCAN e SEED (1986), relacionando-se esta não-linearidade com o comportamento elástico-linear do reforço.

Admite-se também a aderência perfeita na interface solo-reforço, no ponto de máxima tensão. Isto é, consideram-se, neste ponto, nulos os deslocamentos relativos, e nesta interface as deformações no solo e no reforço são iguais.

O modelo adota o coeficiente de Poisson ν constante e igual ao correspondente às condições de repouso do solo no carregamento. Para o descarregamento também considera-se o correspondente ao repouso, cujo valor varia com a taxa de sobreadensamento, definida como sendo a razão entre a máxima tensão ocorrida no solo e a atuante sobre o mesmo.

EHRLICH e MITCHELL (1994) consideram que a trajetória de tensões do solo no entorno dos pontos de máxima tração de cada camada de reforço pode ser representada por um único ciclo de carga e descarga (fig. 2.13). Esta trajetória engloba os diversos ciclos de carga e descarga correspondentes à deposição e compactação que se verificam durante todo o processo construtivo.

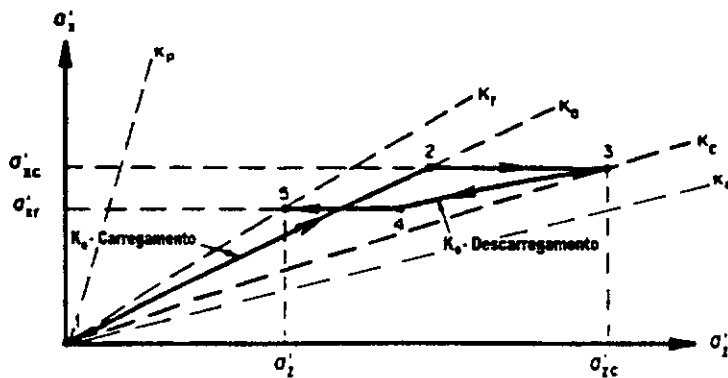


Fig. 2.13: Trajetória de tensões (EHRLICH e MITCHELL, 1994)

Sendo

σ'_{zc} = máxima tensão vertical equivalente a que o solo foi submetido, incluindo-se a compactação;

σ'_{xc} = máxima tensão horizontal equivalente a que o solo foi submetido, incluindo-se a compactação;

σ'_{xr} = tensão horizontal residual;

σ'_z = tensão vertical no solo.

O carregamento é apresentado por conveniência analítica pelas trajetórias 1-2 e 2-3. De 1 a 2 o carregamento se dá através da linha K_0 , sem deformações laterais. De 2 a 3 ocorrem deformações laterais e a tensão horizontal permanece constante.

O descarregamento também por conveniência analítica é representado pelas trajetórias 3-4 e 4-5. De 3 a 4 o descarregamento se dá sem deformações laterais e de 4 a 5 a tensão horizontal é constante, ou seja, igual ao valor de σ'_{xt} .

Durante o carregamento e o descarregamento, considera-se que os planos principais maior e menor permanecem horizontal e vertical, respectivamente. Segundo EHRlich e MITCHELL (1994), esta é uma hipótese simplificada do comportamento real do solo que pode ser aceita, visto que medidas de máxima tensão no reforço sob condições de trabalho em casos reais estiveram bastante próximas de valores previstos, utilizando a referida hipótese.

A compactação pode ser vista como um pré-adensamento do solo, isto é, seu efeito provoca tensões de magnitudes nunca antes desenvolvidas.

Para profundidades muito grandes, onde os efeitos da compactação já não são mais sentidos pelo solo, o valor de σ'_{zc} é igual ao de σ'_z , isto é, o ponto 5 coincide com o ponto 3 e a trajetória de tensões do solo é composta apenas por um carregamento até atingir-se o estado de tensões ao final da construção, não havendo descarregamento.

A máxima tensão horizontal induzida, correspondente ao ponto 3 da figura 2.28 é função da rigidez do reforço, que governa as deformações laterais do solo. Considera-se que a máxima tensão vertical equivalente induzida pela compactação, $\sigma'_{zc,i}$, independe das deformações laterais, sendo definida convenientemente por:

$$\sigma'_{zc,i} = \sigma'_{xpi}/K_0 \tag{2.11}$$

O coeficiente K_0 pode ser estimado através da correlação de Jaky (1944)

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi' \tag{2.12}$$

sendo

σ'_{xpi} = máxima tensão horizontal que seria induzida pela compactação na ausência de deformações laterais na direção do reforço;

ϕ' = ângulo de atrito efetivo do solo.

EHRlich e MITCHELL (1994) consideram o solo plastificado logo abaixo da superfície de contato com rolo. Com base na teoria da capacidade de carga e adotando um estado plano de deformações na direção transversal ao reforço, chegam à seguinte expressão para o cálculo de σ'_{xpi} :

$$\sigma'_{xpi} = \nu_0 (1 + K_a) \left[\frac{1}{2} \gamma' Q \frac{N_\gamma}{L} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.13)$$

onde

$$K_a = \text{tg}^2 (45^\circ - \phi/2) \quad (2.14)$$

Q = máxima força vertical de operação do rolo;

L = máximo comprimento de operação do rolo;

γ' = peso específico efetivo do solo.

O coeficiente de Poisson ν_0 para condições K_0 do solo é dado por:

$$\nu_0 = \frac{K_0}{(1 + K_0)} \quad (2.15)$$

O fator N_γ de capacidade de carga, segundo a teoria de Rankine, pode ser obtido por :

$$N_\gamma = \text{tg}(45^\circ + \phi'/2) [\text{tg}^4(45^\circ + \phi'/2) - 1] \quad (2.16)$$

Para profundidades maiores, onde a tensão vertical σ'_z , excede o valor de $\sigma'_{zc,i}$, e os efeitos da compactação não são mais sentidos, tem-se σ'_{zc} igual ao valor de σ'_z . Para profundidades menores, deve-se tomar σ'_{zc} igual a $\sigma'_{zc,i}$.

A força de tração máxima em uma camada de reforço é dada por :

$$T = S_v S_h \sigma'_{xr} = S_v S_h K_r \sigma'_z \quad (2.17)$$

onde

S_v = espaçamento vertical entre camadas de reforço;

S_h = espaçamento horizontal entre camadas de reforço;

σ'_{xr} = tensão horizontal residual;

K_r = coeficiente de empuxo lateral residual ao final da construção;

σ'_z = tensão vertical efetiva do solo no ponto de máxima tração no reforço, na interface solo-reforço.

O valor de σ'_z pode ser calculado segundo MEYERHOFF (1955), através da equação:

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' Z}{\left[1 - \left(\frac{K_a}{3} \right) \left(\frac{Z}{L_r} \right)^2 \right]} \quad (2.18)$$

onde

γ' = peso específico efetivo do solo

Z = profundidade da camada de reforço

L_r = comprimento da camada de reforço

O cálculo considera o equilíbrio da massa de solo reforçado acima da camada de reforço considerada, sob o efeito do peso próprio e do empuxo ativo exercido pelo aterro no muro, sem a presença de sobrecargas.

EHRlich e MITCHELL (1994) mostram que os principais fatores que influenciam o valor da tração máxima são os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo c' e ϕ' , a tensão vertical σ'_z , a relação entre a tensão vertical e a tensão vertical equivalente máxima a que o solo foi submetido, incluindo-se a compactação (σ'_z / σ'_{zc}) e o coeficiente de extensão solo-reforço β , definido por :

$$\beta = \frac{\left(\frac{\sigma'_{zc}}{Pa} \right)^n}{S_i} \quad (2.19)$$

onde

σ'_{zc} = máxima tensão vertical equivalente, incluindo-se o efeito da compactação

Pa = pressão atmosférica

n = módulo expoente de DUNCAN et al. (1980)

S_i = índice de rigidez relativa solo-reforço

De acordo com EHRlich e MITCHELL (1994), o índice de rigidez relativa solo-reforço S_i é definido por :

$$S_i = \frac{E_r \cdot A_r}{S_v \cdot S_h \cdot \kappa \cdot Pa} \quad (2.20)$$

onde

E_r = módulo de elasticidade do reforço (kN/m^2);
 A_r = área da seção transversal do reforço (m^2);
 S_v = espaçamento vertical entre reforços (m);
 S_h = espaçamento horizontal entre reforços (m);
 κ = módulo de carregamento de DUNCAN et al. (1980);
 P_a = pressão atmosférica.

EHRLICH e MITCHELL (1994) definiram que a profundidade Z_c a partir da qual os efeitos da compactação não são mais sentidos pelo solo é dada por:

$$Z_c = \sigma'_{z_c,i} / \gamma' \quad (2.20)$$

Foram desenvolvidos ábacos adimensionais para a determinação da máxima tração no reforço, considerando solos com coesão nula e o parâmetro de taxa de ruptura R_f de DUNCAN et al. (1980) igual a 0,8, conforme ilustra a fig. 2.14.

A relação $\sigma'_z / \sigma'_{z_c}$ representa o efeito da compactação, ou seja, se o terreno não houver sido compactado ou ainda, para profundidades onde $\sigma'_{z_c,i}$ for inferior à tensão vertical proveniente do peso das camadas de solo subjacentes, esta relação será igual à unidade.

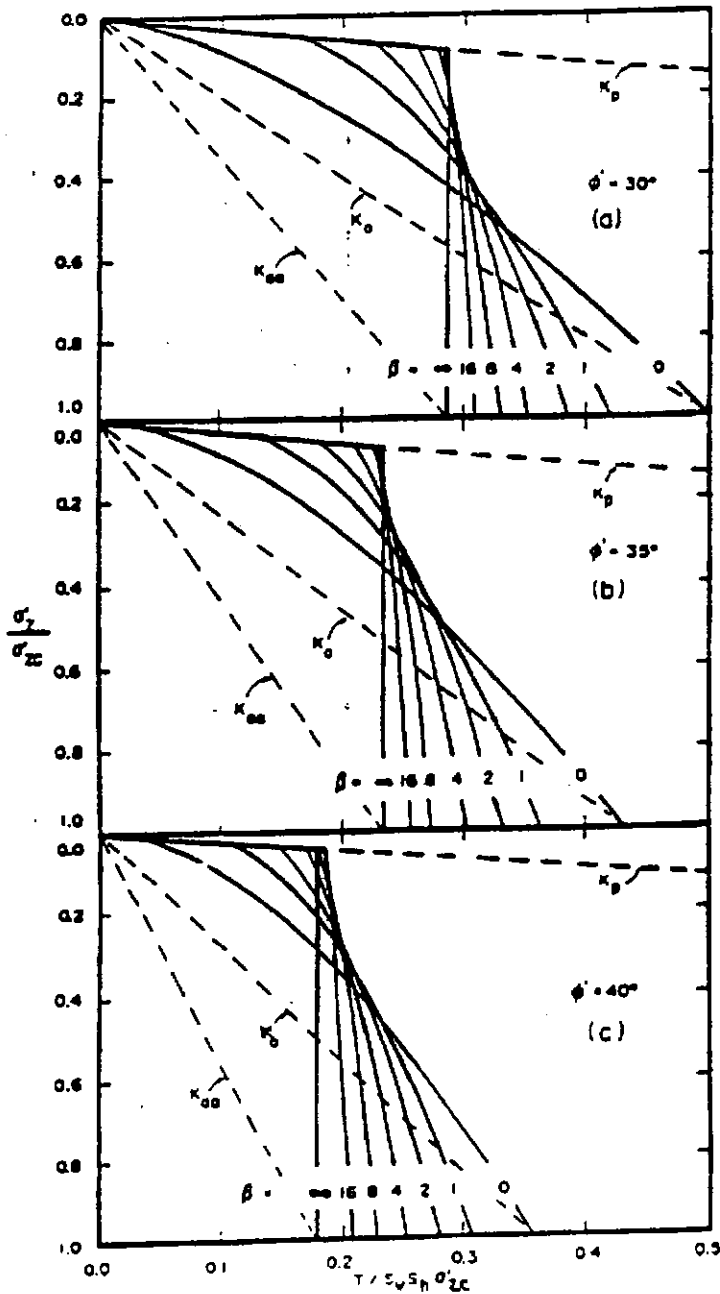


Fig. 2.14: Ábacos para a determinação da máxima tração no reforço (apud EHLICH e MITCHELL, 1994)

Através de análises paramétricas, EHLICH e MITCHELL (1994) concluíram que os principais fatores que influenciam as tensões no reforço são: os parâmetros de resistência ao cisalhamento e o peso específico do solo, a profundidade da camada de referência, a rigidez relativa solo-reforço S_i e a compactação, sendo que a influência deste último fator é ainda maior para estruturas reforçadas com baixa rigidez solo-reforço. O aumento de S_i promove ampliação do empuxo lateral do solo e das tensões

tensões no reforço; no entanto, para pequenas profundidades, dependendo do tipo de compactação, pode ocorrer o contrário.

O coeficiente de empuxo K pode ser maior do que K_0 no topo do muro e maior do que K_a para profundidades superiores a 6m, dependendo da rigidez solo-reforço e da compactação.

Desconsiderando-se este último fator, K_0 é o limite superior do coeficiente de empuxo horizontal K .

CAPÍTULO 3

MODELAGEM NUMÉRICA EMPREGADA

3.1 INTRODUÇÃO

Apresenta-se neste capítulo a modelagem numérica empregada no estudo. Utilizou-se nas análises o programa de elementos finitos CRISP92-SC, implementado por ITURRI (1996), com base no programa original CRISP92 de BRITTO e GUNN (1992). Este programa permite a modelagem das tensões induzidas pela compactação, de acordo com o sugerido por DUNCAN e SEED (1986). O programa modificado permite ainda o emprego do modelo hiperbólico de DUNCAN et al. (1980) na representação da curva tensão versus deformação do solo, sendo este o modelo adotado nos estudos em questão.

3.2 PROGRAMA CRISP92-SC

O programa CRISP92 foi desenvolvido no Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge para a análise das relações tensão versus deformação nos solos através do método dos elementos finitos, modelando situações estáticas em geotecnia, sob condições monotônicas de carga e descarga.

ITURRI (1996) implementou no programa original o modelo hiperbólico de DUNCAN et al. (1980), incluindo o critério de Drucker e Prager para a representação de situações próximas à ruptura e a modelagem da compactação, de acordo com o modelo histerético de DUNCAN e SEED (1986). O programa foi então denominado de CRISP92-SC (“CRISP92 with soil compaction”).

O programa CRISP92-SC é capaz de desenvolver análises não drenadas, drenadas, de adensamento, bidimensionais (deformação plana ou axissimétrica) e tridimensionais, e pode ainda simular a dependência temporal de situações estáticas de carregamento ou descarregamento.

Um procedimento puramente incremental é utilizado pelo programa CRISP92-SC através da aproximação da rigidez tangente para representar a não-linearidade física do material, dispondo de elementos unidimensionais com ou sem rigidez à flexão,

bidimensionais triangulares ou quadrangulares. A tabela 3.1 ilustra os tipos de elementos disponíveis no programa CRISP92.

Tabela 3.1: Elementos disponíveis no CRISP92 (apud BRITTO e GUNN, 1990)

Elemento	Dimensão	Deslocamento	Deformação específica	Excesso de poropressão Δu
barra	1	quadrático	linear	-
triângulo (LST)	2	quadrático	linear	-
LST com Δu linear	2	quadrático	linear	linear
Quadrilátero (LSQ)	2	quadrático	linear	-
LSQ com Δu linear	2	quadrático	linear	linear
Cúbico (CUST)	3	4ª ordem	cúbico	-
CUST com Δu cúbico	3	4ª ordem	cúbico	cúbico
Paralelepípedo (LSB)	3	quadrático	linear	-
LSB com Δu linear	3	quadrático	linear	linear
Viga	1	quadrático	linear	-
Interface	1	quadrático	linear	-

O programa CRISP92 permite que se defina a lei constitutiva do material a ser analisado dentre os seguintes modelos : elástico linear isotrópico/anisotrópico, elástico linear com a variação do módulo elástico ao longo da profundidade, Schofield, Cam-Clay e Cam-Clay modificado, elasto-plástico com superfície de escoamento podendo ser definida pelos critérios de Tresca, Von Mises, Mohr-Coulomb ou Drucker e Prager.

A experiência adquirida na utilização do programa é vasta, podendo citar como exemplo os trabalhos de ALMEIDA (1977,1981), FONTENELLE (1987), ITURRI (1996), GONÇALVES (1996), etc.

3.3 MODELO HIPERBÓLICO DE DUNCAN ET AL. (1980)

O modelo hiperbólico procura representar o comportamento tensão versus deformação não-linear do solo.

WONG e DUNCAN (1974) representaram a não-linearidade do comportamento dos solos, bem como a curva tensão versus deformação e a variação de volume através dos seguintes parâmetros:

- O módulo tangencial de Young E_t , que varia com a tensão confinante e com a resistência mobilizada;
- O coeficiente tangencial de Poisson ν_t que varia com a tensão confinante e com a resistência mobilizada.

Estudos posteriores mostraram que a variação de volume dos solos pode ser representada, assumindo-se que o “bulk modulus” do solo varia com a tensão confinante, porém independe da resistência mobilizada.

Os parâmetros definidos por DUNCAN et al. (1980) através de ensaios convencionais proporcionam uma análise do comportamento não linear do solo, da variação de volume que ocorre quando este é solicitado e da curva tensão versus deformação resultante.

A curva tensão versus deformação hiperbólica foi desenvolvida para ser utilizada em análises não lineares incrementais de deformações do solo. Para cada incremento desta análise, a relação tensão versus deformação do solo é considerada linear, regida pela Lei de Hooke.

Para condições de deformação plana, esta relação pode ser expressa por :

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{9B-E} \begin{bmatrix} (3B+E) & (3B-E) & 0 \\ (3B-E) & (3B+E) & 0 \\ 0 & 0 & E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.1)$$

onde

$\Delta\sigma_x$ = acréscimo de tensão normal na direção x;

$\Delta\sigma_y$ = acréscimo de tensão normal na direção y;

$\Delta\tau_{xy}$ = acréscimo de tensão cisalhante;

$\Delta\varepsilon_x$ = acréscimo de deformação normal na direção x;

$\Delta\varepsilon_y$ = acréscimo de deformação normal na direção y;

$\Delta\gamma_{xy}$ = acréscimo de deformação cisalhante;

E = módulo de Young;

B = módulo de deformação volumétrica.

Através de (3.1), variando-se o módulo de elasticidade e o “bulk modulus” de acordo com a variação de tensões, podemos modelar a não-linearidade, inelasticidade e a dependência tensão versus deformação do solo.

KONDNER (1963) mostrou que a hipérbole é um tipo de curva bastante adequado para representar a relação tensão versus deformação dos solos, podendo ser definida por uma equação do tipo :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \tag{3.2}$$

De acordo com DUNCAN et al. (1980), as hipérbolas são curvas representativas da relação tensão versus deformação devido aos seguintes fatores :

- Os parâmetros utilizados na equação 3.2 possuem significado físico, já que E_i representa o módulo tangencial inicial da curva tensão versus deformação e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ representa um valor assintótico de diferença de tensões, relacionado à resistência do solo.
- Os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ podem ser obtidos através da reta transformada, que representa a relação linear entre ϵ e $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$. A reta ajustada que representa os valores de ϵ versus $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$ extraídos de ensaios de laboratório corresponde à hipérbole ideal que representa a curva ϵ versus $(\sigma_1 - \sigma_3)$.

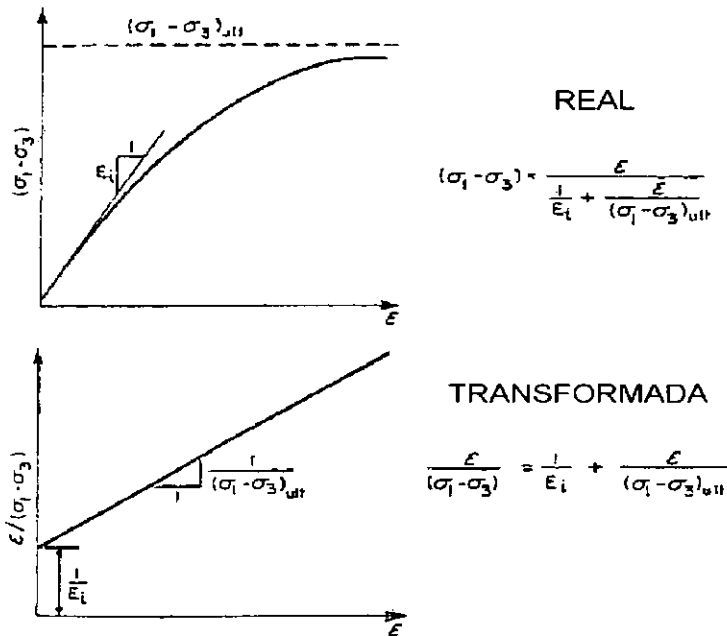


Fig. 3.1: Representação hiperbólica da curva tensão versus deformação (apud DUNCAN et al., 1980)

DUNCAN (1970) mostrou que para os mais diversos tipos de solos, devemos utilizar os dois pontos onde 70% e 95% da resistência do solo são mobilizados na curva tensão versus deformação para caracterizarmos a reta ϵ versus $\epsilon / (\sigma_1 - \sigma_3)$.

A tabela 3.2 apresenta um resumo dos parâmetros de DUNCAN et al. (1980) e suas funções.

Tabela 3.2: Resumo dos parâmetros hiperbólicos (apud DUNCAN et al. ,1980)

<i>Parâmetro</i>	<i>Nome</i>	<i>Função</i>
κ, κ_{ur}	módulo número	Relacionar E_i e E_{ur} a σ_3
n	módulo expoente	
c	coesão	Relacionar $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ a σ_3
$\phi_0, \Delta\phi$	parâmetros do ângulo de atrito	
R_f	taxa de ruptura	Relacionar $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ a $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$
κ_b	módulo número de deformação volumétrica	Valor de B/Pa quando $\sigma_3 = Pa$
m	expoente de deformação volumétrica	Mudança no valor de B/Pa para um acréscimo de um ciclo logarítmico de 10 em σ_3

Segundo DUNCAN et al. (1980), as relações tensão versus deformação hiperbólicas sofrem algumas limitações, tais como:

- Devem ser aplicadas somente em estados de tensão afastados da ruptura, uma vez que a relação hiperbólica está baseada na Lei de Hooke. Desta forma, o modelo é capaz de prever as movimentações decorrentes das cargas aplicadas, desde que não ocorra ruptura generalizada da massa de solo.
- As relações tensão versus deformação hiperbólicas não incluem variações de volume oriundas das variações de tensão cisalhante ou dilatância dos solos.
- Os parâmetros do modelo hiperbólico não são propriedades intrínsecas do solo, mas sim valores empíricos de coeficientes que representam o comportamento do solo sob determinadas condições.

3.4 MODELO HISTERÉTICO DE COMPACTAÇÃO DE DUNCAN E SEED (1986)

De acordo com DUNCAN e SEED (1986), a idealização das tensões horizontais induzidas pela compactação, atuantes sobre paredes rígidas verticais sem atrito, pode ser representada por um ciclo de carregamento e descarregamento vertical, uniforme, de extensão lateral infinita. Este processo é análogo ao adensamento unidimensional cíclico. Logo, os deslocamentos horizontais são nulos e as tensões principais permanecem orientadas horizontal e verticalmente em ambos os casos.

O desenvolvimento de um modelo histerético para a obtenção das tensões provocadas pelo ciclo de carga e descarga sob condições K_0 permite uma avaliação das tensões induzidas pela compactação para um caso idealizado.

A tabela 3.3 apresenta uma lista de cinco parâmetros requeridos no modelo histerético.

Tabela 3.3: Parâmetros do modelo histerético de carregamento-descarregamento K_0 (apud DUNCAN e SEED, 1986)

Parâmetro	Nome	Limites recomendados	Estimativa baseada em ϕ'
α	coeficiente de descarregamento	$0 \leq \alpha \leq 1$	Ver fig. 3.2
β	coeficiente de recarregamento	$0 \leq \beta \leq 1$	Assumir $\beta \cong 0,6$
K_0	coeficiente de empuxo no repouso para carregamento virgem	$0 \leq K_0 \leq 1$	$K_0 \cong 1 - \text{sen}\phi'$
$K_{1,\phi'}$	componente friccional do coeficiente limite de empuxo lateral	$K_0 \leq K_{1,\phi'} \leq K_p$	$K_{1,\phi'} = \tan^2(45^\circ + \phi'/2)$
c'	coesão efetiva	-	-

Nota : K_p = coeficiente de empuxo passivo

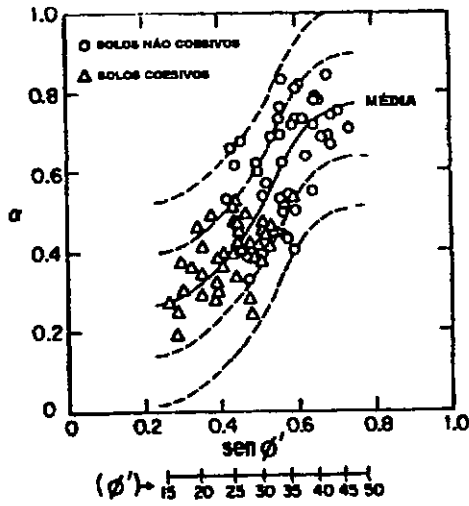


Fig. 3.2: Relação entre $\text{sen } \phi'$ e α (apud DUNCAN e SEED, 1986)

$K_{1,\phi'}$ e c' juntos, determinam o coeficiente limite de empuxo lateral no repouso K_1 , controlado pelo critério de ruptura passiva de Mohr-Coulomb. Este coeficiente é definido por :

$$K_1 = \left(\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \right)_{\text{lim}} = K_{1,\phi'} + \frac{2c'}{\sigma'_v} \sqrt{K_{1,\phi'}} \quad (3.3)$$

Os parâmetros deveriam ser obtidos por ensaios de laboratório simulando o ciclo K_0 de carga e descarga, no entanto, conhecendo-se a coesão e o ângulo de atrito efetivos, através de correlações, pode-se adquirir os valores de $K_{1,\phi'}$, K_0 e α . O parâmetro β pode ser adotado como 0,6.

A tabela 3.4 define os termos utilizados no modelo histerético K_0 e a figura 3.3 ilustra as trajetórias de carga e descarga.

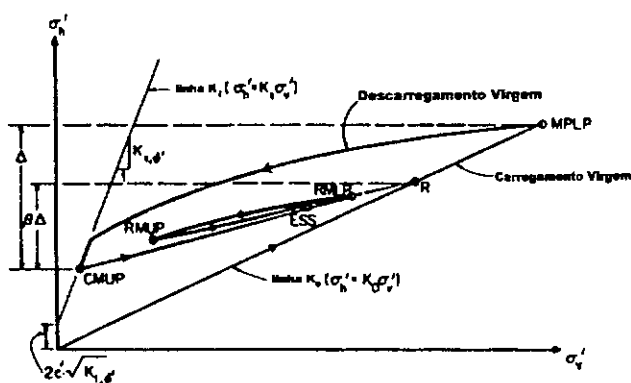


Fig. 3.3: Componentes básicos do modelo hysterético K_0 de carregamento-descarregamento (apud DUNCAN e SEED, 1986)

Tabela 3.4: Definições do modelo hysterético K_0 de carregamento-descarregamento (apud DUNCAN e SEED, 1986)

<i>Parâmetros do modelo hysterético</i>	<i>Definições</i>
Estado de tensões existente ($\sigma'_{h,ESS}$, $\sigma'_{v,ESS}$)	Tensões efetivas horizontais e verticais existentes.
Ponto de máximo carregamento já ocorrido no passado ($\sigma'_{h,MPLP}$, $\sigma'_{v,MPLP}$)	Tensões efetivas horizontais e verticais máximas já ocorridas no passado.
Ponto de mínimo descarregamento atual ($\sigma'_{h,CMUP}$, $\sigma'_{v,CMUP}$)	Tensões efetivas horizontais e verticais presentes em um estado de tensões correspondente a um valor mínimo de σ'_h , atingido desde o último MPLP.
Ponto de máximo carregamento recente ($\sigma'_{h,RMLP}$, $\sigma'_{v,RMLP}$)	Tensões efetivas horizontais e verticais presentes em um estado de tensões correspondente a um valor máximo de σ'_h , atingido durante o ciclo mais recente de carregamento.
Ponto de mínimo descarregamento recente ($\sigma'_{h,RMUP}$, $\sigma'_{v,RMUP}$)	Tensões efetivas horizontais e verticais presentes em um estado de tensões correspondente a um valor mínimo de σ'_h , atingido durante o ciclo mais recente de descarregamento.
Ponto de recarregamento ($\sigma^*_{h,r}$, $\sigma^*_{v,r}$)	Ponto de intersecção entre o caminho de tensões de recarregamento e a reta virgem K_0 .
Δ	Diferença de tensões horizontais efetivas entre MPLP e CMUP.
β	Fração de Δ que retorna ao completo recarregamento de CMUP a R.
α^*	Coeficiente de descarregamento modificado.

A seguir, descrevem-se as etapas percorridas no modelo hysterético K_0 .

1. Ocorre um carregamento virgem, ao longo da reta K_0 até se atingir uma tensão vertical efetiva que exceda em magnitude todas as anteriores já ocorridas no solo.

Temos então,

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v, \quad (3.4)$$

onde K_0 foi definido por 2.12.

2. A seguir inicia-se um descarregamento virgem até atingir-se uma tensão vertical efetiva mínima, a partir de MPLP, estabelecendo-se o novo ponto de mínimo descarregamento CMUP, seguindo-se a trajetória definida pela equação:

$$\sigma'_h = K_0' \sigma'_v \quad (3.5)$$

onde

$$K_0' = K_0 (OCR)^\alpha \quad (3.6)$$

e

$$OCR = \frac{\sigma'_{v,MPLP}}{\sigma'_{v,ESS}} \quad (3.7)$$

$\sigma'_{v,ESS}$ é a tensão vertical correspondente ao estado de tensões existente em qualquer ponto considerado.

3. A condição limite ao descarregamento, ou seja, a ruptura passiva é representada por

$$\sigma'_h \leq K_1 \sigma'_v \quad (3.8)$$

4. Sendo o recarregamento virgem o primeiro ciclo de recarregamento após se atingir o ponto CMUP (mínimo de descarregamento), o caminho de tensões até R ocorre de acordo com :

$$\sigma'^*_{h,r} = \sigma'^*_{h,CMUP} + \beta \Delta \quad (3.9)$$

$$\sigma'^*_{v,r} = \frac{\sigma'^*_{h,r}}{K_0} \quad (3.10)$$

onde

$$\Delta = \sigma'_{h,MPLP} - \sigma'_{h,CMUP} \quad (3.11)$$

O recarregamento virgem segue uma trajetória linear de tensões, cuja inclinação aumenta conforme o grau de descarregamento ocorrido previamente. A fig. 3.4 ilustra os vários ciclos de recarregamento.

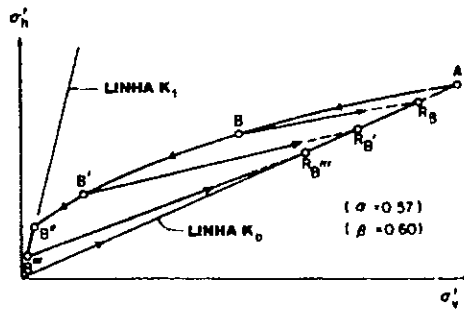


Fig 3.4: Trajetórias típicas de tensões para o modelo histerético K_0 (apud DUNCAN e SEED, 1986)

5. O recarregamento não virgem segue uma trajetória linear de tensões de RMUP a R, percorrendo então a reta K_0 , até atingir MPLP.

Se ocorrer um carregamento posterior a este ponto, este será um carregamento virgem.

Quando algum recarregamento atingir tensões superiores às do ponto R, porém inferiores às de MPLP, este será o novo R para os ciclos subsequentes.

6. Para um descarregamento não virgem originado em um ponto de tensão na linha K_0 , de forma que o recarregamento mais recente exceda o antigo ponto R, mas não ultrapasse MPLP, a trajetória de tensões a ser seguida é definida por:

$$\frac{\sigma'_{h}}{\sigma'_{v}} = K_0 \left(\frac{\sigma'_{v, RMLP}}{\sigma'_{v, ESS}} \right)^{\alpha^*} \quad (3.12)$$

onde, α^* é o coeficiente modificado de descarregamento, dado por :

$$\alpha^* = \frac{\ln \left(\frac{\sigma'_{h, RMLP}}{K_0 \sigma'_{v, CMUP}} \right)}{\ln \left(\frac{\sigma'_{v, RMLP}}{\sigma'_{v, CMUP}} \right)} \quad (3.13)$$

A definição deste coeficiente implica que o descarregamento passe pelo ponto CMUP.

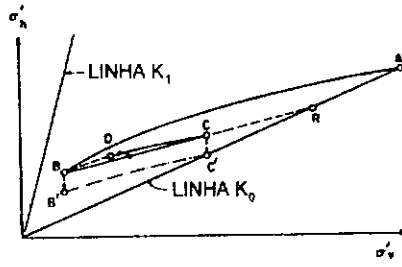


Fig. 3.5: Carregamento sob condições K_0 seguido de recarregamento moderado (apud DUNCAN e SEED, 1986)

7. A figura 3.5 ilustra o descarregamento não virgem partindo de um ponto de tensão acima da linha K_0 , seguindo uma trajetória do tipo α^* , descrita no item 6.

O ponto C, onde se inicia o descarregamento é projetado verticalmente sobre a linha K_0 (ponto C') e o ponto B correspondente à CMUP é projetado verticalmente, seguindo a mesma distância, para B'.

A trajetória de descarregamento do tipo α^* de C' até B' é calculada conforme descrito no item 6. α^* será sempre maior ou igual a α e o caminho de tensões de descarregamento é paralelo à reta C'B', onde qualquer ponto pertencente a CDB pode ser obtido por projeção vertical da trajetória calculada com a distância BB'

As figuras 3.6 (a) e (b) ilustram a correspondência do modelo hysterético às trajetórias de tensões alcançadas por dois ensaios multiciclo K_0 em areia e argila, respectivamente.

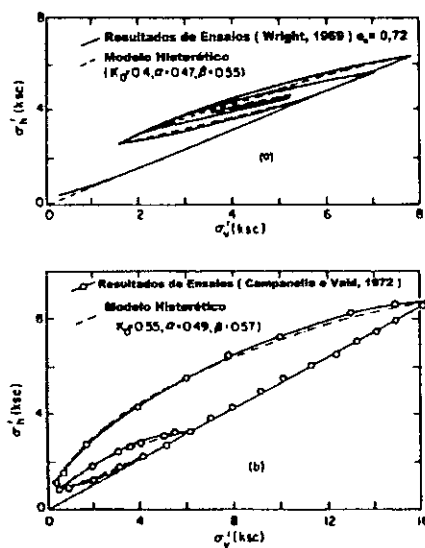


Fig. 3.6: Comparação entre o modelo hysterético e dados de ensaios: (a) areia de Monterey (b) argila de Haney (apud DUNCAN E SEED, 1986)

O modelo histerético pode ser aplicado para a análise das tensões induzidas pela compactação, representando-se o movimento transitório de uma carga de extensão lateral finita que provoca um acréscimo nas tensões verticais efetivas, $\Delta\sigma'_v$.

O pico de incremento da tensão horizontal induzida pela compactação virgem $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ é definido como o incremento de tensão efetiva horizontal que seria induzido pelo posicionamento mais crítico da carga de compactação, considerando-se que o solo não tenha sido compactado anteriormente.

Sendo assim, em um ciclo de carga de compactação utiliza-se a seguinte expressão para o incremento de carga vertical de pico:

$$\Delta\sigma'_{v,c,p} = \frac{\Delta\sigma'_{h,vc,p}}{K_0} \quad (3.14)$$

Durante um dado incremento de compactação, $\Delta\sigma'_{v,c,p}$ é aplicado e em seguida removido, sem considerar-se aumento nas tensões verticais residuais.

De acordo com DUNCAN e SEED (1986), a modelagem da compactação baseando-se em $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ é conveniente já que este valor pode ser calculado por análises elástico-lineares.

Além disso, dados de campo indicam que a obtenção de $\Delta\sigma'_{v,c,p}$ por 3.14 e sua posterior utilização no modelo histerético resulta em valores coerentes de incrementos de tensão residual e de pico.

É importante ressaltar que a carga de pico de compactação deve ser baseada no incremento de tensão horizontal calculado diretamente e não pela multiplicação do incremento de tensão vertical por uma constante como K_0 ou K_a . A fig.3.7 mostra que uma carga superficial de extensão lateral finita provoca uma relação entre $\Delta\sigma'_h$ e $\Delta\sigma'_v$ não constante.

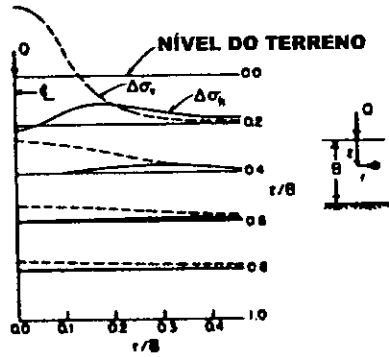


Fig. 3.7: Incrementos de tensão vertical e horizontal devidos a uma carga superficial pontual (apud DUNCAN e SEED, 1986)

De acordo com DUNCAN e SEED (1983), o cálculo de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ resultante de um carregamento superficial provocado pela compactação poderá ser efetuado diretamente por análises elásticas simples, incluindo o método dos elementos finitos e soluções fechadas.

Este cálculo é válido para situações com ou sem a presença de estruturas rígidas verticais próximas.

O coeficiente de Poisson ν considerando-se a compactação pode ser calculado da seguinte forma:

$$\nu = \nu_0 + 0,5 (0,5 - \nu_0), \quad (3.15)$$

sendo K_0 e ν_0 definidos por 2.12 e 2.15, respectivamente.

Segundo DUNCAN e SEED (1986), no caso de compactação com rolo vibratório, a carga imposta pode ser modelada como sendo de duas a quatro vezes o peso estático do rolo, de acordo com os dados disponíveis de campo.

A fig. 3.8 ilustra perfis típicos de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ atuante em uma parede vertical, resultantes da compactação através de um rolo a diversas distâncias da mesma.

Nota-se que com a presença de uma base rígida no solo, a diminuição de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ é menos acentuada neste trecho. No entanto, a presença da base rígida não afeta a parte superior das curvas.

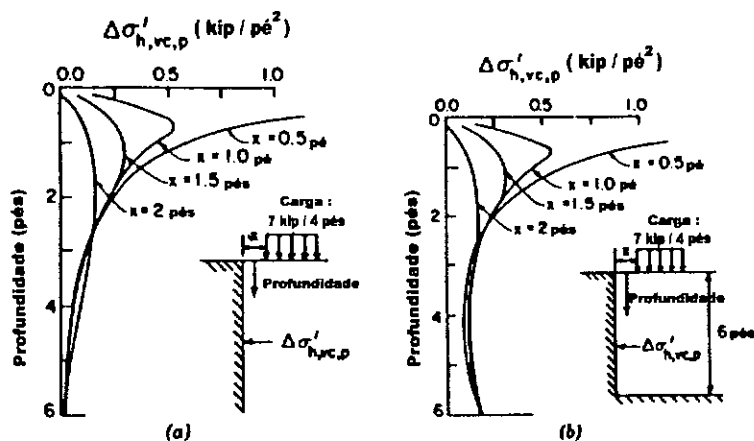


Fig. 3.8: Perfis típicos de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ ao longo de parede vertical : (a) sem base rígida; (b) base rígida a 5m (apud DUNCAN e SEED, 1986)

O modelo histerético proposto por DUNCAN e SEED (1986) pode ser incorporado a um procedimento incremental analítico utilizado para o cálculo das tensões horizontais de pico e residuais provocadas pela compactação.

DUNCAN e SEED desenvolveram um exemplo em que foi calculada a tensão horizontal (induzida pela compactação do solo) atuante em um muro vertical de 3,05m de altura.

O rolo compactador utilizado possuía força vertical máxima de operação, Q , de 31,15 kN e comprimento L do tambor igual a 11,22m. As camadas compactadas tinham espessura de 0,155m.

Os parâmetros utilizados pelo modelo histerético têm de ser apropriados para modelar as propriedades do solo pós-compactação que irão controlar a análise.

Para este exemplo foram empregados: $K_0=0,38$, $K_{1\phi'} = 4,20$, $\alpha = 0,65$, $\beta = 0,6$, $c' = 0$, $\gamma = 18,6 \text{ kN/m}^3$ e $\phi' = 38^\circ$.

Após a definição dos parâmetros, deve-se determinar as curvas $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ versus profundidade induzidas pela compactação de cada camada. Neste caso, como foi utilizado o mesmo rolo para a compactação de todas as camadas a uma distância constante do muro vertical, uma única curva foi empregada e o efeito da base rígida foi desconsiderado.

Em seguida, uma análise incremental é feita considerando as tensões efetivas horizontal e vertical atuando no ponto médio de cada camada, sendo modeladas pelo modelo histerético de carregamento-descarregamento.

Os pontos são submetidos à aplicação e subsequente remoção de uma tensão vertical equivalente dada pela equação 3.14, calculada com base nas curvas de $\Delta\sigma'_{h,vc,p}$ versus profundidade, para o estágio de compactação correspondente.

A análise prossegue alternando-se incrementos de colocação de camadas e de carga devidos à compactação.

A figura 3.9 mostra os resultados da análise do exemplo anterior obtidos pelo programa NCOMP. Observam-se as tensões horizontais de pico durante o último incremento de carga de compactação e as tensões horizontais residuais atuando sobre o muro vertical.

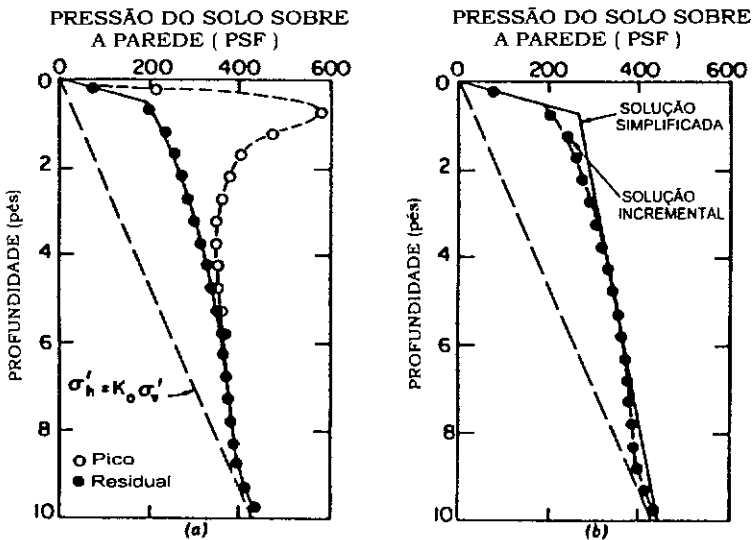


Fig. 3.9: Resultados obtidos para o exemplo anterior : (a) Empuxos de pico e residual calculados considerando-se a compactação; (b) Distribuição final de tensões baseada em análises incrementais e cálculos manuais; (apud DUNCAN e SEED, 1986)

3.5 ESTUDOS NUMÉRICOS

Foram realizadas 51 análises, variando-se alguns fatores, tais como : presença ou não de carregamento, posição, intensidade e largura do mesmo, altura do muro, espaçamento entre reforços, rigidez e a inclusão da compactação.

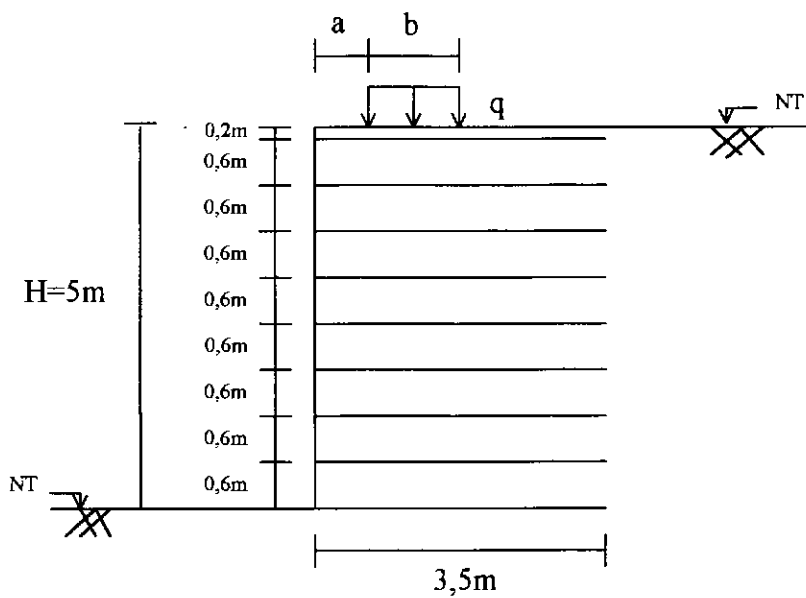
A seguir apresentam-se as características da geometria empregada, do solo, dos tipos de carregamento, das camadas de reforço, da interação solo-reforço, da malha de elementos finitos utilizada nas análises e da compactação.

3.5.1 GEOMETRIA EMPREGADA

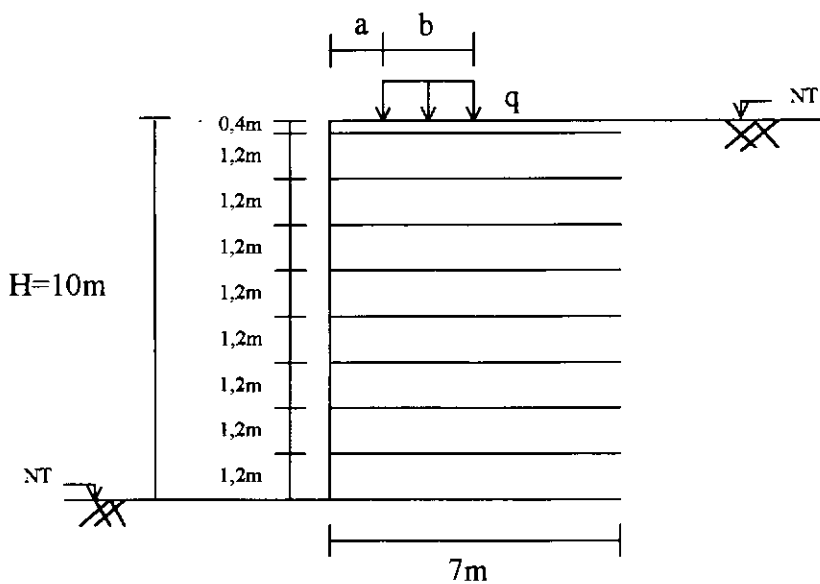
A maior parte das análises realizadas no presente trabalho simulou um muro de contenção de solo reforçado com paramento vertical, 5m de altura, nove camadas de reforços de comprimento 3,5m, espaçadas entre si de 0,6m, com exceção da camada mais próxima ao topo do muro, distando 0,2m deste.

Foram efetuadas análises adicionais, modificando-se a altura do muro para 10m e dobrando-se o espaçamento vertical entre camadas de reforço.

A figura 3.10 mostra os tipos de geometria empregados nas análises.



(a)



(b)

Fig. 3.10: Geometrias empregadas no muro de solo reforçado analisado no presente trabalho

3.5.2 TIPOS DE SOLO

Em todas as análises realizadas no presente trabalho, utilizaram-se dois tipos diferentes de solos, sendo um material definido para a fundação do muro de solo reforçado e outro para o aterro propriamente dito.

Os parâmetros do modelo hiperbólico utilizados para o solo de fundação foram os mesmos adotados por ADIB (1988), representando uma areia fina a média, medianamente compacta, com pedregulhos, de classificação SP-SW.

De acordo com os resultados das análises de ADIB (1988) este solo se mostrou adequado para a condição de fundação relativamente rígida, de forma a não ocorrer influência significativa desta nos resultados obtidos.

Para o aterro utilizaram-se os parâmetros do modelo hiperbólico baseados nas análises de EHRLICH e MITCHELL (1994) e nas tabelas de DUNCAN et al. (1980), representando um solo arenoso.

A tabela 3.5 apresenta os parâmetros utilizados em todas as análises realizadas.

Tabela 3.5: Parâmetros do modelo hiperbólico de DUNCAN et al. (1980) empregados nas análises

PARÂMETROS UTILIZADOS	ATERRO	FUNDAÇÃO
κ	480	600
m	0,5	0
n	0,5	0,25
R_f	0,8	0,7
κ_b	100	450
κ_{ur}	720	900
γ (kN/m ³)	19,6	20,4
c (kN/m ²)	0	0
ϕ (°)	35	36
$\Delta\phi$ (°)	0	1

3.5.3 CARREGAMENTO

Os valores adotados para o carregamento empregado em posições distintas nas análises foram de 25kPa, 50kPa e 100kPa , respectivamente.

Pretendia-se simular uma carga concentrada atuando no topo do talude a diferentes distâncias da face; no entanto o programa CRISP92-SC não permitia a utilização de cargas concentradas. Desta forma, empregou-se um carregamento uniformemente distribuído em uma faixa de um metro, atuando a diversas distâncias da face do muro, conforme indica a tabela 3.6.

Foram realizadas análises posteriores, considerando um carregamento distribuído em uma faixa de 2m e simulou-se ainda uma carga de largura infinita atuando sobre o muro.

Tabela 3.6: Intensidade das cargas empregadas versus distância da resultante à face

<i>Distância da resultante da carga à face (m)</i>	<i>Carga (kPa)</i>			<i>b(m)</i>
0,5	25	50	100	1
1	25	50	100	1
2	25	50	100	1
1	25	50	100	2
2	25	50	100	2
-	25	50	100	∞

3.5.4 REFORÇOS UTILIZADOS

O reforço foi representado por elementos de barra bi-rotulados, obedecendo ao regime elástico linear, com coeficiente de Poisson nulo, e o produto do módulo de elasticidade pela área da seção transversal variando de acordo com o tipo de reforço adotado. A rigidez axial já é fornecida pelo programa, assumindo-se o reforço como contínuo. Variou-se o parâmetro S_i de rigidez relativa solo-reforço, definido pela expressão 2.20.

A tabela 3.7 apresenta as características dos tipos de reforços empregados nas análises.

Tabela 3.7: Características dos tipos de reforço utilizados

<i>Tipo de reforço</i>	S_i	E_r (kN/m ²)	$E_r \times A_r$ (kN)
plástico	0,1	$5,0 \times 10^6$	2.400
metálico	3	$2,1 \times 10^8$	72.000

Em cada camada de reforço definiu-se junto à extremidade um pequeno trecho com módulo de elasticidade de $2,1 \text{ kN/m}^2$, ou seja, bastante inferior ao módulo utilizado no restante do comprimento, com o intuito de tornar a tração atuante nula na extremidade do reforço. O comprimento deste trecho foi igual a 0,5m e 1,0m para os muros de 5m e 10m, respectivamente, conforme mostram a figura 3.11 e a tabela 3.8.

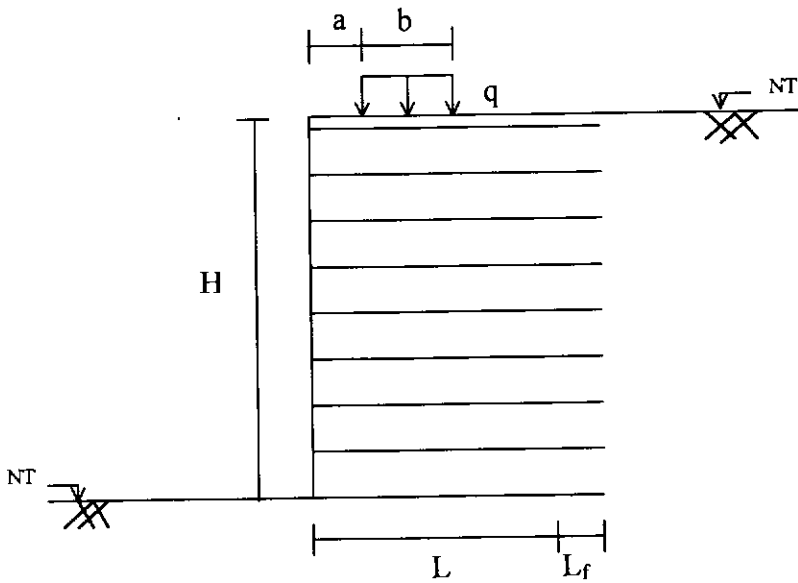


Fig. 3.11: Comprimento de reforço adotado para os muros de 5m e 10m

Tabela 3.8: Comprimento dos reforços de acordo com a altura dos muros

H (m)	L (m)	L_f (m)
5	3,5	0,5
10	7,0	1,0

Na face foram utilizados elementos de barra bi-rotulados, obedecendo ao regime elástico linear, com coeficiente de Poisson nulo.

3.5.5 INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

Em todas as análises realizadas assumiu-se a aderência perfeita, não havendo deslocamento relativo entre solo e reforço, conforme adotado por EHRLICH e MITCHELL (1994) para condições de trabalho. Logo, não foram empregados elementos de interface.

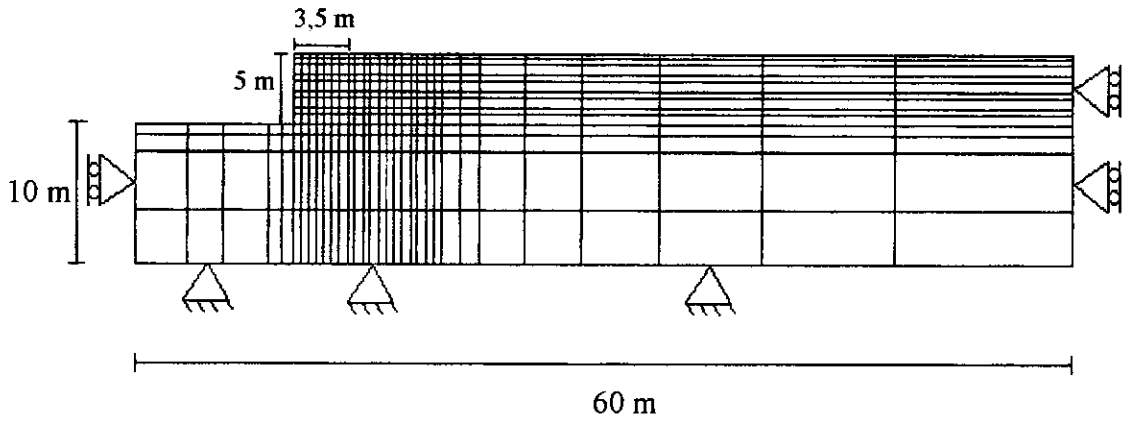
3.5.6 MALHAS DE ELEMENTOS FINITOS

As malhas de elementos finitos utilizadas no programa CRISP92-SC apresentadas na figura 3.11 foram bastante refinadas, de modo que se pudesse utilizar várias posições para a carga distribuída.

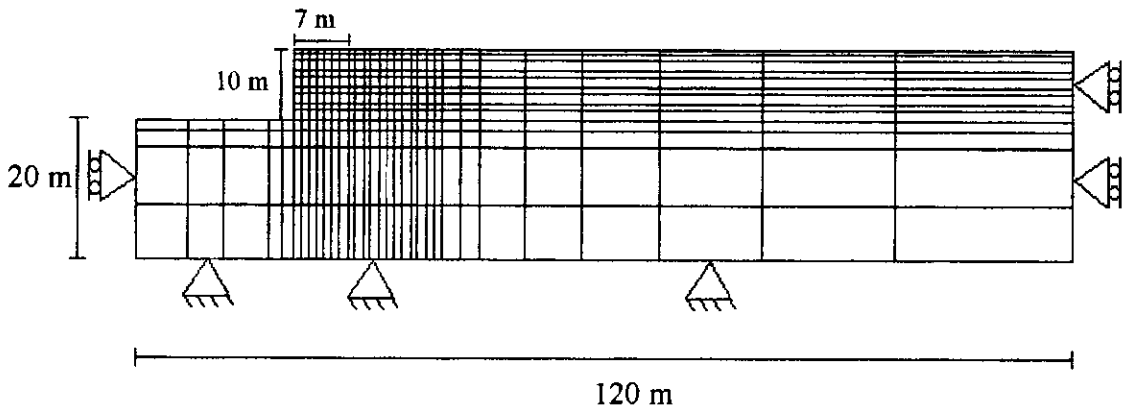
A tabela 3.8 apresenta as características das malhas de elementos finitos empregadas nas análises.

Tabela 3.8: Características das malhas de elementos finitos

Nº de nós	Nº de elementos de solo	Nº de elementos de barra do reforço	Nº de elementos de barra da face
456	408	72	9



(a)



(b)

Fig. 3.11: Malhas de elementos finitos empregadas : (a) muro com altura de 5m (b) muro com altura de 10m

Definiram-se nove etapas de construção para a estrutura, sendo que para cada camada de reforço foi utilizado um bloco de deposição com 9 incrementos. Para as estruturas com a presença de carregamento, foi utilizado um bloco a mais, com a atuação da carga, possuindo 39 incrementos. A tabela 3.9 mostra o número total de incrementos utilizados nas análises.

Tabela 3.9: Incrementos empregados para cada tipo de análise

Tipo de Análise	Nº de Incrementos
Sem carga, sem compactação	81
Com carga, sem compactação	120
Sem carga, com compactação	243
Com carga, com compactação	282

O tempo de processamento em um microcomputador do tipo "Pentium 133 Mhz" foi de 6,5 minutos para as análises sem compactação, com a presença do carregamento atuante e de 14 minutos para as análises considerando a presença da compactação e da carga.

3.5.7 COMPACTAÇÃO

Os efeitos da compactação foram estudados para estruturas de solo reforçado com ou sem a presença de carregamento atuante.

Os resultados obtidos pelo programa CRISP92-SC foram comparados com o método analítico de EHRLICH e MITCHELL (1994) para as situações com ou sem a presença de carga e com o procedimento apresentado em MITCHELL e VILLET (1987) para as análises com a presença de carregamento.

Simulou-se a utilização de um rolo vibratório DYNAPAC CA 25, com força vertical máxima de operação, Q , de 160kN e comprimento L do tambor igual a 2,1m. As análises foram feitas considerando-se seis passadas do rolo em cada camada.

O modelo histerético de DUNCAN e SEED (1986), utilizado por ADIB (1988) para simular a compactação, considera que o solo esteja sob condições K_0 para carregamento, descarregamento ou recarregamento. De acordo com DUNCAN e SEED (1986), a compactação é um processo responsável por induzir tensões residuais no solo através de um carregamento superficial unidimensional transitório.

No programa CRISP92-SC, estas tensões são aplicadas como forças iniciais na malha e posteriormente, são calculados os deslocamentos, tensões e deformações no solo, considerando-se que durante o processo de compactação não ocorrem deformações laterais na estrutura.

A modelagem numérica é uma aproximação do comportamento real do solo, que se deforma sob qualquer solicitação externa. Desta forma, quanto mais rígida for a estrutura analisada, melhor será a aproximação do comportamento do solo.

Por este motivo, utilizaram-se somente reforços rígidos para as análises que incluíram a compactação.

A fig. 3.12 representa a curva da tensão horizontal induzida pela compactação ao longo da profundidade do muro. Nela é apresentada a zona plastificada definida por EHRlich e MITCHELL (1994) e a curva elástica calculada por DUNCAN e SEED (1986).

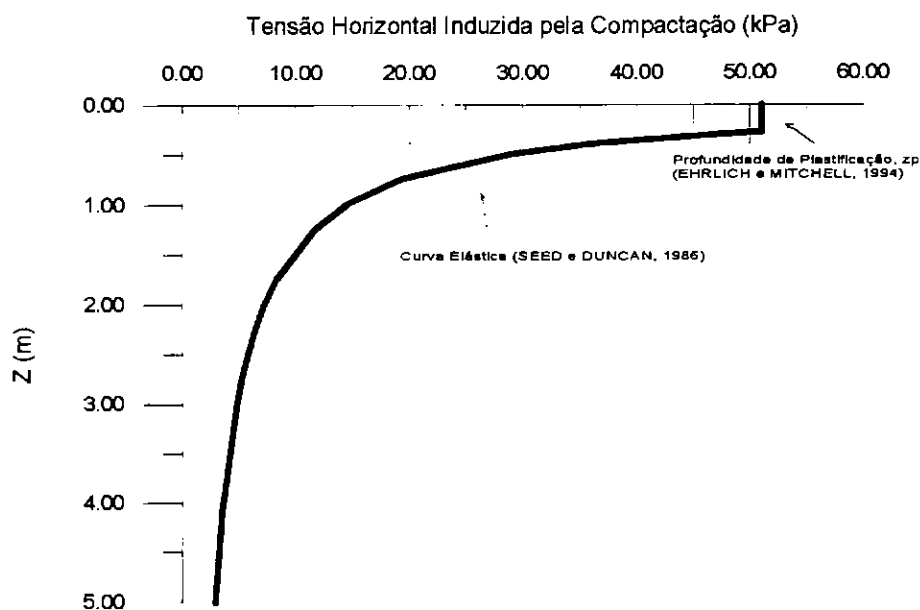


Fig. 3.12: Curva de compactação

Pela teoria da elasticidade tem-se:

$$\sigma'_{xpi} = \frac{2p\nu'}{\pi.z} \quad (3.17)$$

onde

σ'_{xpi} = tensão horizontal de pico

p = razão entre a carga e o comprimento de operação do rolo

ν' = coeficiente de Poisson

z = profundidade da camada

Rearranjando as expressões 3.17, 2.13, 2.14, 2.15 e 2.16 tem-se a equação 3.18 para o cálculo da profundidade de plastificação, z_p .

$$z_p = \frac{1}{\pi (1 + K_a)} \left(\frac{8 p}{\gamma' \cdot N_\gamma} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.18)$$

onde

K_a = coeficiente de empuxo ativo

γ' = peso específico efetivo do solo

N_γ = fator de capacidade de carga

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Apresentam-se neste capítulo os resultados das análises numéricas efetuadas com o programa CRISP92-SC.

Para validação das análises, cotejou-se os resultados obtidos com o programa CRISP92-SC, para a condição sem carregamento externo, com os determinados de acordo com o procedimento sugerido por EHRLICH e MITCHELL (1994).

Discutem-se os resultados das análises considerando a presença de carregamento externo, comparando-os com os determinados através do procedimento apresentado em MITCHELL e VILLET (1987) e com os obtidos com base em EHRLICH e MITCHELL (1994).

4.2 RESULTADOS OBTIDOS

Os resultados referem-se aos muros hipotéticos de 5m e 10m de altura representados na fig 3.10.

No Apêndice apresenta-se a tração ao longo do comprimento dos reforços para as diferentes condições analisadas.

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados foram organizados na forma de gráficos adimensionais. Apresentam-se a seguir figuras referentes aos valores numéricos de tração máxima no reforço, $T_{max}/(\gamma H S_v S_h)$ versus profundidade para diferentes valores de rigidez do reforço, intensidades, extensões e posições de carga em análises considerando ou não a compactação. Incluem-se também nessas figuras os valores calculados utilizando-se os procedimentos apresentados em EHRLICH e MITCHELL (1994) e em MITCHELL e VILLET (1987). No caso das análises efetuadas empregando-se o método de EHRLICH

e MITCHELL (1994), utilizou-se na determinação das tensões verticais σ_z , o procedimento sugerido em MITCHELL e VILLET (1987).

Discutem-se a seguir os resultados encontrados.

4.3.1 INFLUÊNCIA DA INTENSIDADE DA CARGA E DA RIGIDEZ DOS REFORÇOS

Verifica-se na fig. 4.1(d), relativa a reforços do tipo geogrelha, um bom ajustamento entre os estudos numéricos e os obtidos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994) para a condição sem carga. Esses resultados aproximam-se da reta K_a , o que é esperado para reforços do tipo geogrelha, com baixa rigidez.

Com a aplicação da carga, ocorre aumento das tensões no reforço, conforme se observa na fig. 4.1(a), (b) e (c). Observa-se uma boa concordância entre os resultados numéricos e os obtidos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994) no trecho superior do muro. O método de MITCHELL e VILLET (1987) apresenta melhores resultados no trecho inferior.

Para reforços metálicos os resultados determinados utilizando-se o método de EHRLICH e MITCHELL (1994) representam adequadamente os obtidos por via numérica para as condições com ou sem carga externa, conforme se observa na fig. 4.2. Como esperado, a tração nos reforços se eleva com o aumento da intensidade do carregamento externo.

Verifica-se que com o aumento da rigidez do reforço ocorrem valores mais elevados das forças de tração atuantes nos reforços. Os valores de tração máxima se aproximam da reta K_0 para a condição sem carga [fig. 4.2(d)].

Os resultados determinados utilizando-se o procedimento sugerido por MITCHELL e VILLET (1987) apresentam-se aquém dos obtidos numericamente no trecho inferior do muro. Isso ocorre uma vez que este procedimento não considera a influência da rigidez do reforço nos resultados, admitindo, independente do tipo de reforço, uma única distribuição linear do coeficiente de empuxo K com a profundidade, variando de K_0 na superfície até K_a a 6m, permanecendo constante a partir deste ponto, conforme indica a fig. 2.11.

O procedimento sugerido por EHRLICH e MITCHELL (1994) resulta em valores de tração mais elevados do que os obtidos por via numérica na camada de

reforço mais próxima à fundação do muro. De acordo com EHRLICH e MITCHELL (1994), isso ocorre uma vez que a fundação promove uma significativa resistência às deformações laterais na interface entre a fundação e o muro, não mobilizando por este motivo, integralmente o reforço correspondente a esta camada. O método de EHRLICH e MITCHELL (1994) não considera esta restrição às deformações laterais do solo.

Isso explica as diferenças encontradas entre os resultados numéricos e os obtidos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994) nesta profundidade.

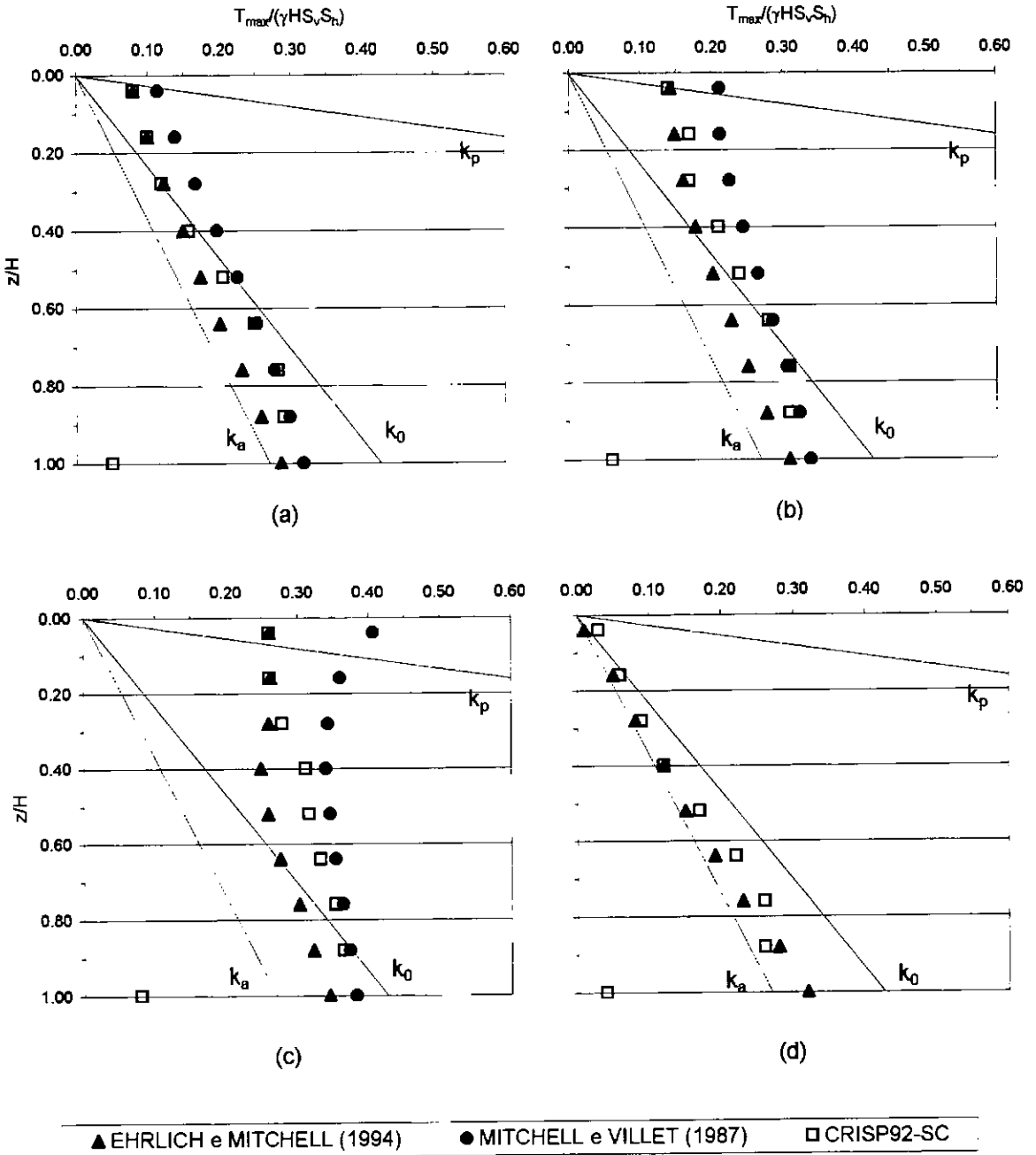
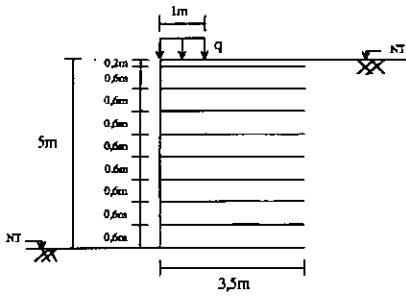


Fig. 4.1: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação, carregamento de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d) sem carga

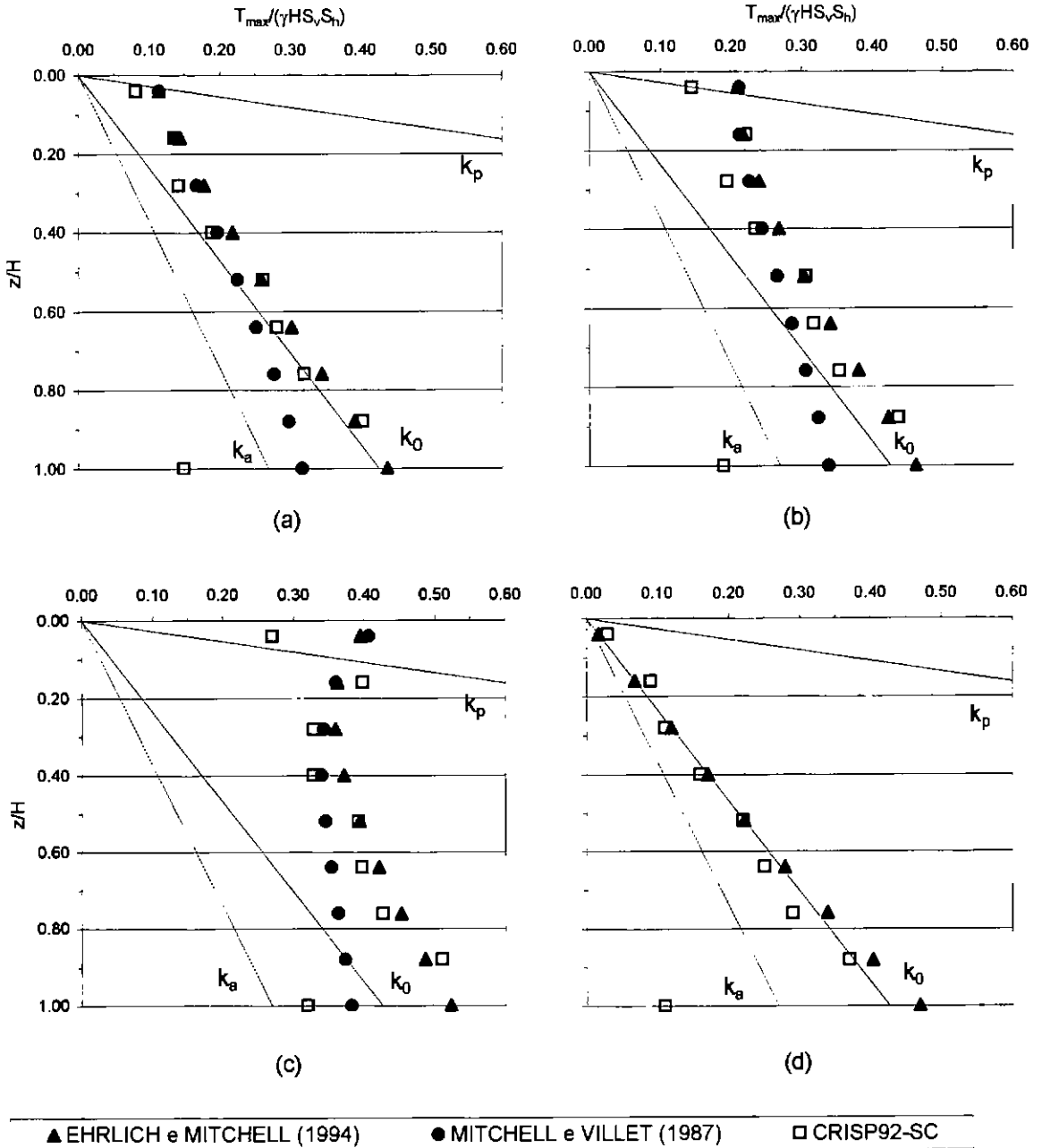
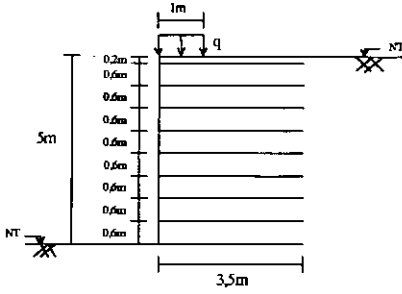


Fig. 4.2: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação, carregamento de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d) sem carga

4.3.2 INFLUÊNCIA DA POSIÇÃO DA CARGA EXTERNA

Nas figuras 4.1 a 4.6 verifica-se que os resultados numéricos sofrem variação com a posição do carregamento externo.

Observa-se que os valores determinados com base nos procedimentos de MITCHELL e VILLET (1987) e EHRLICH e MITCHELL (1994) não são capazes de refletir adequadamente o observado nos resultados numéricos.

O deslocamento da carga externa provoca modificação da posição do ponto de máxima tração no reforço, conforme mostram as figuras 4.7 e 4.8. Verifica-se que a posição dos pontos de máxima tração no reforço varia com a profundidade das camadas, a rigidez dos reforços, a posição, largura e intensidade das cargas externas. Esta variação torna complexa a determinação das tensões verticais atuantes nesses pontos, dificultando a elaboração de um procedimento mais preciso de determinação de σ'_z que possa melhor representar o observado numericamente. Tal explica as diferenças observadas entre os resultados numéricos e analíticos.

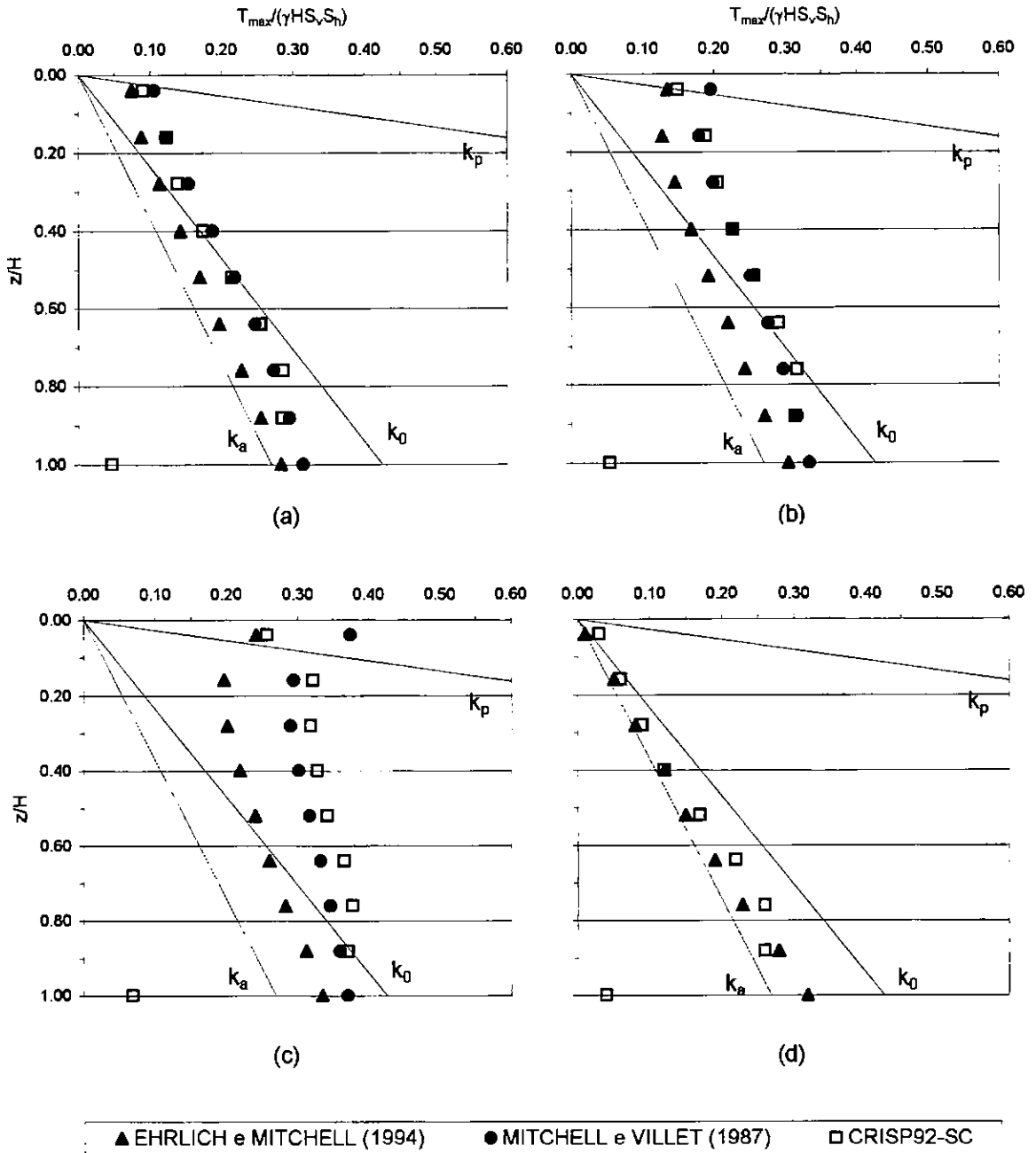
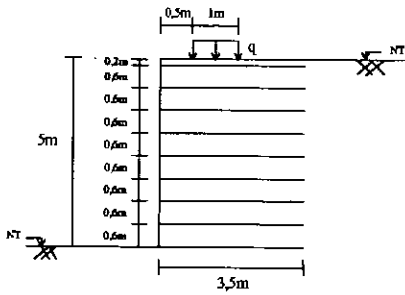


Fig. 4.3: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

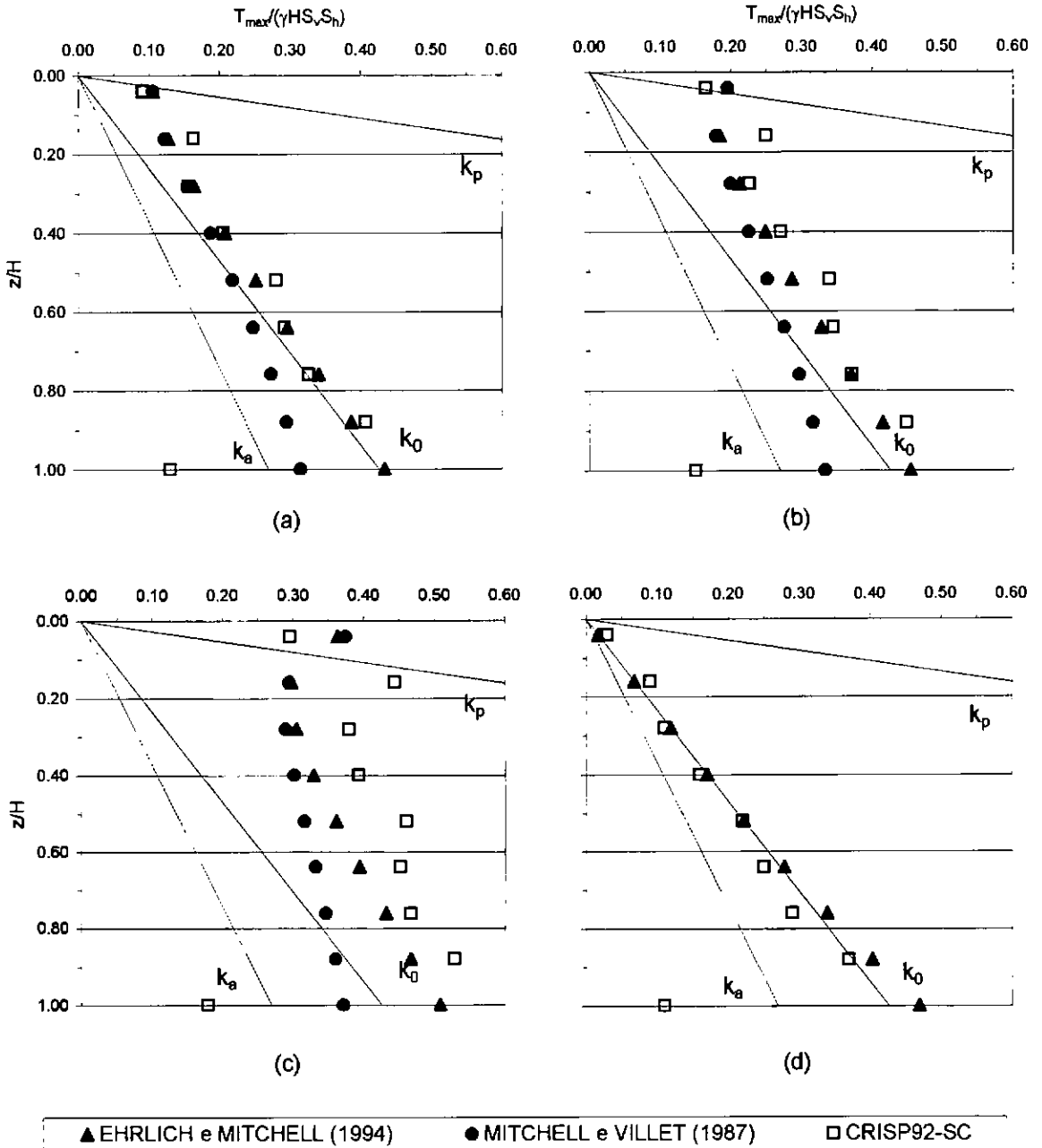
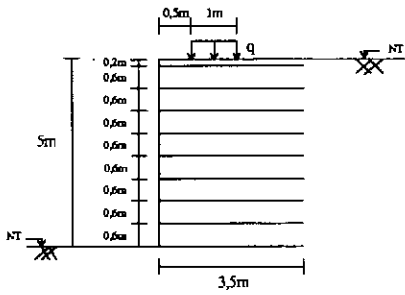


Fig. 4.4: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$] : (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

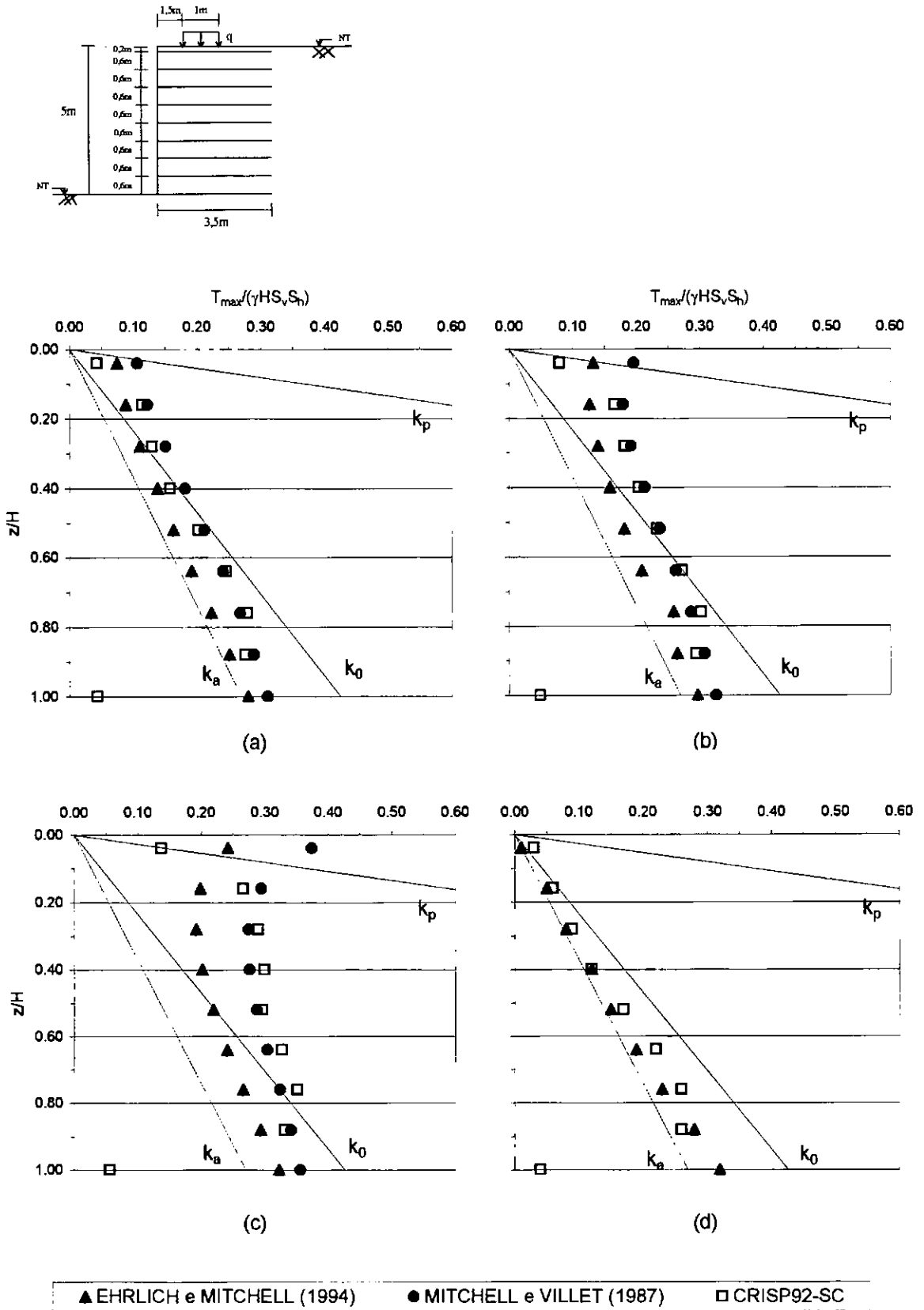


Fig. 4.5: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

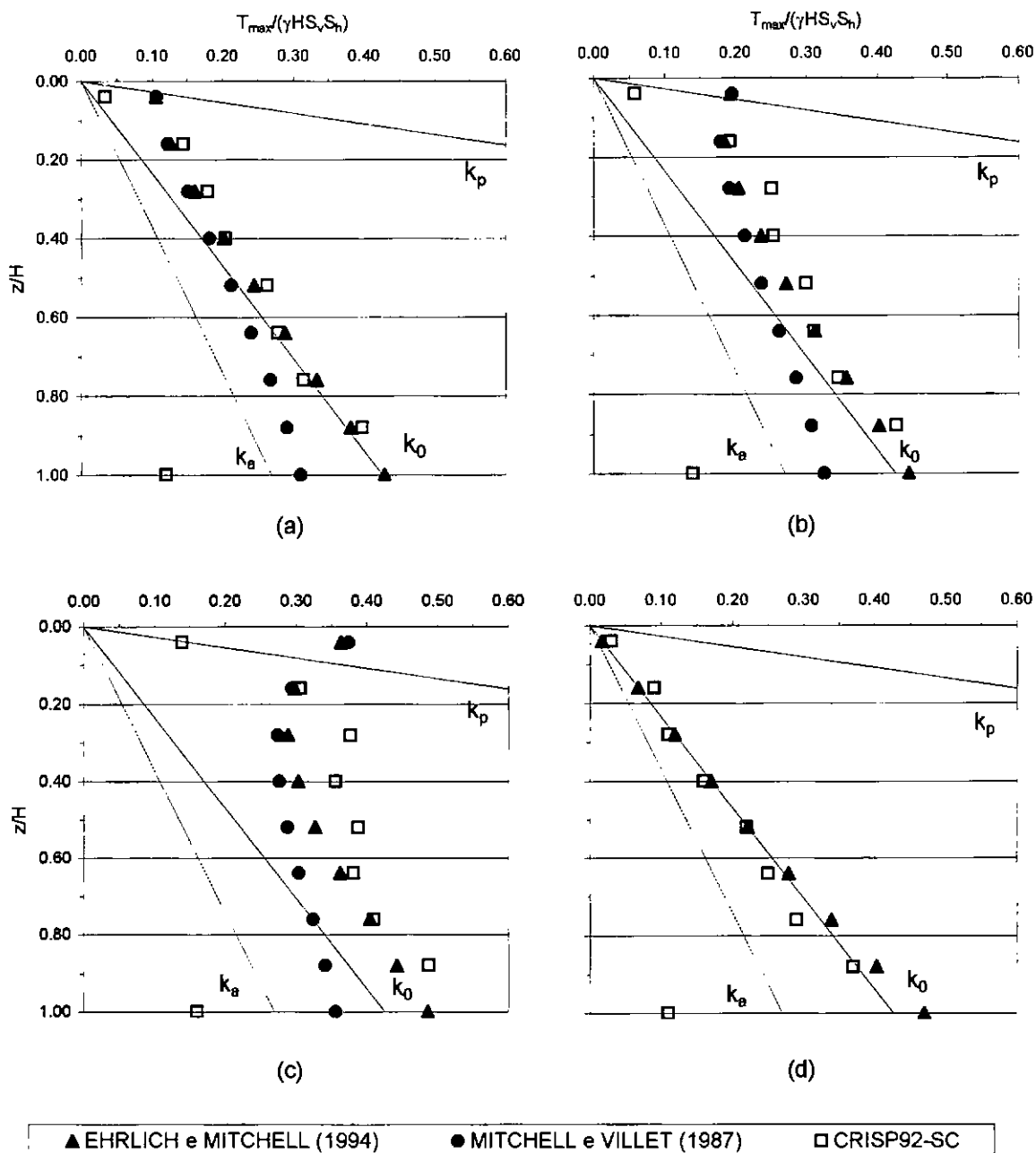
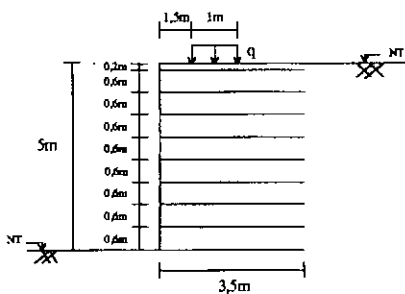


Fig. 4.6: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

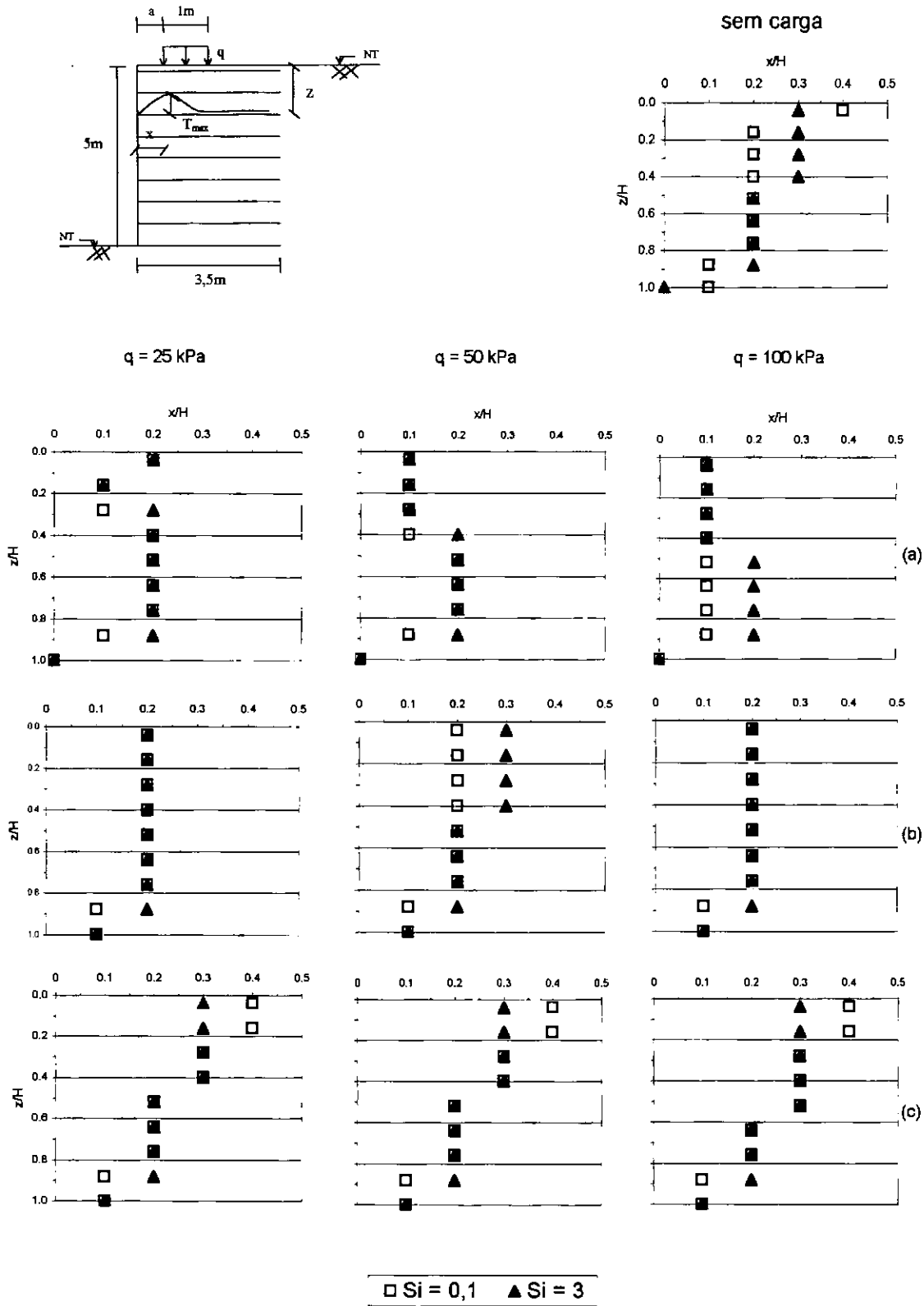


Fig. 4.7: Posição dos pontos de tração máxima nos reforços [muro 5m, sem compactação, carregamento de largura 1m], resultante da carga: (a) a 0,5m da face; (b) a 1m da face; (c) a 2m da face

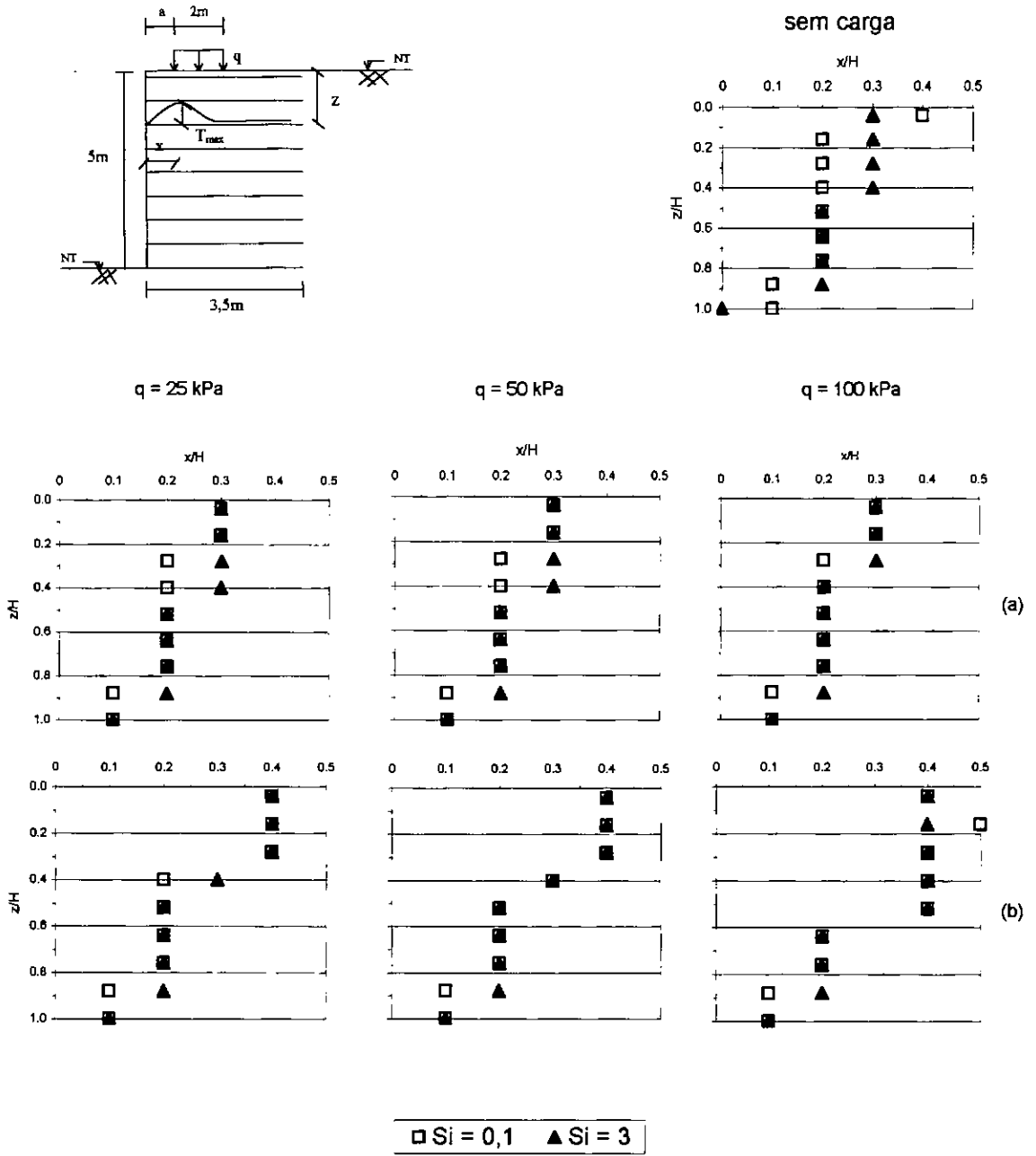


Fig. 4.8: Posição dos pontos de tração máxima nos reforços [muro 5m, sem compactação, carregamento de largura 2m], resultante da carga: (a) a 1m da face (b) a 2m da face

4.3.3 INFLUÊNCIA DA LARGURA DA CARGA

A influência da largura do carregamento externo pode ser observada comparando-se os resultados obtidos para carregamentos de largura 1m e 2m e largura infinita situados junto à face nas figuras 4.1, 4.9 e 4.11, representando geogrelhas e nas figuras 4.2, 4.10 e 4.12, representando reforços metálicos. Para a condição de carregamento a 1m da face, observa-se a influência da largura da carga através das figuras 4.5 e 4.13, representado geogrelhas e das figuras 4.6 e 4.14 representando reforços metálicos.

Esses resultados assinalam aumento dos valores de tração no reforço à medida que se amplia a largura do carregamento atuante.

A capacidade de previsão dos métodos analíticos varia. O procedimento de MITCHELL e VILLET (1987) representou melhor os resultados obtidos numericamente no caso de análises correspondentes a geogrelhas.

Esta melhor concordância é devida a uma compensação de erros. Este método foi empiricamente estabelecido para reforços metálicos, sendo a imprecisão na avaliação das tensões verticais compensada pelo valor mais elevado do coeficiente de empuxo lateral K na determinação das tensões horizontais. No caso de reforços metálicos verifica-se uma melhor concordância entre os valores numéricos e os obtidos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994).

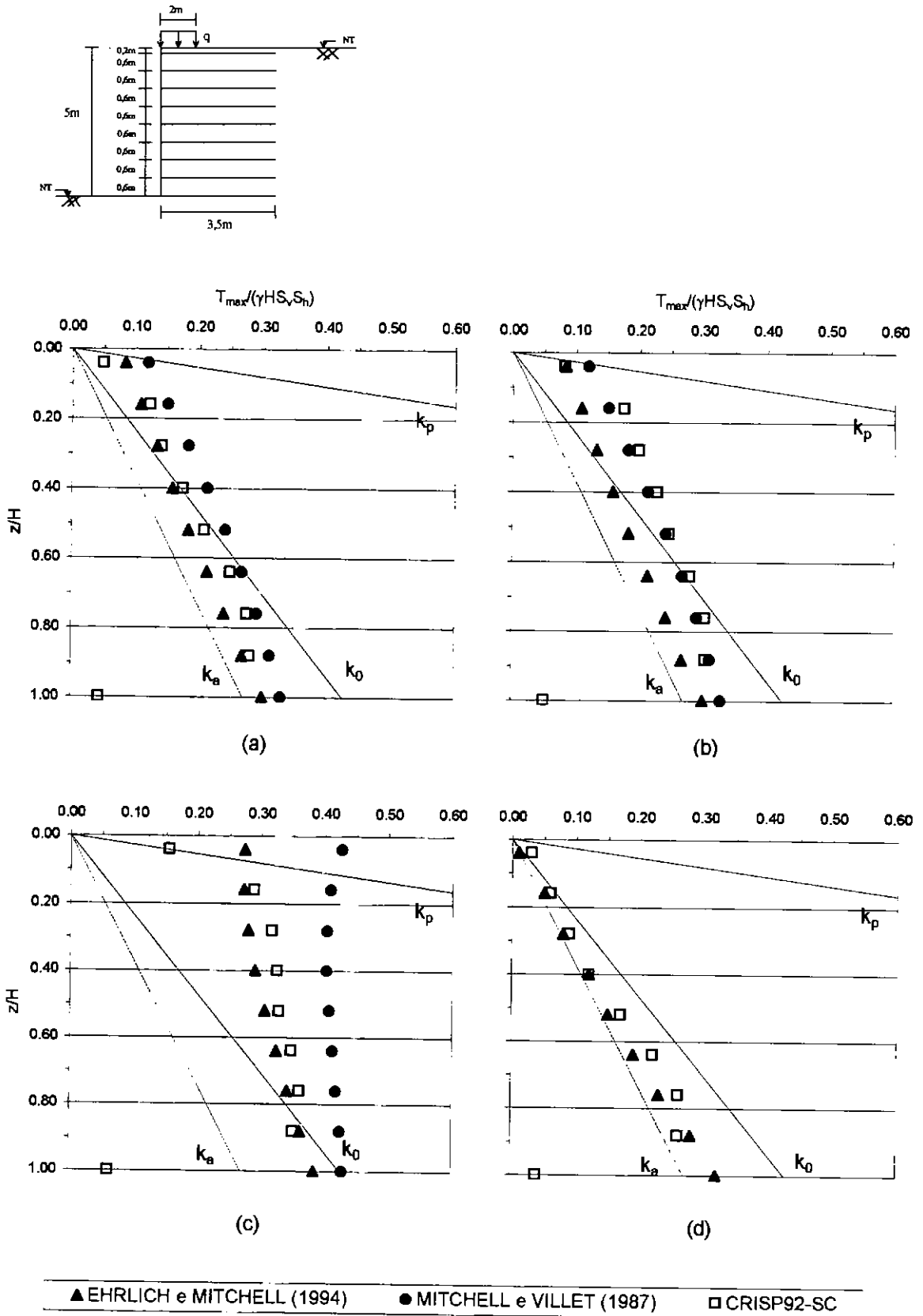


Fig. 4.9: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

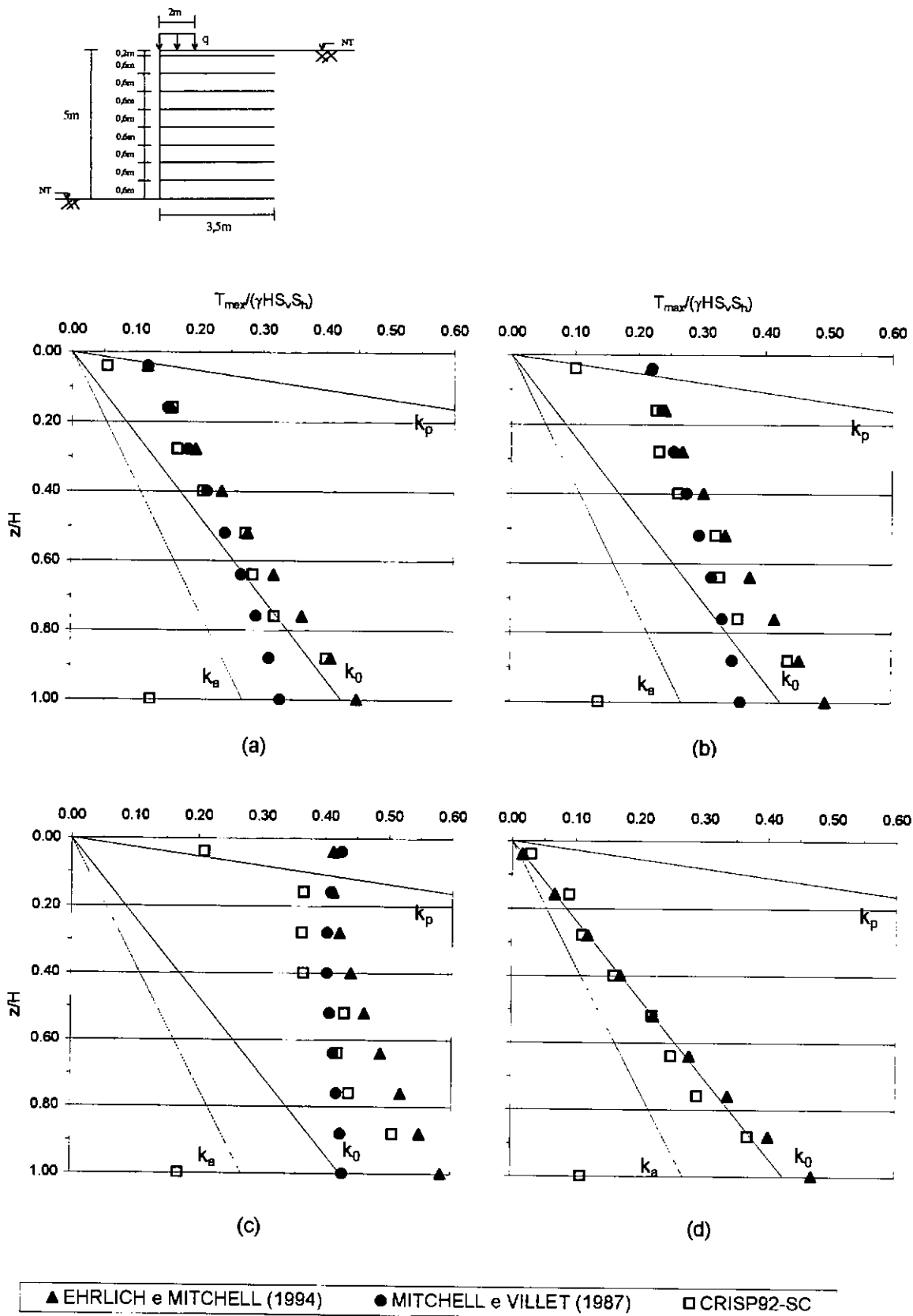


Fig. 4.10: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

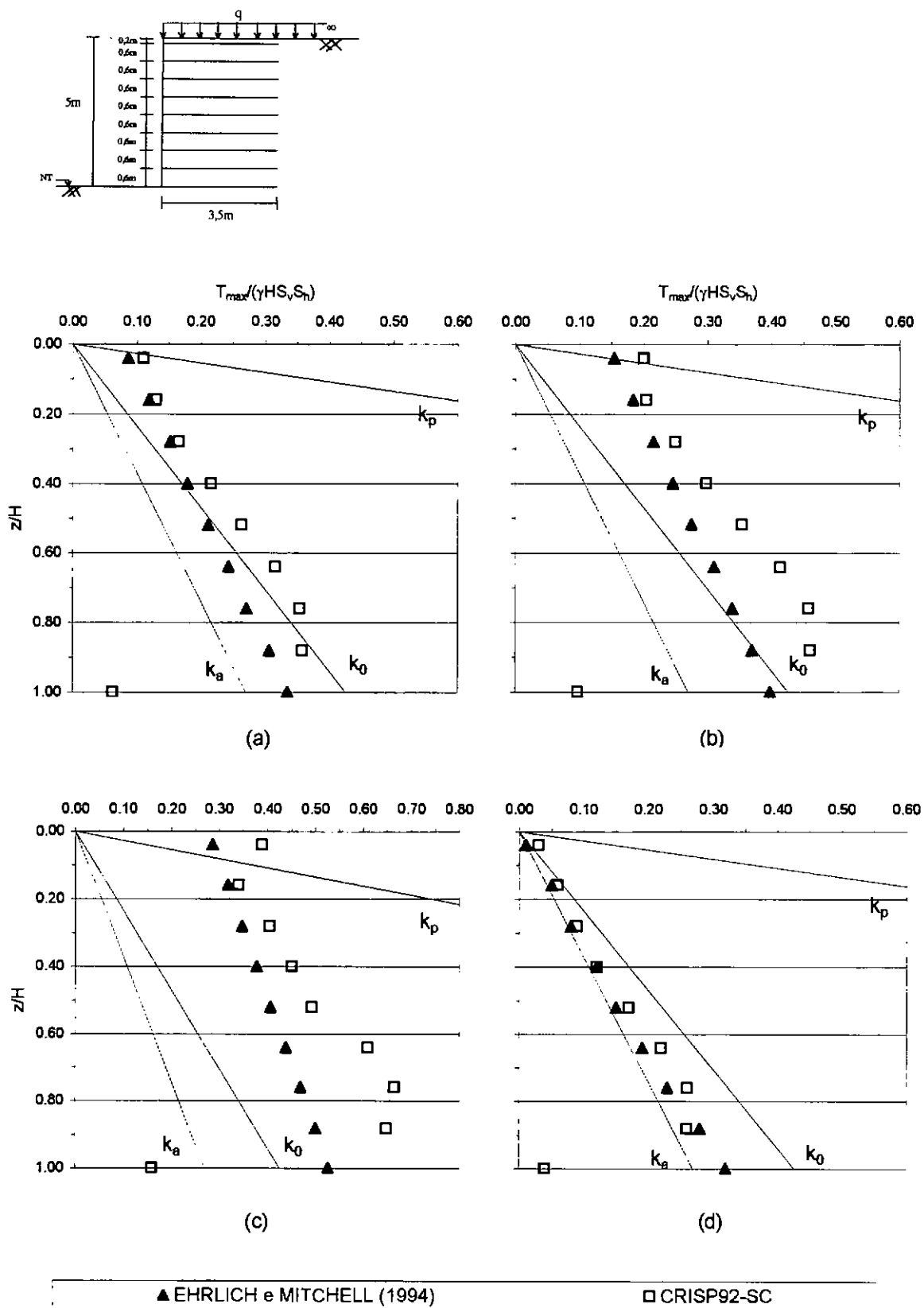


Fig. 4.11: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito, $S_i=0,1$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

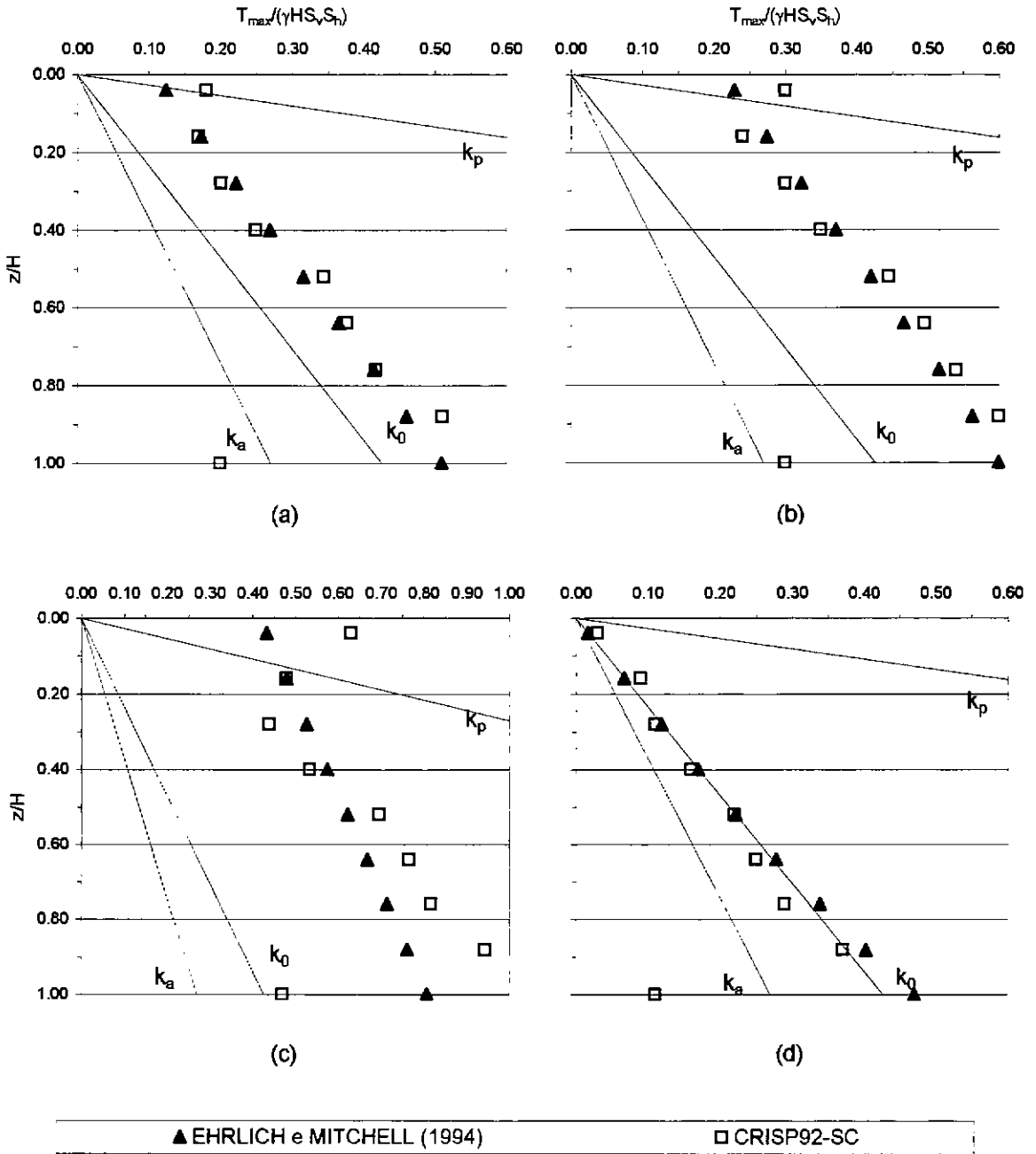
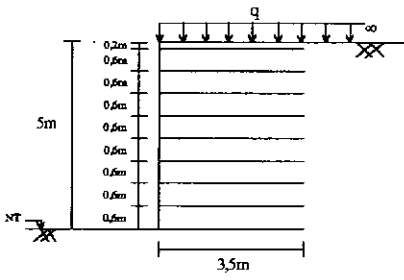


Fig. 4.12: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito, $S_i=3$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

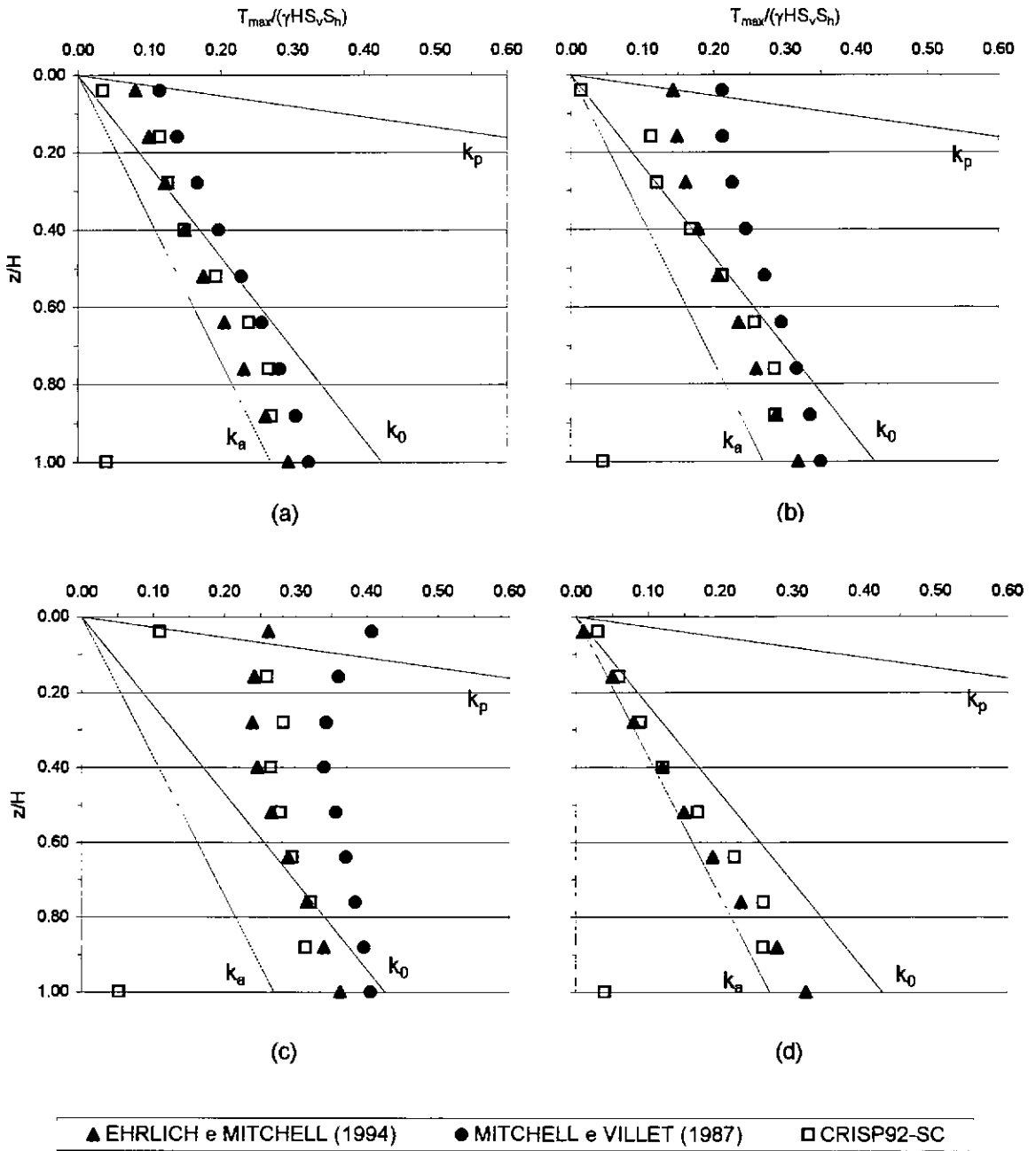
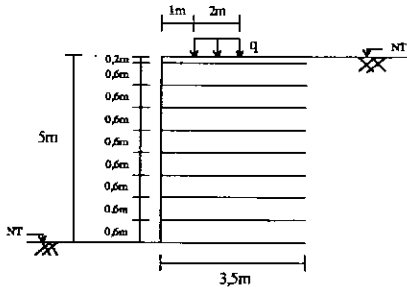
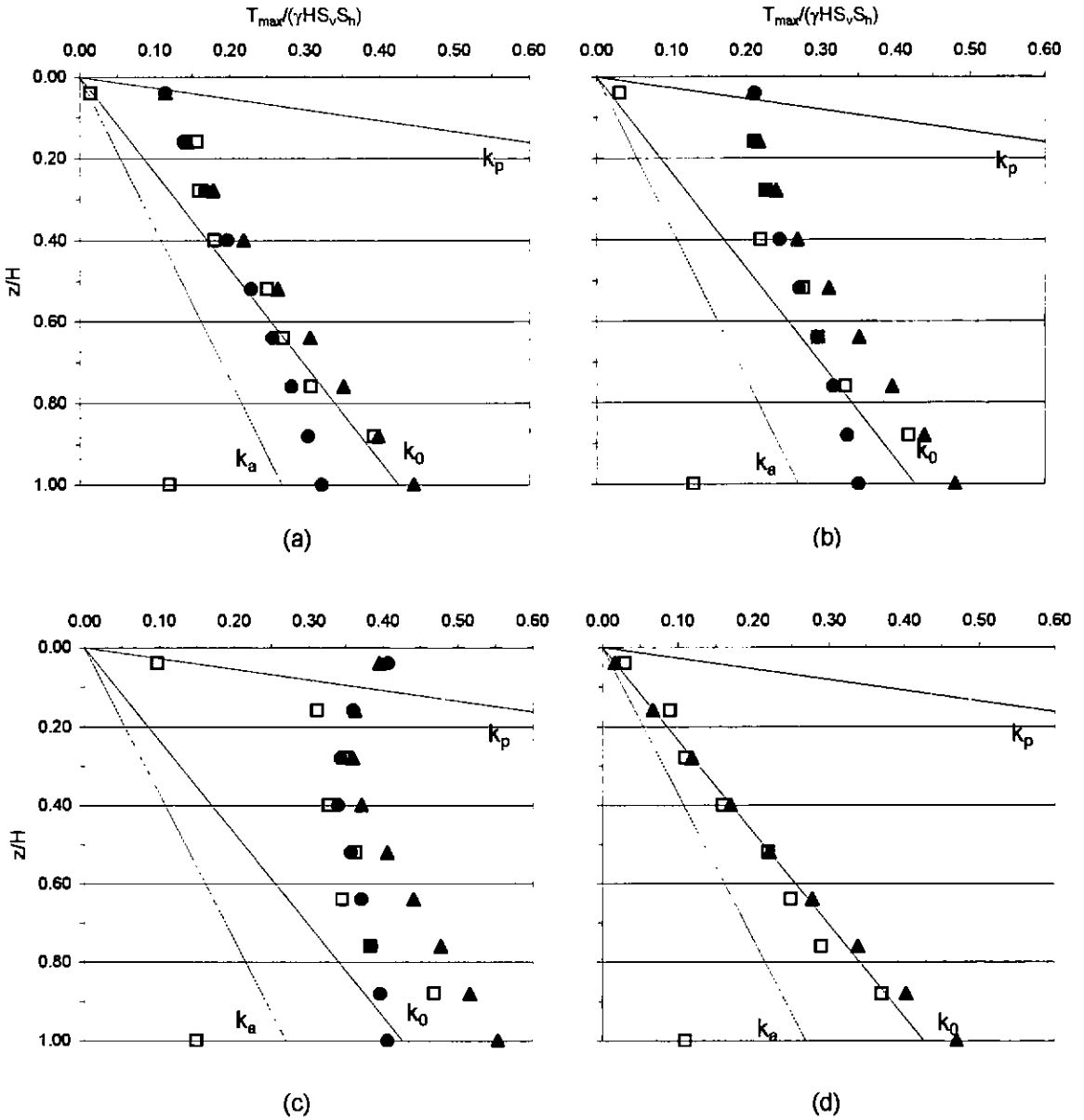
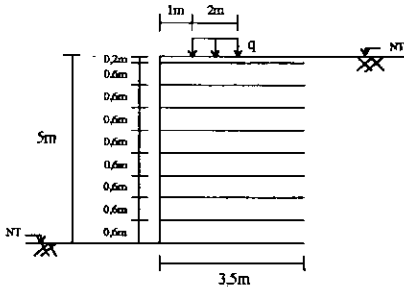


Fig. 4.13: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d) sem carga



▲ EHLICH e MITCHELL (1994) ● MITCHELL e VILLET (1987) □ CRISP92-SC

Fig. 4.14: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, sem compactação carregamento de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

4.3.4 INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO

Nas figuras 4.15 e 4.16 apresentam-se os resultados das análises considerando a compactação, para diferentes condições de carregamentos externos e rigidez do reforço S_i igual a 3.

Verifica-se que a compactação provoca um aumento significativo das forças de tração nos reforços, vide figuras 4.4 e 4.15 e figuras 4.6 e 4.16.

Como o procedimento sugerido por MITCHELL e VILLET (1987) não leva em consideração a influência da compactação, os resultados, obtidos por este método apresentam-se bastante inferiores aos valores numéricos e aos obtidos pelo método de EHRLICH e MITCHELL (1994), que foram em geral similares.

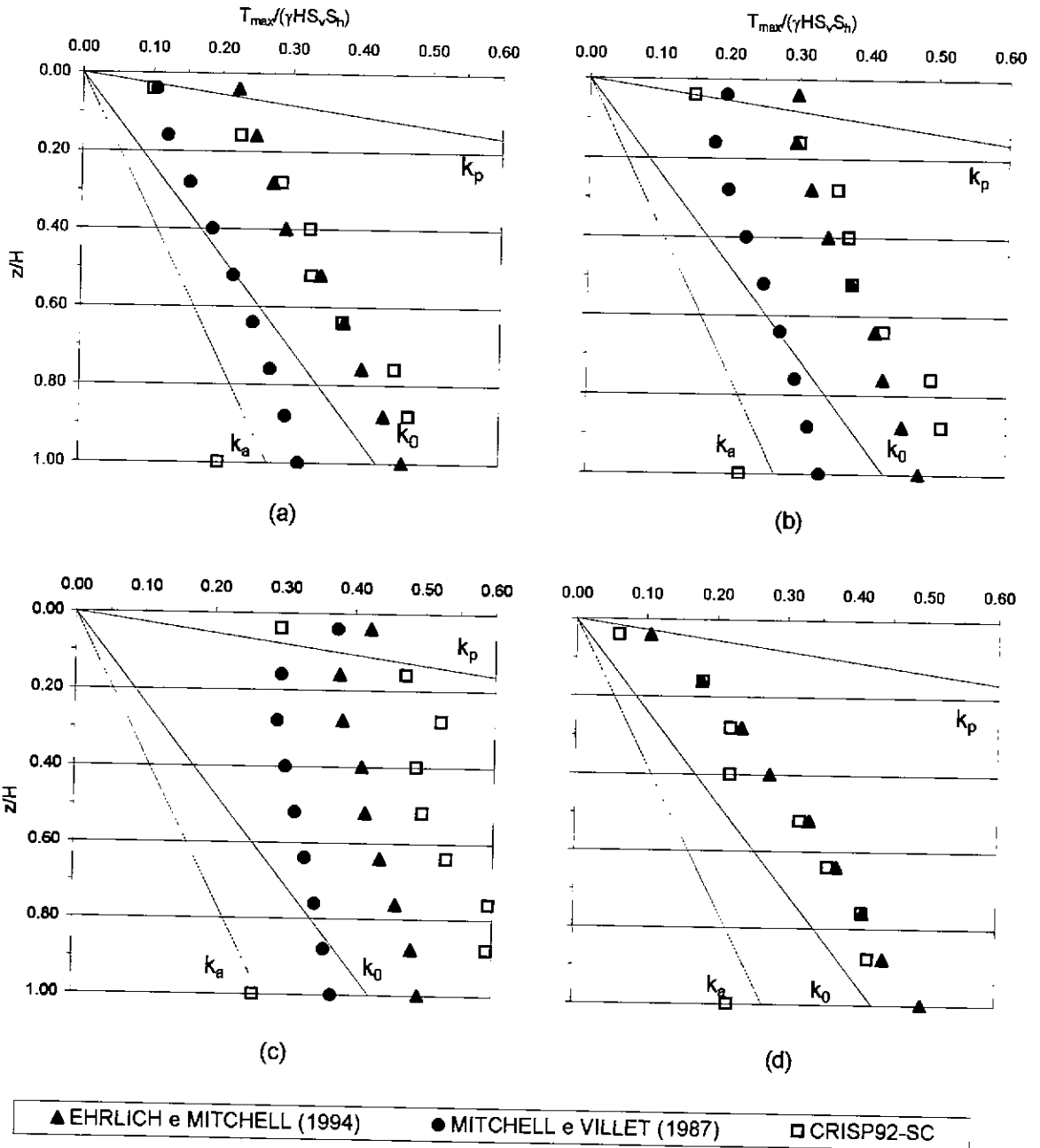
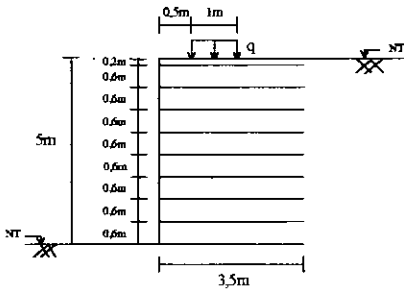


Fig. 4.15: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, com compactação, carregamento de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

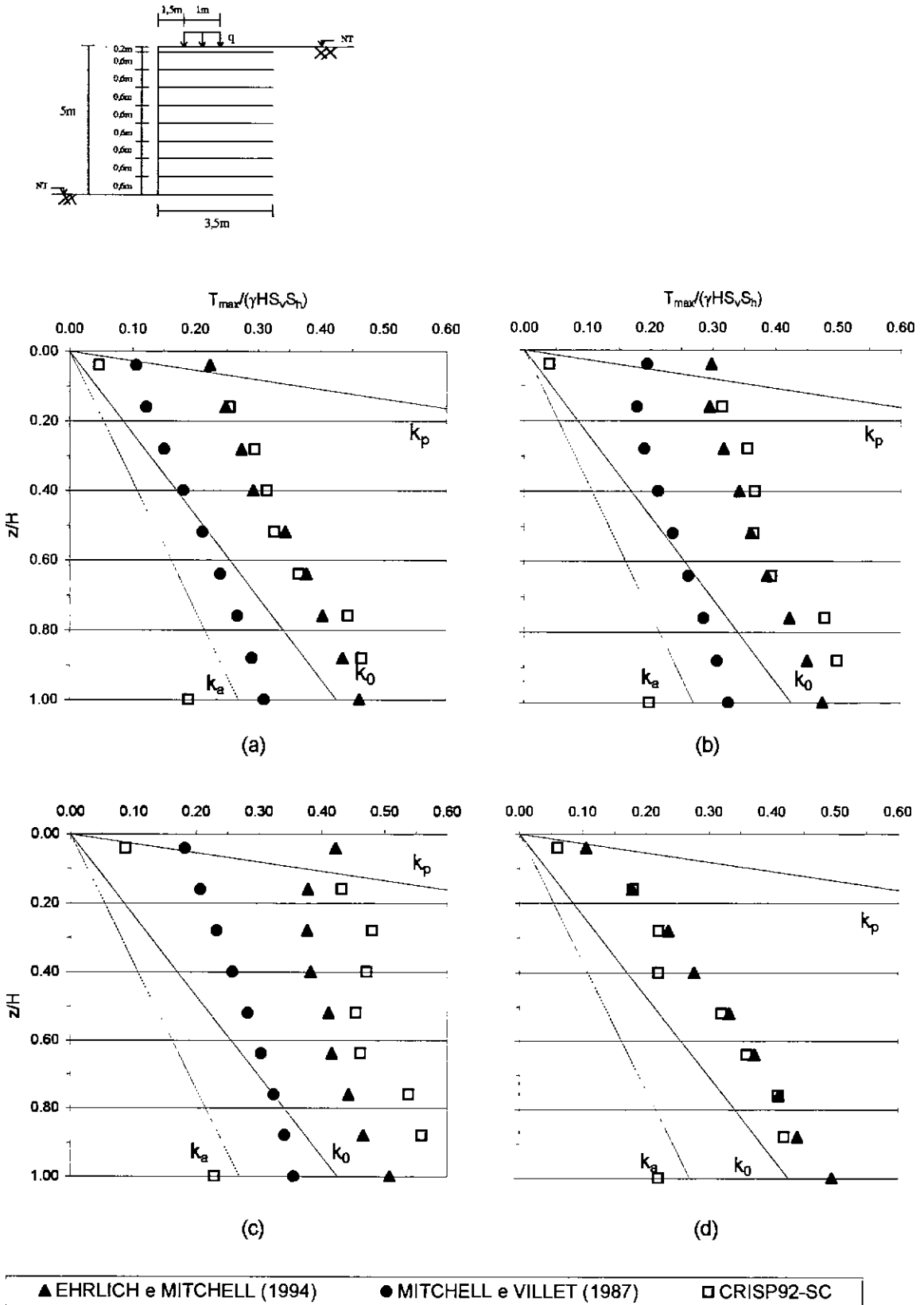


Fig. 4.16: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 5m, com compactação, carregamento de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

4.3.5 INFLUÊNCIA DA ALTURA DO MURO

Nas figuras 4.17 e 4.18 apresentam-se os resultados das análises correspondentes ao muro de 10m de altura [fig. 3.10(b)]. Nestas análises desconsiderou-se a compactação, sendo o carregamento externo de diferentes intensidades distribuído ao longo de 2m, com a resultante da carga posicionada a 2m da face, para diferentes valores de rigidez do reforço.

Em termos relativos (gráficos adimensionais), verificam-se valores de tração mais elevados no reforço para o muro de 5m de altura, comparativamente ao muro de 10m, uma vez que a influência do carregamento externo decresce com a profundidade.

Observa-se que os valores obtidos através do método de EHRLICH e MITCHELL (1994) apresentam uma melhor correspondência com os obtidos por via numérica.

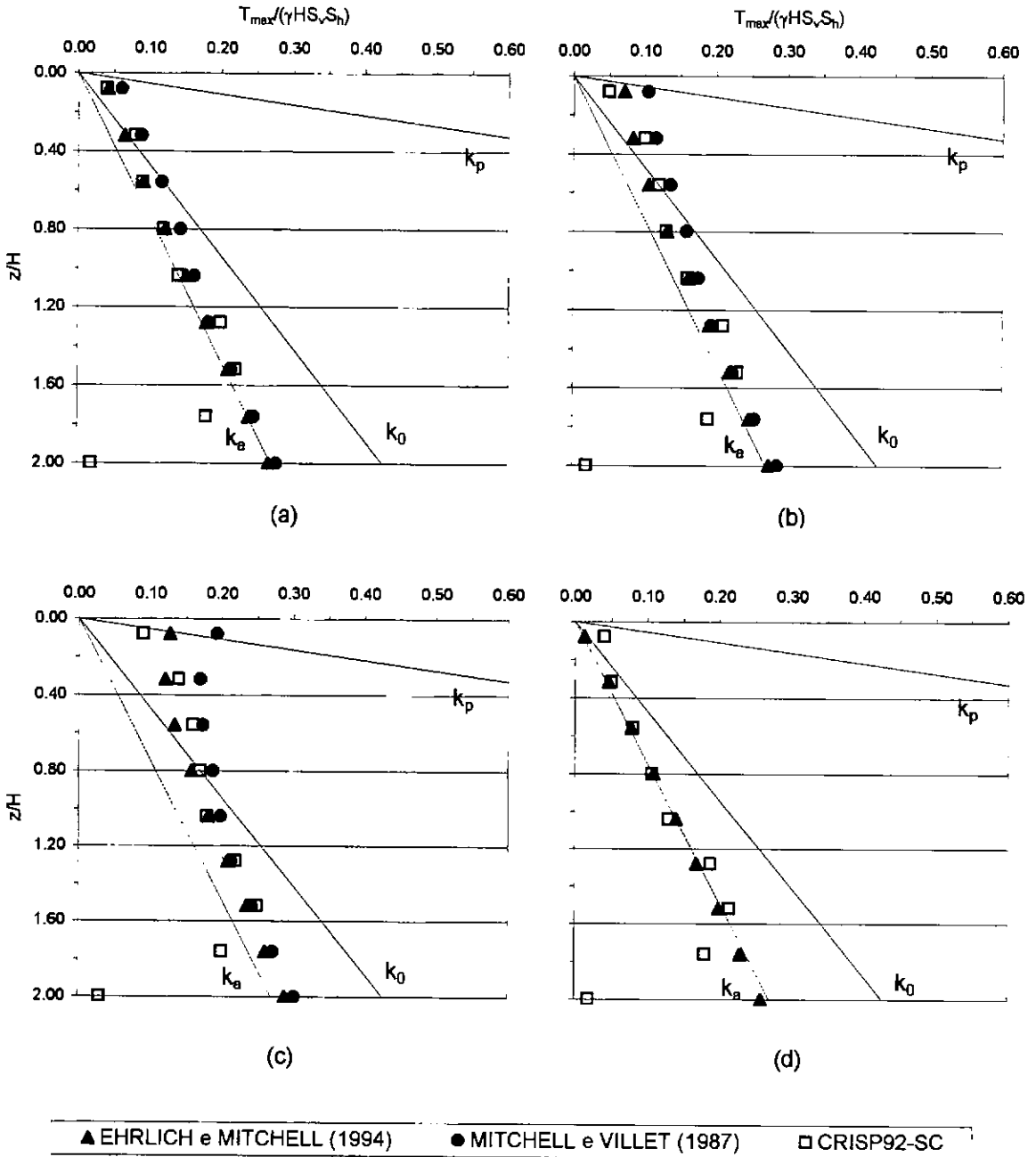
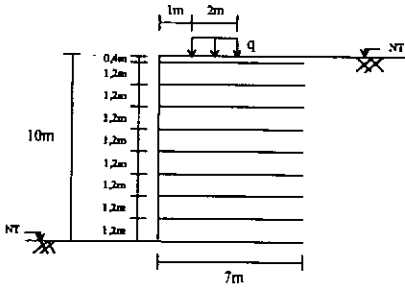
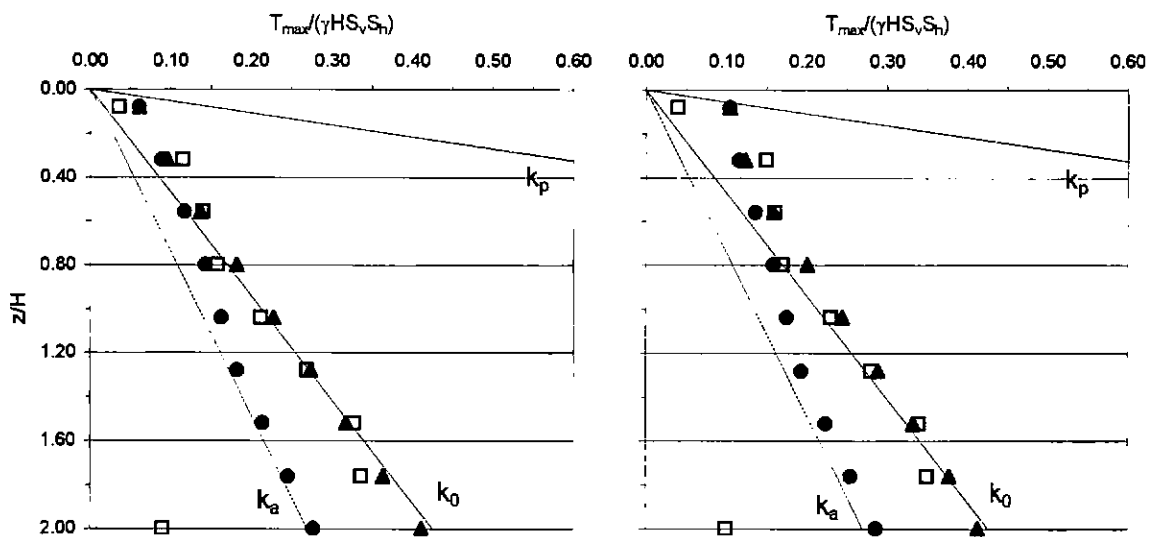
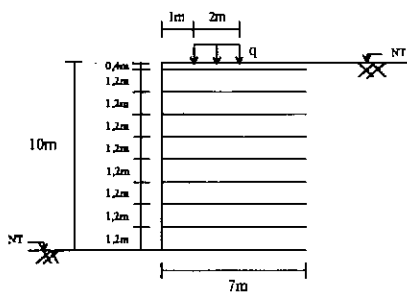
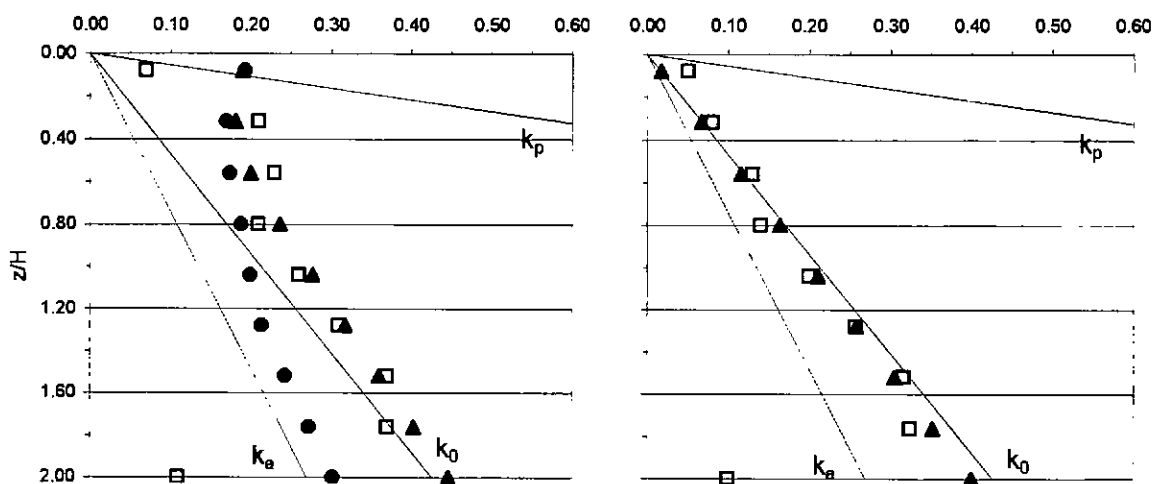


Fig. 4.17: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 10m, sem compactação, carregamento de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_r=0,1$]: (a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga



(a)

(b)



(c)

(d)

▲ EHLRICH e MITCHELL (1994) ● MITCHELL e VILLET (1987) □ CRISP92-SC

Fig. 4.18: Tração máxima nos reforços versus profundidade [muro 10m, sem compactação, carregamento de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$]:(a) $q=25\text{kPa}$ (b) $q=50\text{kPa}$ (c) $q=100\text{kPa}$ (d)sem carga

4.3.6 ACRÉSCIMOS DE TRAÇÃO MÁXIMA NO REFORÇO

As figuras 4.19 a 4.23 apresentam os acréscimos de tração nos reforços, ΔT_{\max} versus a profundidade para as diferentes condições de carregamento externo e compactação correspondentes aos casos das figuras 4.1 a 4.16, na forma adimensional.

A fig. 4.19 reúne todas as análises referentes aos reforços do tipo geogrelha, na condição sem compactação, variando-se a intensidade, posição e largura do carregamento externo, com exceção do correspondente à carga de largura infinita.

Verifica-se nesta figura que os pontos seguem uma variação decrescente com a profundidade devido à diminuição da influência do carregamento externo com a mesma. Os valores mais elevados de acréscimos de tração no reforço encontram-se próximos àqueles correspondentes ao estado ativo K_a .

Observa-se na fig. 4.20 a mesma tendência de decréscimo da influência do carregamento com a profundidade, sendo que os valores mais elevados dos acréscimos de tração máxima aproximam-se do correspondente ao estado de repouso K_0 .

As figuras 4.21 e 4.22 apresentam o acréscimo de tração máxima no reforço devido à presença de um carregamento externo de largura infinita, considerando-se reforços do tipo geogrelha e reforços metálicos, respectivamente.

Observa-se na fig. 4.21 a tendência dos pontos permanecerem constantes com a profundidade, em torno do coeficiente de empuxo ativo K_a , conforme esperado.

Na fig. 4.22 verifica-se também a tendência dos pontos permanecerem aproximadamente constantes ao longo da profundidade, próximos ao coeficiente K_0 de empuxo no repouso, para reforços metálicos.

Apresentam-se na fig. 4.23 os acréscimos de tração máxima no reforço ao longo da profundidade para a condição com compactação, reforços metálicos, variando-se a posição e intensidade da carga. Observa-se que a variação de posição não provoca diferenças significativas no valor dos acréscimos de tração máxima, ocorrendo também a tendência de decréscimo da influência da carga com a profundidade. Esses resultados não diferem significativamente dos anteriores.

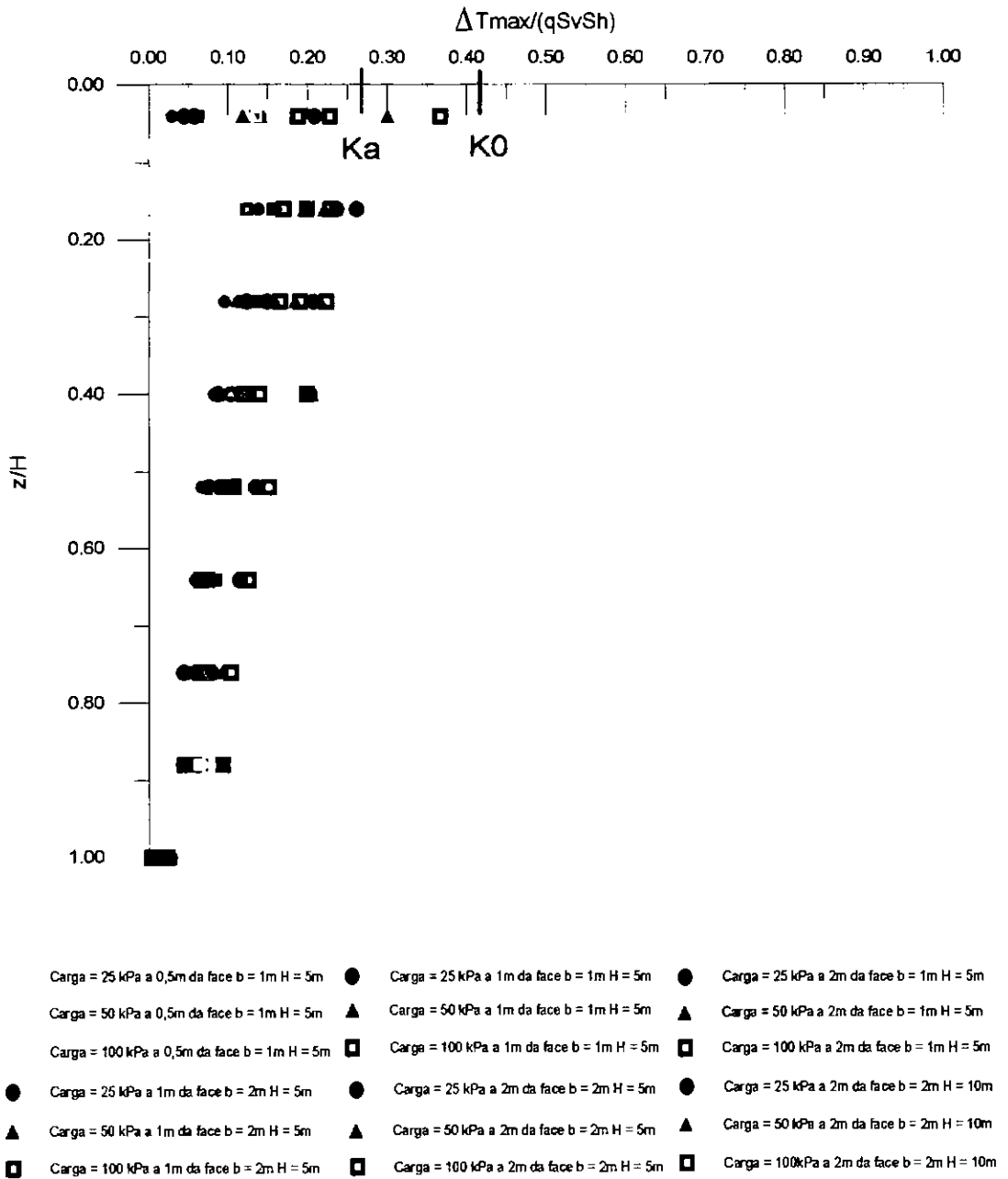


Fig. 4.19: Acréscimos de tração máxima nos reforços, [muros de 5 e 10m, carregamento externo finito, sem compactação, $S_i=0,1$]

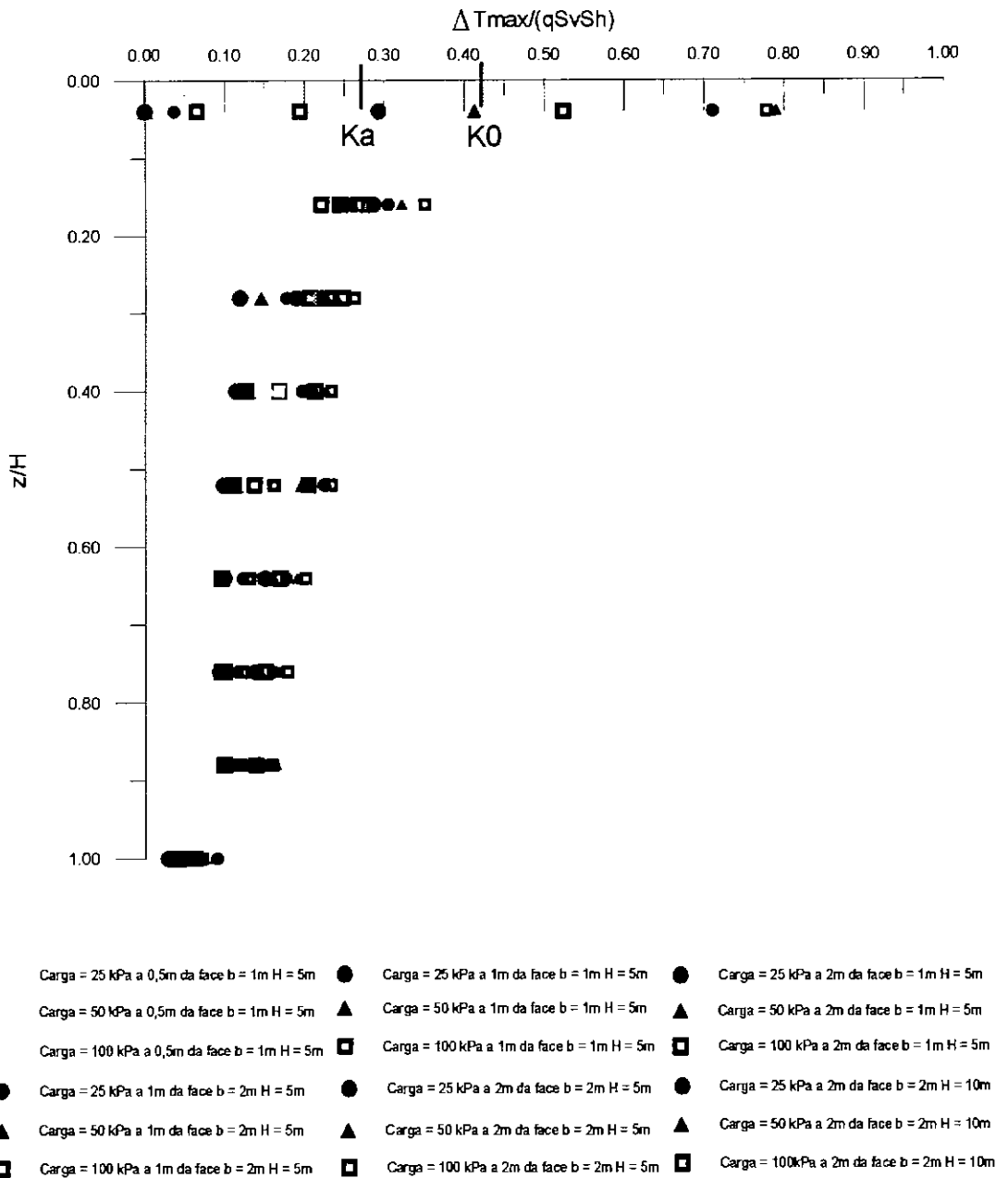


Fig. 4.20: Acréscimos de tração máxima nos reforços, [muros de 5 e 10m, carregamento externo finito, sem compactação, $S_i=3$]

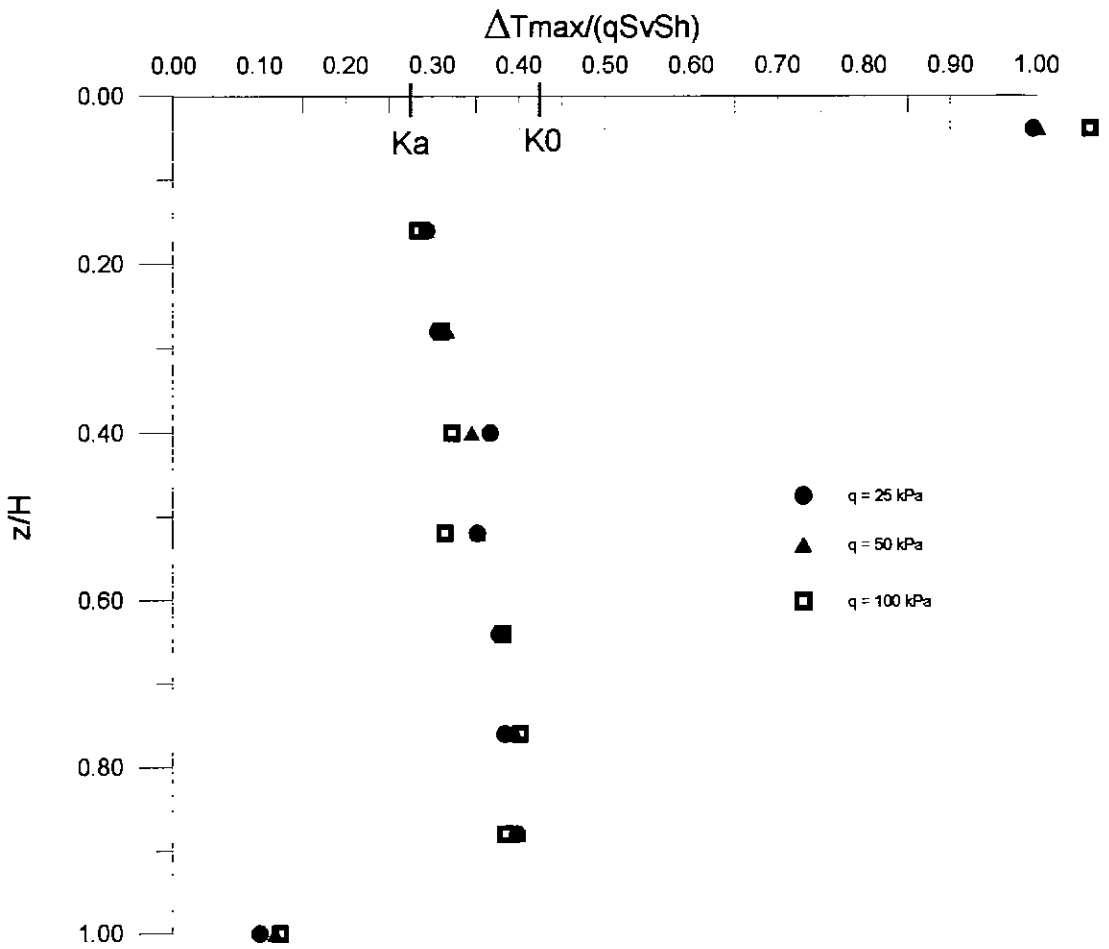
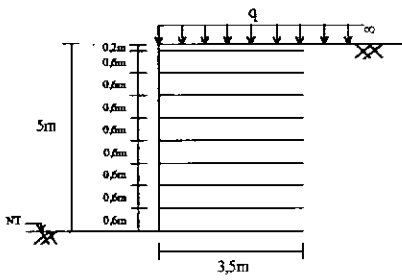


Fig. 4.21: Acréscimos de tração máxima nos reforços, [muro 5m, carregamento externo infinito, sem compactação, $S_i=0,1$]

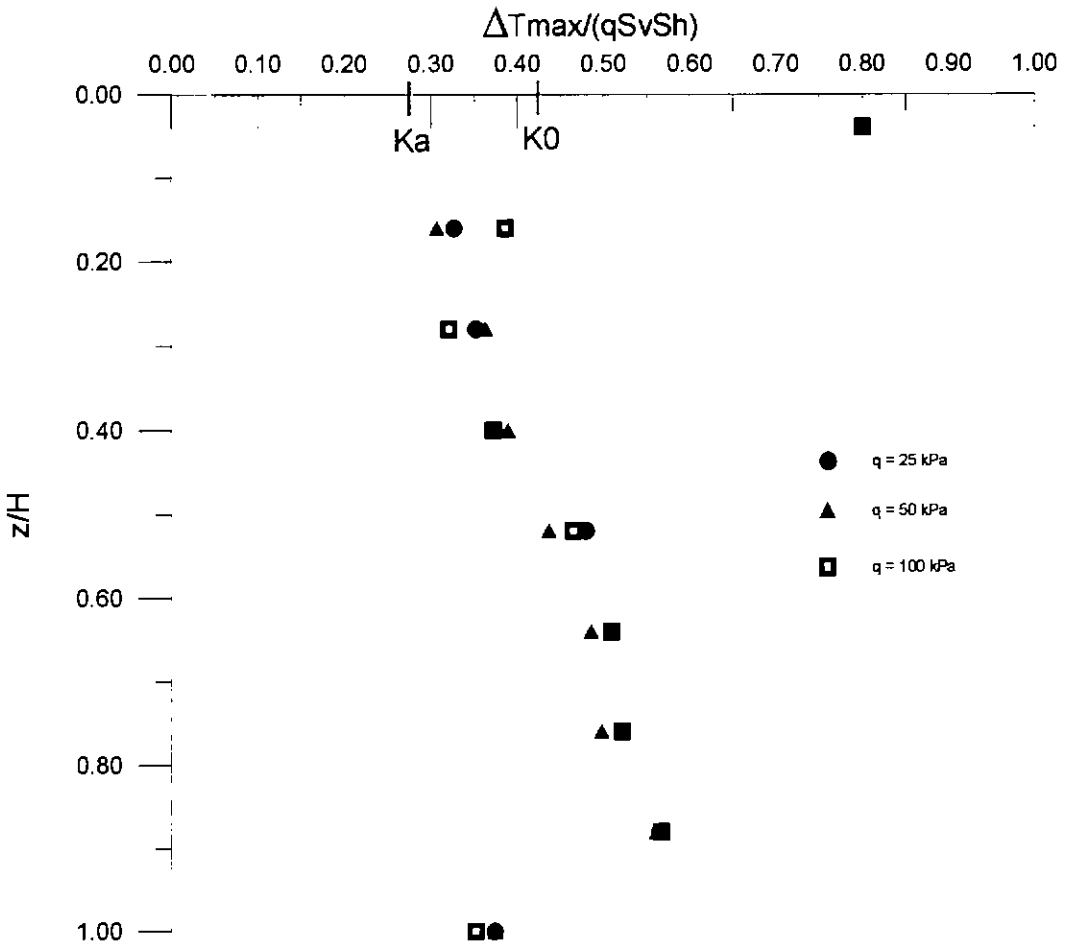
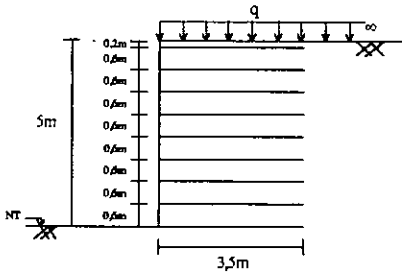


Fig. 4.22: Acréscimos de tração máxima nos reforços, [muro 5m, carregamento externo infinito, sem compactação, $S_i=3$]

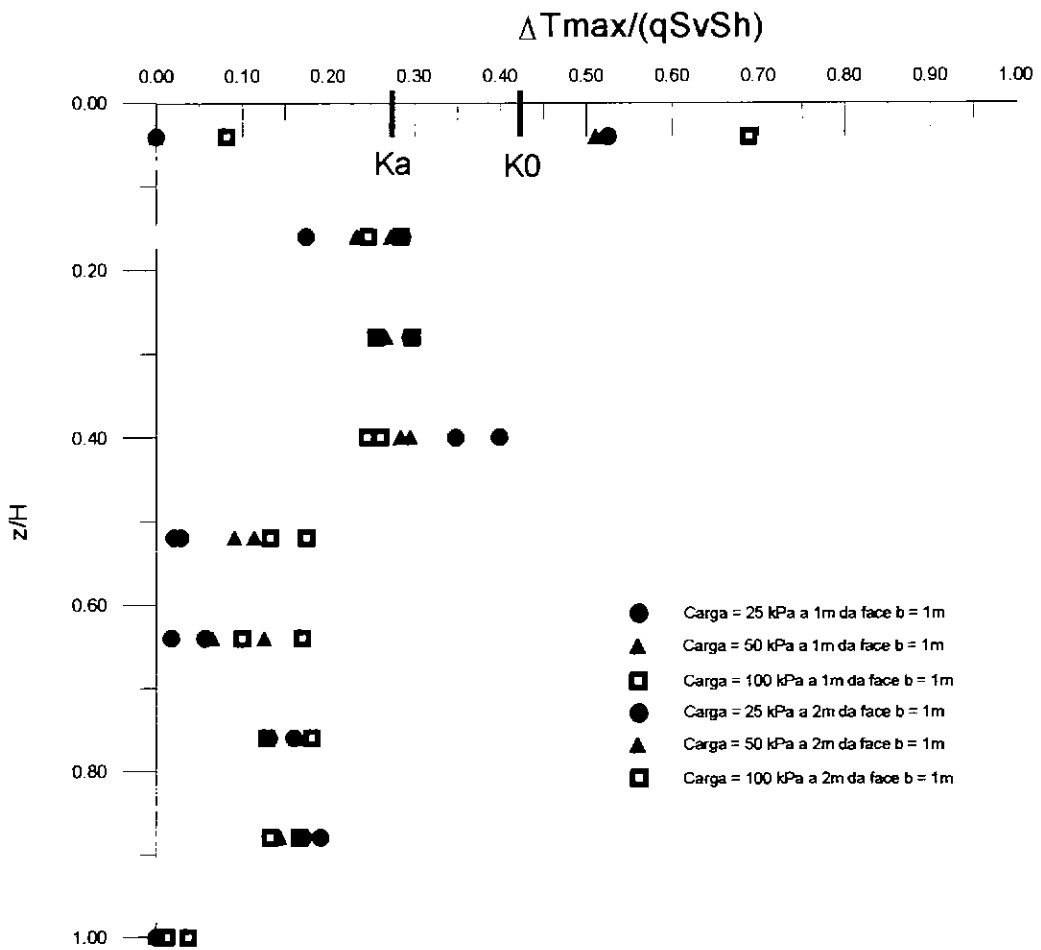
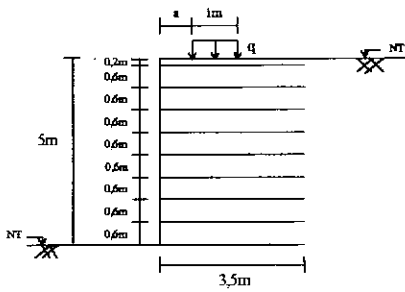


Fig. 4.23: Acréscimos de tração máxima nos reforços [muro 5m, carregamento externo finito, com compactação, $S_i = 3$]

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

5.1 CONCLUSÕES

Os principais fatores que influenciam as tensões internas atuantes em um muro de solo reforçado sob a ação de carregamentos externos são: a profundidade da camada considerada, o espaçamento e rigidez dos reforços, os parâmetros do solo, a compactação e a posição, intensidade e largura da carga distribuída.

A posição dos pontos de máxima tração no reforço desloca-se de acordo com a rigidez, a profundidade das camadas, a posição, largura e intensidade das cargas externas atuantes.

A influência do carregamento decresce com a profundidade da camada para carregamentos de largura finita. O mesmo não se dá para cargas de largura infinita, já que o acréscimo de tração nos reforços possui a tendência de manter-se constante com a profundidade, conforme esperado.

A tração nos reforços encontra-se próxima aos valores correspondentes ao estado ativo K_a para valores de rigidez relativa solo-reforço igual a 0,1 (geogrelhas) e ao estado de repouso K_0 para valores de rigidez igual a 3 (reforços metálicos), considerando-se a condição sem compactação.

O procedimento sugerido por MITCHELL E VILLET (1987) para o cálculo das tensões em muros de solo reforçado submetidos a carregamentos externos não é capaz de representar as diferenças de comportamento provenientes da compactação e de variações na rigidez dos reforços, sendo esses dois fatores considerados no método de EHRLICH e MITCHELL (1994). Desta forma, observou-se uma melhor correspondência entre as análises efetuadas por este método e os resultados numéricos.

Verificou-se que ambos os procedimentos analíticos apresentaram discordâncias dos resultados numéricos em relação à influência da posição do carregamento no valor das tensões no reforço.

Essas imprecisões têm origem nas limitações do método de cálculo da tensão vertical atuante no ponto de máxima tração nos reforços. Como a posição destes pontos varia com o afastamento da carga externa, a avaliação da tensão vertical torna-se complexa.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Faz-se necessário aprofundar o método de determinação da tensão vertical atuante no ponto de máxima tração nos reforços em muros de solo reforçado submetidos a carregamentos externos.

Este novo procedimento possibilitaria uma maior precisão das análises empregando o método de EHRLICH e MITCHELL (1994) para a avaliação das tensões internas nos reforços sob a ação de carregamentos externos.

Em adição, é relevante que seja feito um estudo da influência da rigidez da face do muro sobre as tensões atuantes no reforço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ADIB, M.E., 1988, *Internal Lateral Earth Pressure in Earth Walls*. Ph.D. Dissertation, University of California at Berkeley, Berkeley, California, USA.
- ALMEIDA, M.S.S., 1977, *Análise Elasto-Plástica de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ALMEIDA, M.S.S., 1981, *Analysis of the Behaviour of an Embankment on Soft Clay Foundation*. Tese de M.SC., Cambridge University, Cambridge, UK.
- BRITTO, A.M. e GUNN, M.J., 1990, *CRISP90: User's and Programmer's Guide*. Cambridge, Cambridge University.
- CHANG, J.C., HANNON, J.B., FORSYTH, R.A., 1977, *Pull Resistance and Interaction of Earthwork Reinforcement and Soil*. In: Transportation Research Board Record, TRB, National Research Council, Washington, D.C.
- DANTAS, B.T., 1998, *Método de Análise de Taludes Reforçados sob Condições de Trabalho*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- DAS, V.M., e SEELY, G.R., 1975, "Pullout Resistance of Vertical Anchors". *J. Geotechnical Division, ASCE*, v.101, n.GT1, pp.97-91.
- 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., BYRNE, P., WONG, K.S. et al., 1980. *Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses*. In: Geotech. Engrg. Res. Rep. No. UCB/GT/90-01. University of California, Berkeley, CA., USA.
- DUNCAN, J.M., e CHANG, C.Y., 1970, "Non Linear Analysis of Stresses and Strain in Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v.96, SM5, pp.1629-1653.
- EHRlich, M. e MITCHELL, J. K., 1994, "Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls", *Journal of Geotechnical Engineering*, v.120, n.4., pp. 625-645.
- FONTENELLE, A.S., 1987, *Análise Numérica de Aterro sobre Solo Compressível Utilizando a Teoria de Estados Críticos e de Adensamento de Biot*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

- GONÇALVES, A.J., 1996, *Análise Transiente de Escavações em Solos Saturados*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- HUECKEL, S.M. e KWASNIEWSKI, J., "Scale Model Tests on the Anchorage Values of Various Elements Buried in Sand". In: *Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.2, pp.431-434, Paris, 1961.
- ITURRI, E. A. Z., 1996, *Análise Numérica da Influência da Compactação em Aterros sobre Fundação de Baixa Capacidade de Suporte*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- JAKY, J., 1944. "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", *J. Soc. of Hungarian Archits. and Engrs.*, Hungary.
- JEWELL, R.A., 1980, *Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils*. PhD Dissertation, University of Cambridge, Cambridge, UK.
- JEWELL, R.A., MILLILGAN, G.W.E., SARSBY, R.W. et al. "Interaction Between Soil and Geogrids". In: *Proc. Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering Science and Engineering Research Council and Netlon Limited*, Mar. 22-23, 1984.
- KONDNER, R.L., 1963, "Hyperbolic Stress-Strain Response; Cohesive Soils", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v.89, n.SM1, p.115.
- LIMA, A. M. L., 1996, *Análise Numérica do Comportamento de Solos Grampeados*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- MEYERHOF, G.G., "The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads". In: *Proc. 3rd. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, v.1, pp.440-445, 1955.
- MITCHELL, J. K. e VILLET, W. C. B., 1987, *Reinforcement of Earth Slopes and Embankments*. In: NCHRP Rep. No. 2990, Transportation Research Board. Washington, D.C., USA.
- NEELY, W.J., STUART, J.G., GRAHAM, J., 1973, "Failure Loads of Vertical Anchor Plates in Sand". *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, v.99, n.SM9, pp.669-685.
- OVERSEN, N.K., e STROMAN, H. "Design Methods for Vertical Anchor Plates in Sand". In: *Proc. ASCE Speciality Conference on Performance of Earth and Earth Support Structures*, pp.1481-1500, 1972.
- PETERSON, L.M. , 1980, *Pullout Resistance of Welded Wire Mesh Embedded in Soil*. M.Sc. Dissertation, Utah State University, Logan, Utah, USA.

- RIBEIRO, T.S.M.T., 1996, *Análise Numérica do Aterro de Solo Reforçado da SP-123*. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ROWE, R.K. e DAVIS, E.H., 1982, "The Behavior of Anchor Plates in Sand". *Geotechnique* v.32, n.1, pp.25-41.
- SCHLOSSER, F., e ELIAS, V., "Friction in Reinforced Earth". In: *Proc. ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, pp.735-763, Pittsburgh, Penn., 1978.
- SCHLOSSER, F., e SEGRESTIN, P., "Dimensionnement des Ouvrages en Terre Armée par la Methode de l'Equilibre Local". *International Conference on Soil Reinforcement: Reinforced Earth and Other Techniques*, Paris, v.1, March 1979.
- SEED, R.B. e DUNCAN, J.M., 1984, *SSCOMP: A Finite Element Analysis Program for Evaluation of Soil-Structure Interaction and Compaction Effects*. In: Report No. UCB/GT/84-02, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA., USA.
- 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.
- WONG, K.S. e DUNCAN, J.M., 1974, *Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses*. In: Report TE-74-33, College of Engineering Office of Research Services, University of California, Berkeley, CA

APÊNDICE

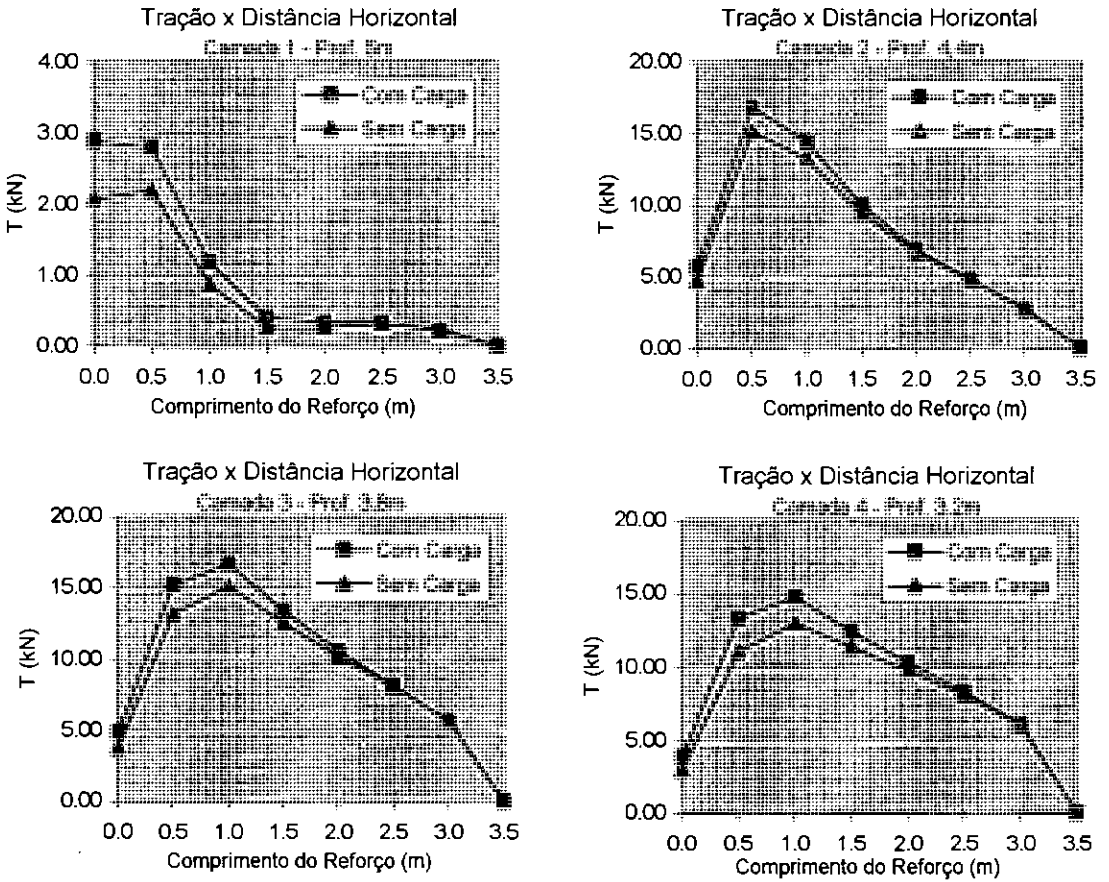


Fig. A-1(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

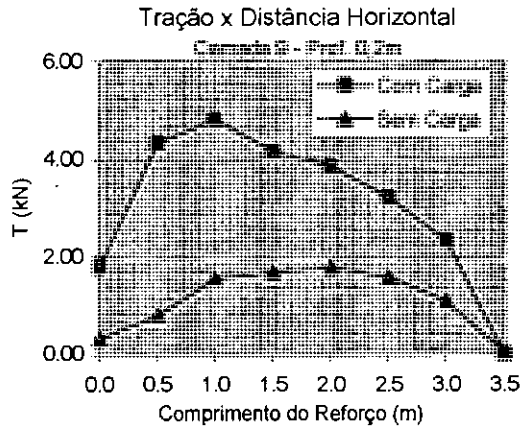
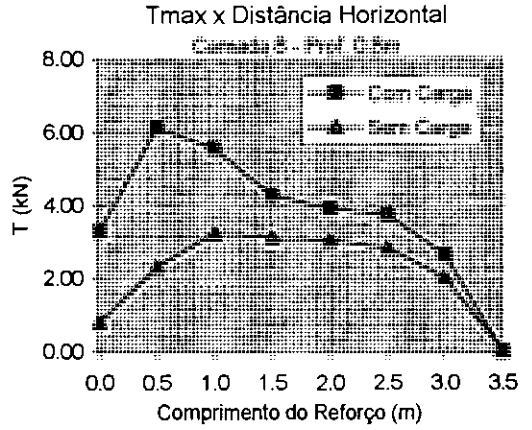
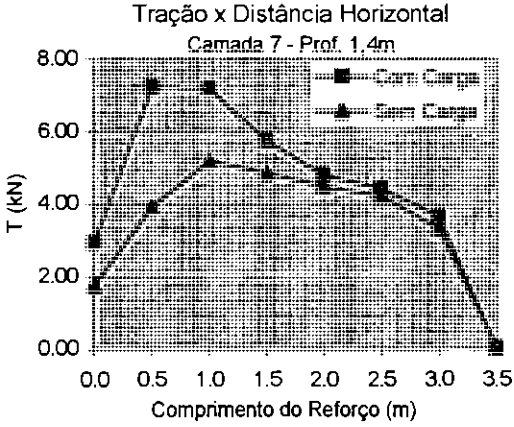
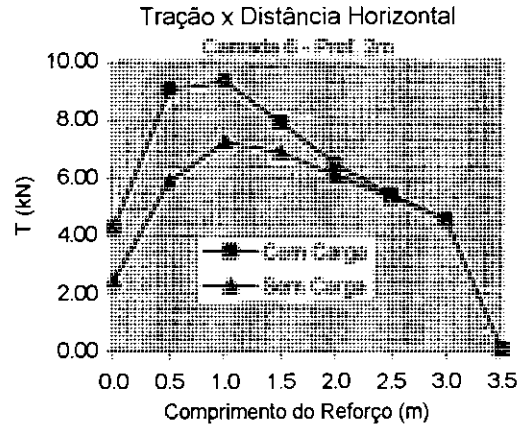
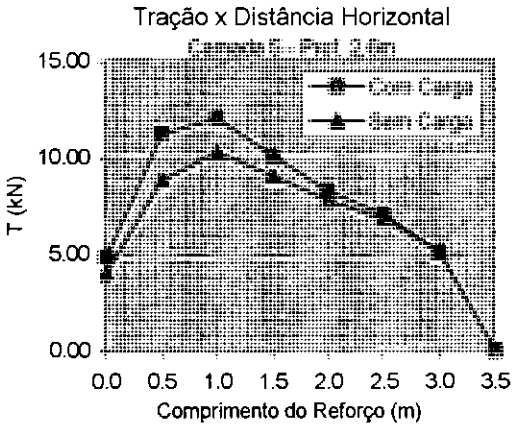


Fig. A-1(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

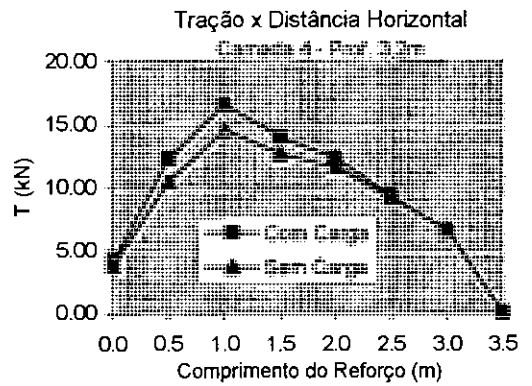
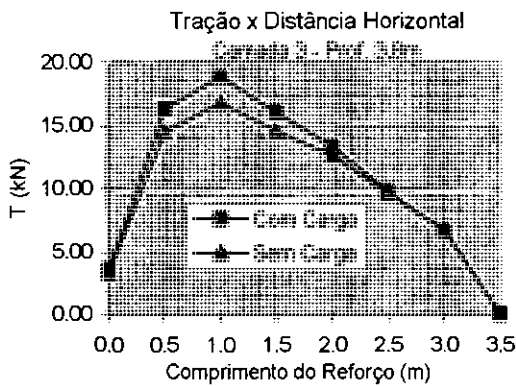
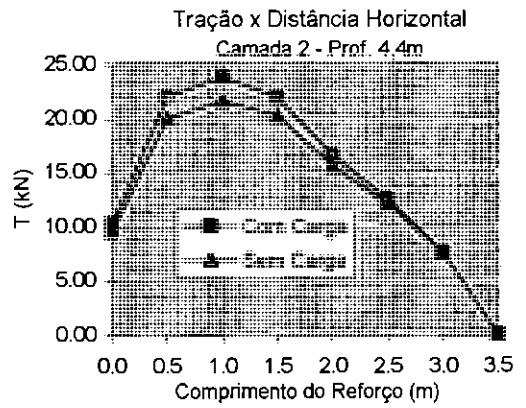
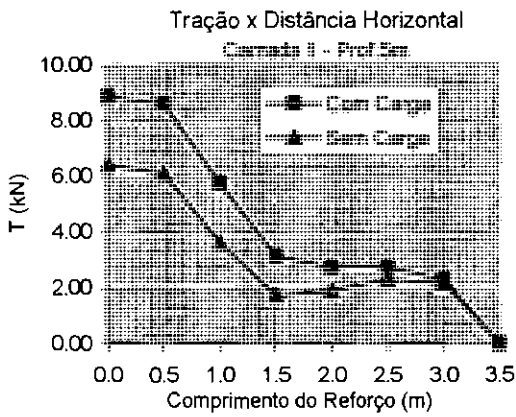


Fig. A-2(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

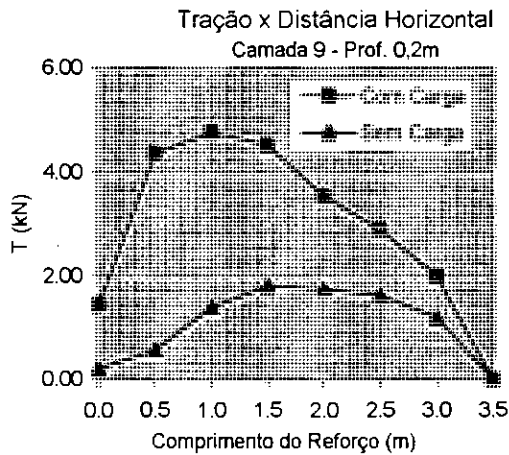
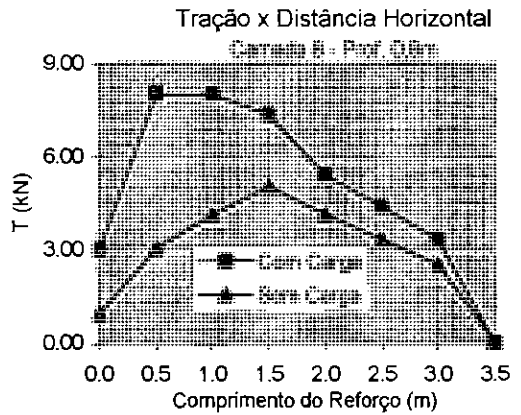
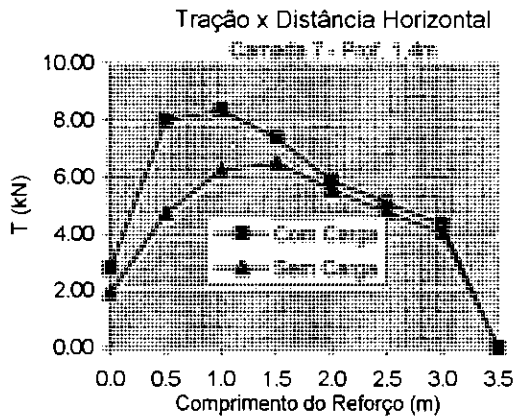
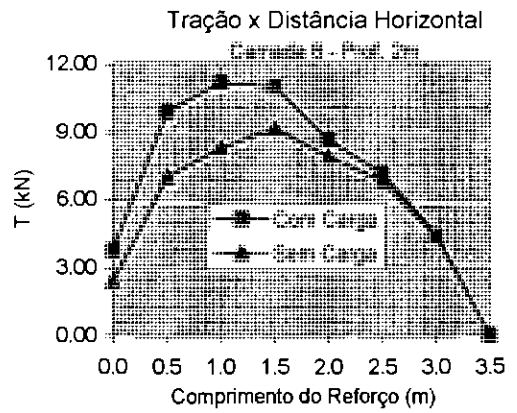
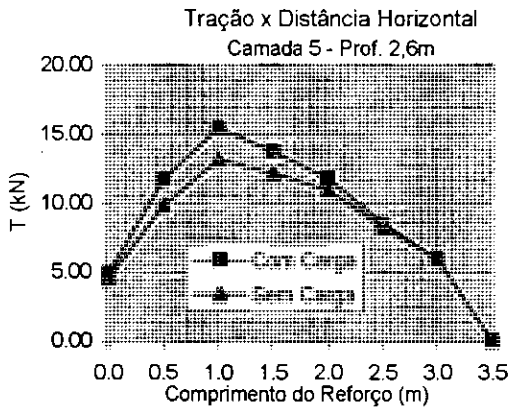


Fig. A-2(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_r=3$, camadas 5 a 9]

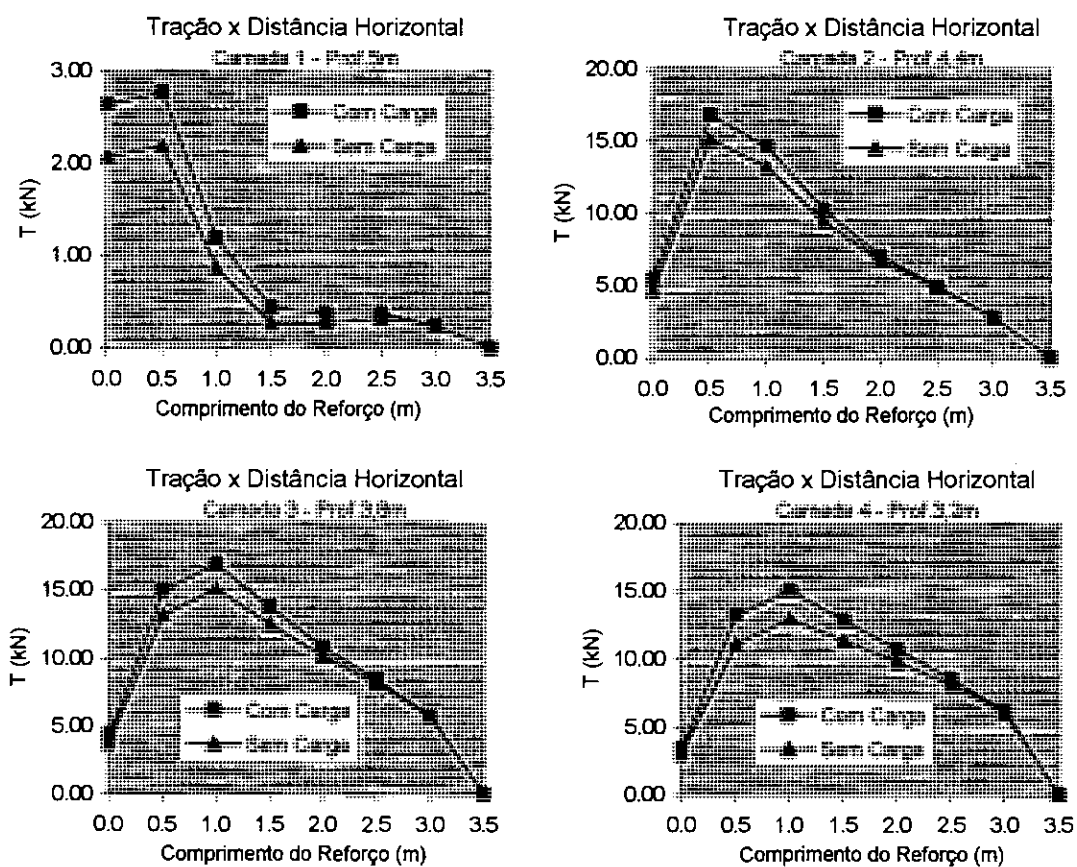


Fig. A-3(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

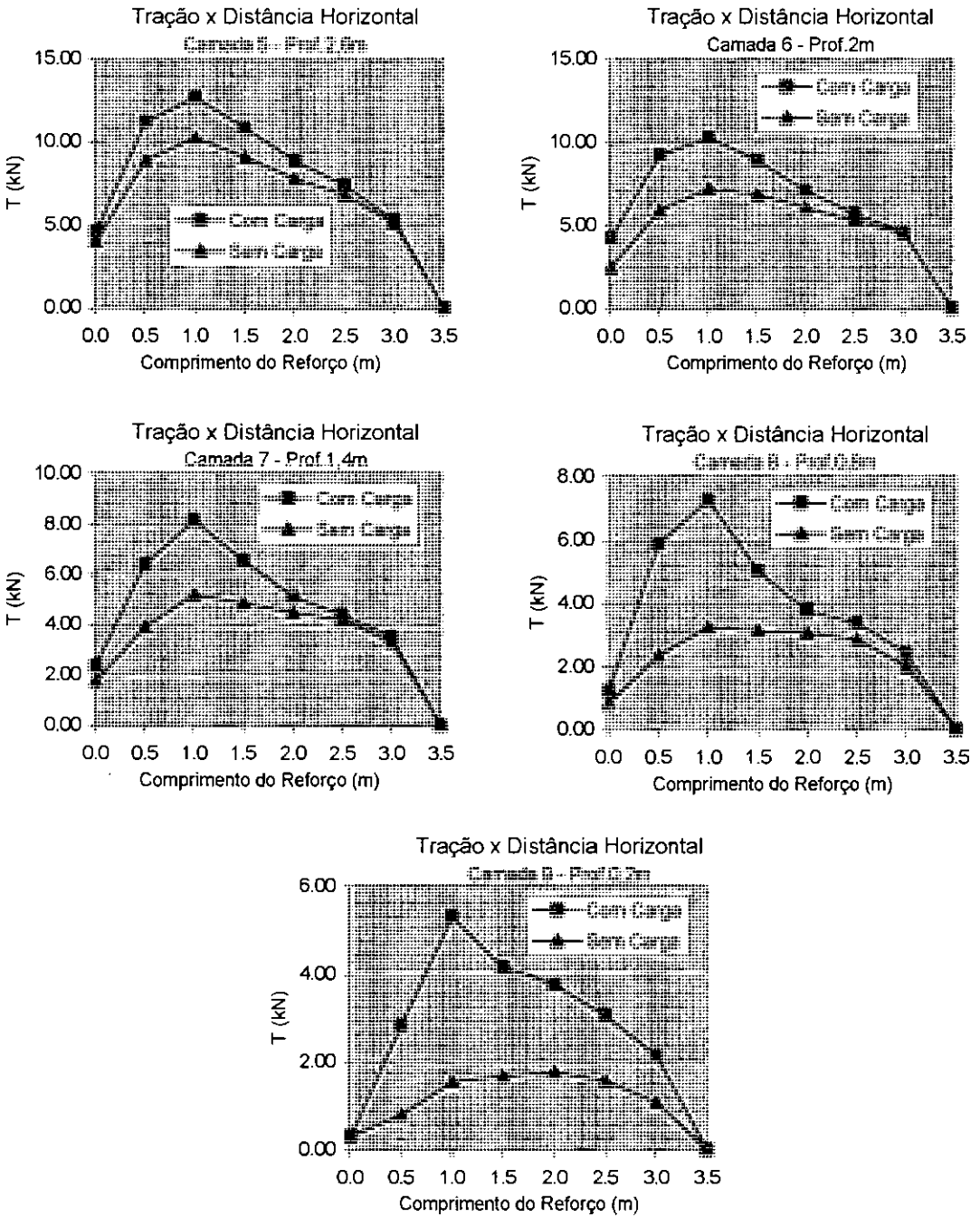


Fig. A-3(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

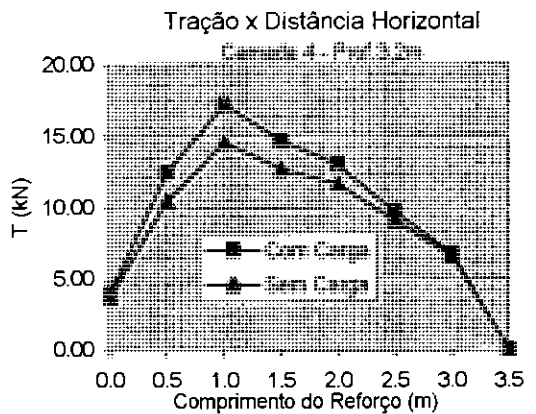
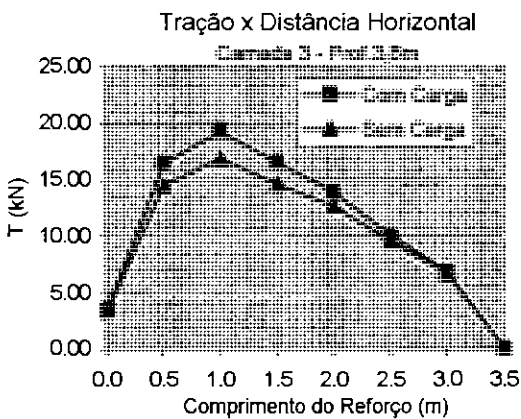
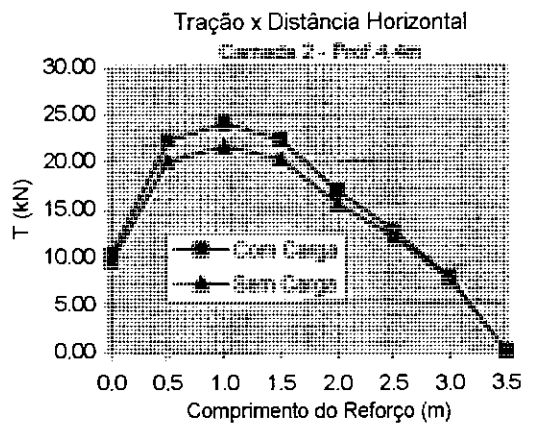
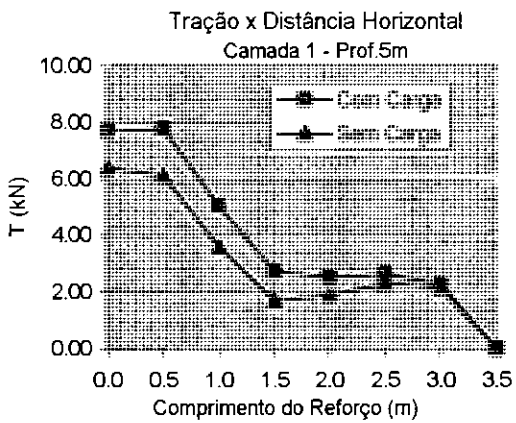


Fig. A-4(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

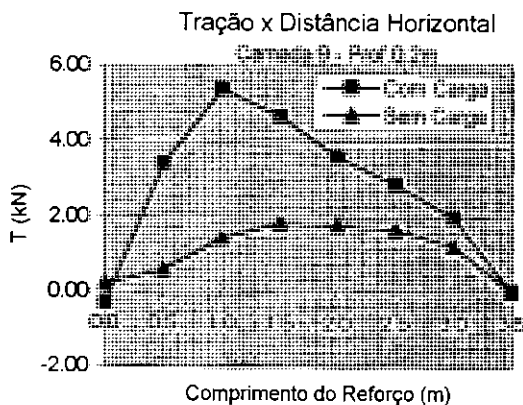
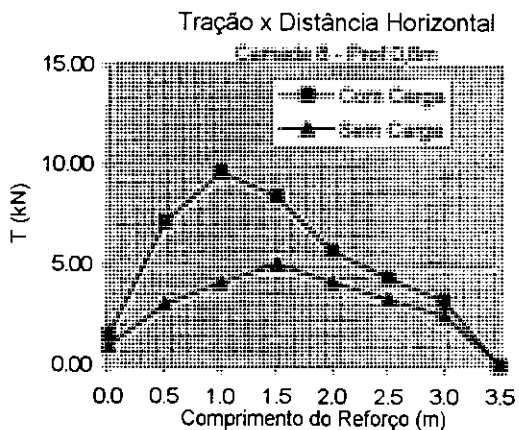
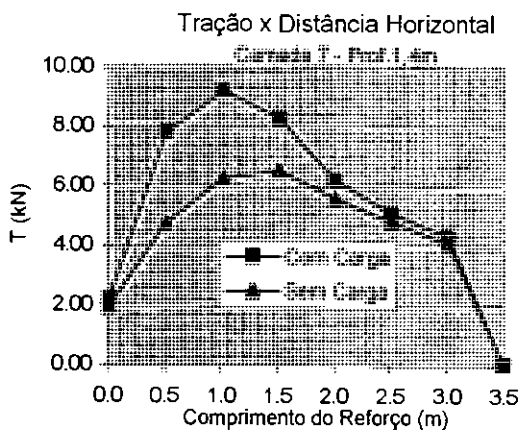
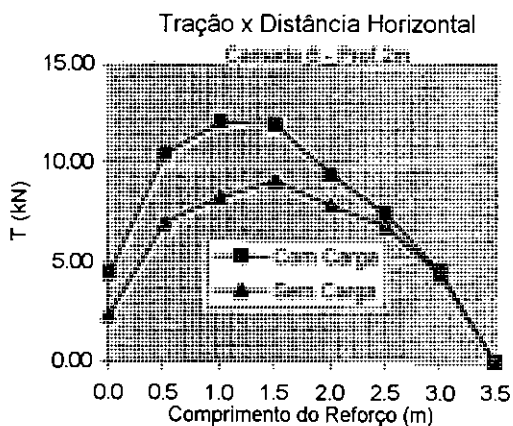
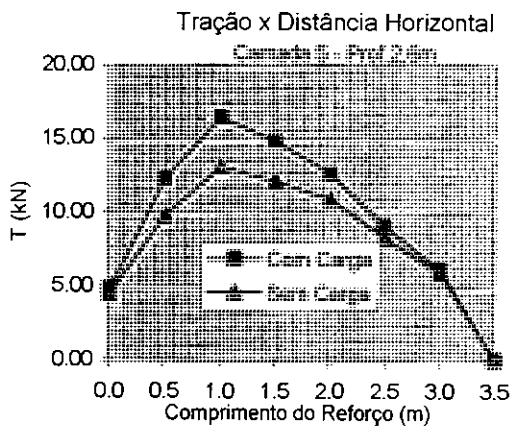


Fig. A-4(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

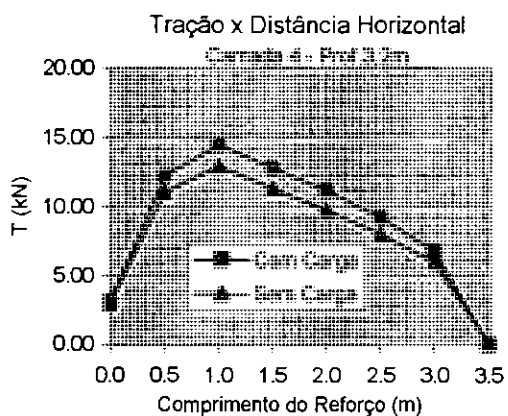
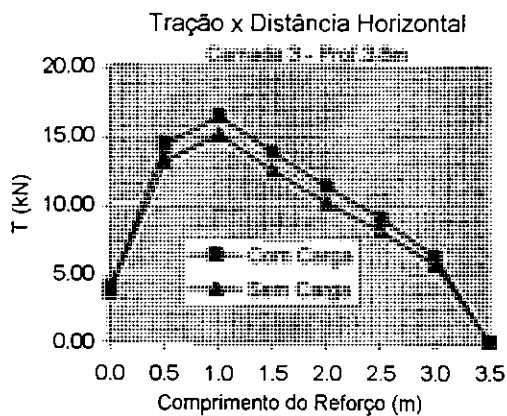
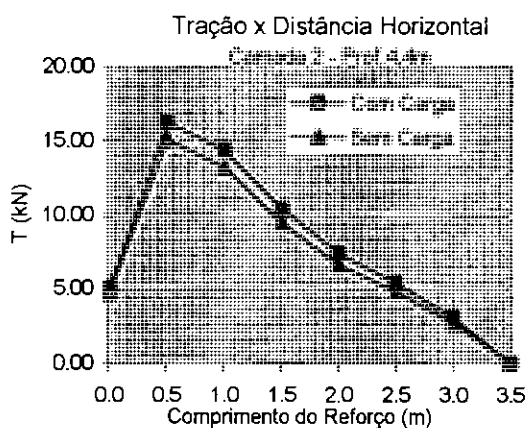
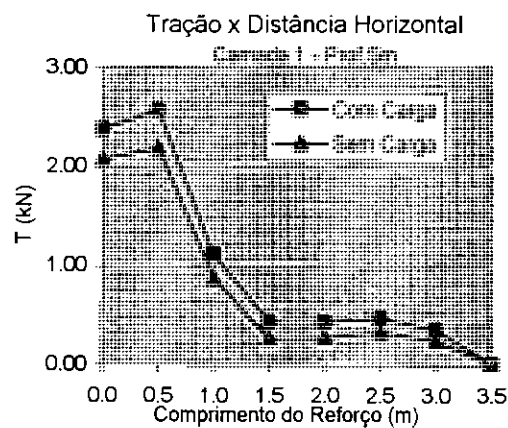


Fig. A-5(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

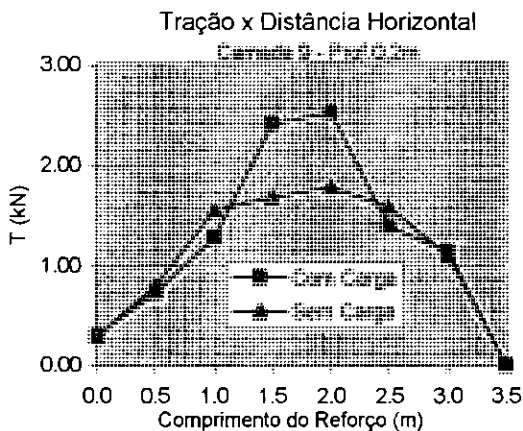
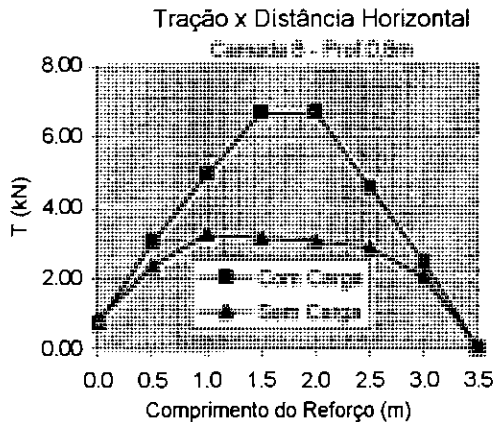
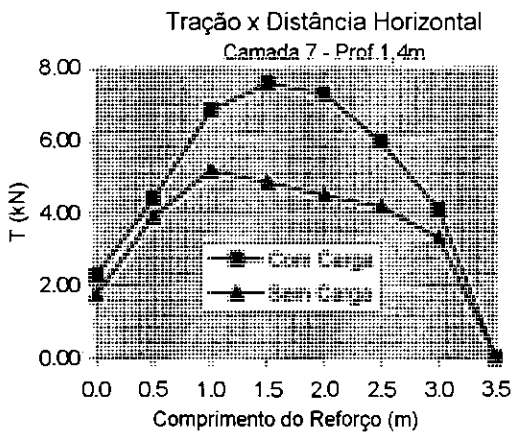
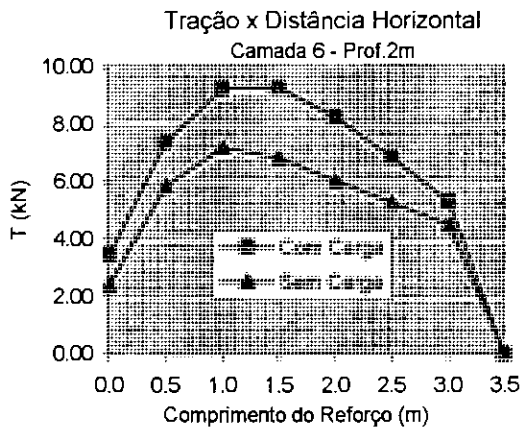
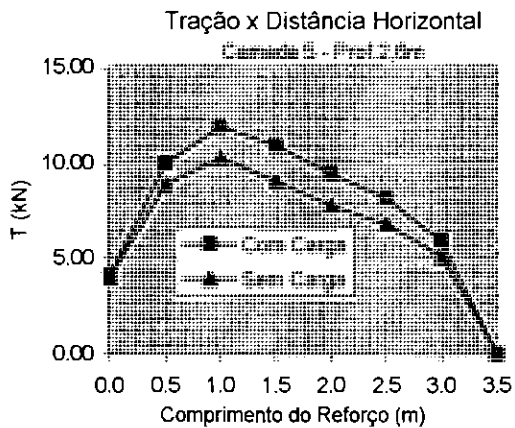


Fig. A-5(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

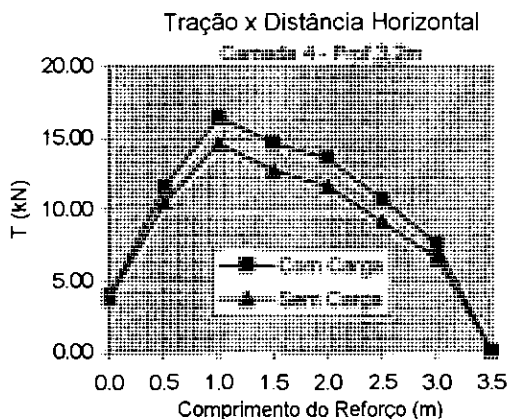
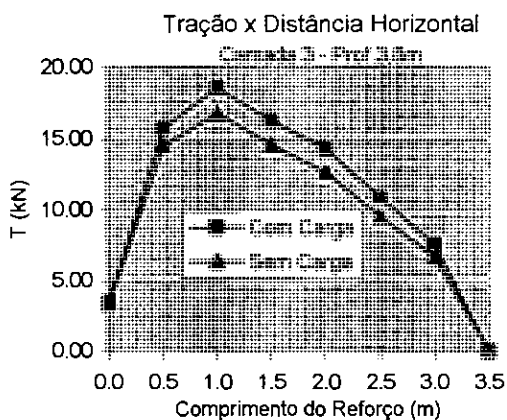
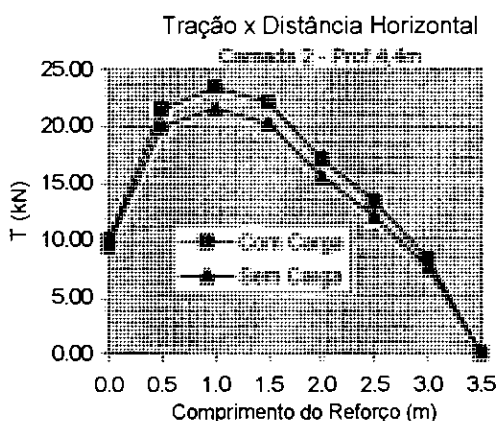
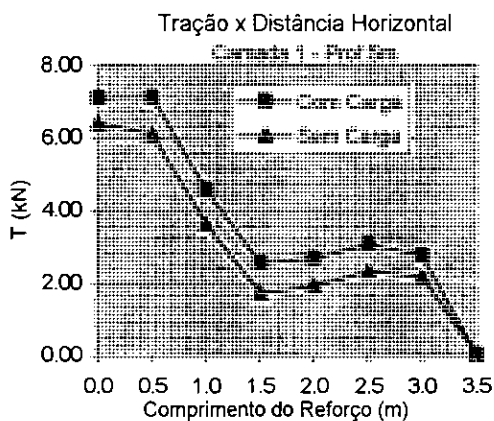


Fig. A-6(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

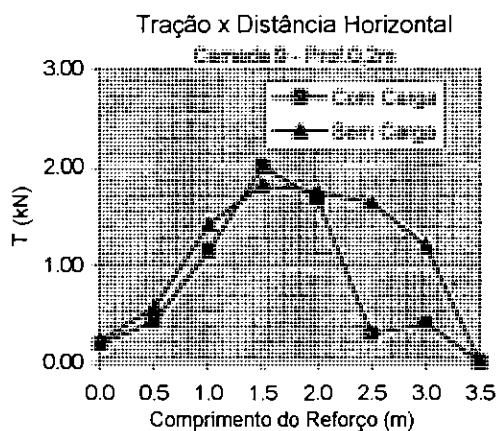
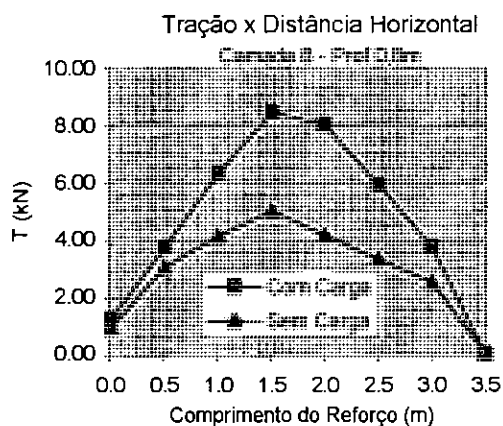
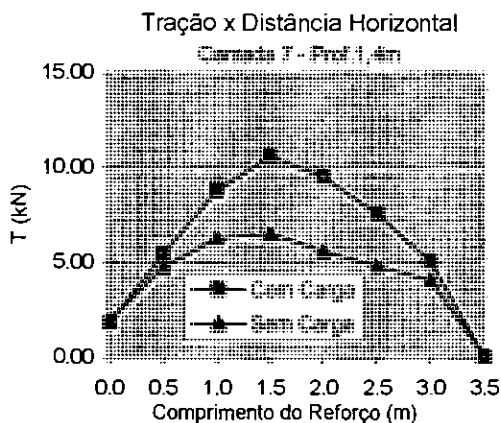
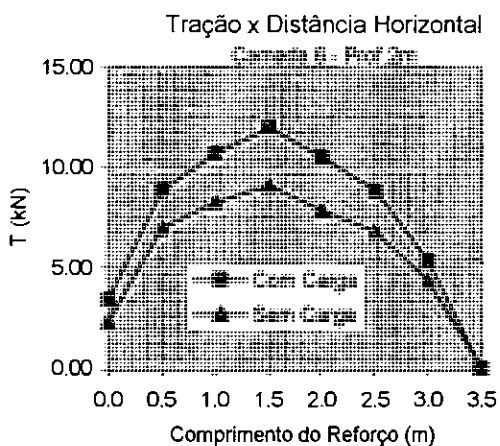
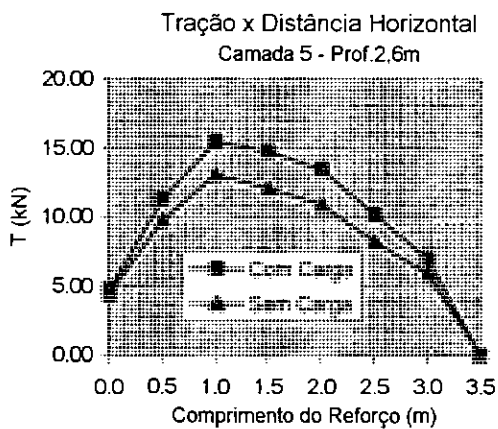


Fig. A-6(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

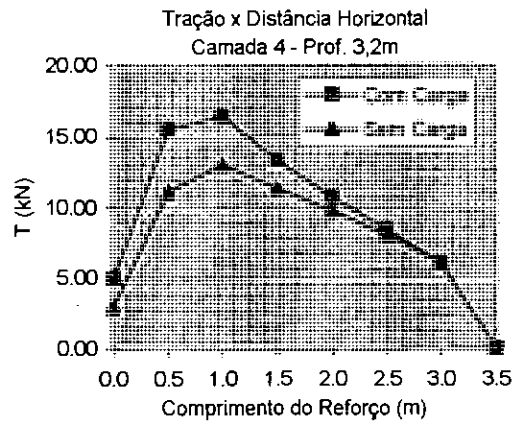
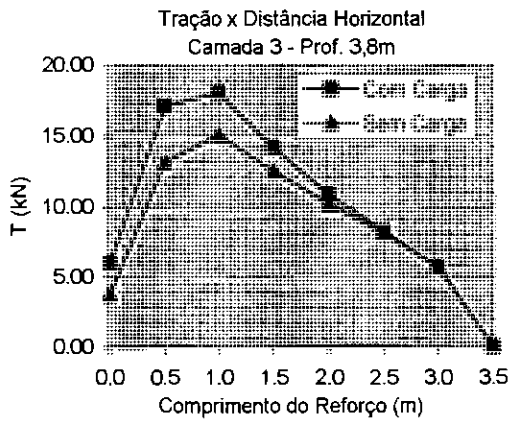
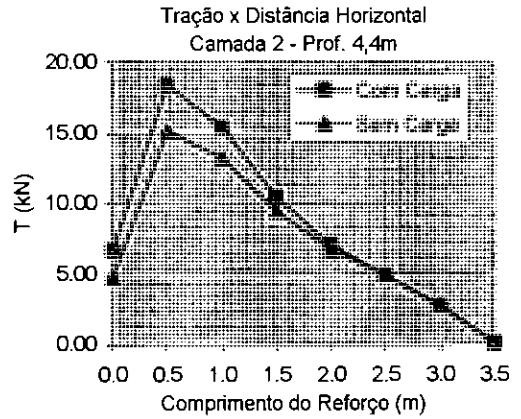
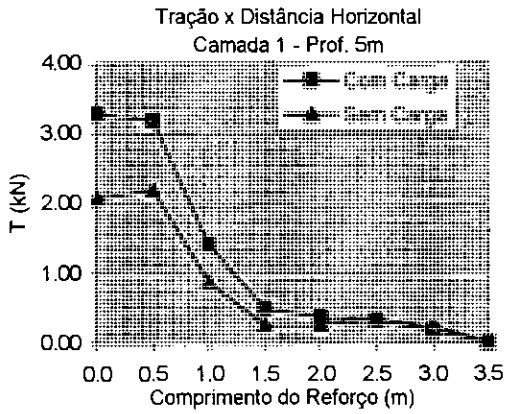


Fig. A-7(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_f=0,1$, camadas 1 a 4]

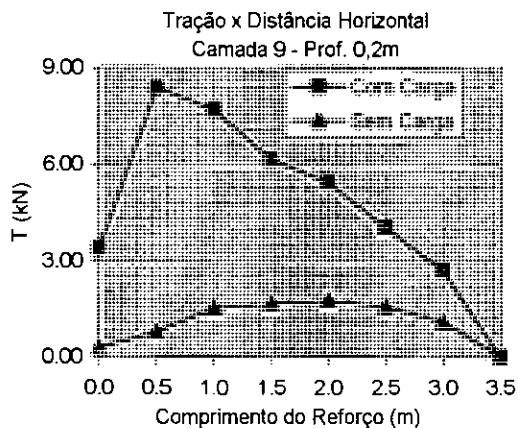
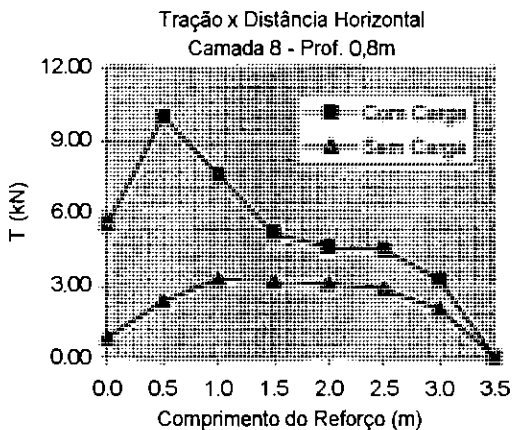
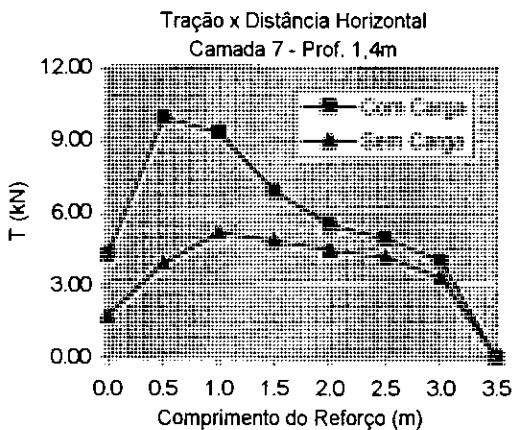
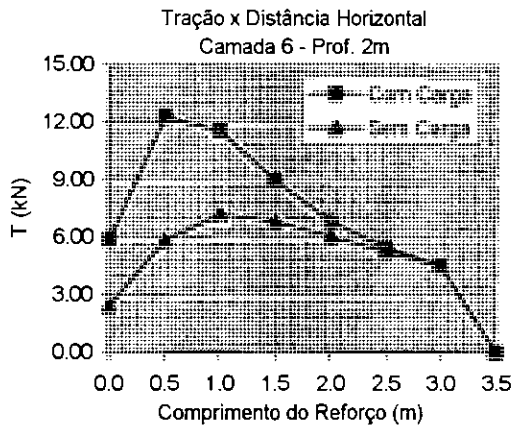
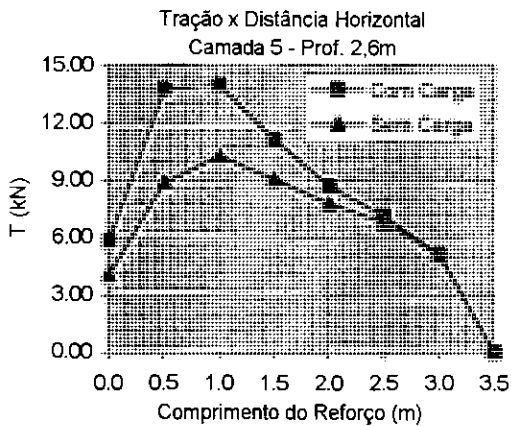


Fig. A-7(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

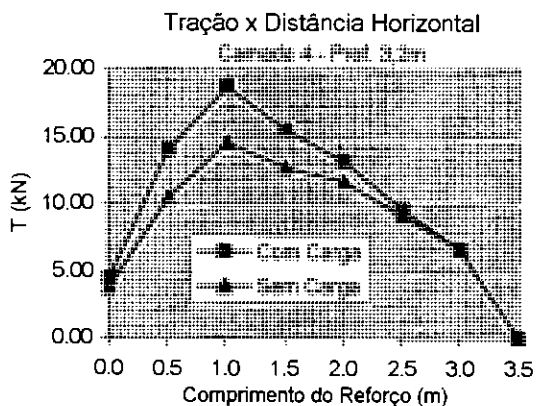
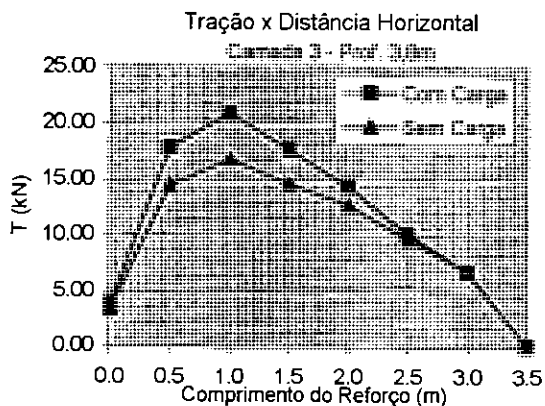
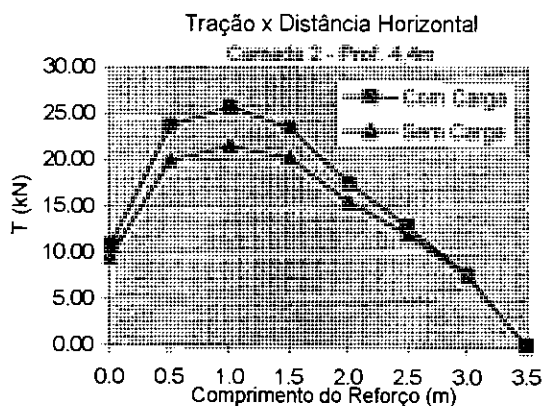
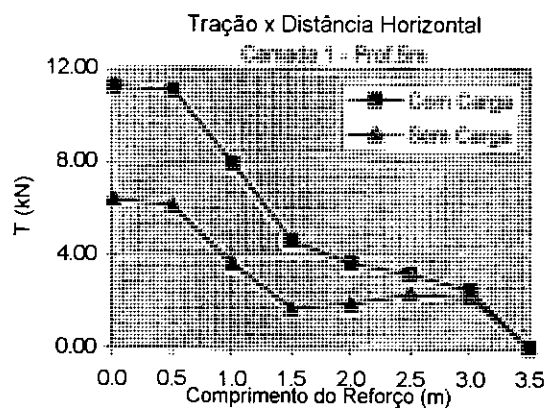


Fig. A-8(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

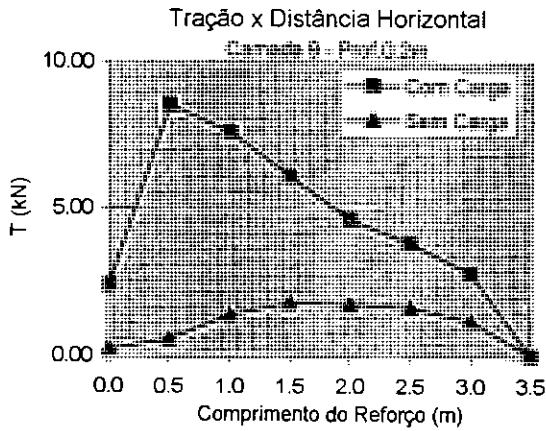
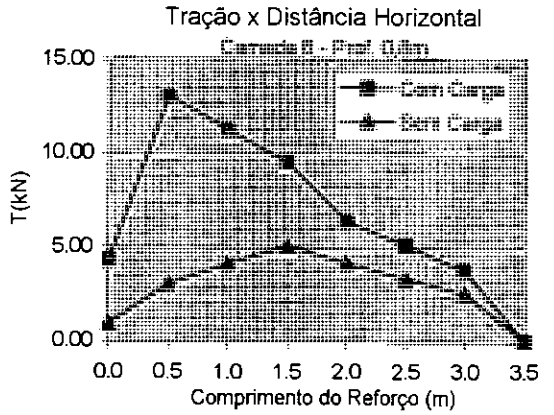
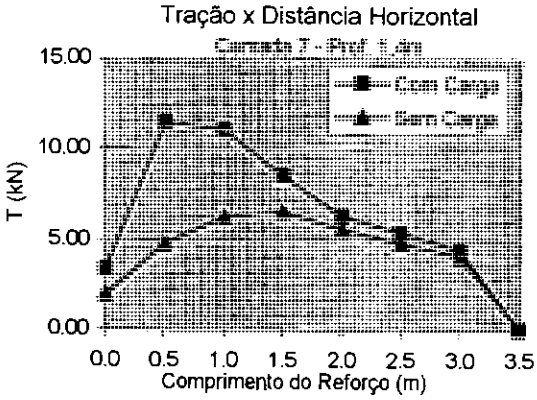
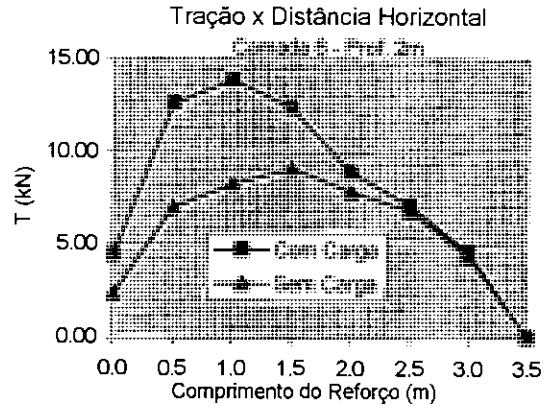
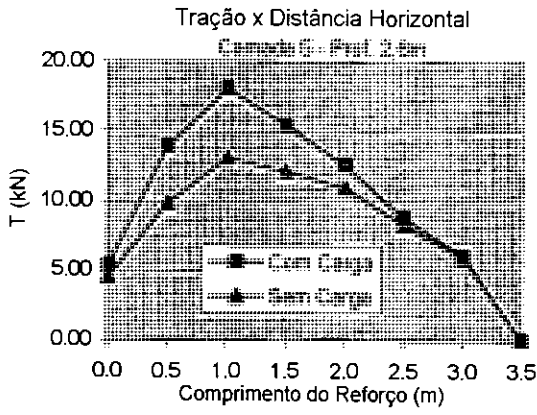


Fig. A-8(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

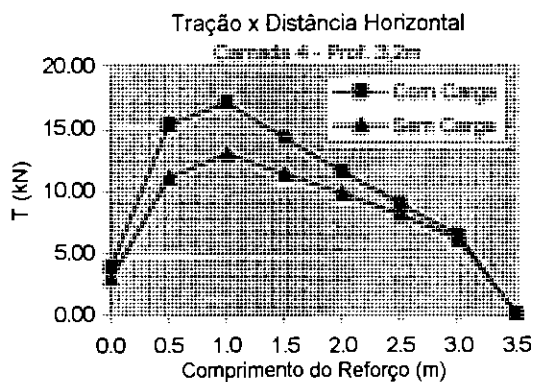
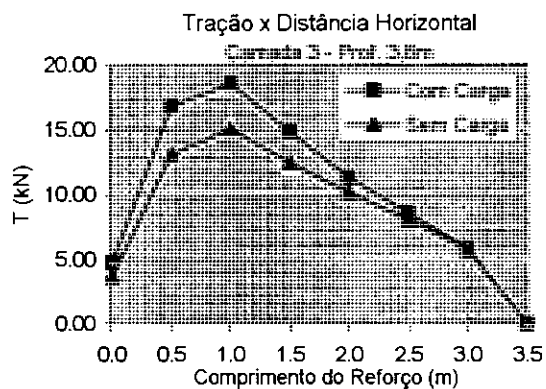
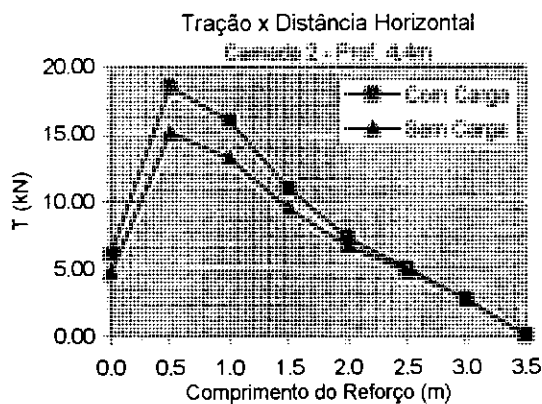
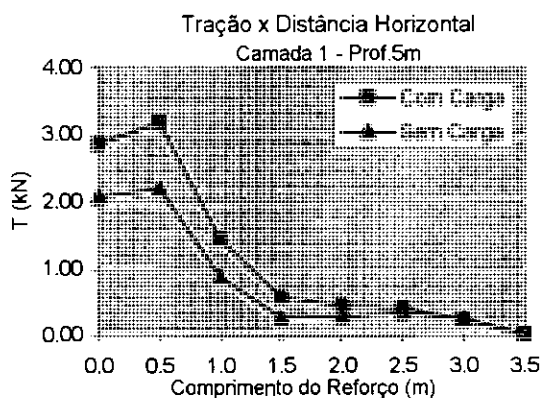


Fig. A-9(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

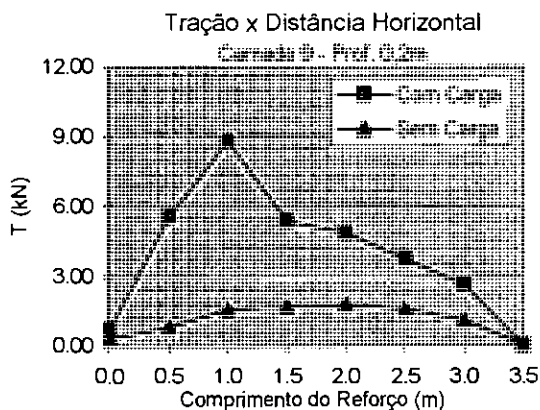
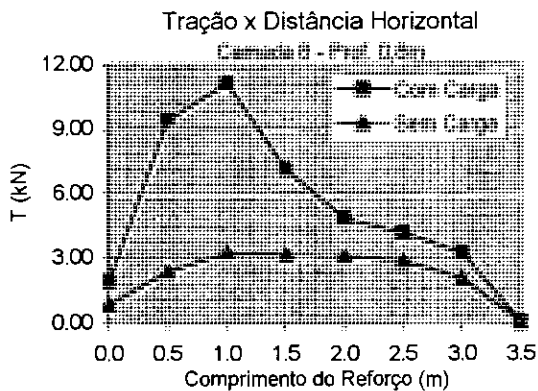
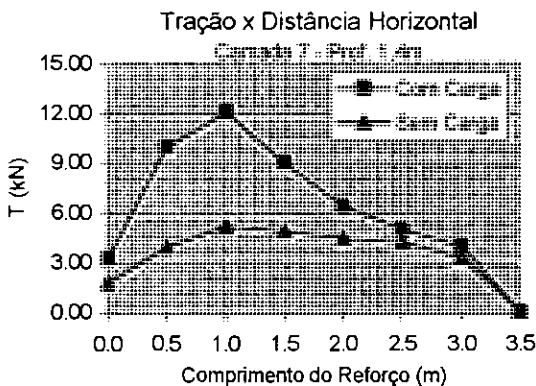
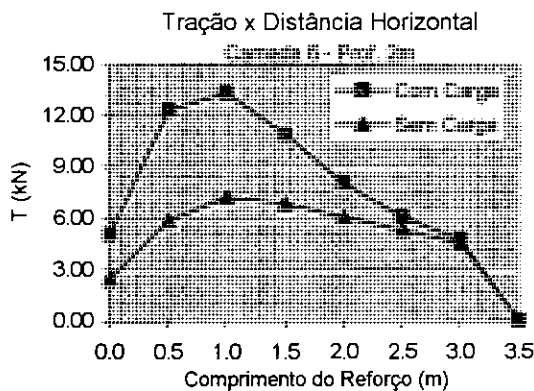
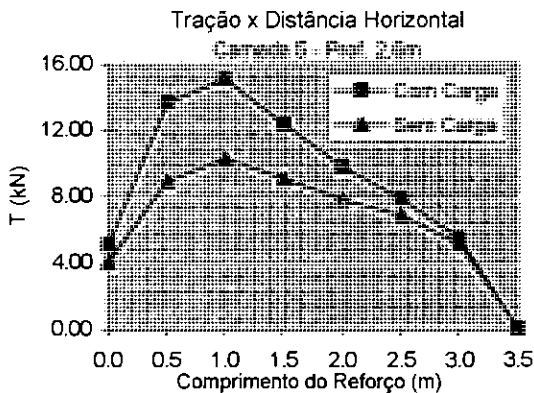


Fig. A-9(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

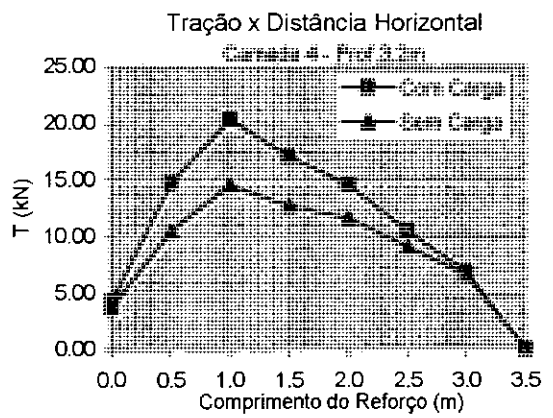
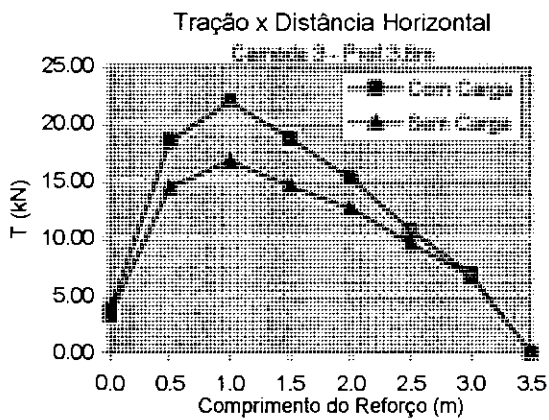
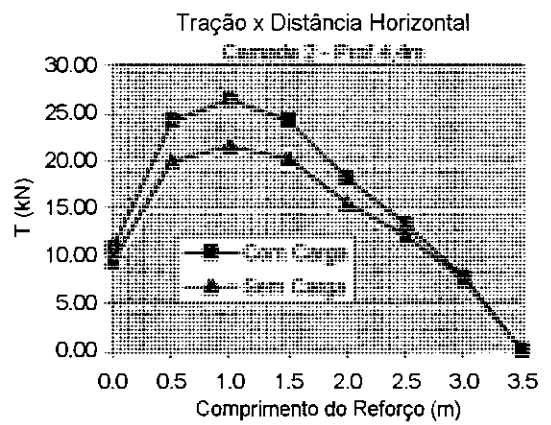
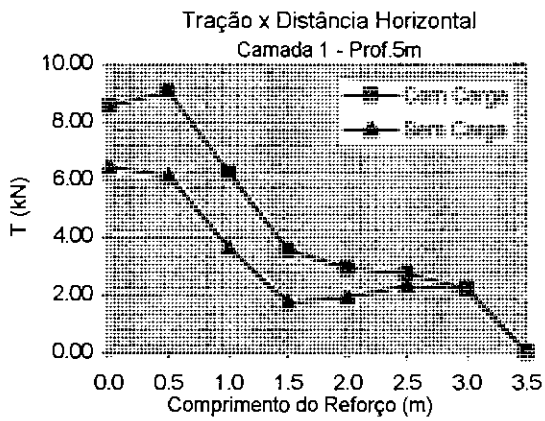


Fig. A-10(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

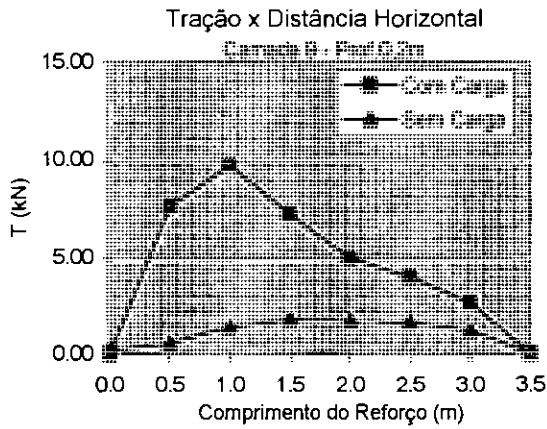
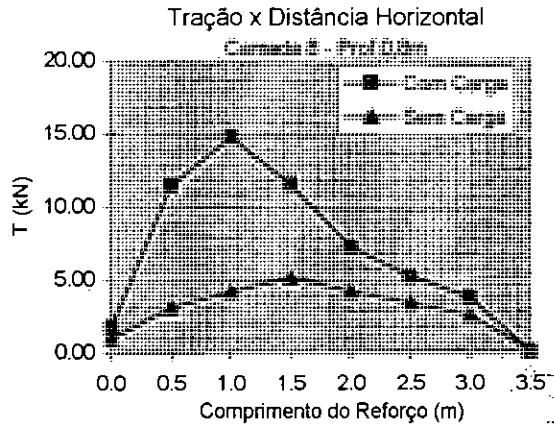
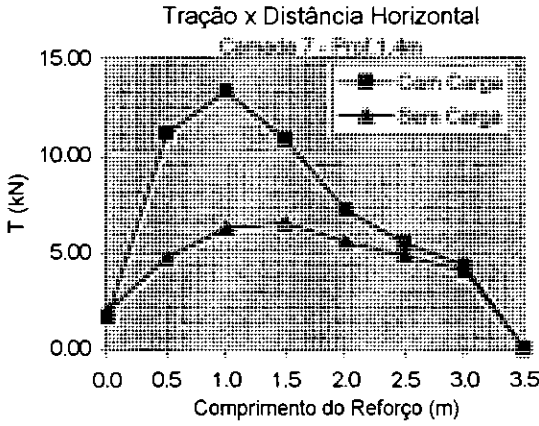
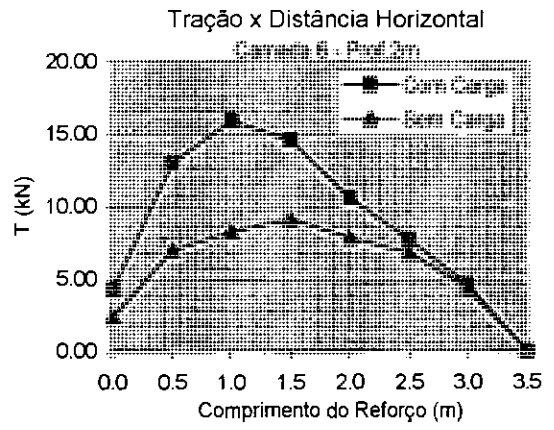
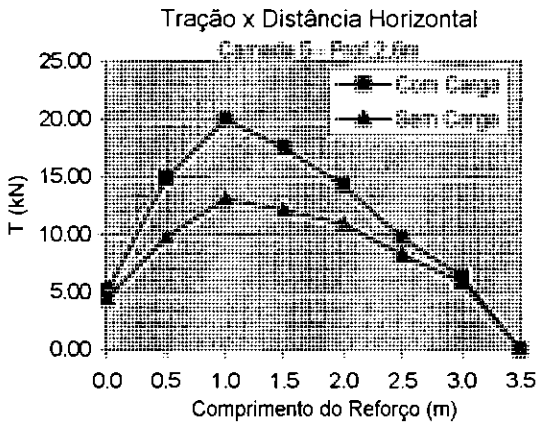


Fig. A-10(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

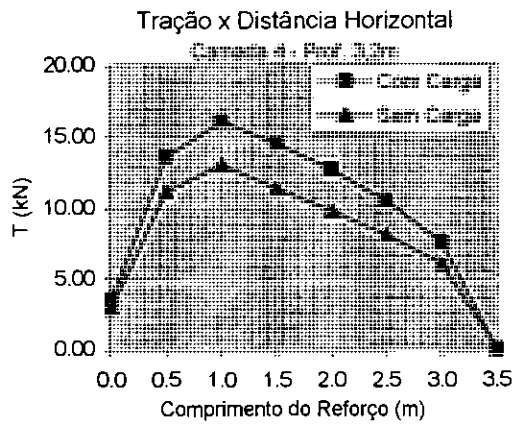
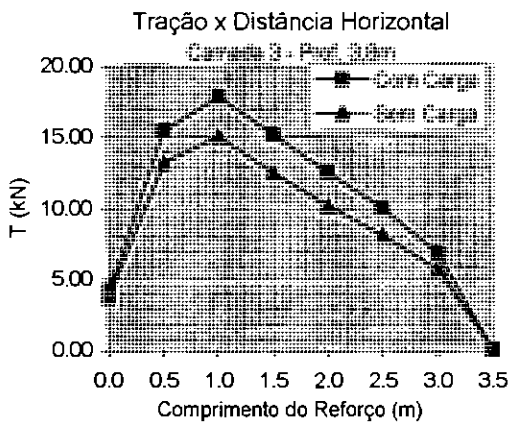
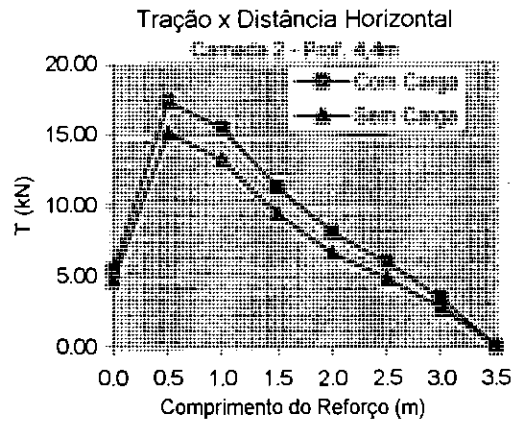
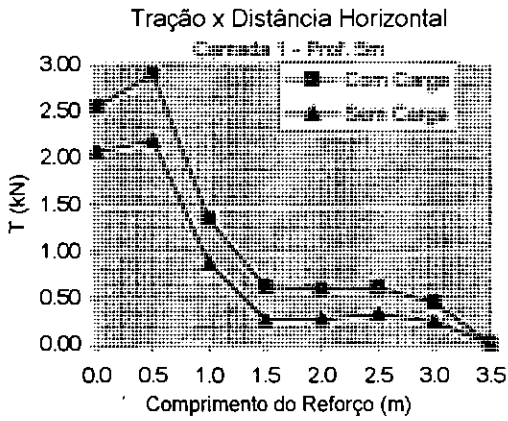


Fig. A-11(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

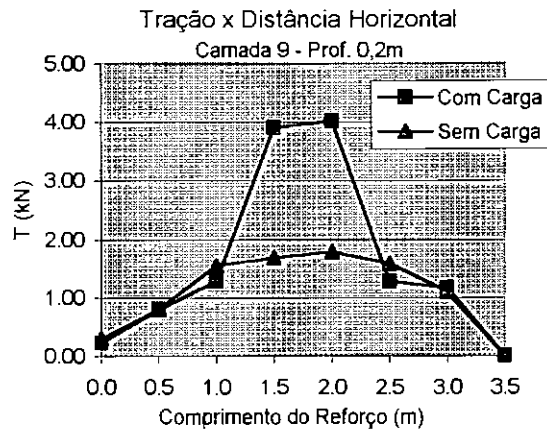
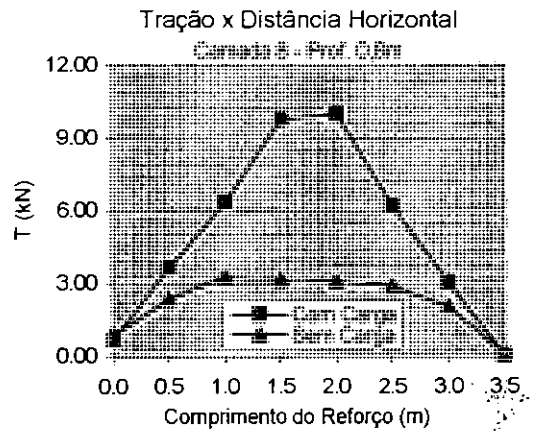
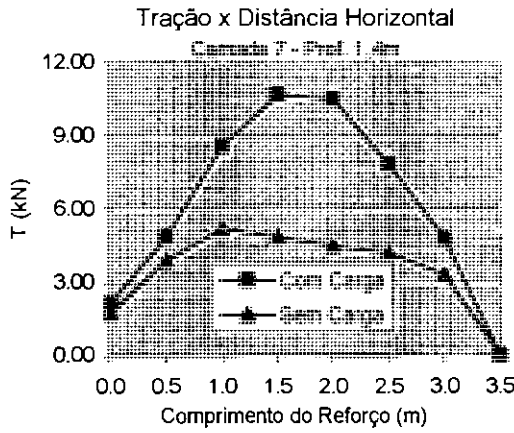
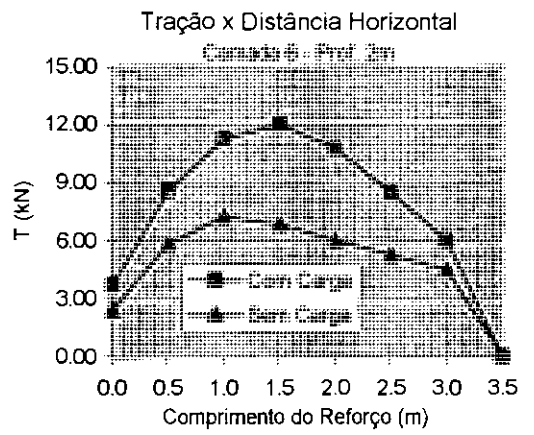
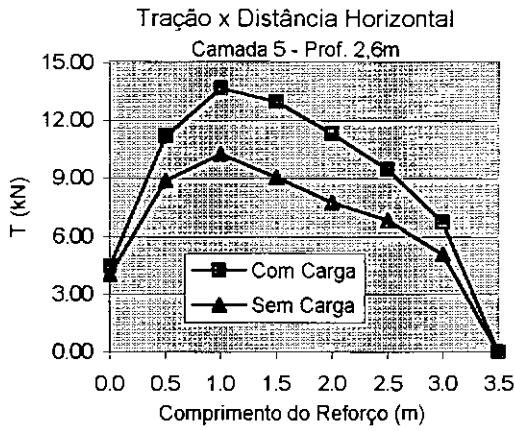


Fig. A-11(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_1=0,1$, camadas 5 a 9]

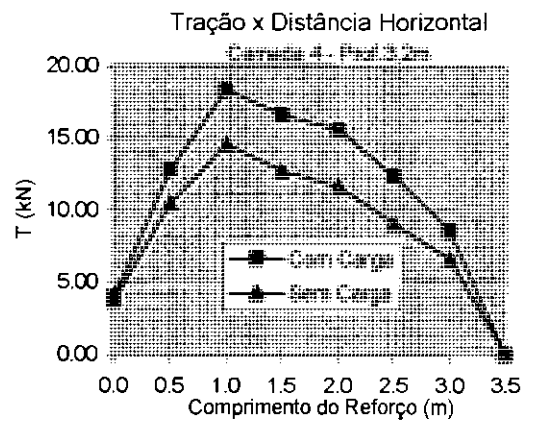
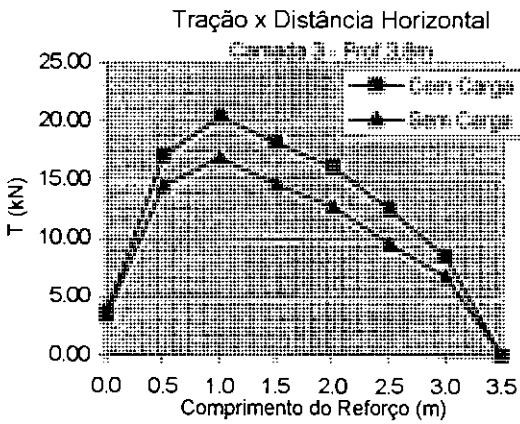
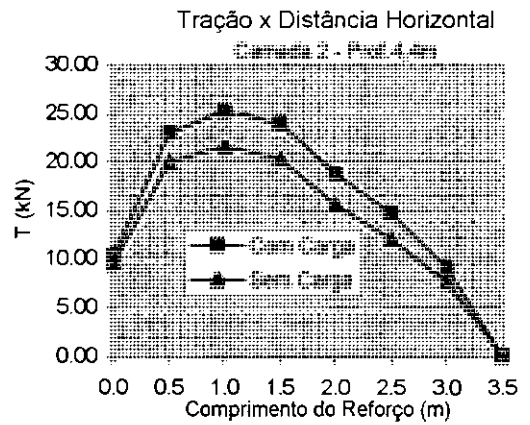
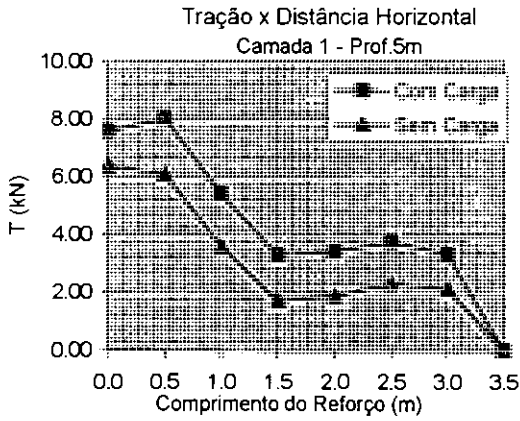


Fig. A-12(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_r=3$, camadas 1 a 4]

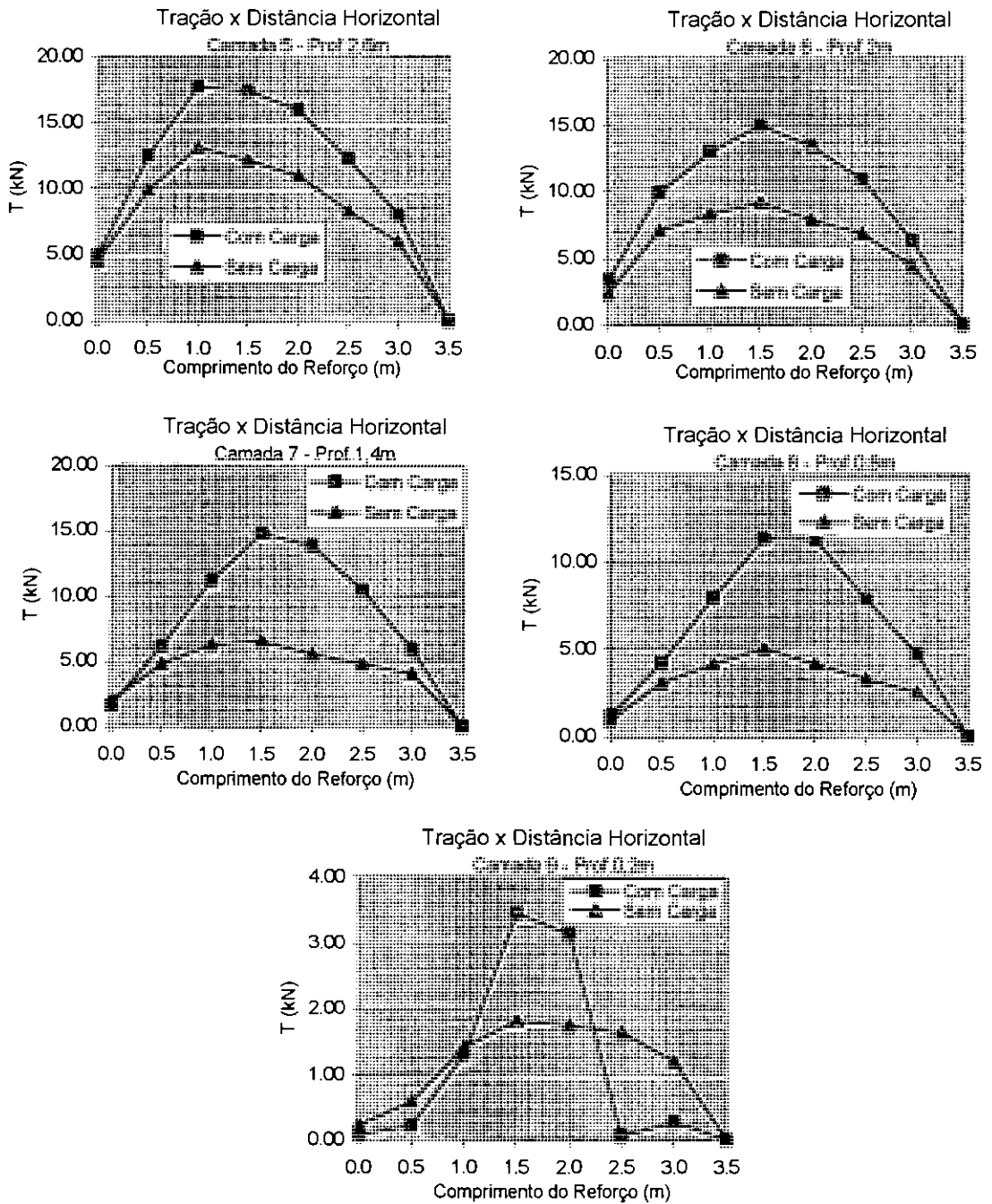


Fig. A-12(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

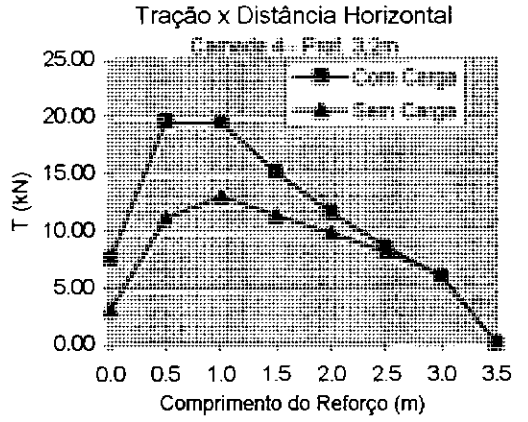
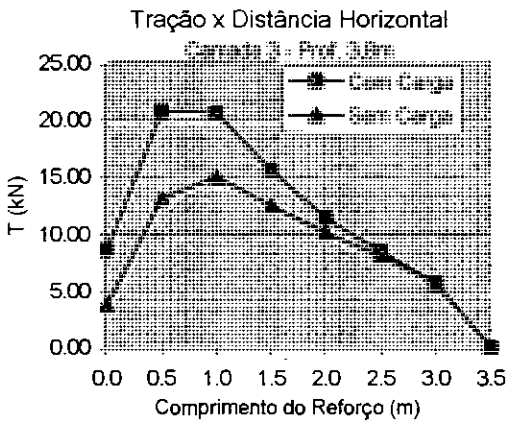
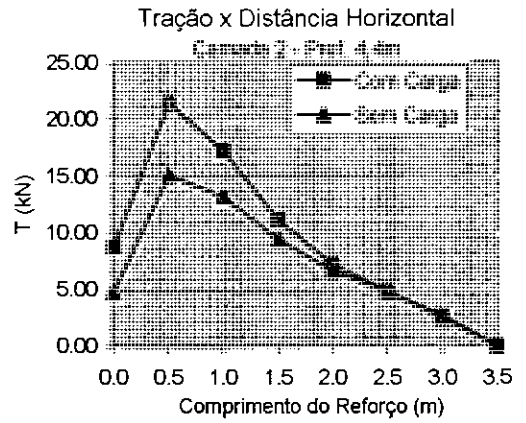
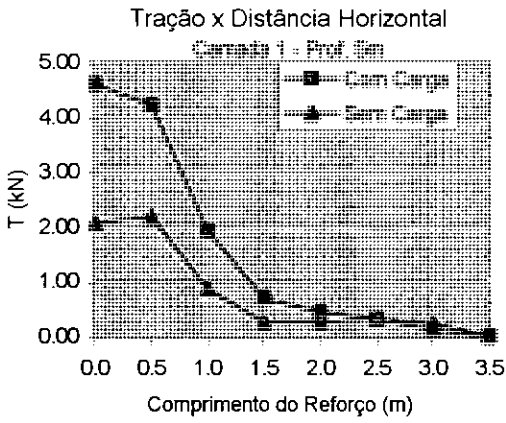


Fig. A-13(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

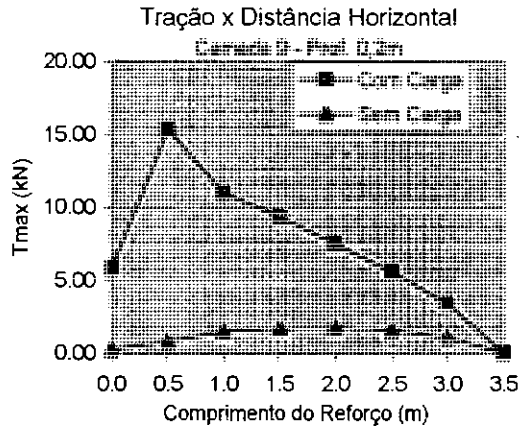
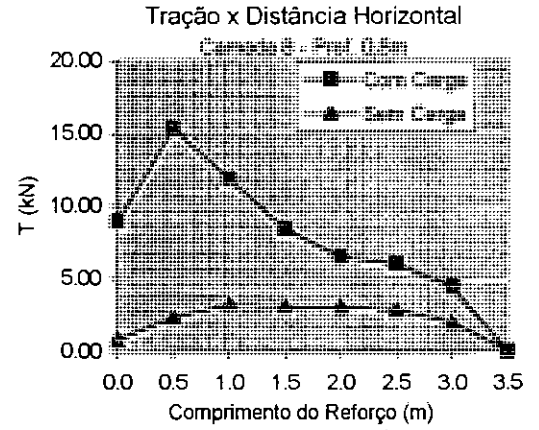
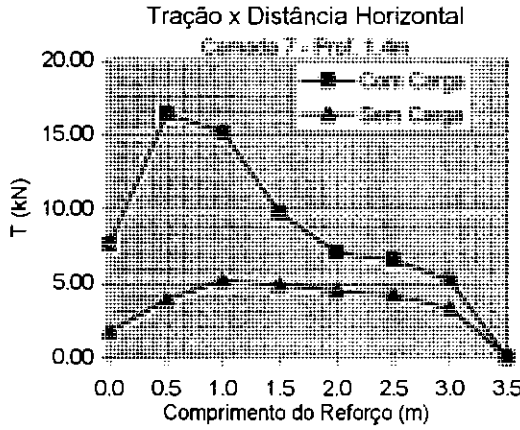
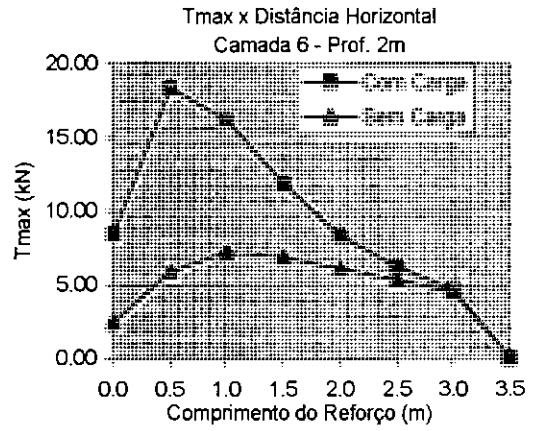
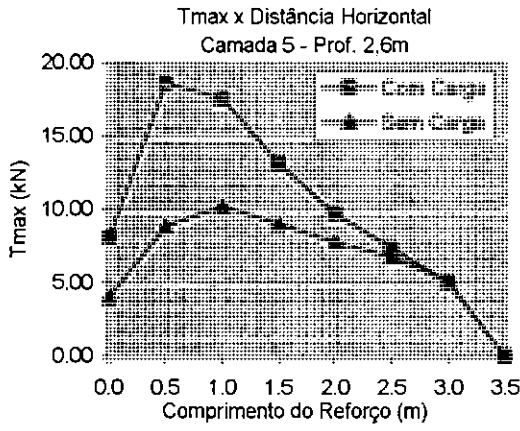


Fig. A-13(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

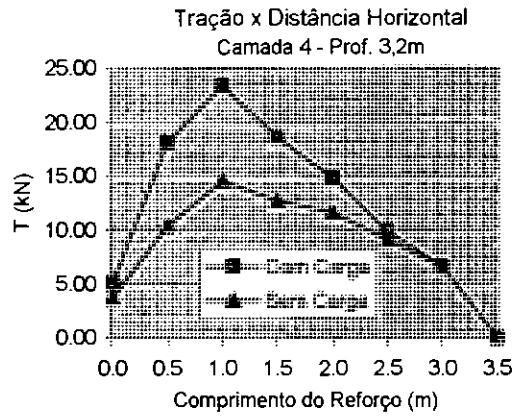
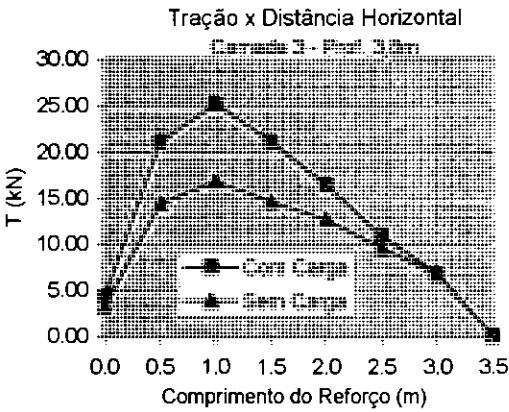
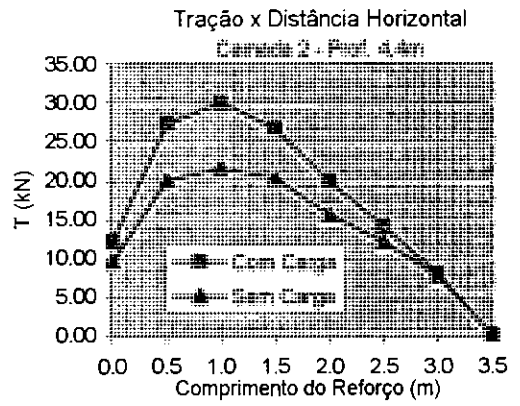
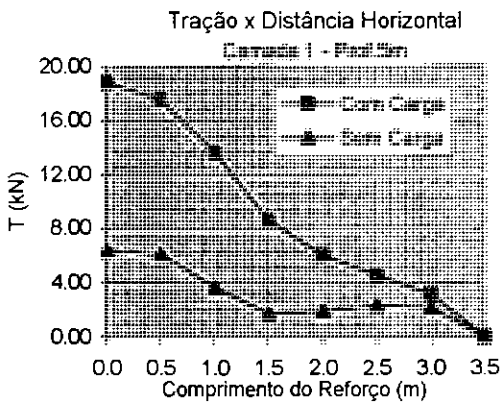


Fig. A-14(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

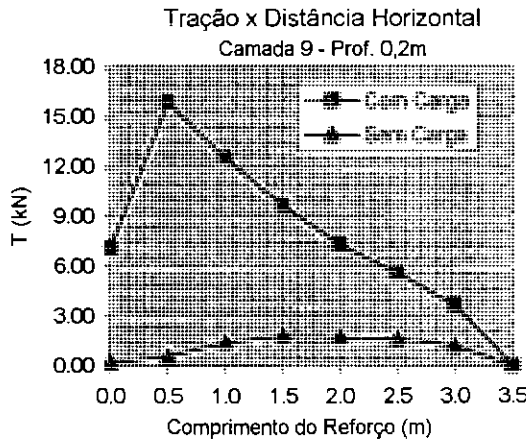
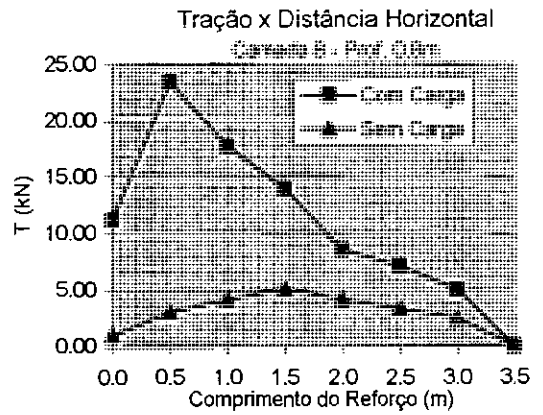
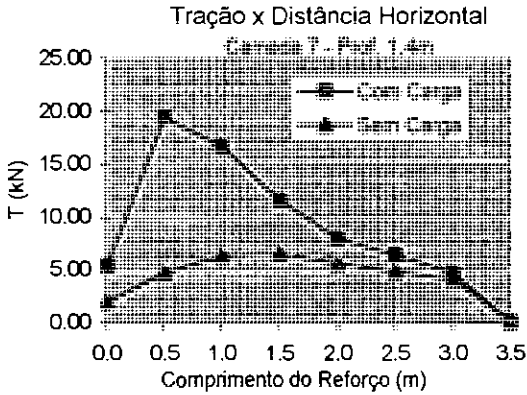
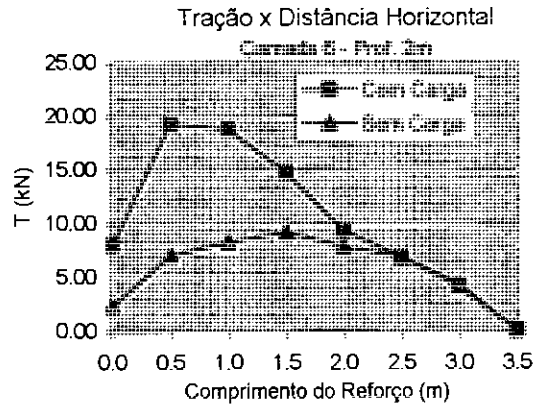
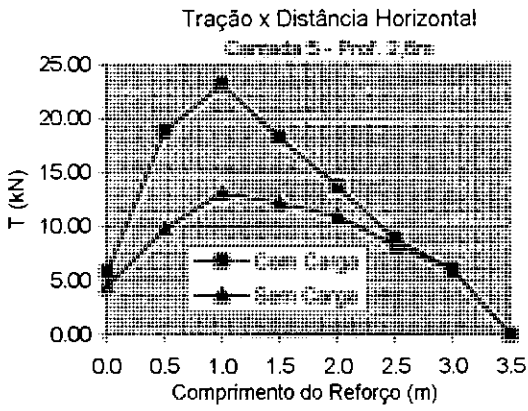


Fig. A-14(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 0,5m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

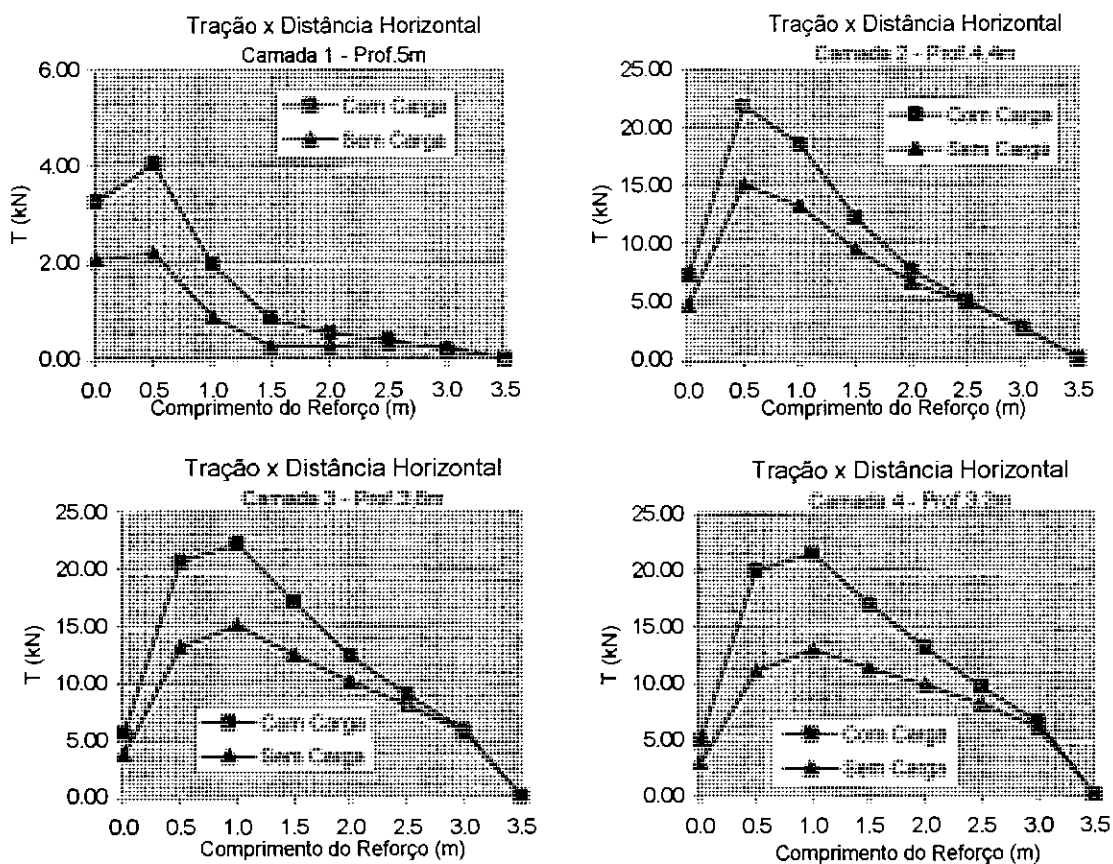


Fig. A-15(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_r=0,1$, camadas 1 a 4]

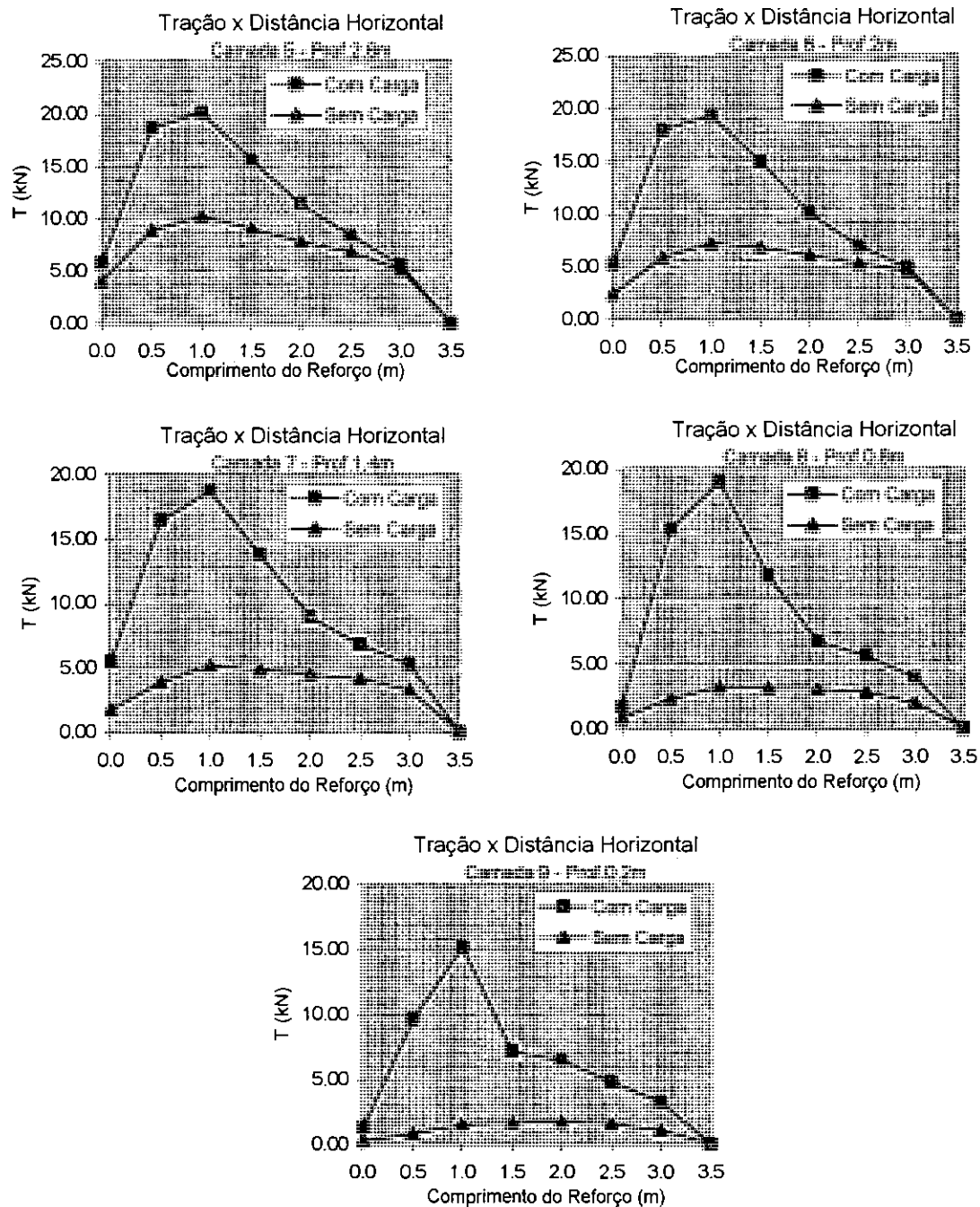


Fig. A-15(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

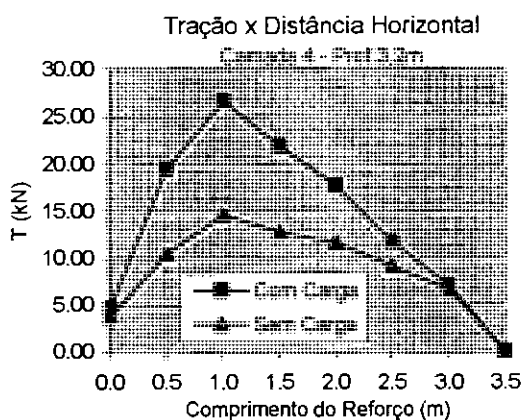
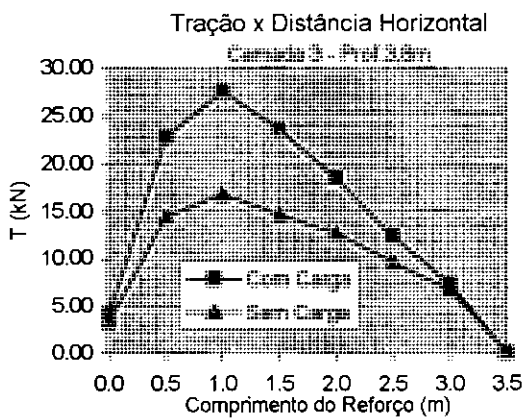
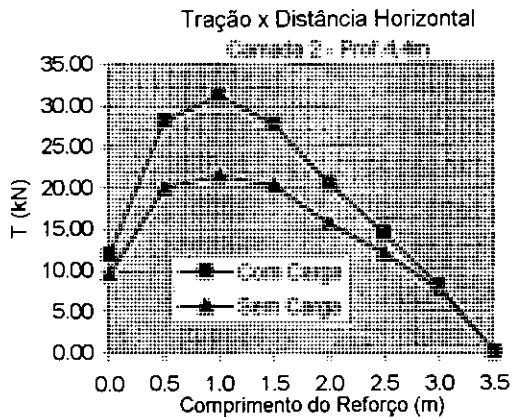
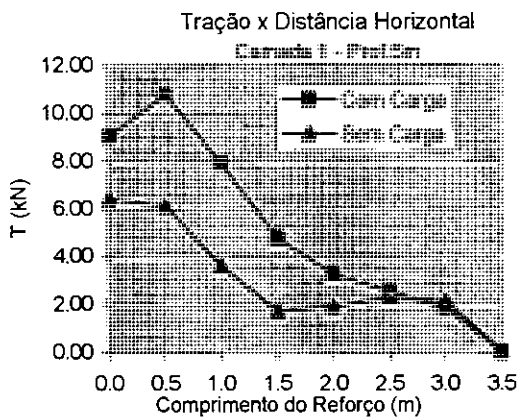


Fig. A-16(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

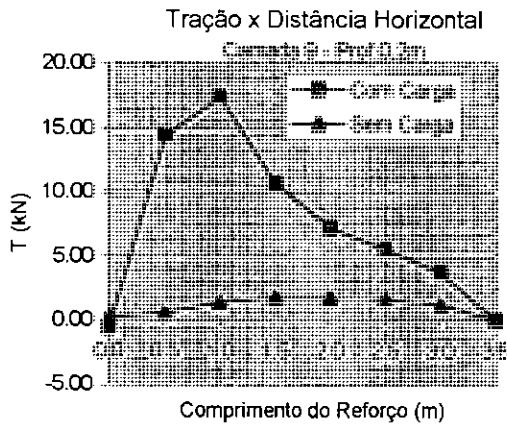
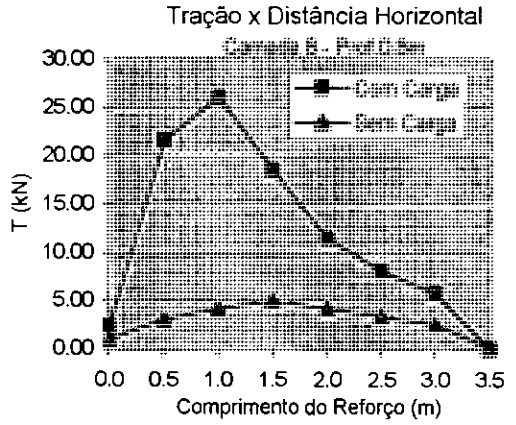
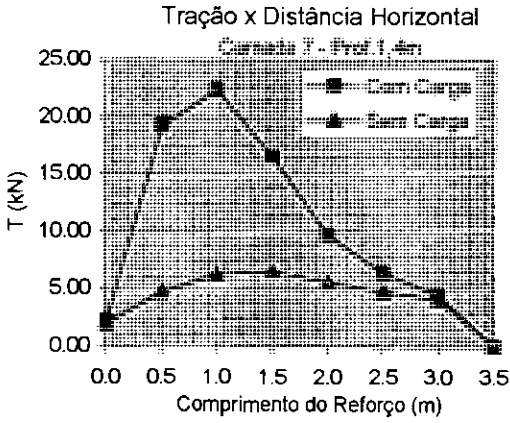
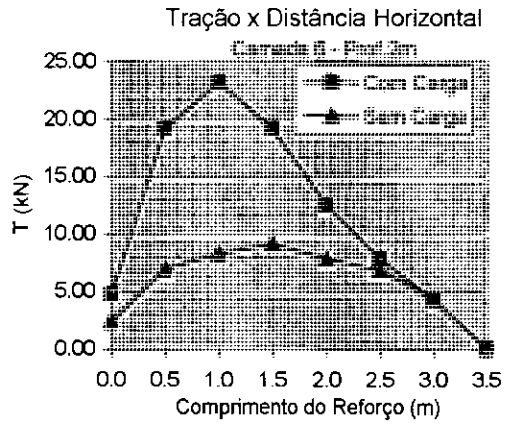
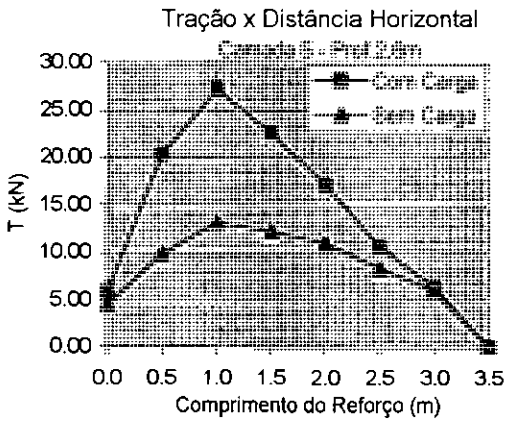


Fig. A-16(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

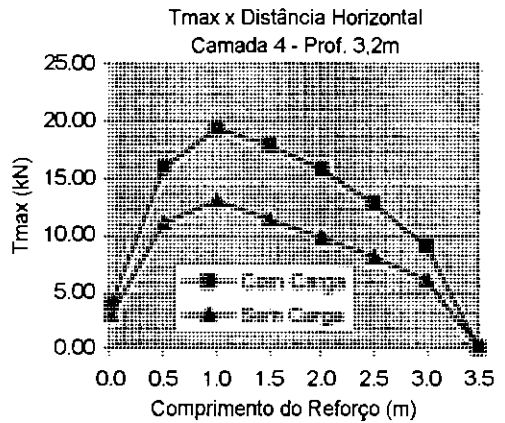
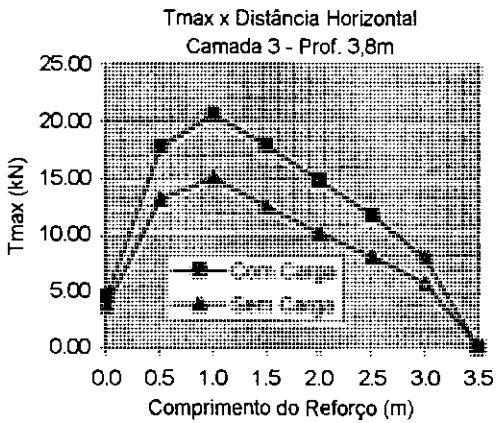
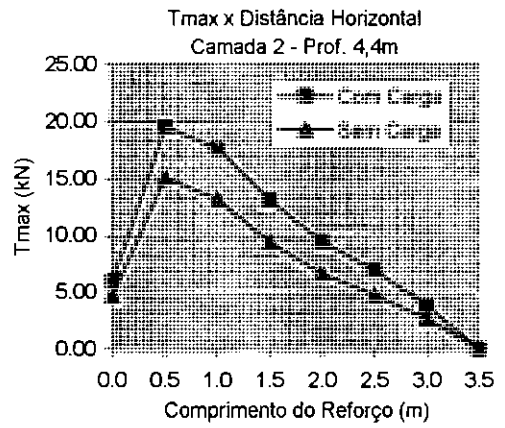
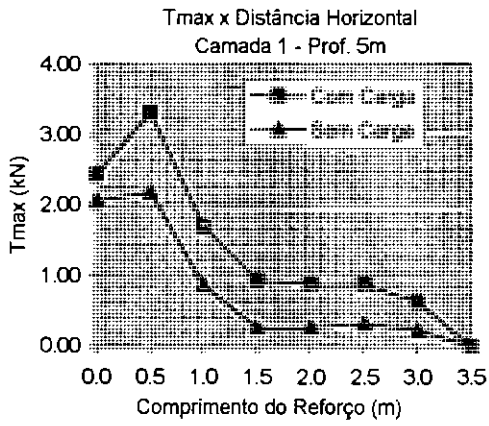


Fig. A-17(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

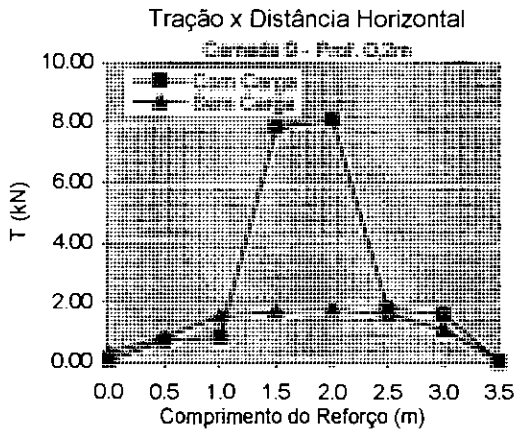
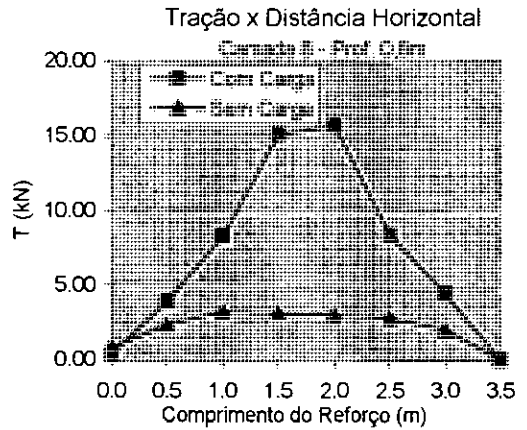
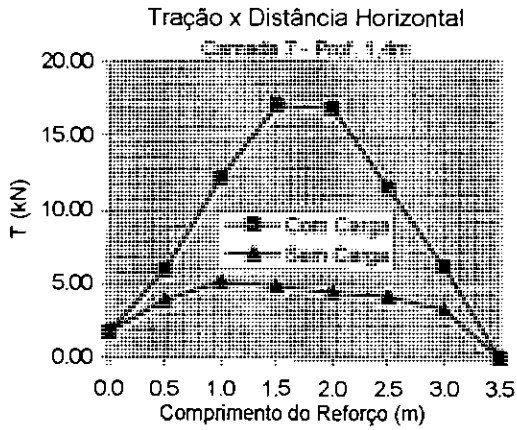
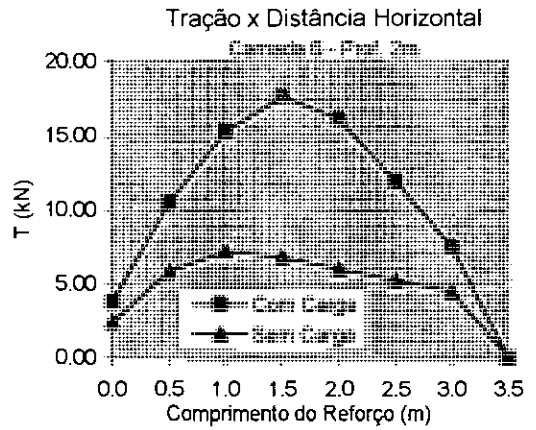
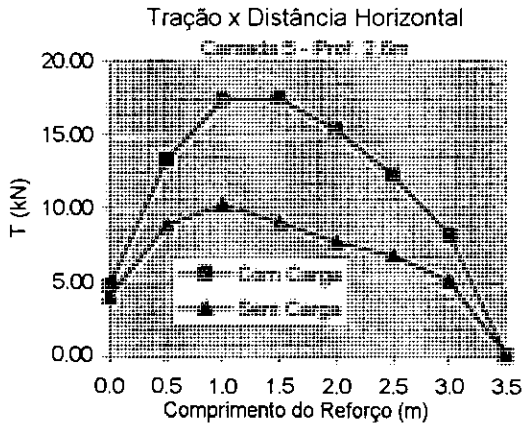


Fig. A-17(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

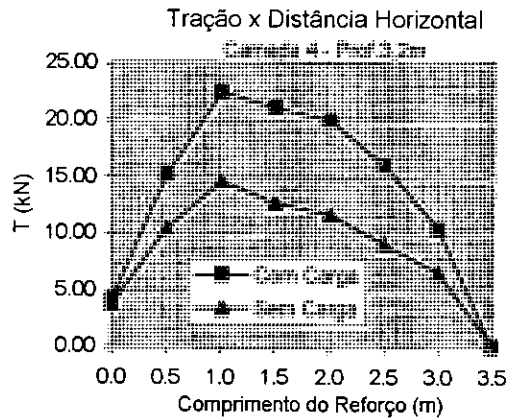
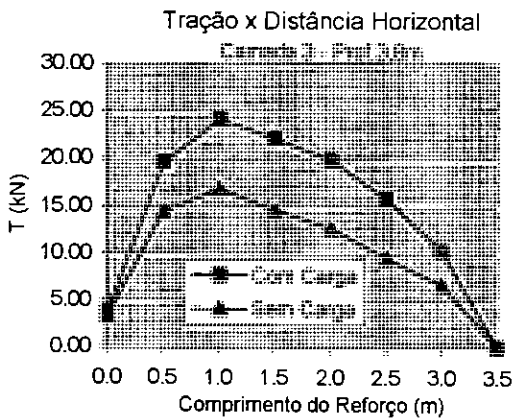
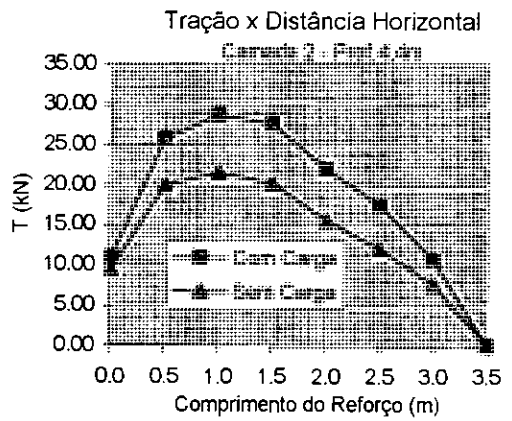
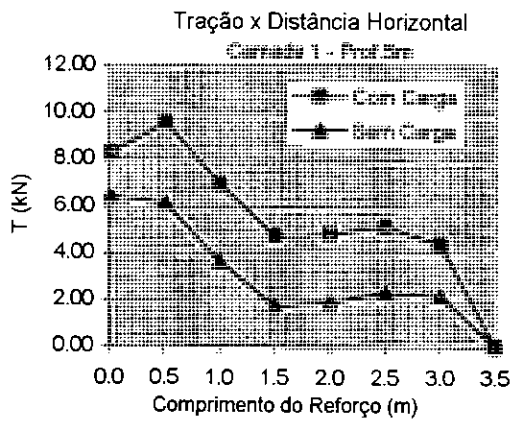


Fig. A-18(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

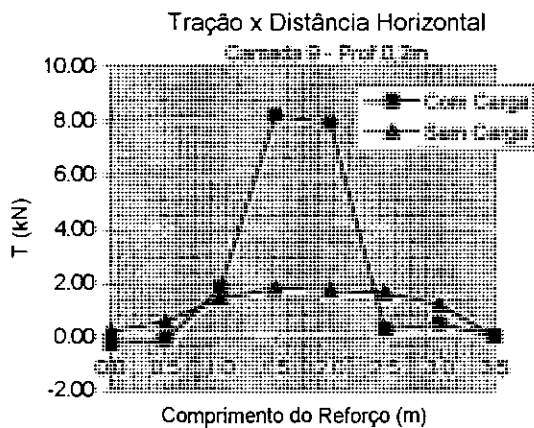
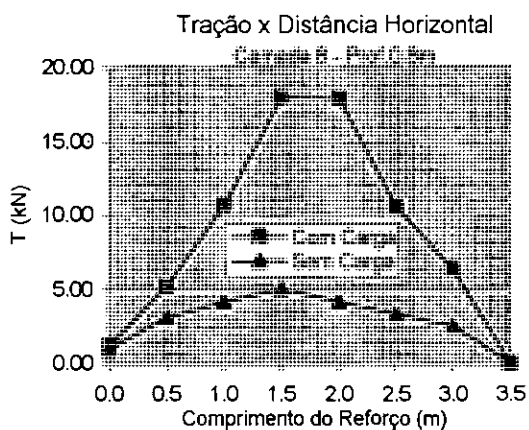
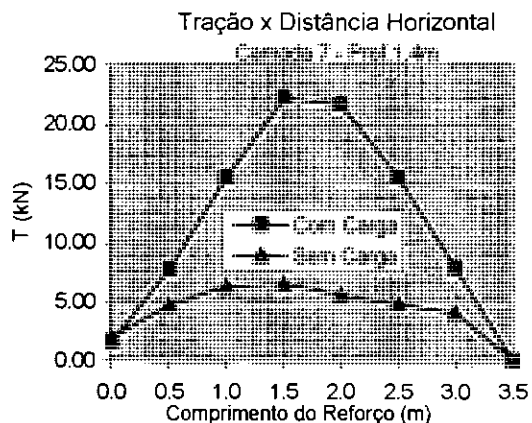
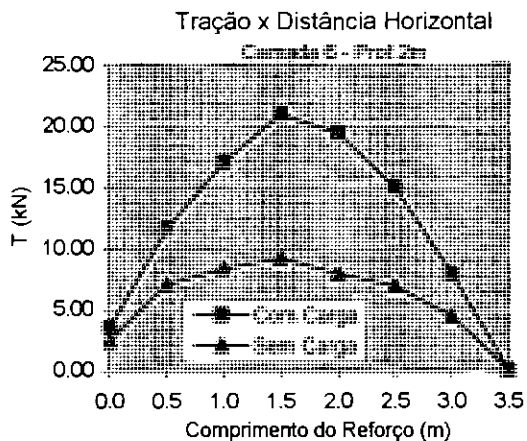
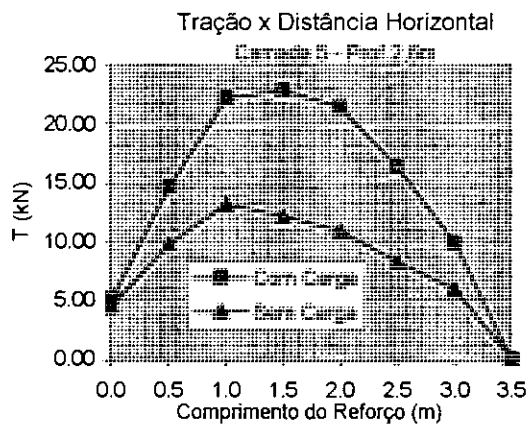


Fig. A-18(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

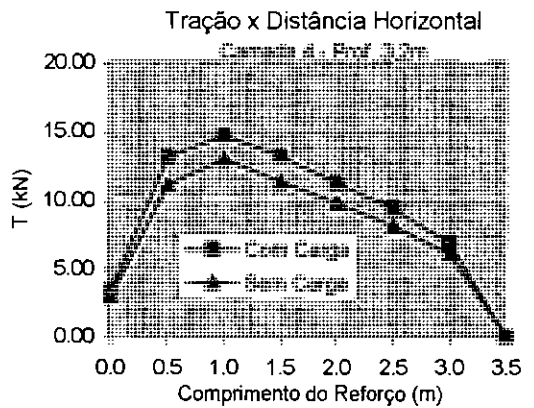
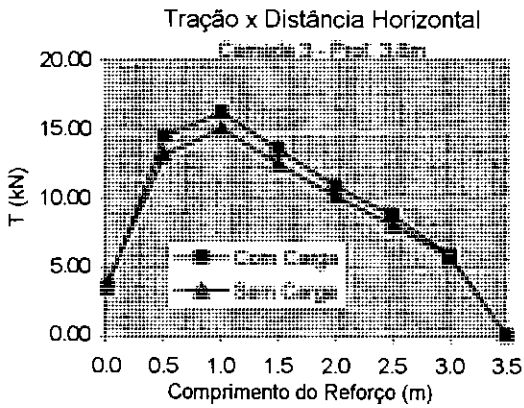
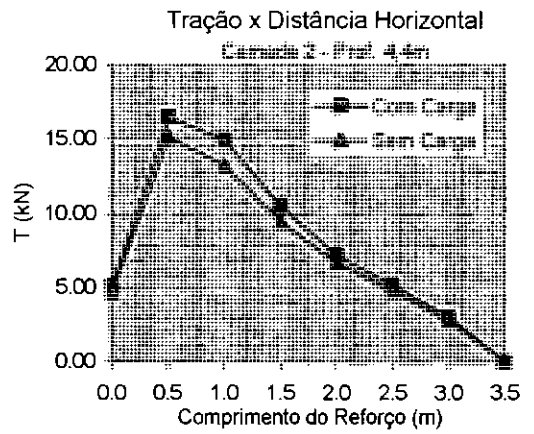
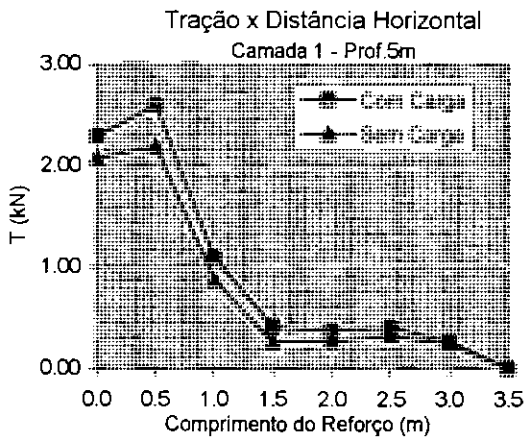


Fig. A-19(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

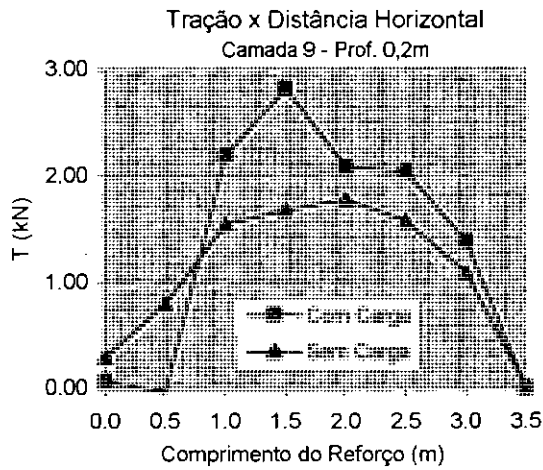
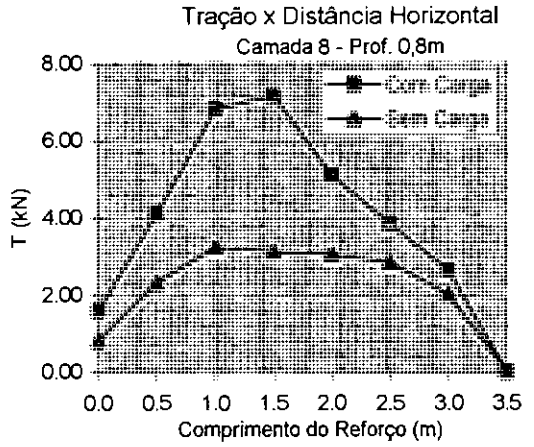
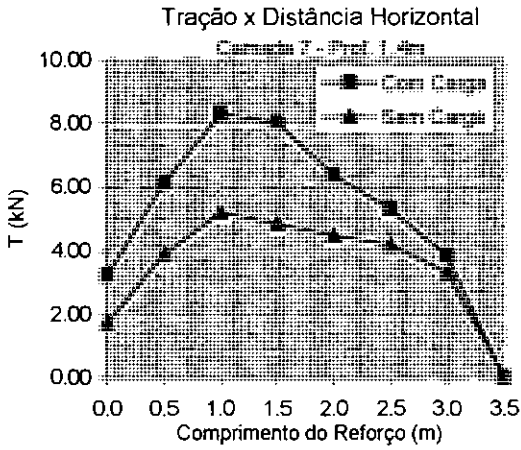
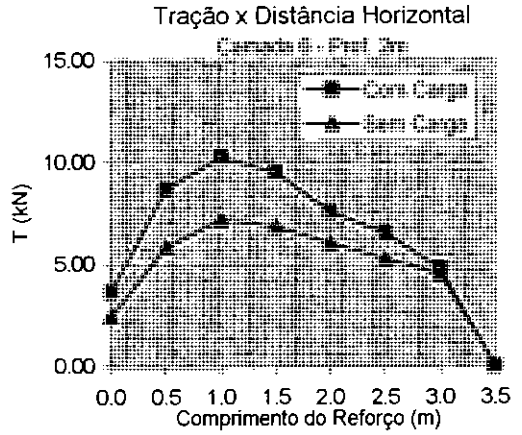
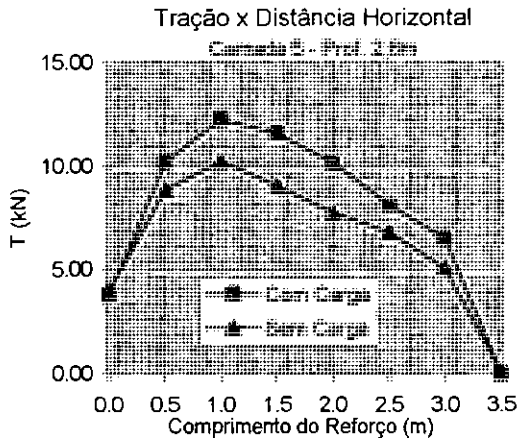


Fig. A-19(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

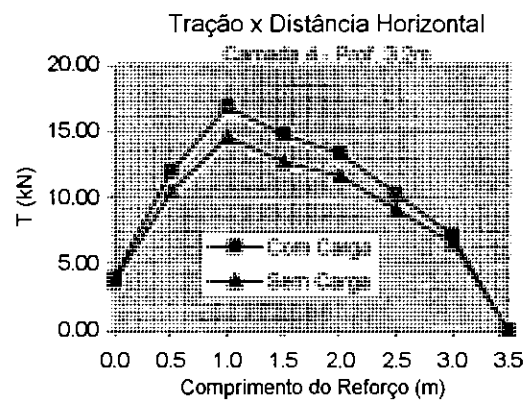
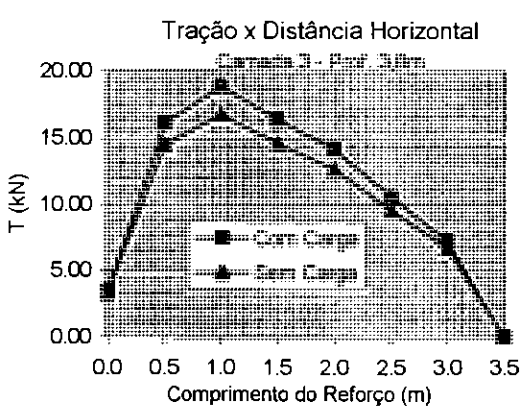
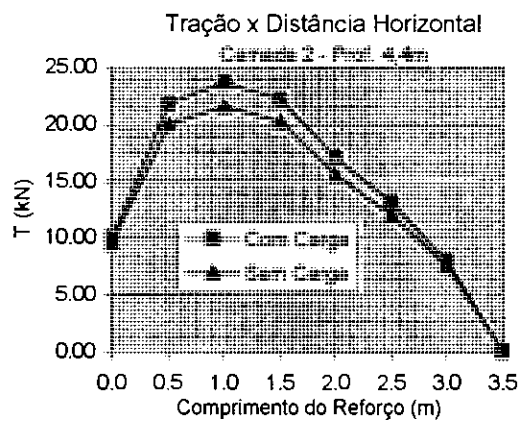
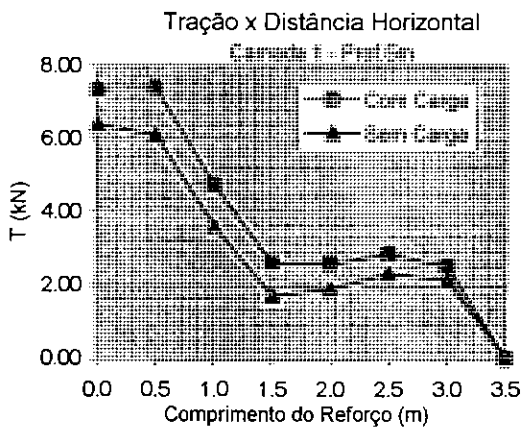


Fig. A-20(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

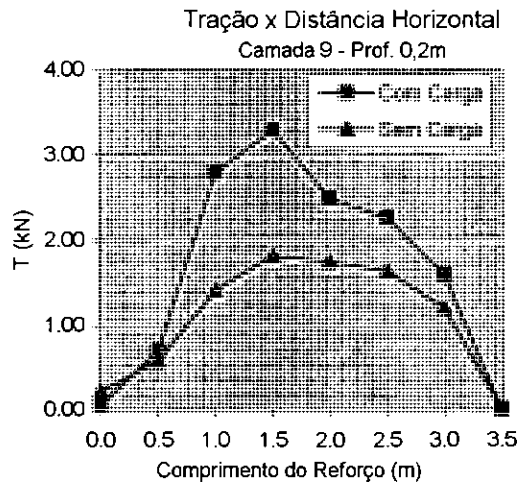
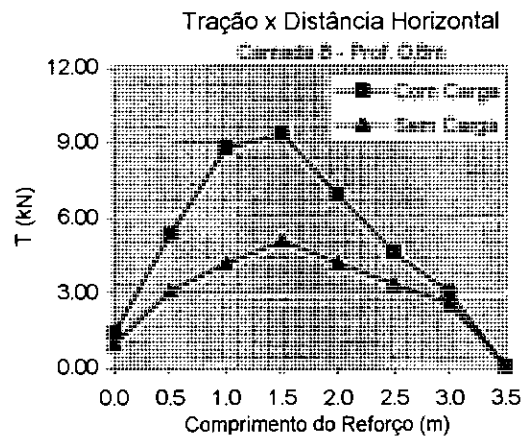
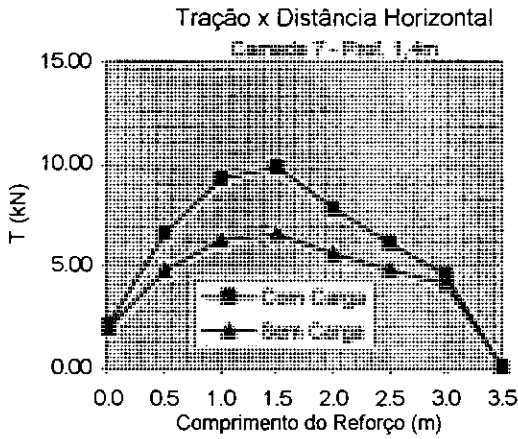
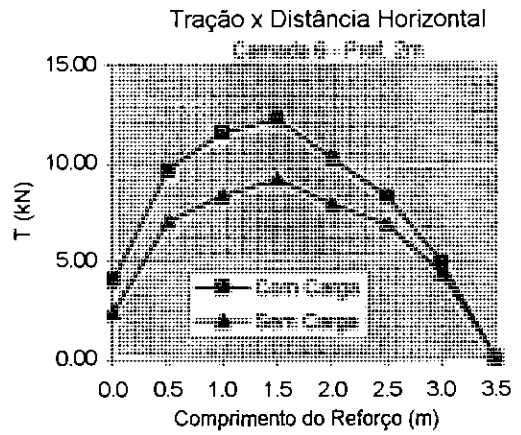
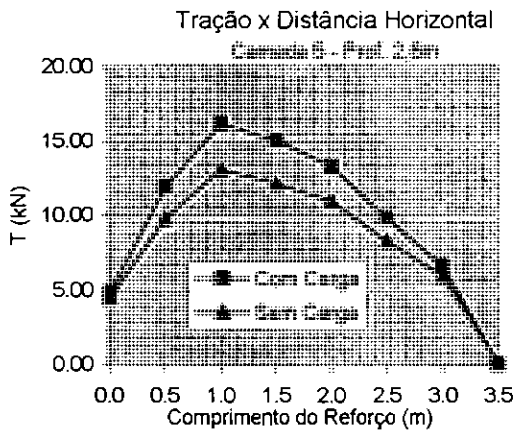


Fig. A-20(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_1=3$, camadas 5 a 9]

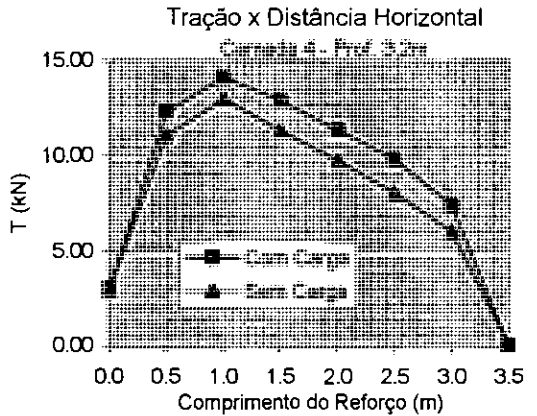
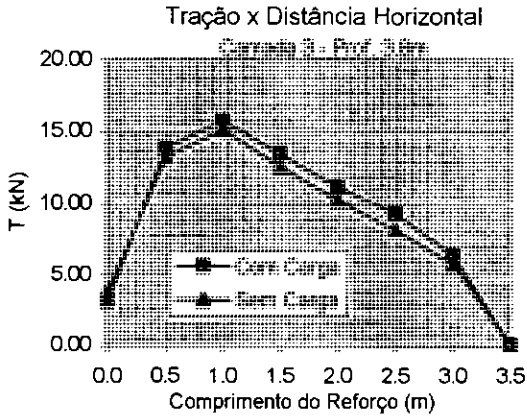
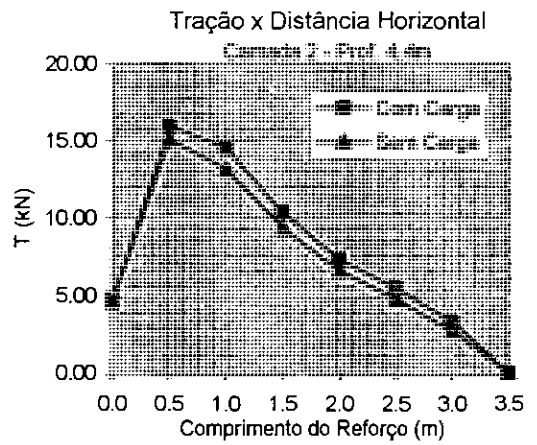
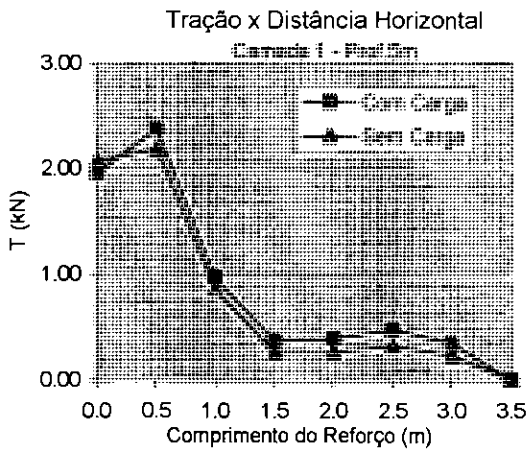


Fig. A-21(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

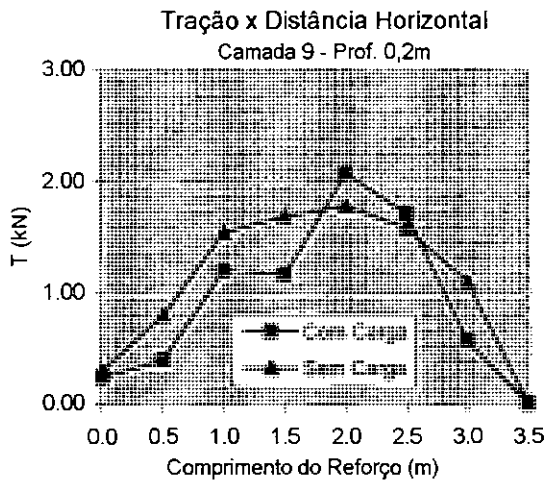
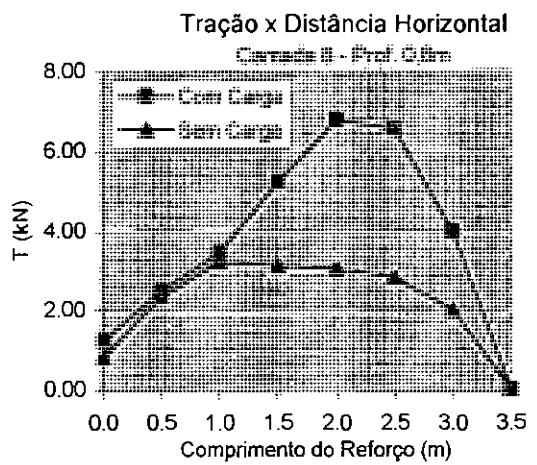
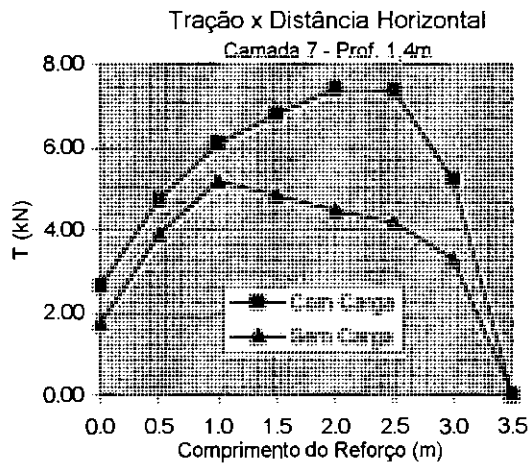
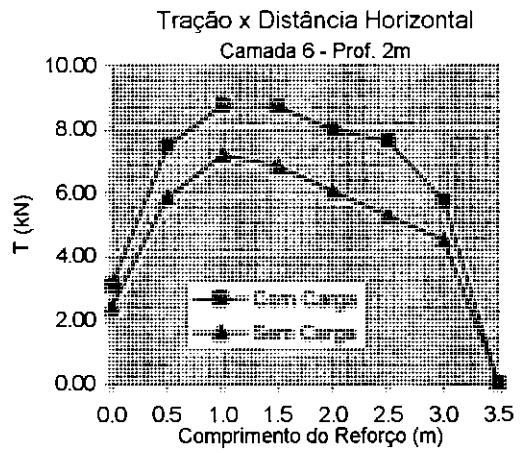
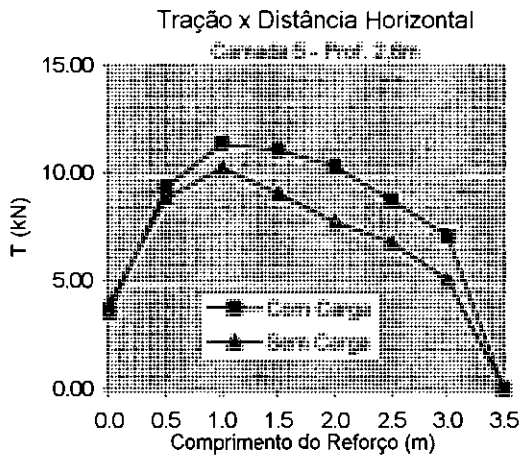


Fig. A-21(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

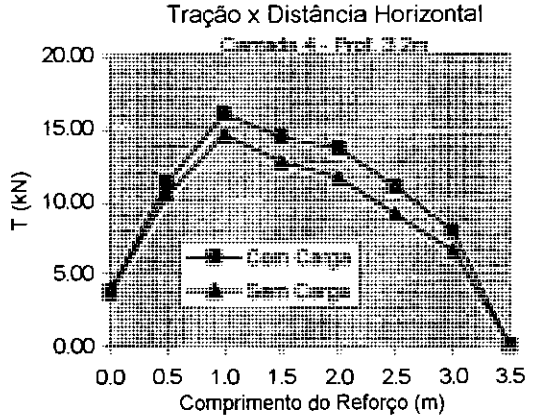
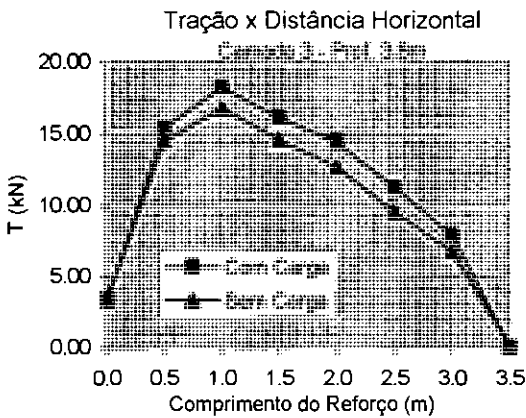
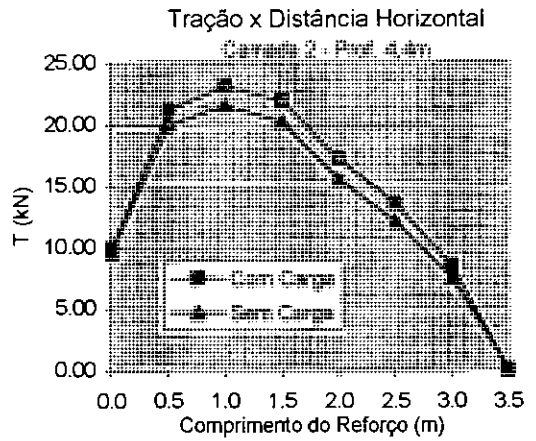
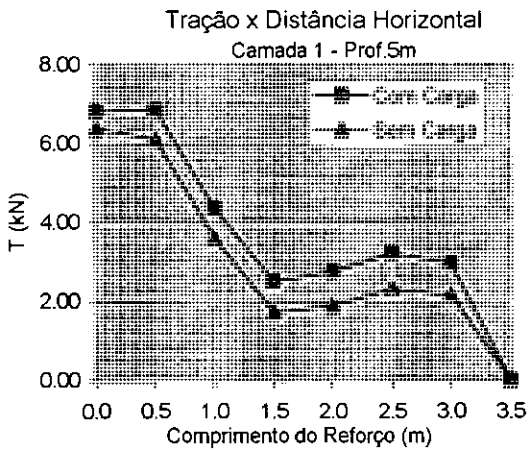


Fig. A-22(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

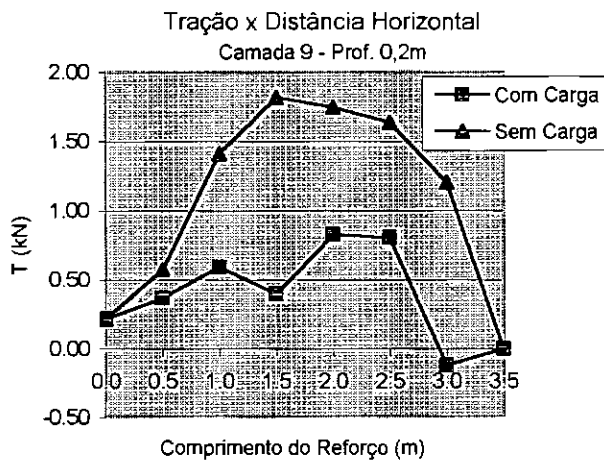
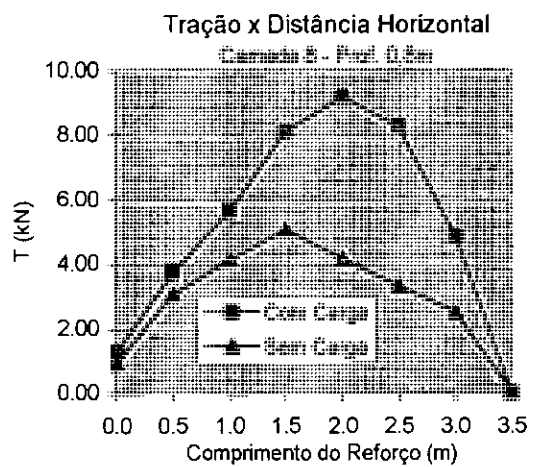
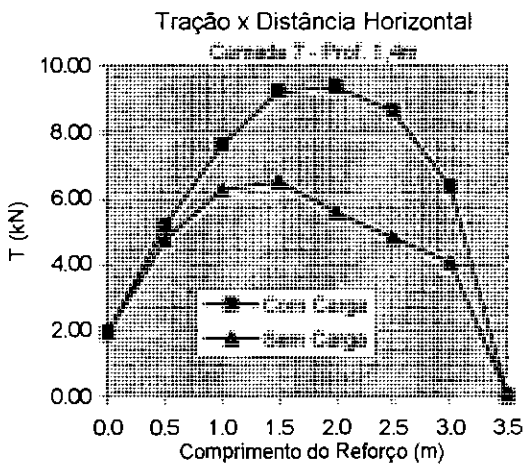
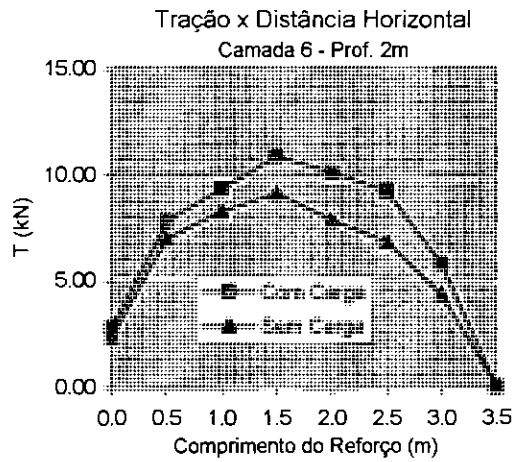
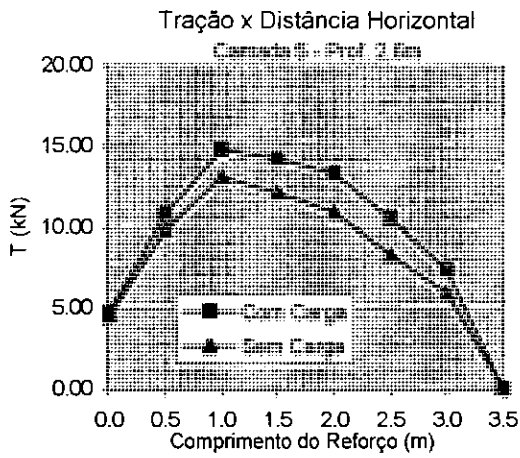


Fig. A-22(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

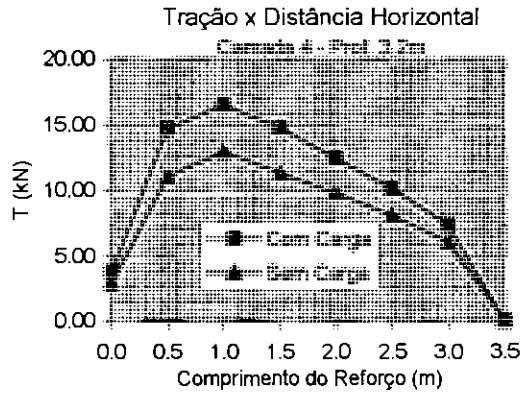
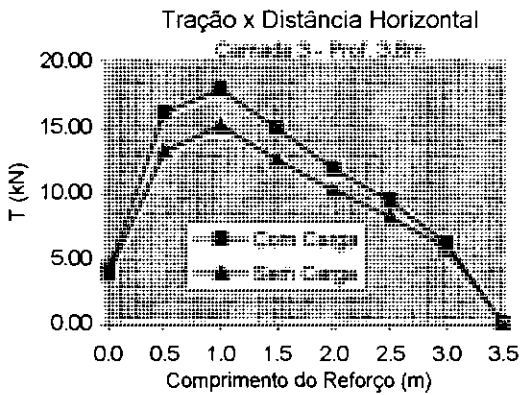
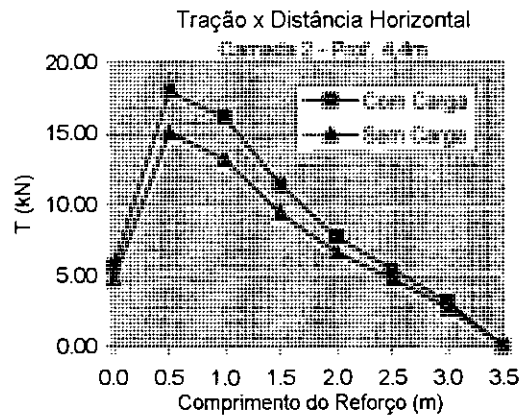
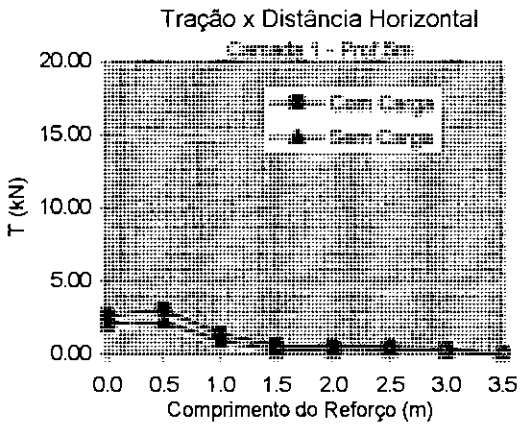


Fig. A-23(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_f=0,1$, camadas 1 a 4]

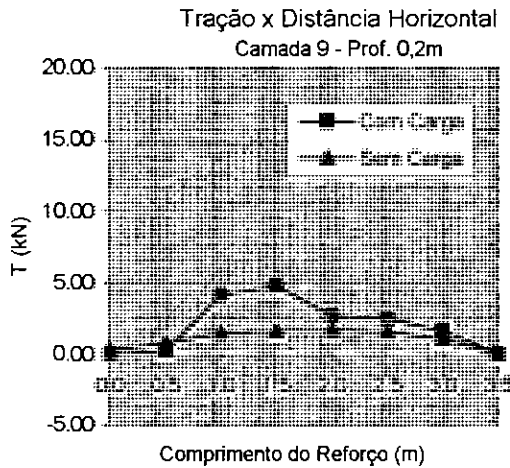
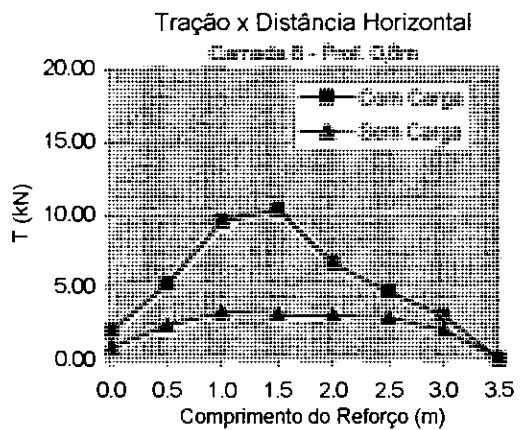
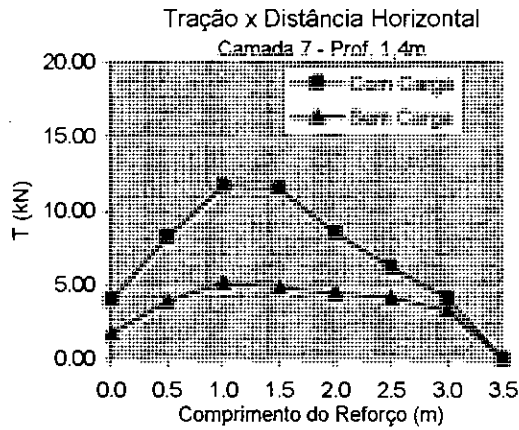
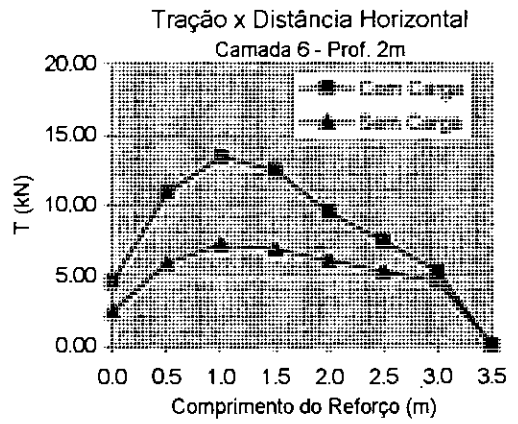
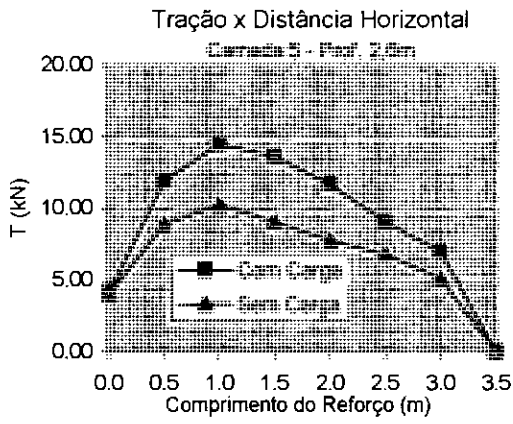


Fig. A-23(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

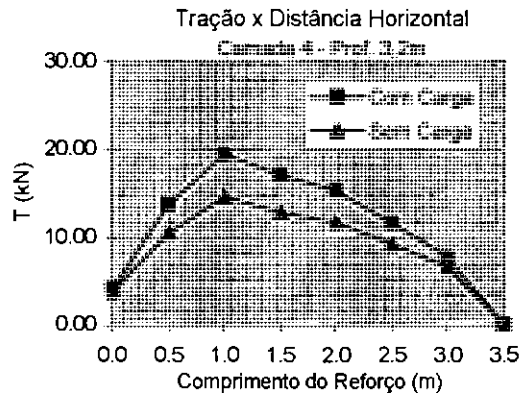
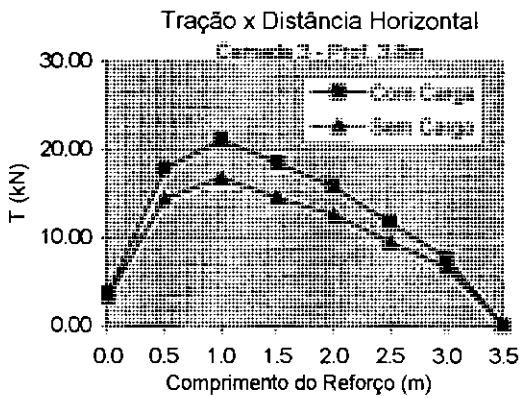
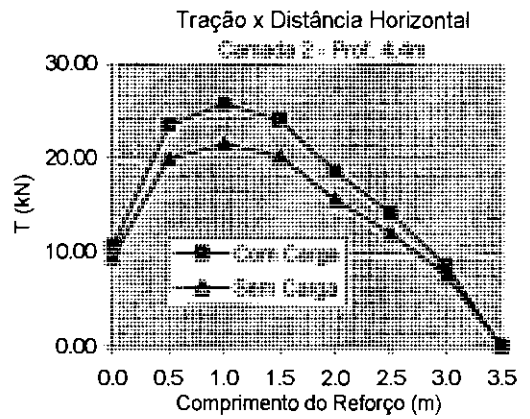
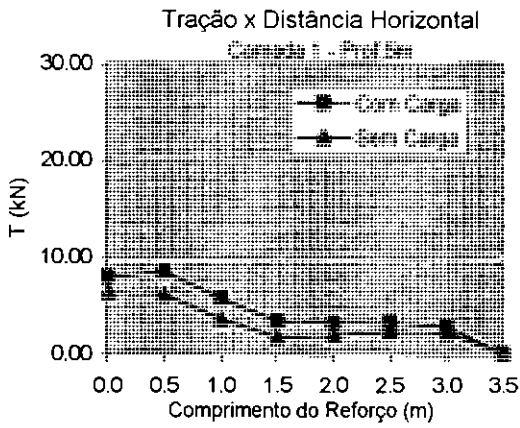


Fig. A-24(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

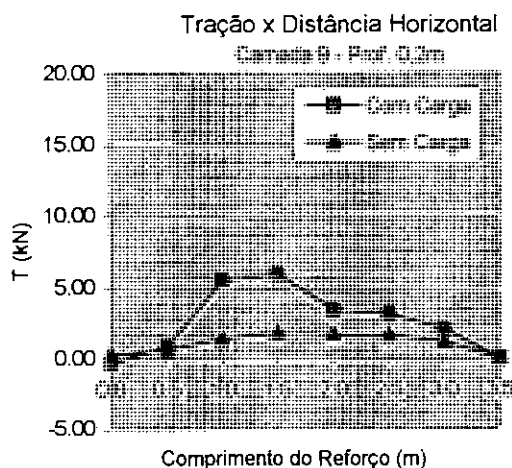
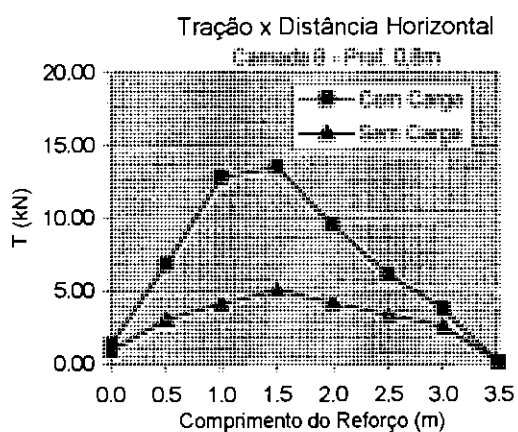
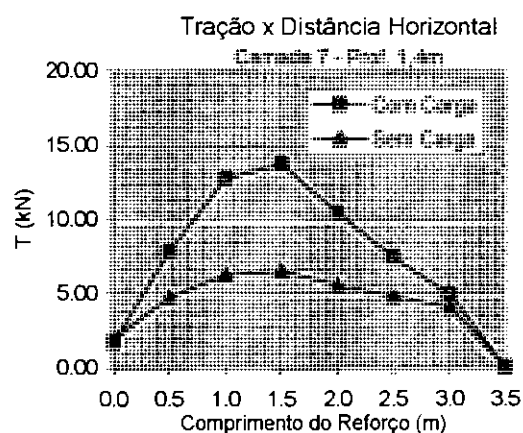
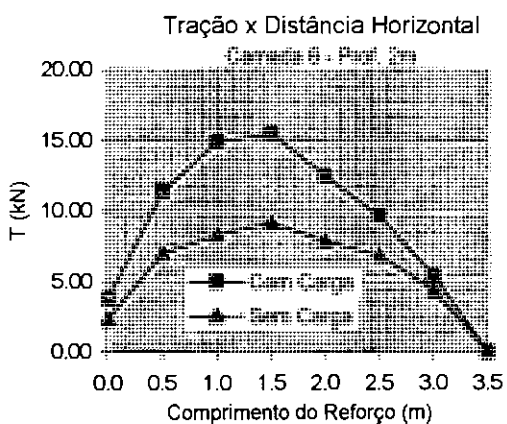
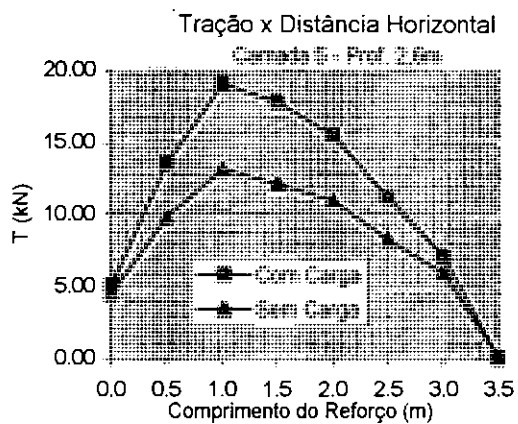


Fig. A-24(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_f=3$, camadas 5 a 9]

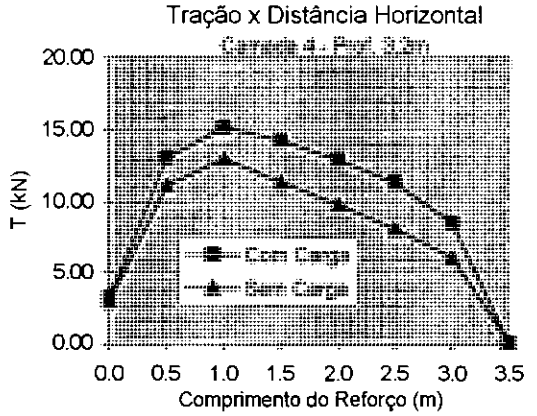
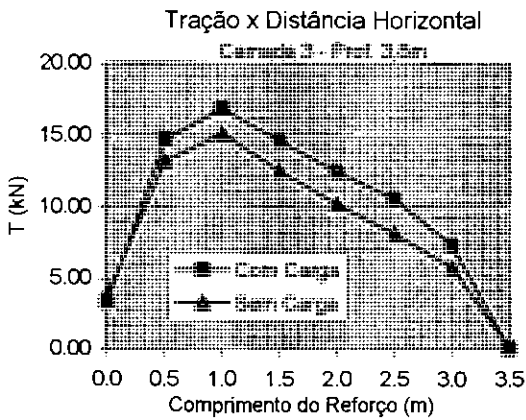
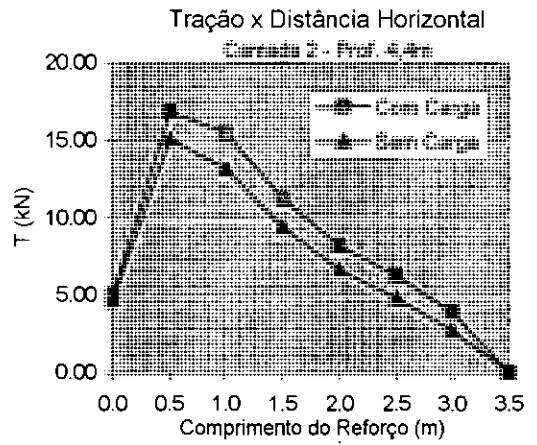
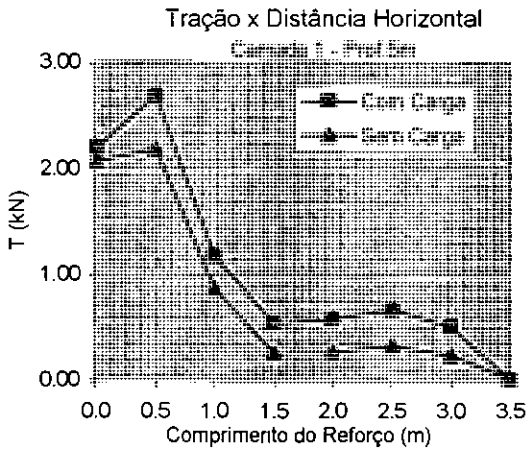


Fig. A-25(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_f=0,1$, camadas 1 a 4]

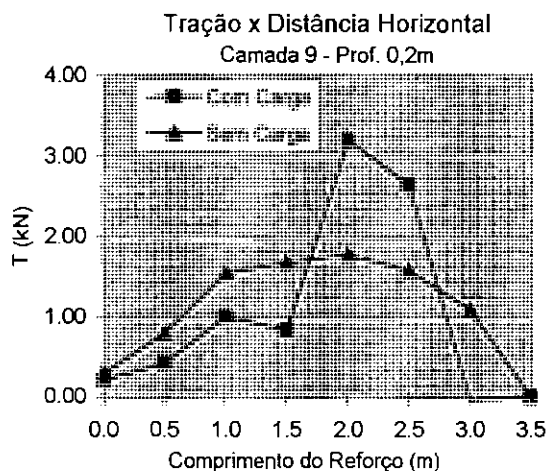
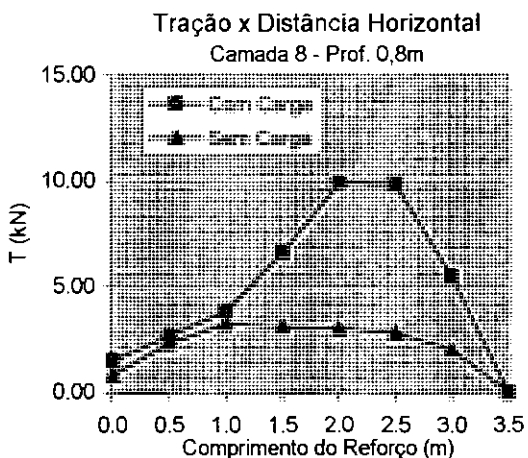
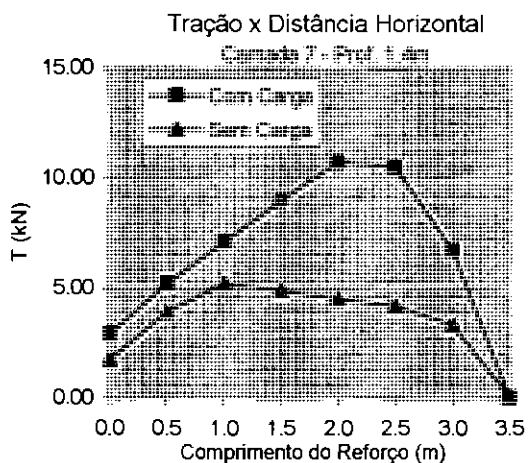
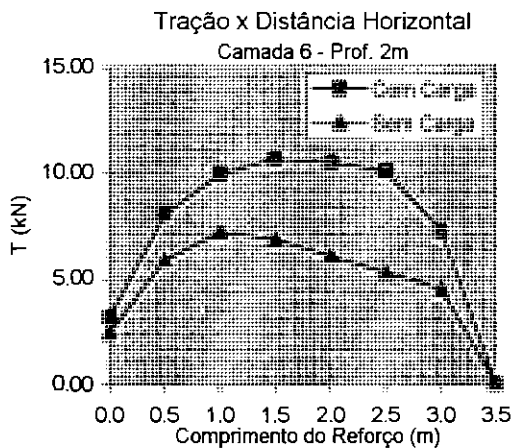
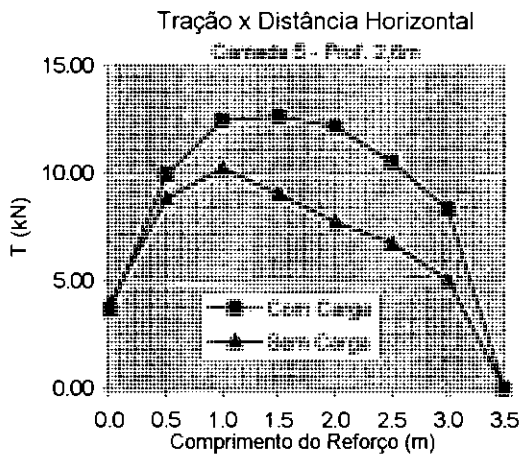


Fig. A-25(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

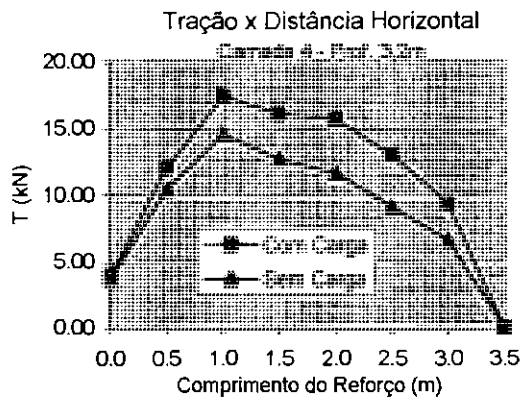
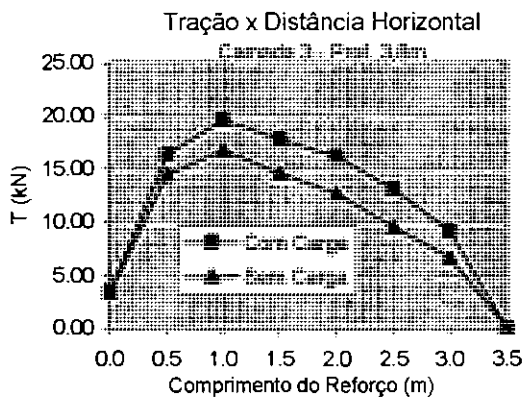
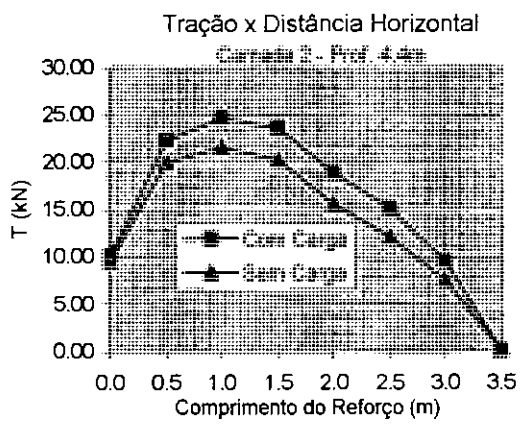
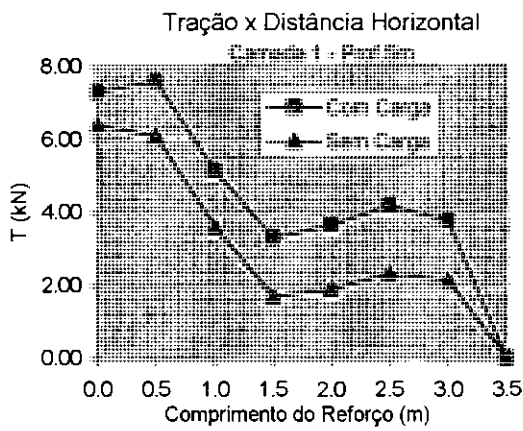


Fig. A-26(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

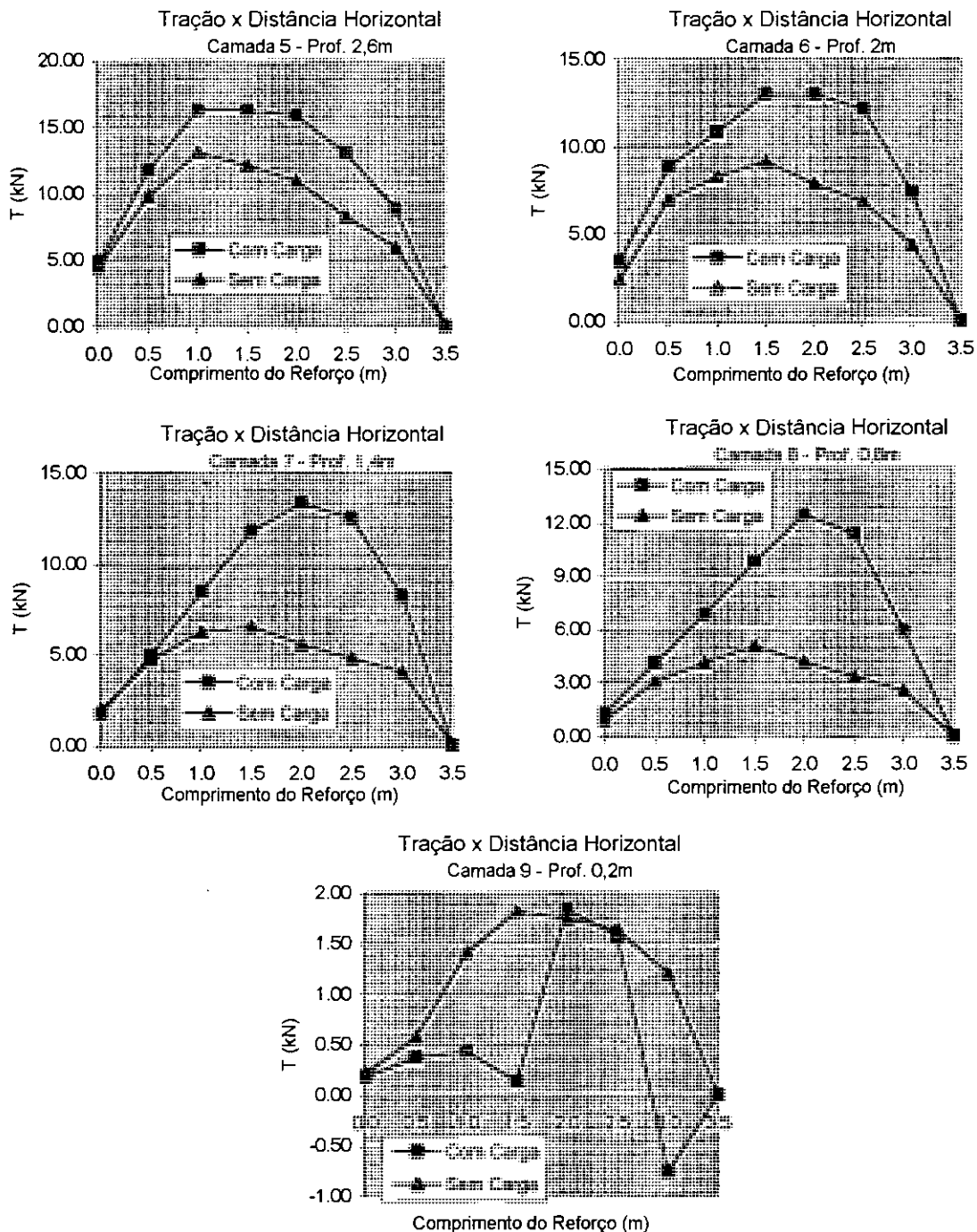


Fig. A-26(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_r=3$, camadas 5 a 9]

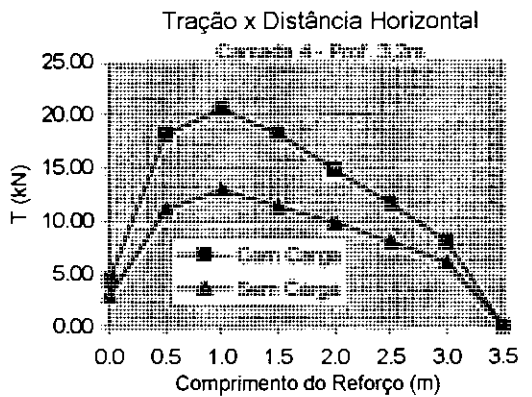
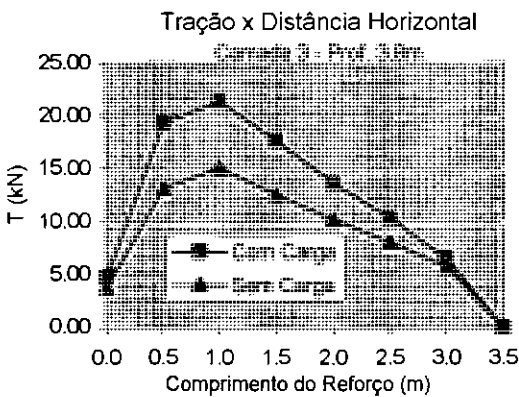
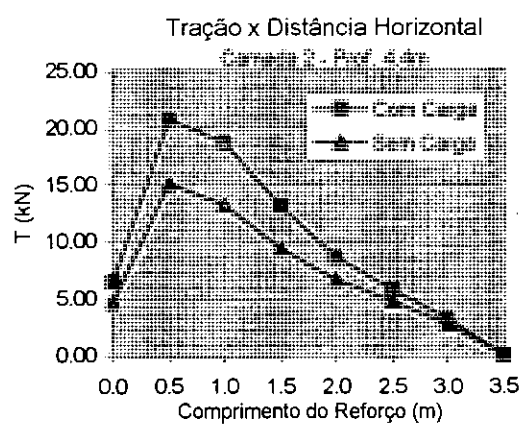
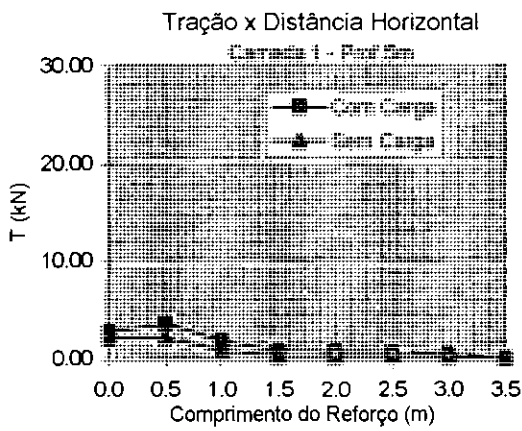


Fig. A-27(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

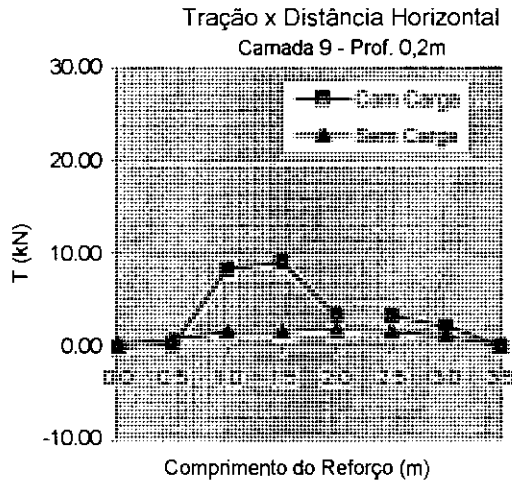
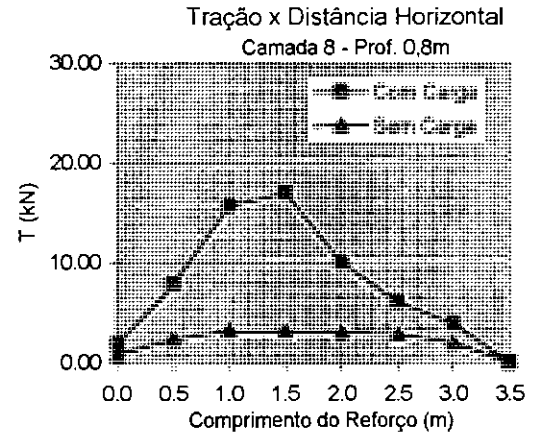
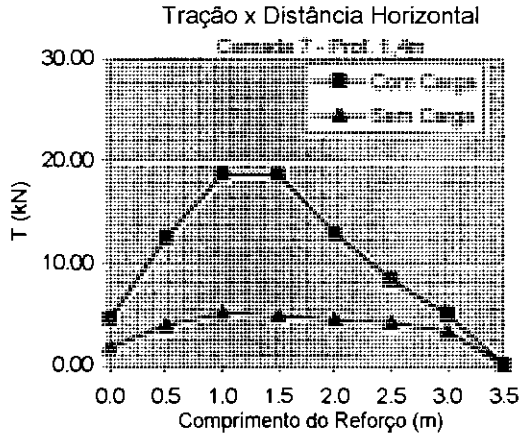
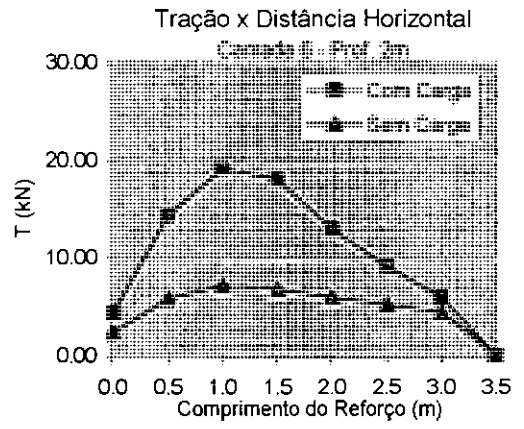
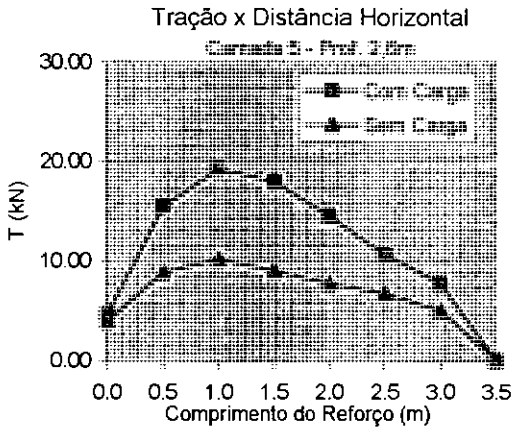


Fig. A-27(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

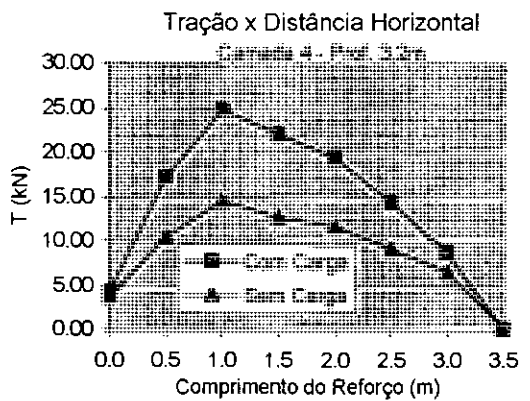
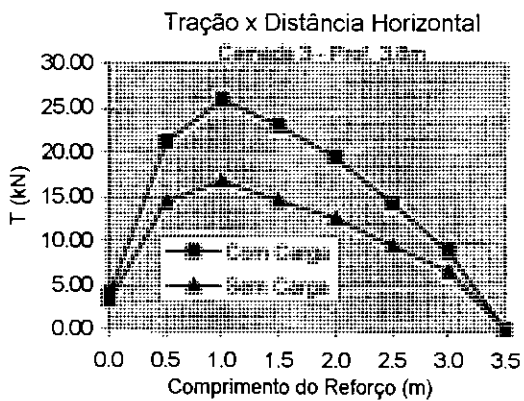
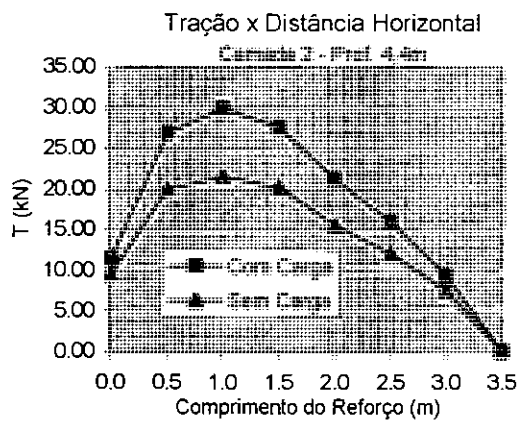
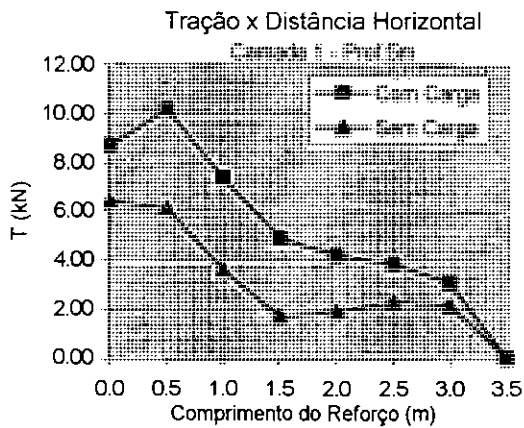


Fig. A-28(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

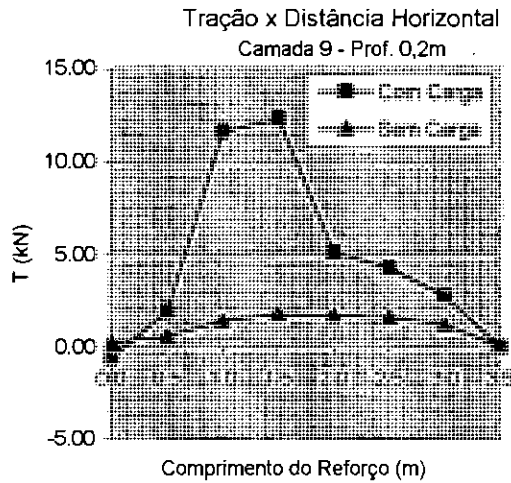
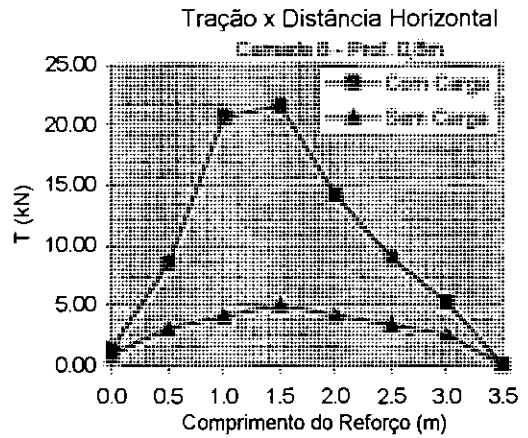
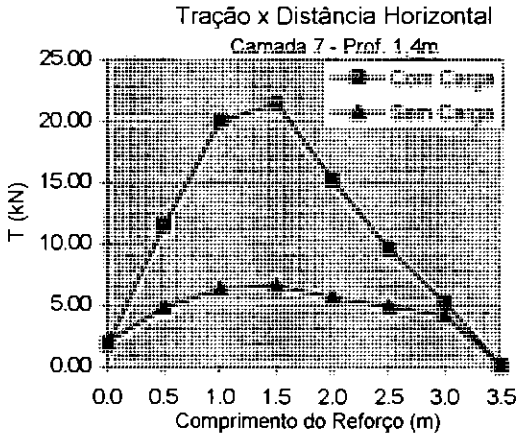
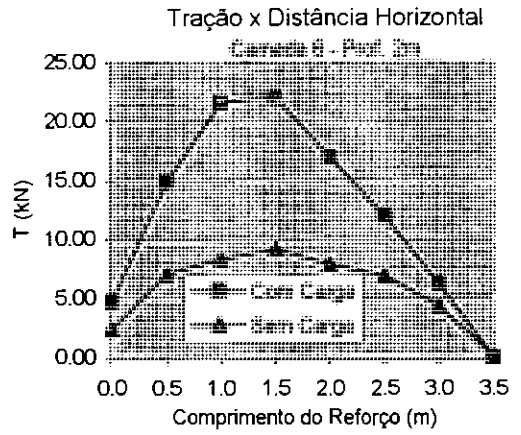
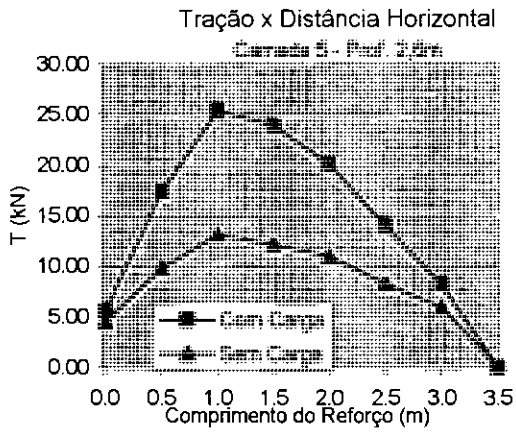


Fig. A-28(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

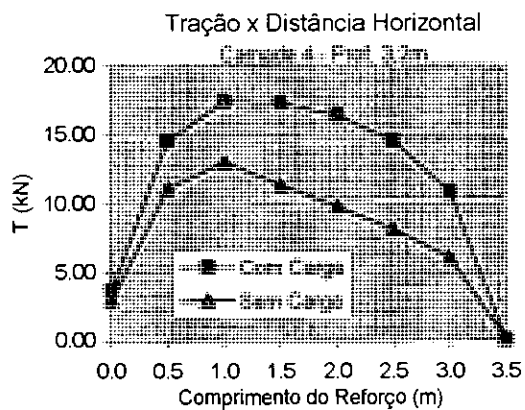
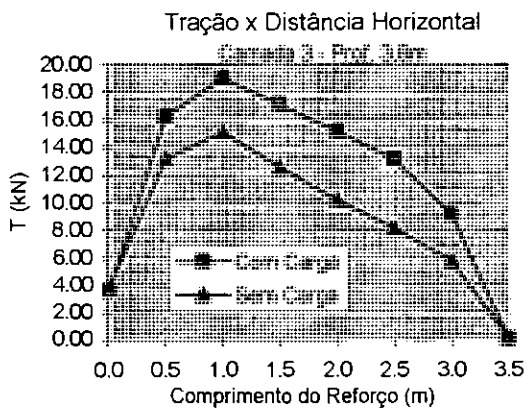
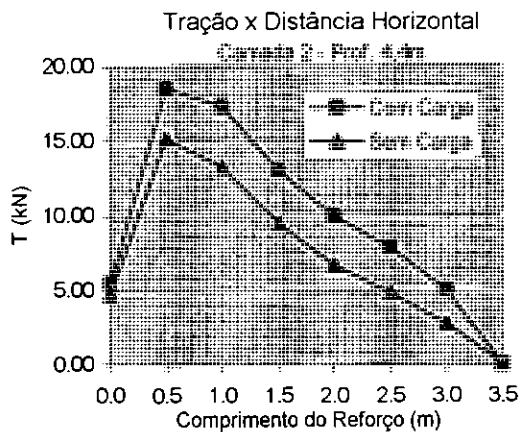
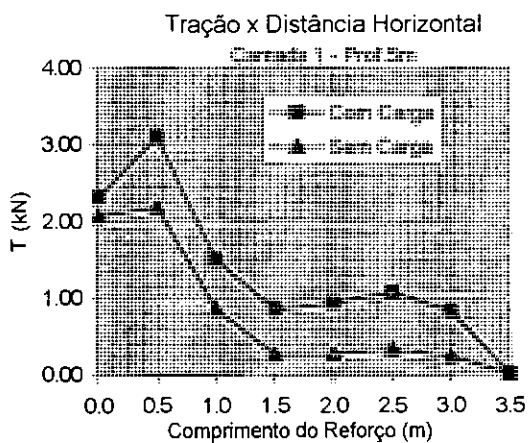


Fig. A-29(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

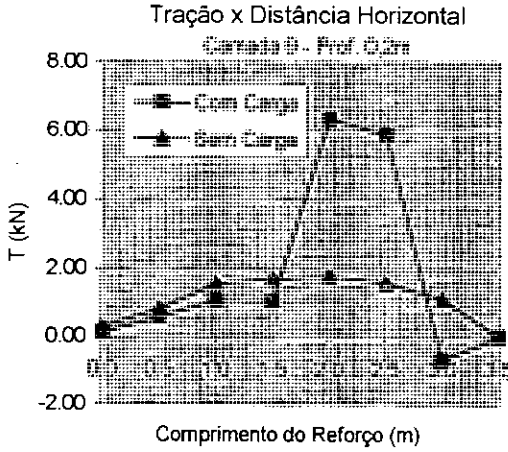
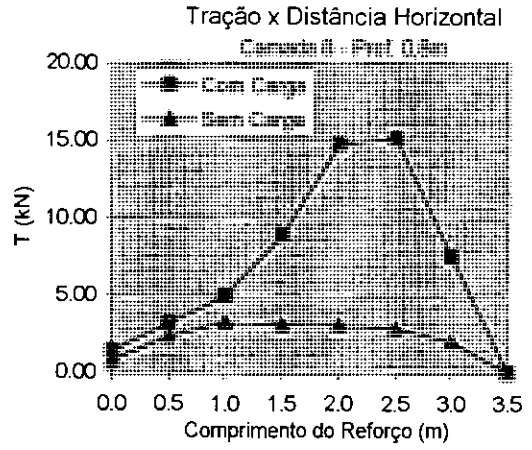
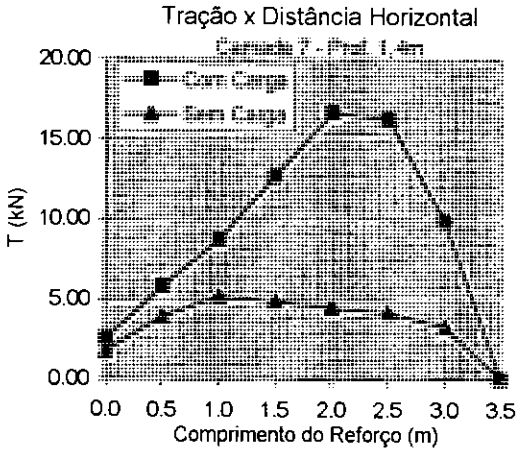
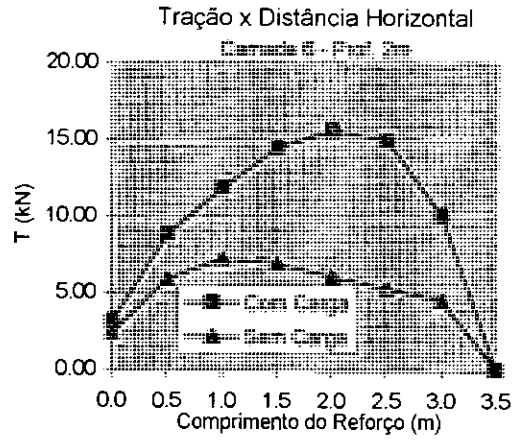
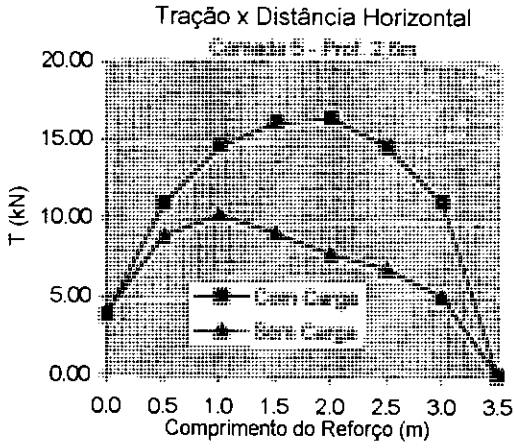


Fig. A-29(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

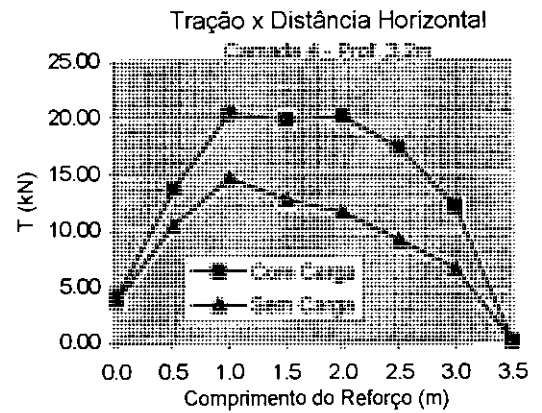
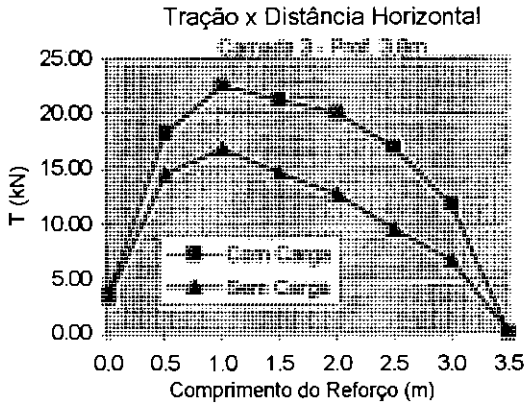
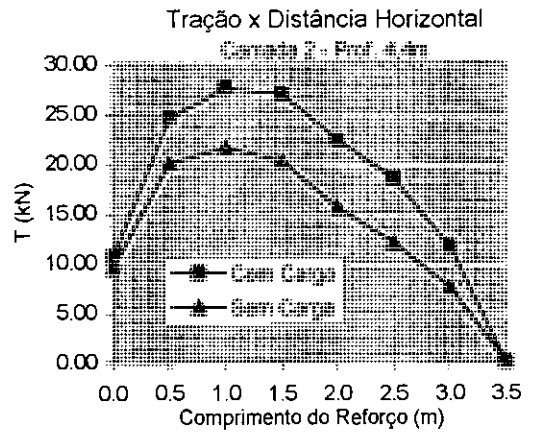
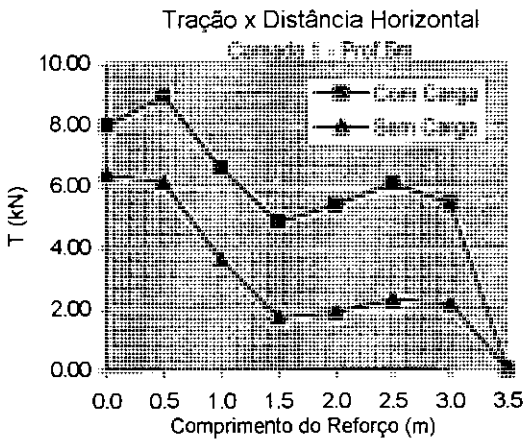


Fig. A-30(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_r=3$, camadas 1 a 4]

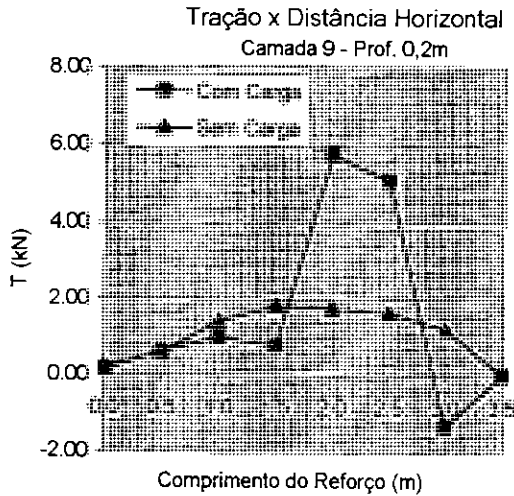
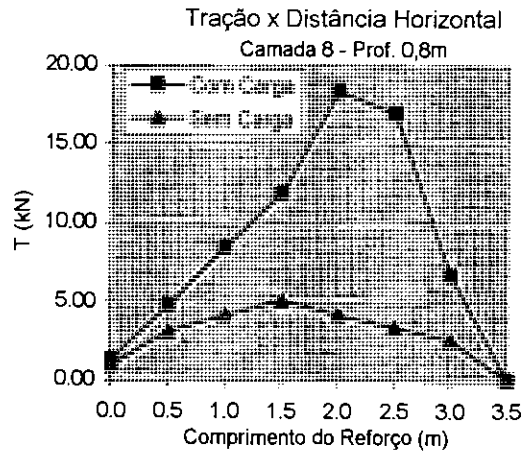
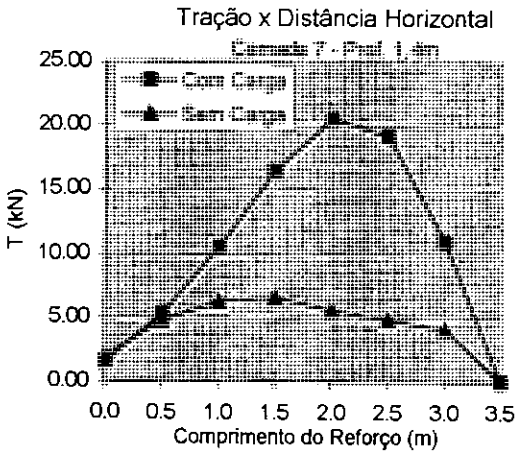
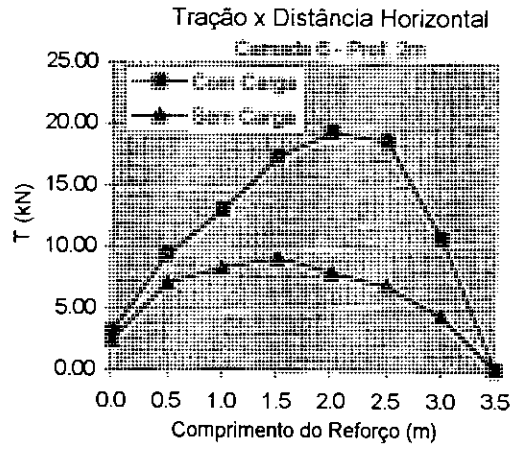
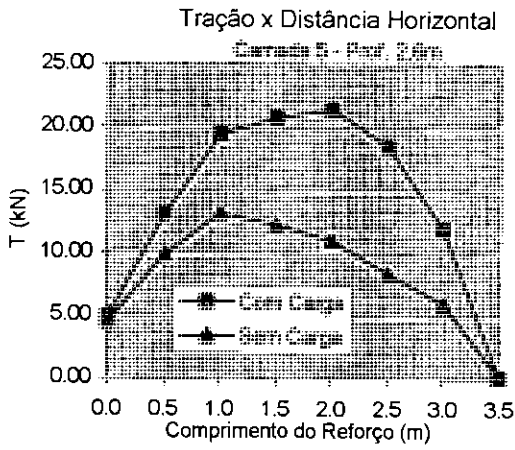


Fig. A-30(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

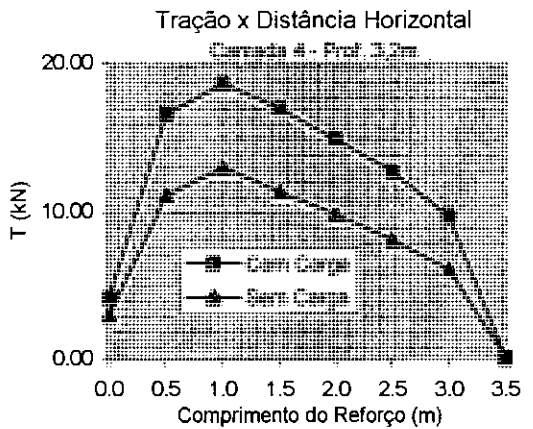
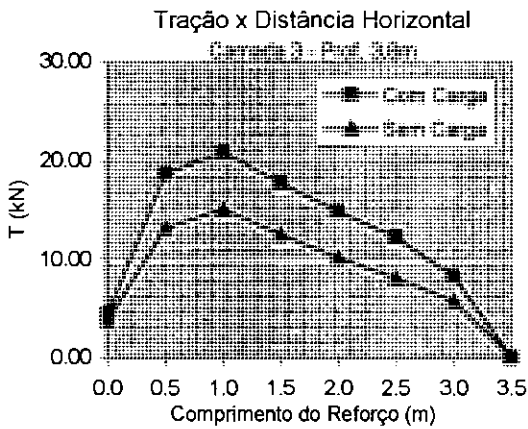
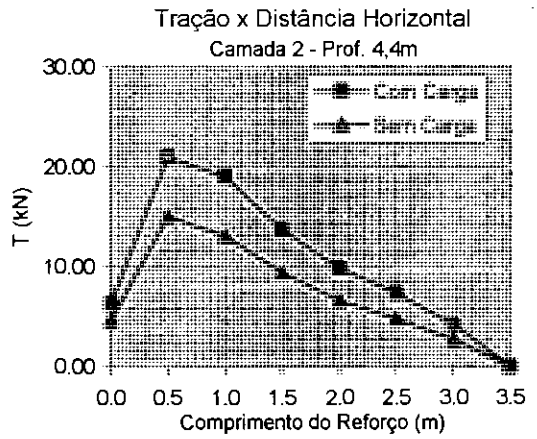
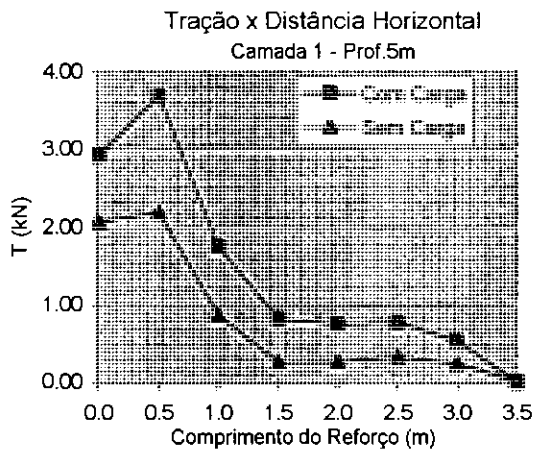


Fig. A-31(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 25 kPa, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

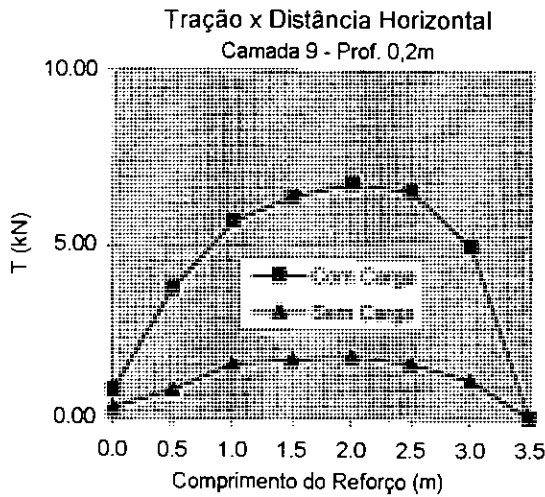
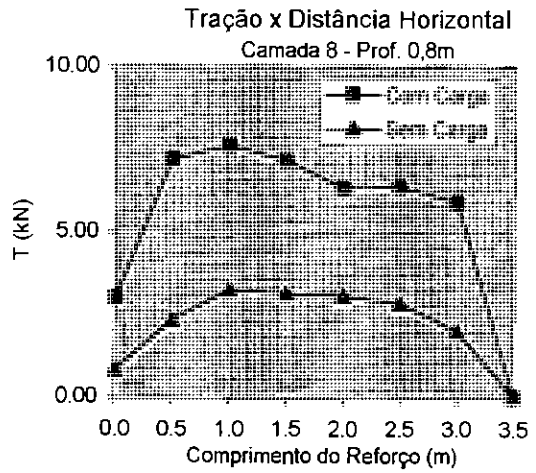
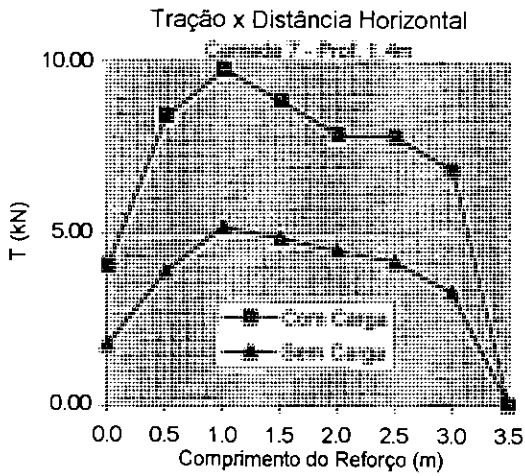
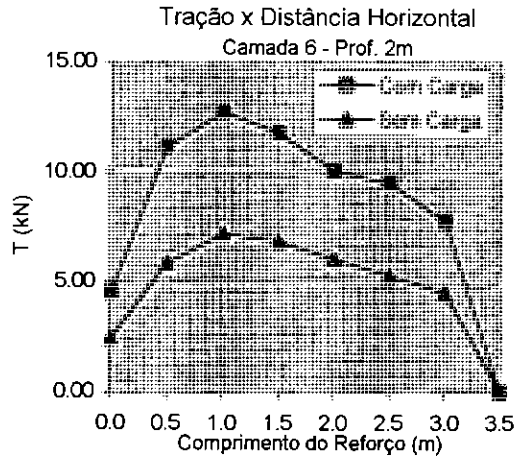
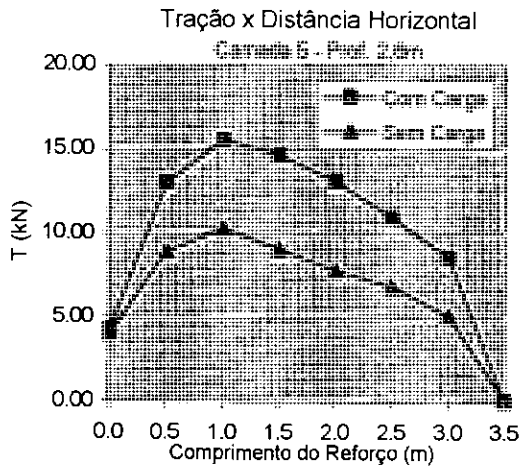


Fig. A-31(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 25 kPa, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

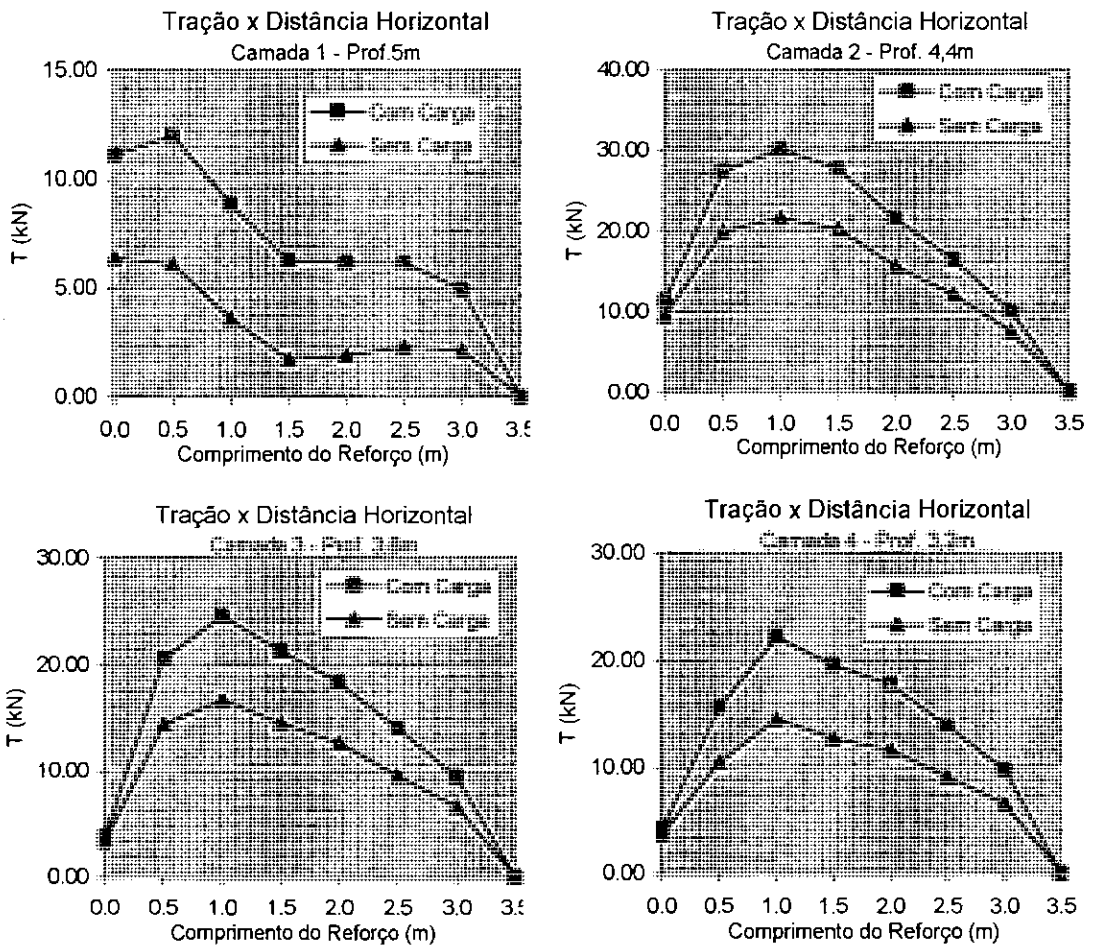


Fig. A-32(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 25 kPa, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

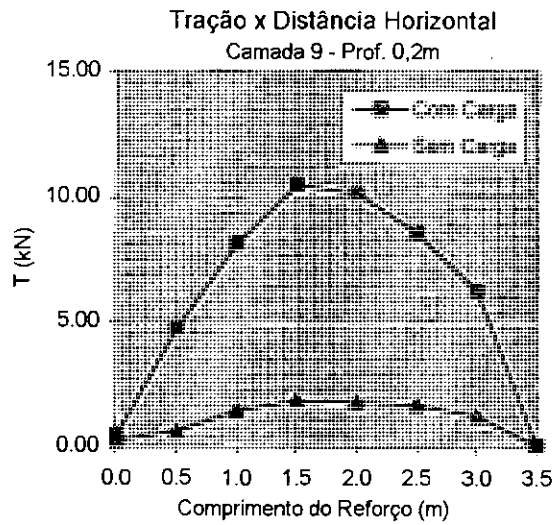
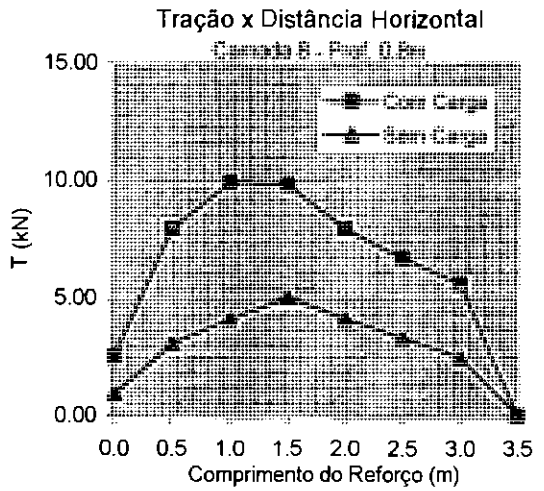
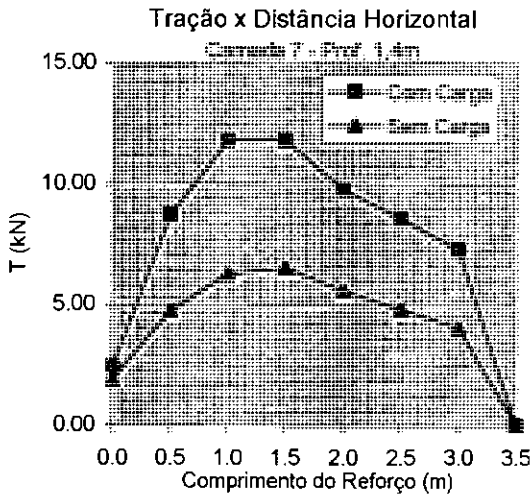
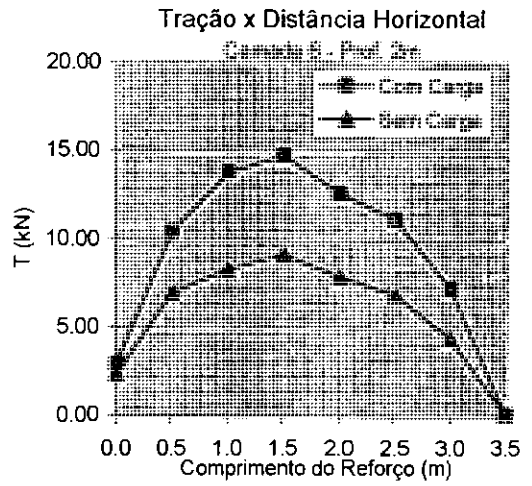
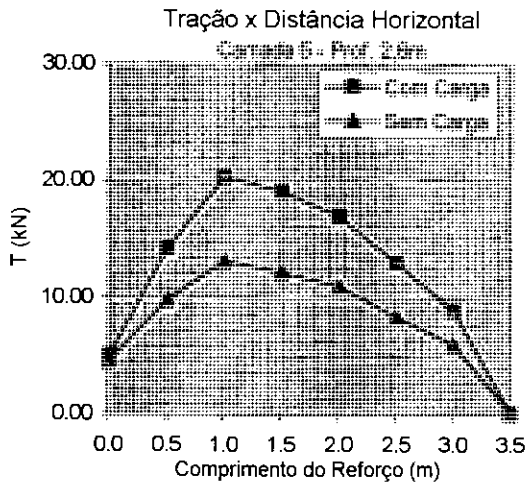


Fig. A-32(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 25 kPa, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

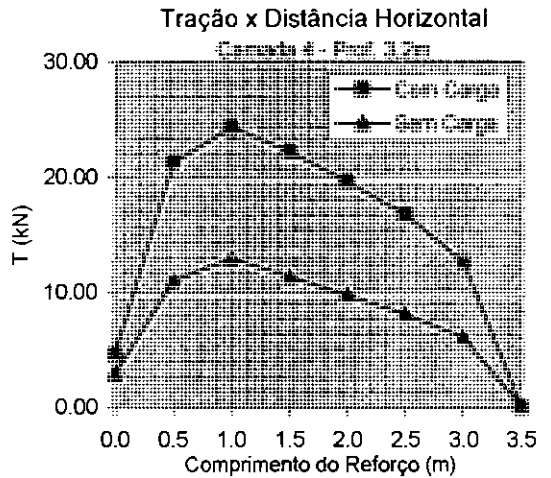
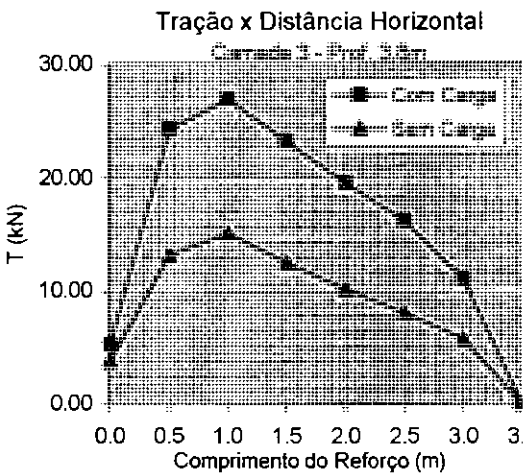
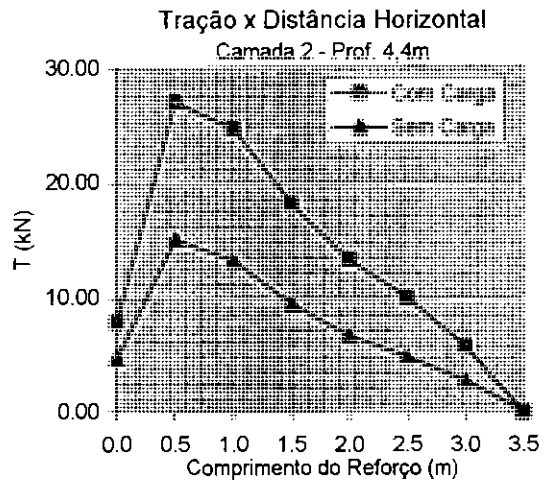
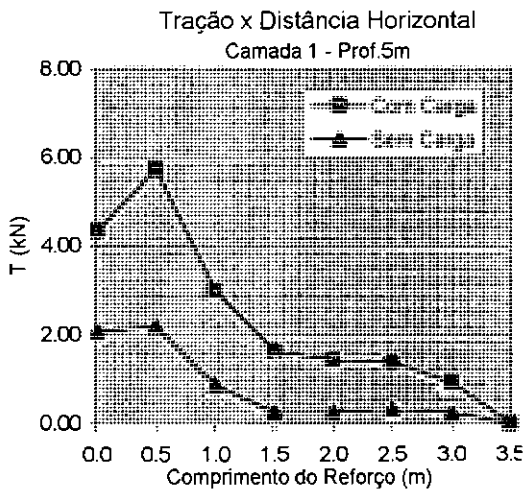


Fig. A-33(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 50 kPa, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

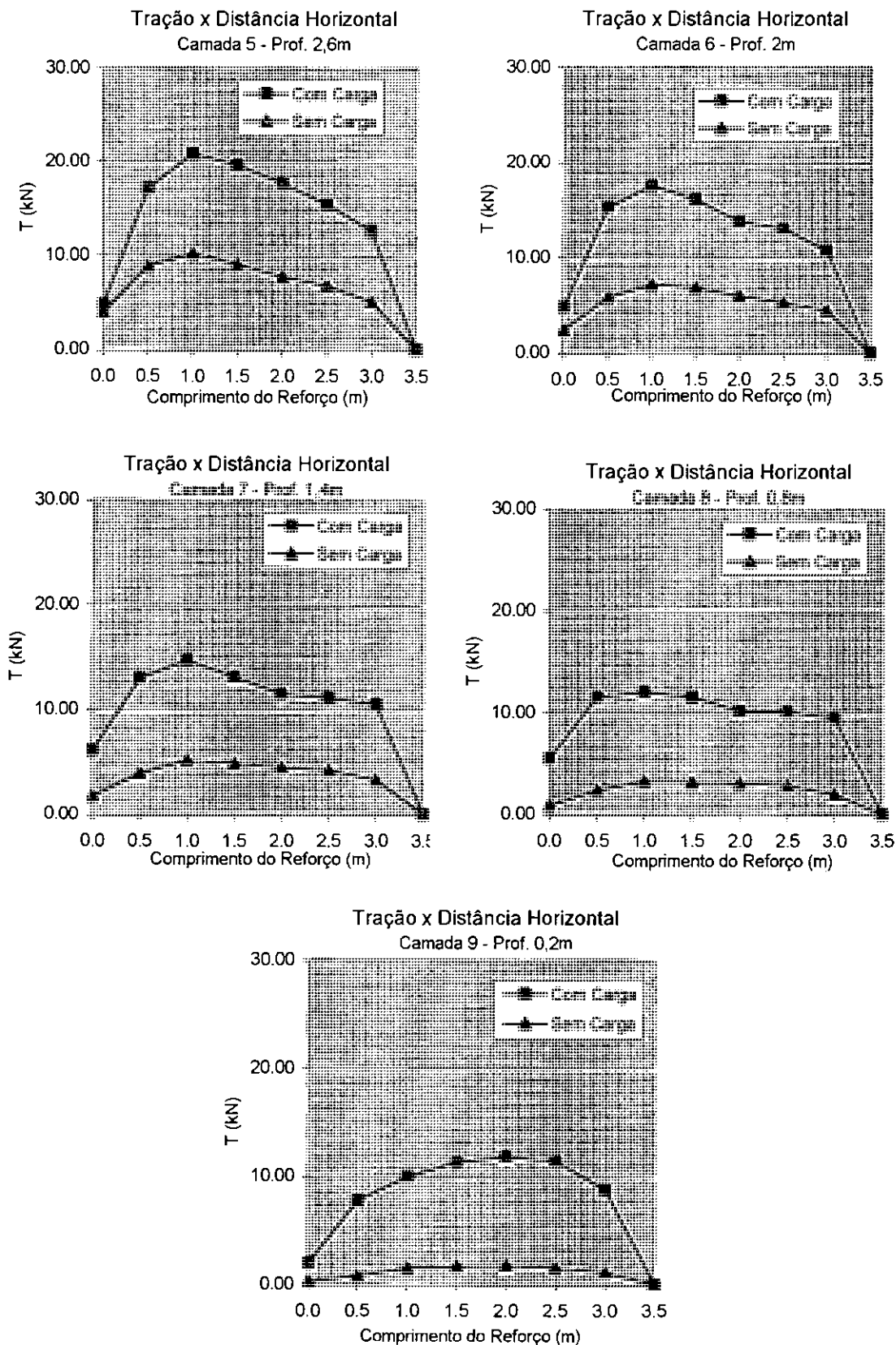


Fig. A-33(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 50 kPa, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

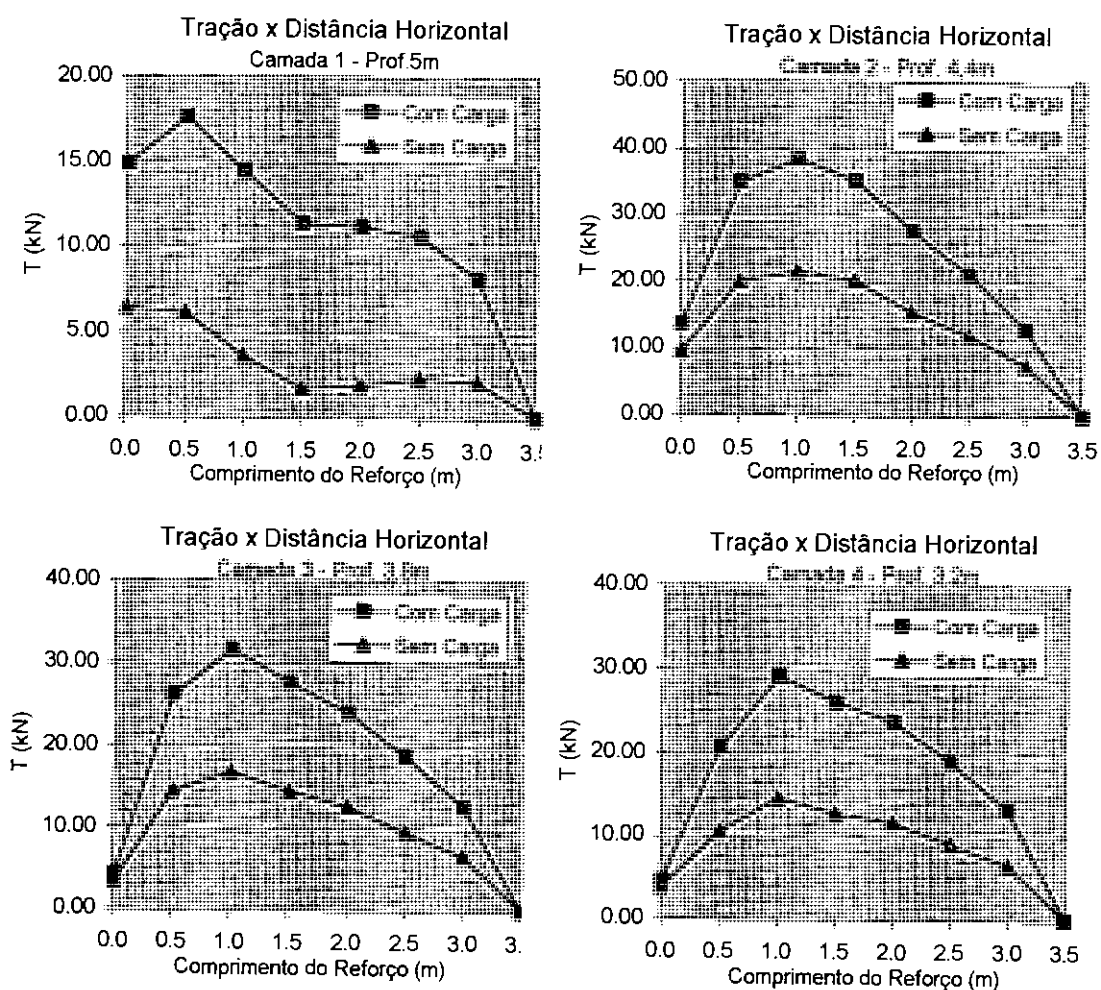


Fig. A-34(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 50 kPa, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

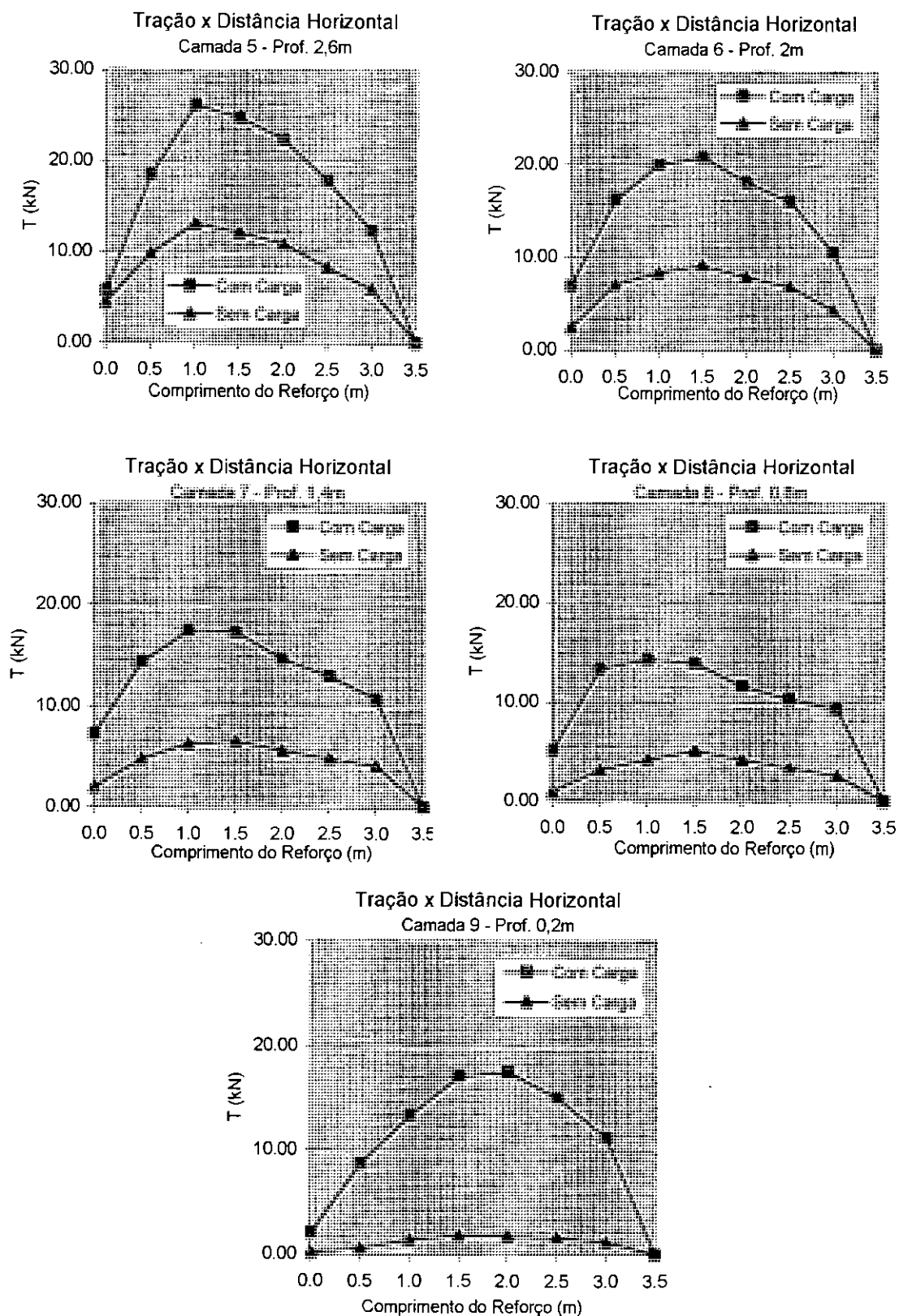


Fig. A-34(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 50 kPa, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

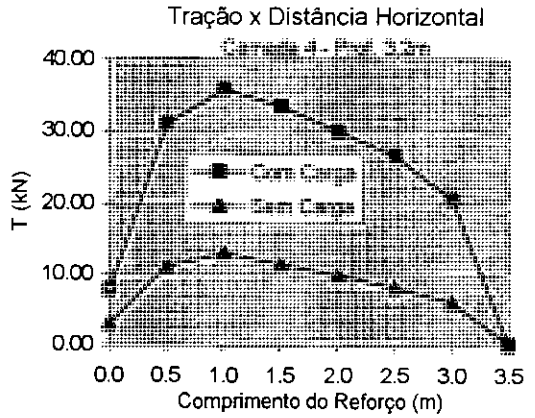
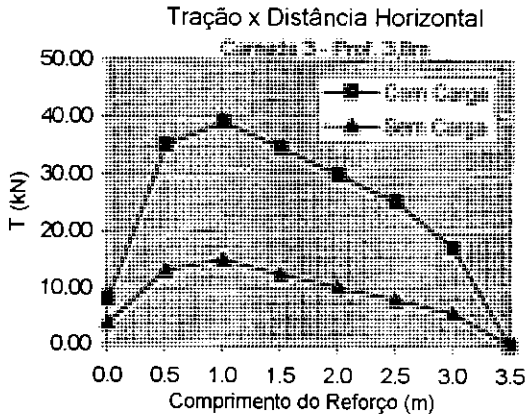
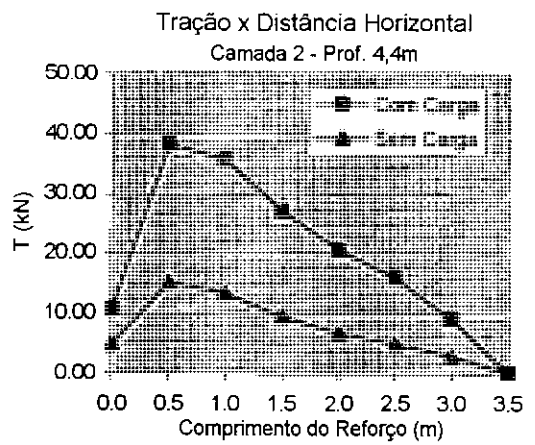
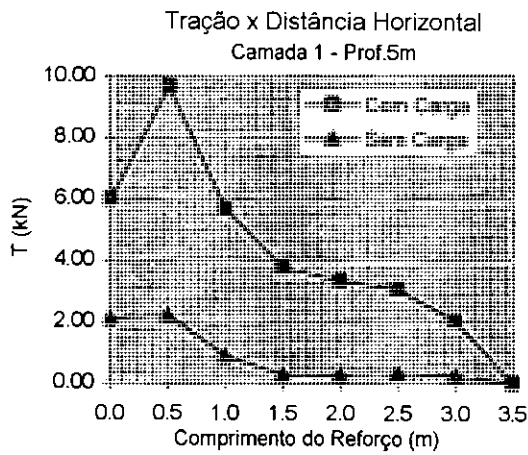


Fig. A-35(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 100 kPa, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

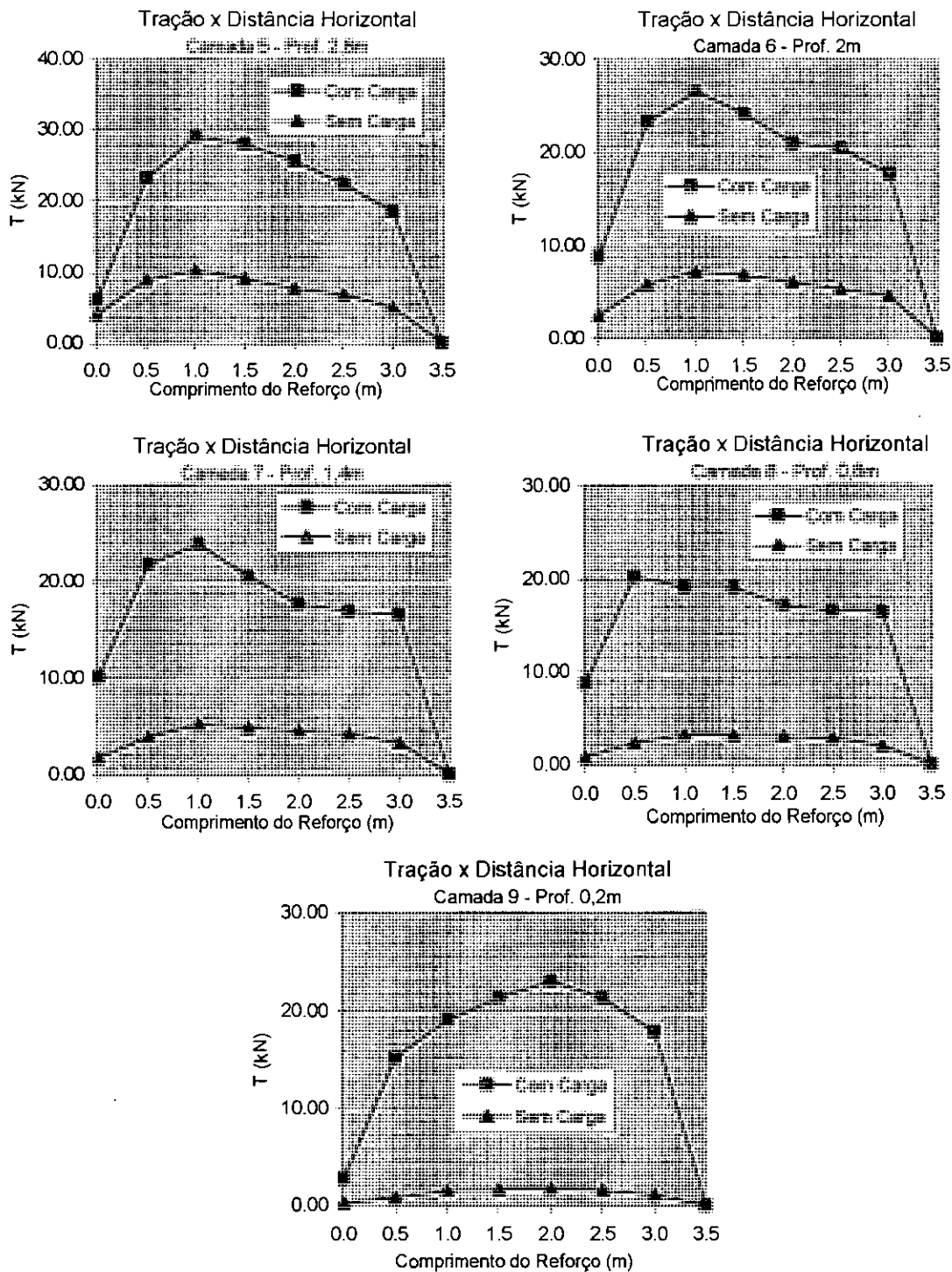


Fig. A-35(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 100 kPa, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

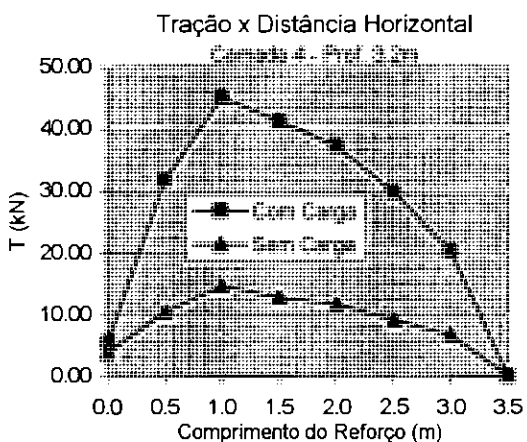
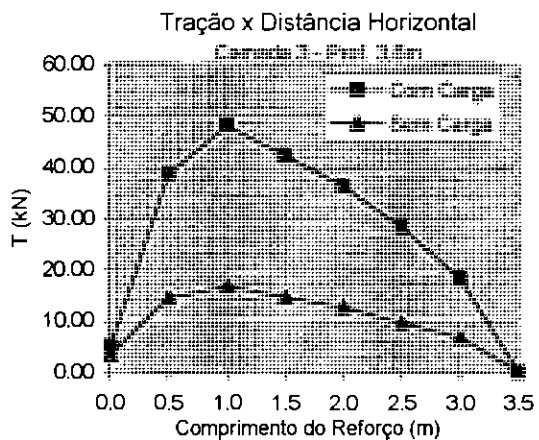
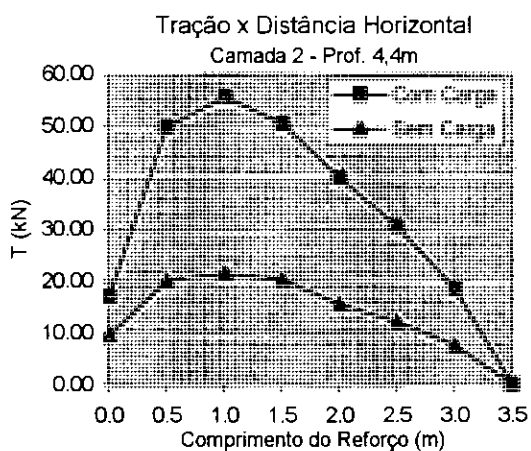
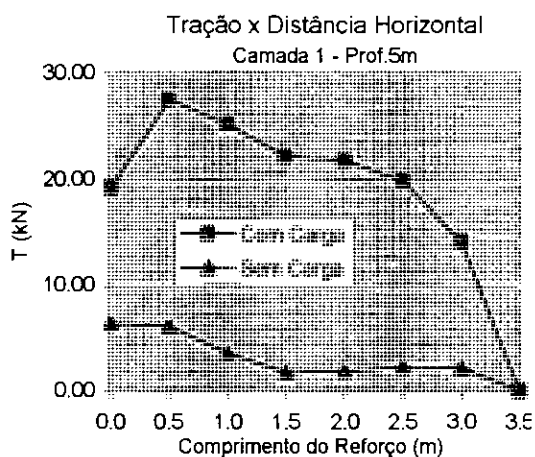


Fig. A-36(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 100 kPa, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

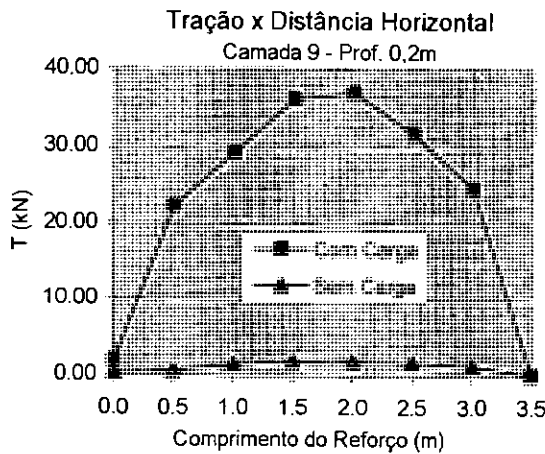
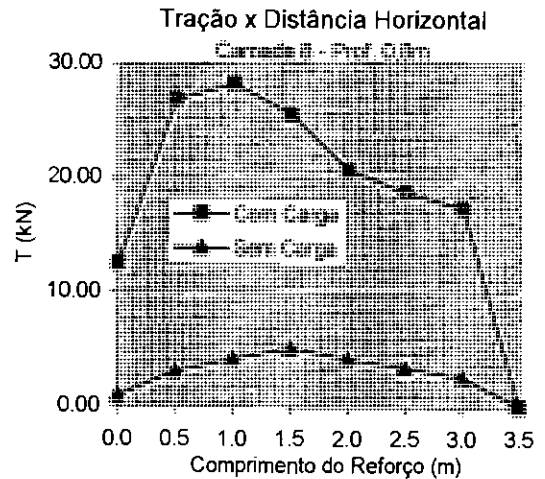
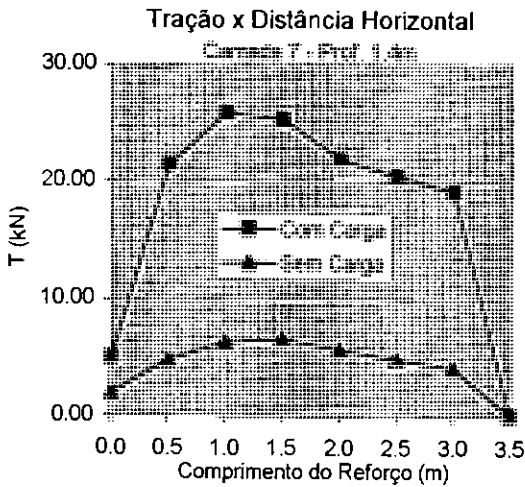
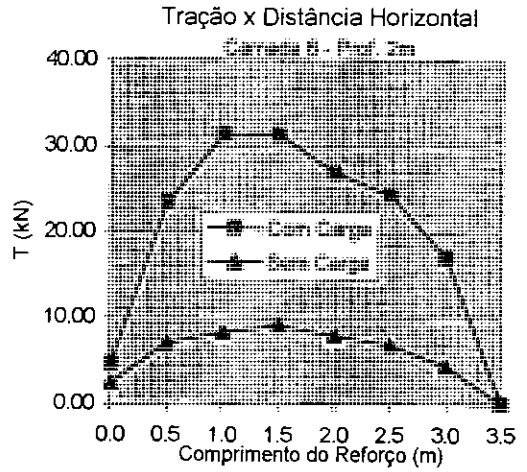
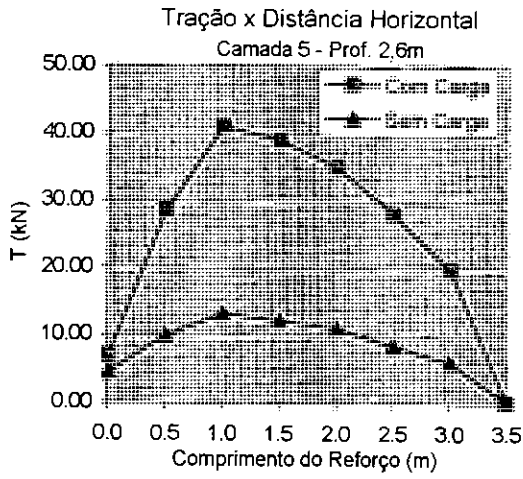


Fig. A-36(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, sem compactação, carregamento infinito de 100 kPa, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

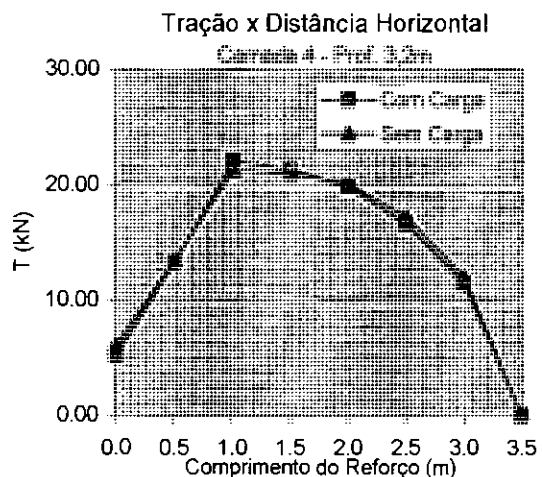
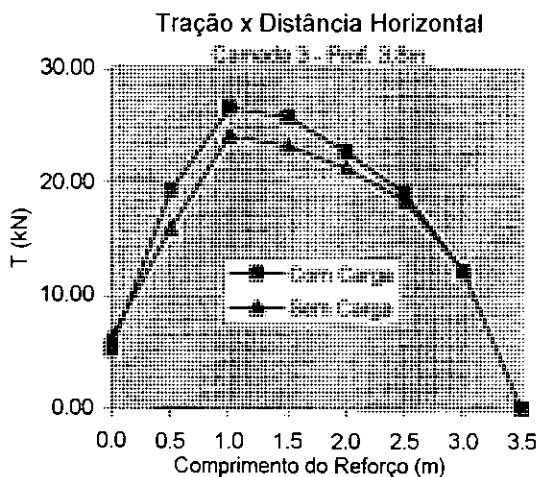
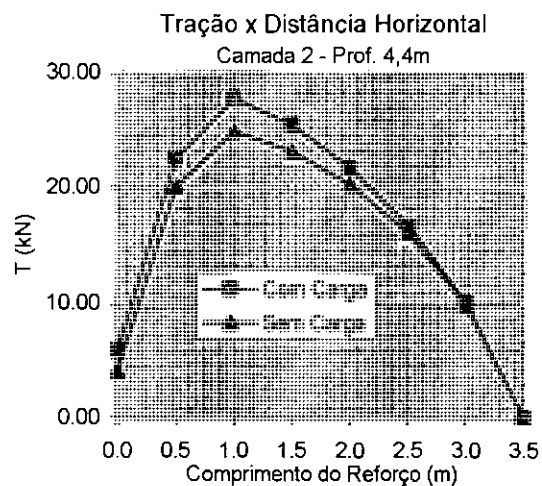
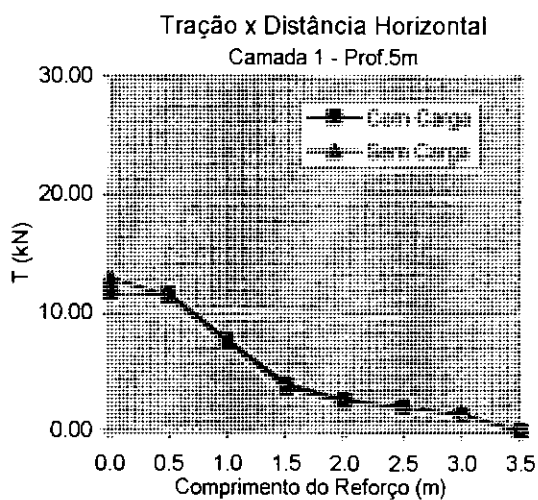


Fig. A-37(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

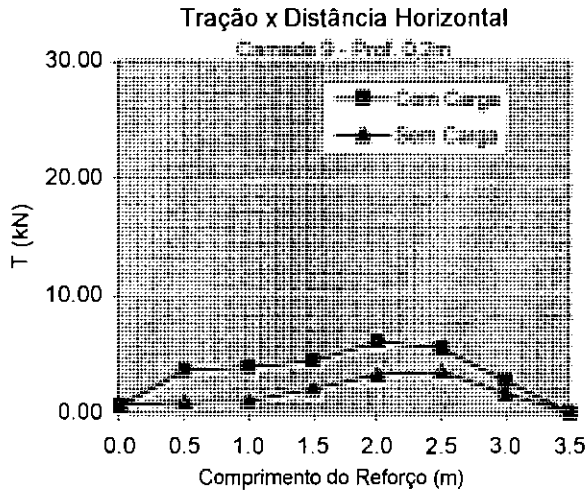
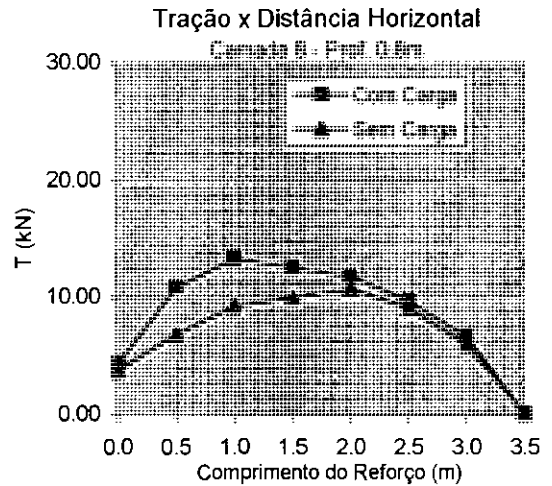
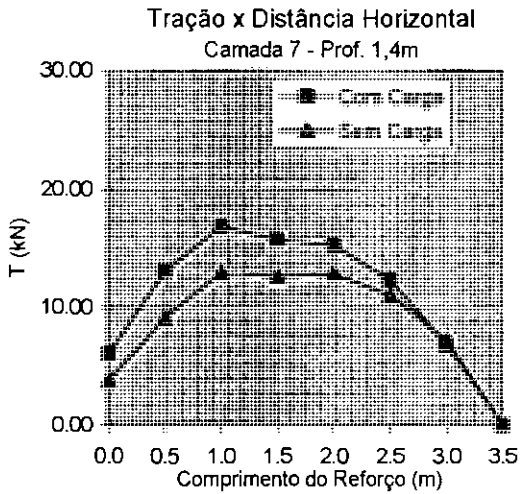
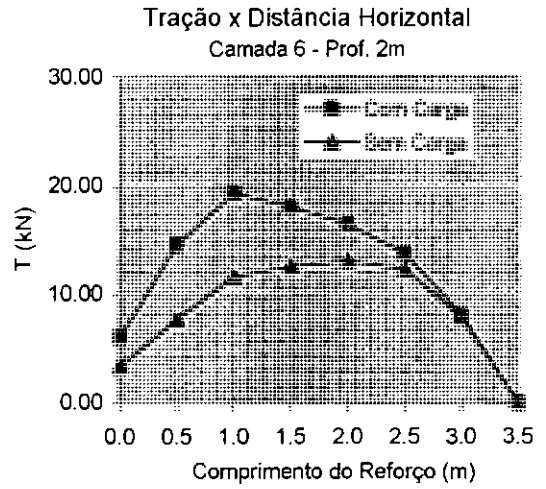
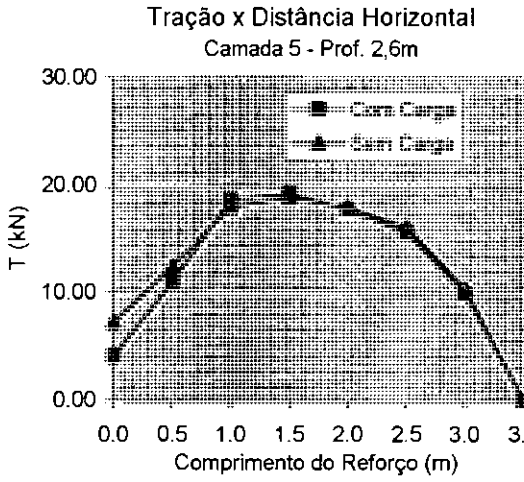


Fig. A-37(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

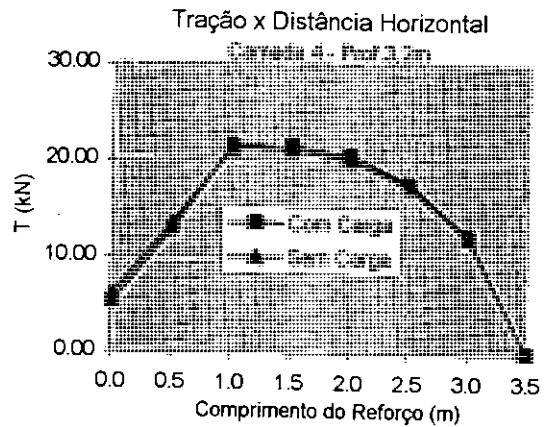
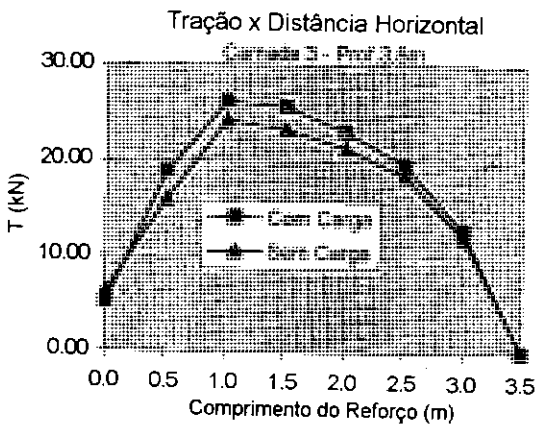
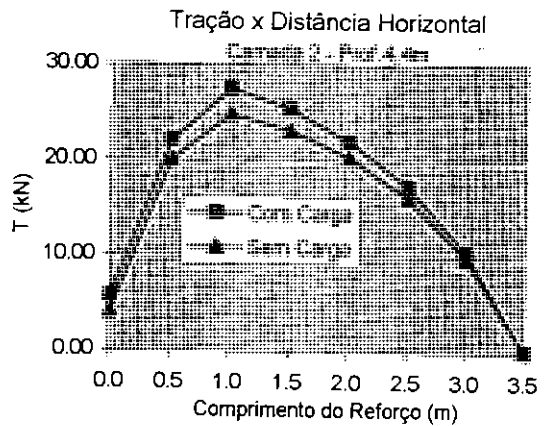
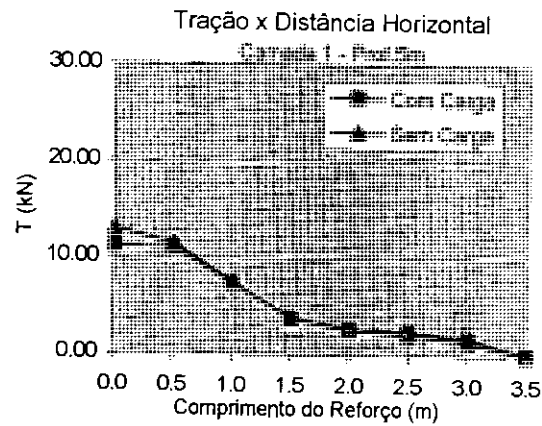


Fig. A-38(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

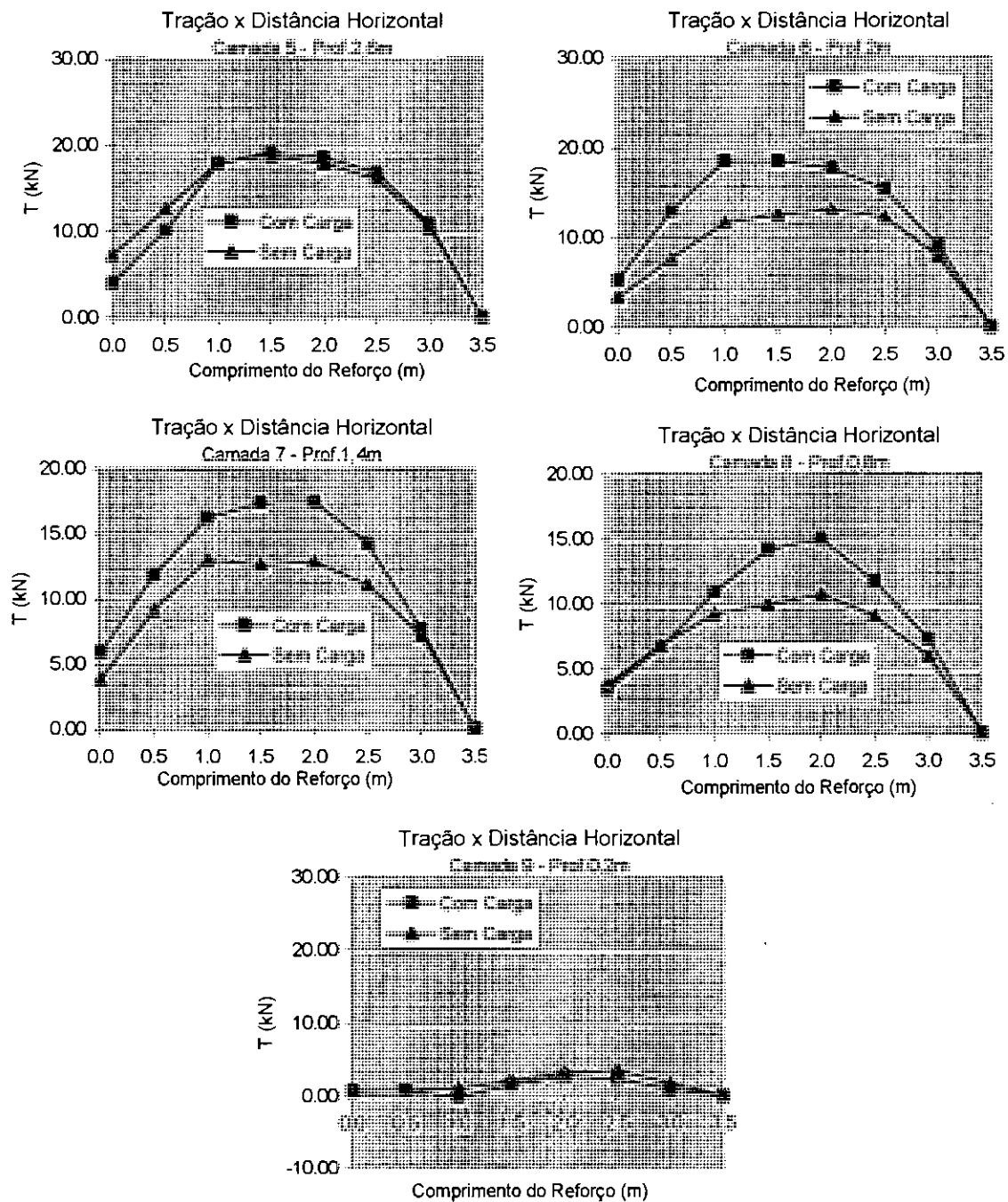


Fig. A-38(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 25 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

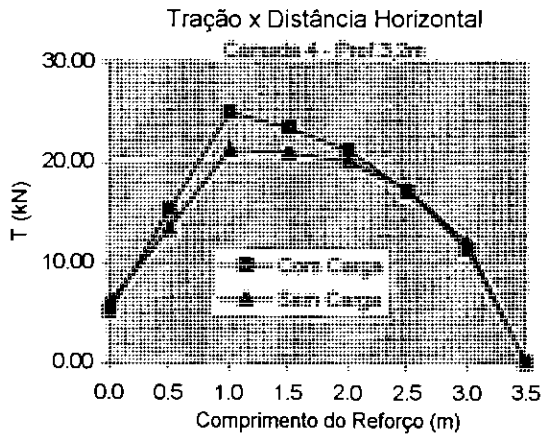
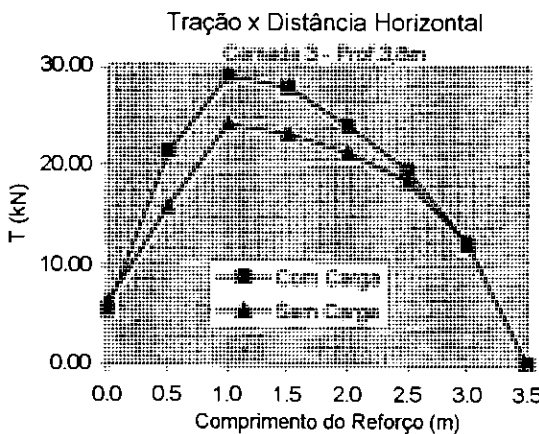
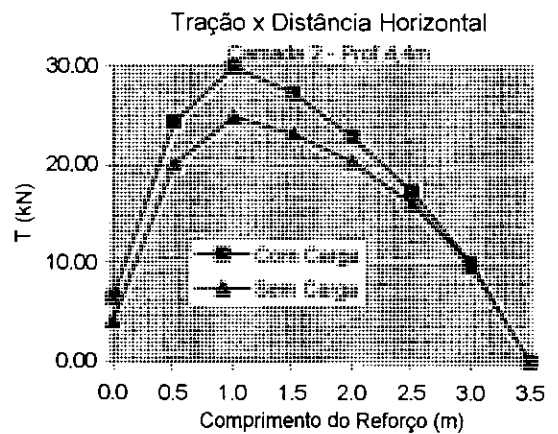
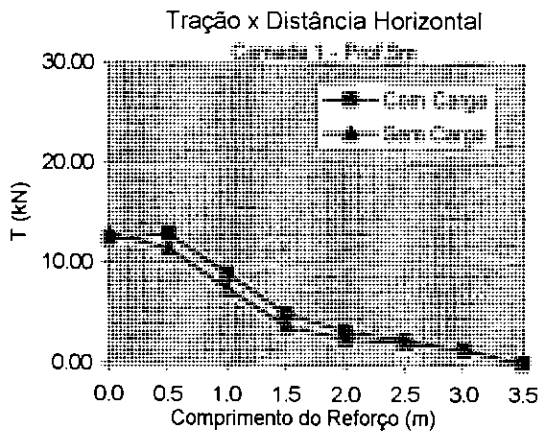


Fig. A-39(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

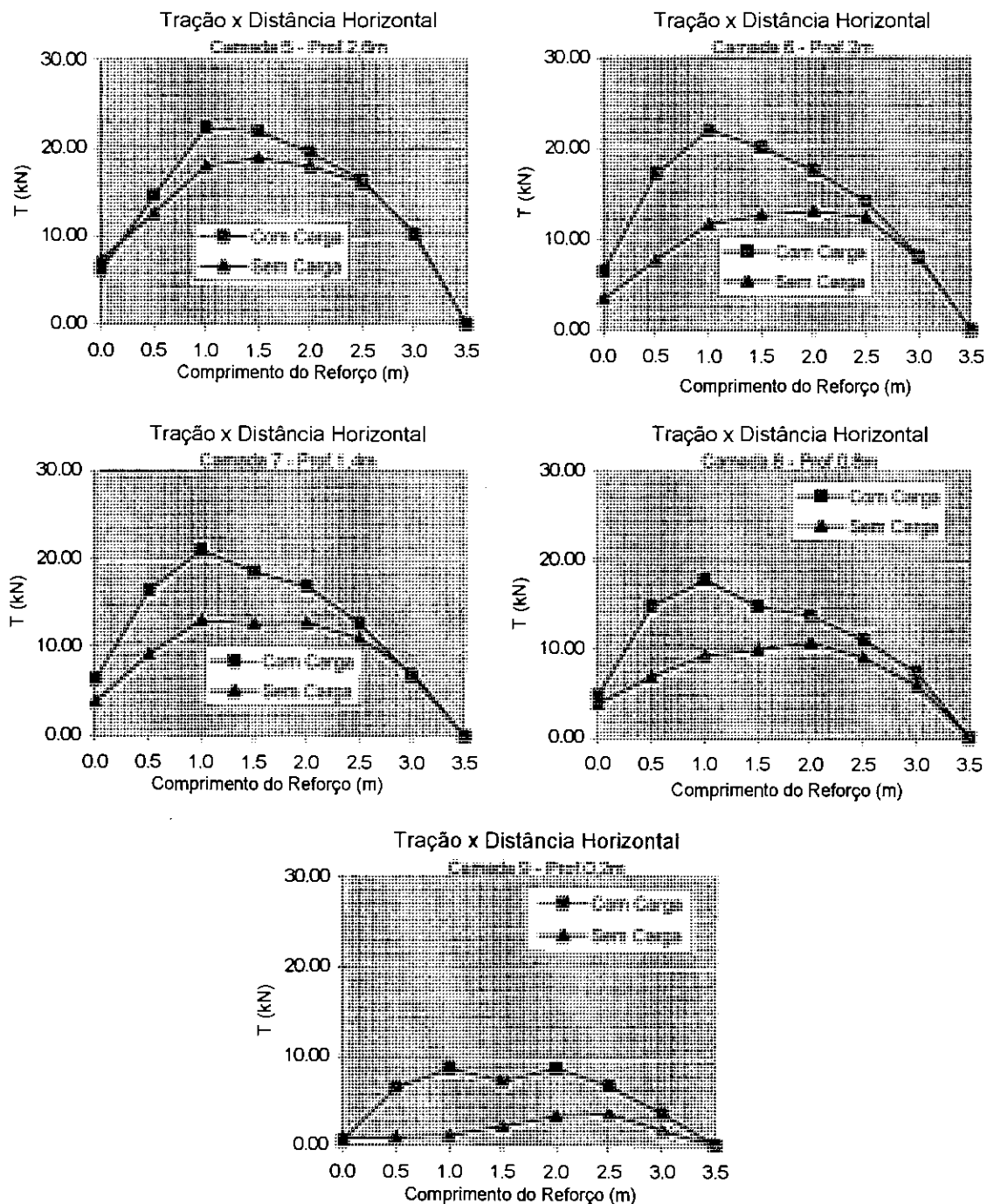


Fig. A-39(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

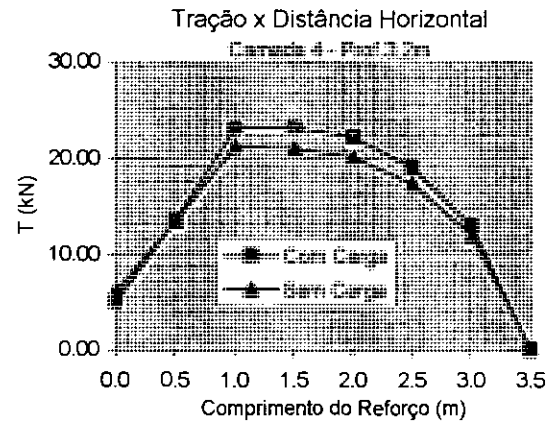
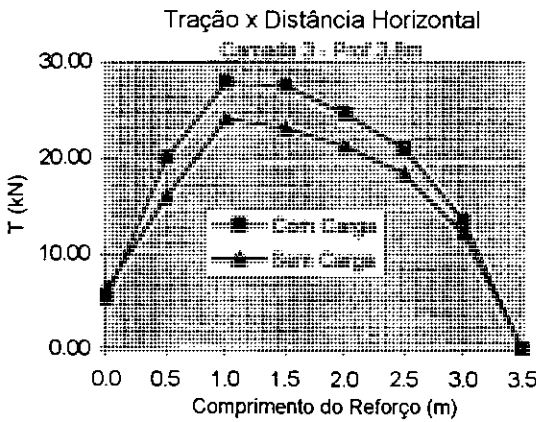
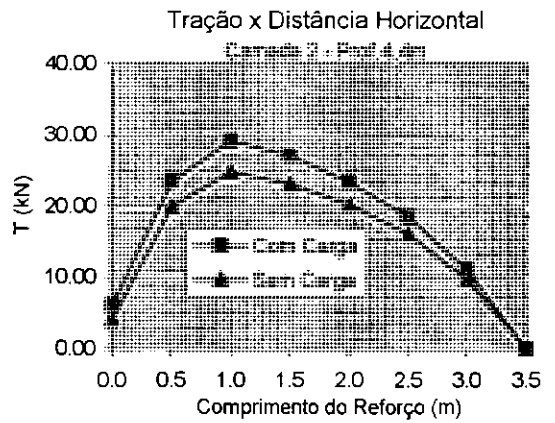
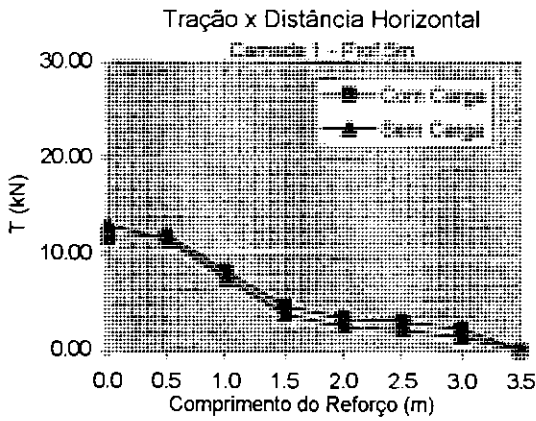


Fig. A-40(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

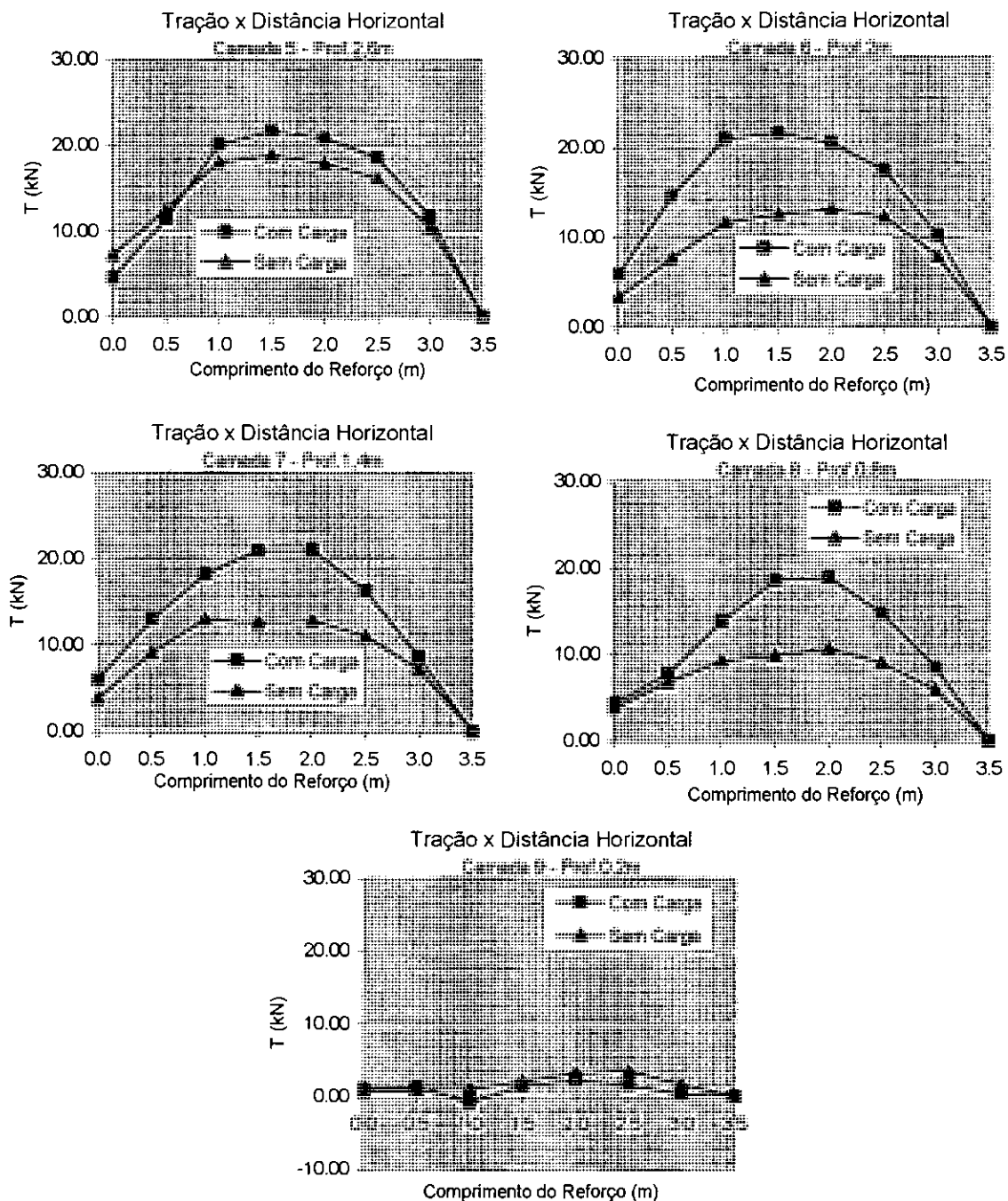


Fig. A-40(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 50 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

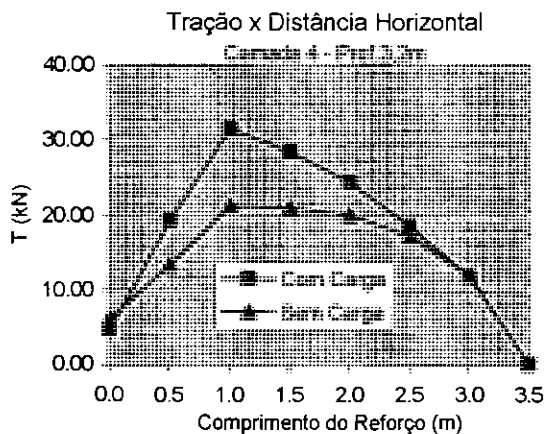
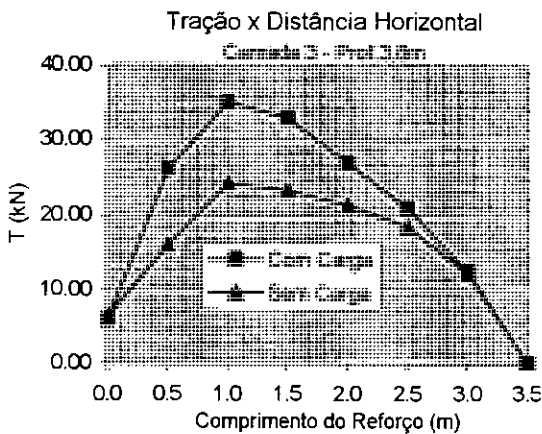
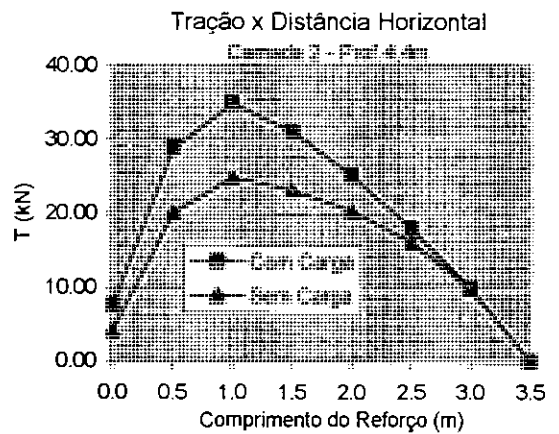
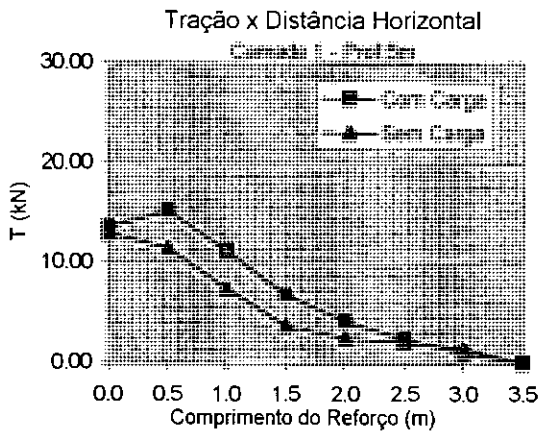


Fig. A-41(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

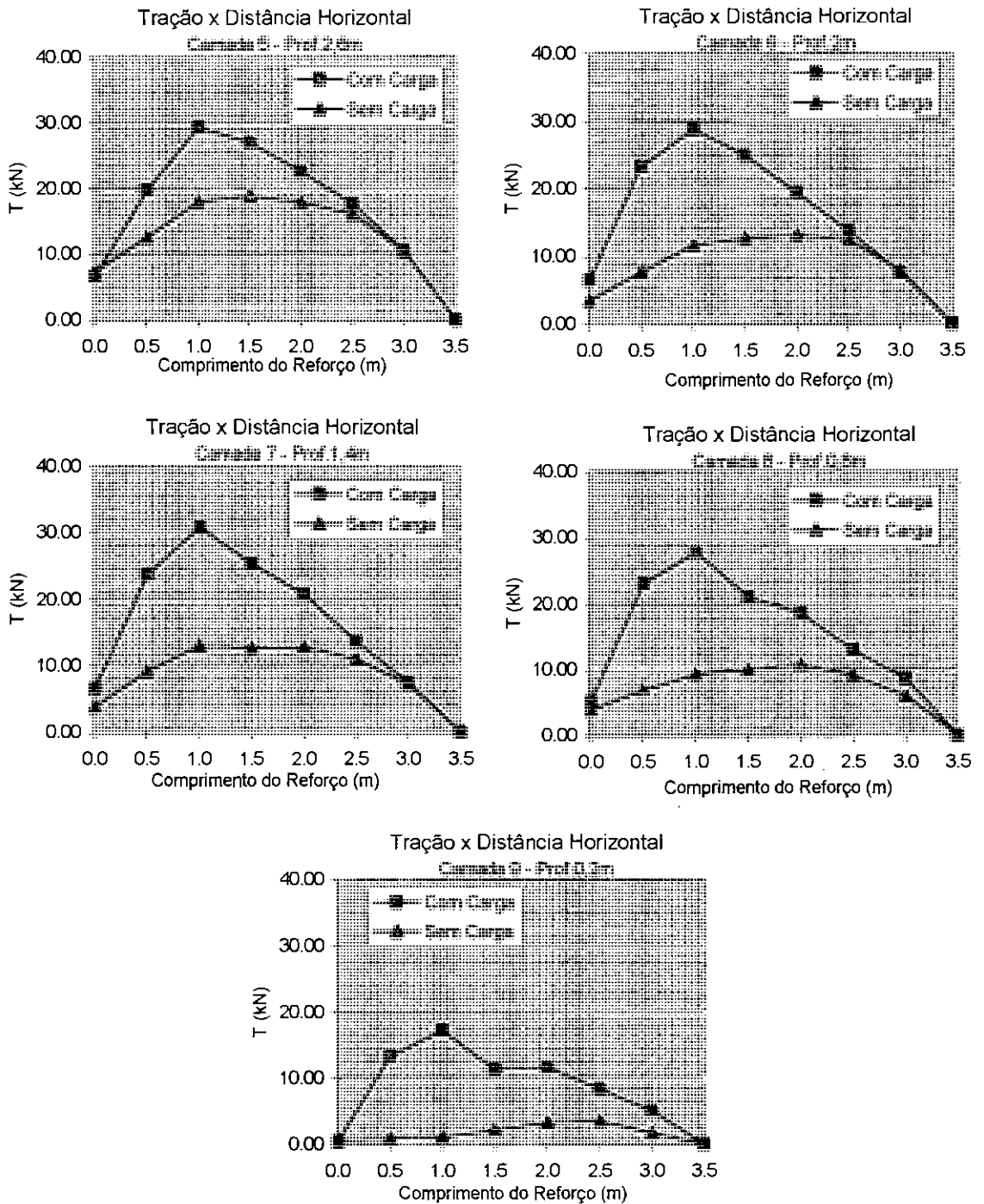


Fig. A-41(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 1m da face, $S_f=3$, camadas 5 a 9]

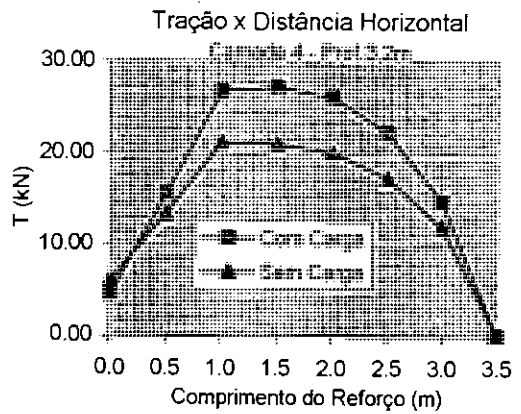
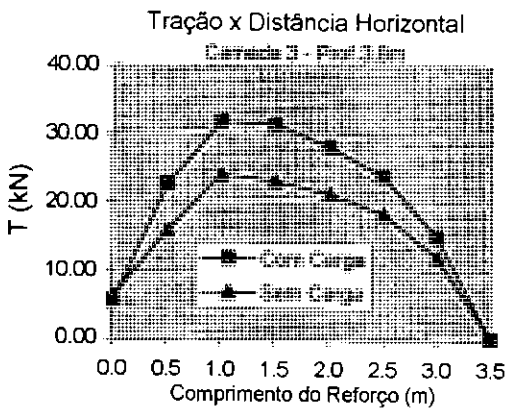
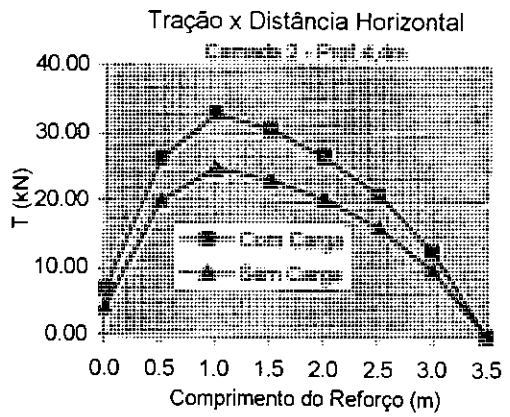
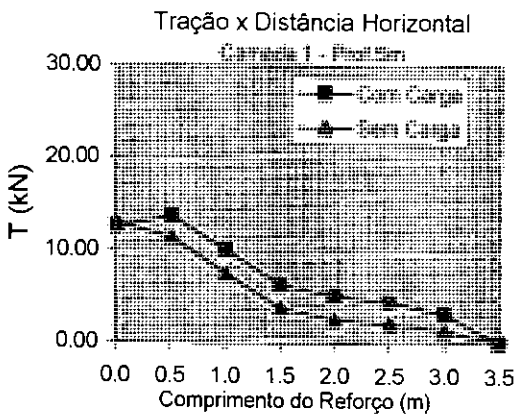


Fig. A-42(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

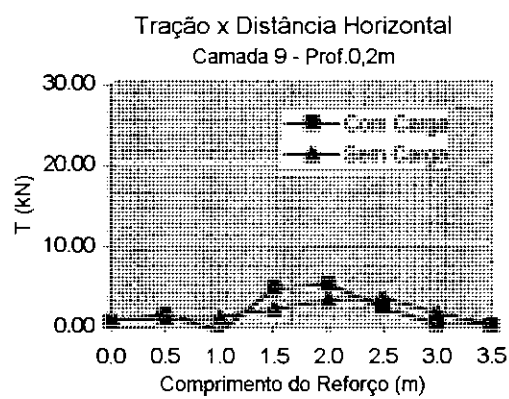
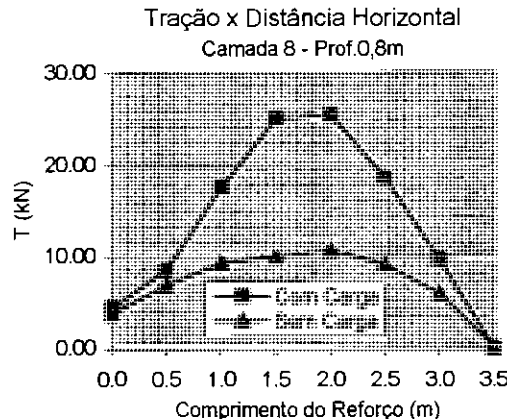
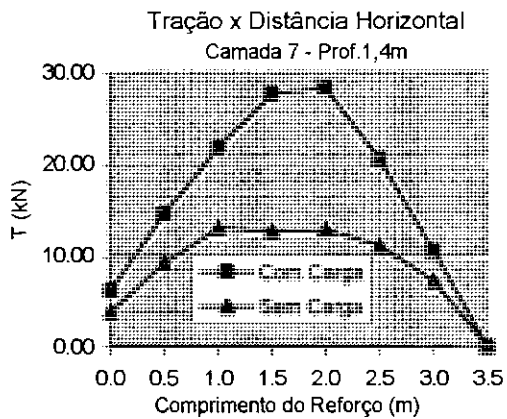
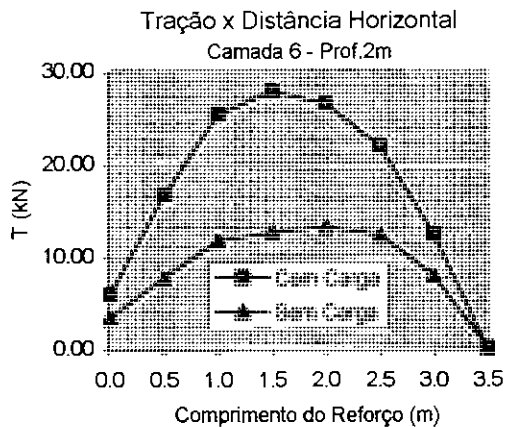
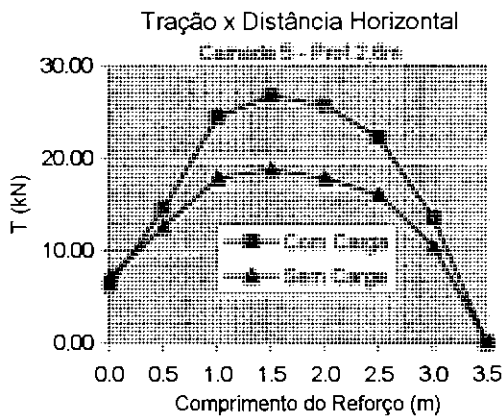


Fig. A-42(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 5m, com compactação, carregamento 100 kPa de largura 1m, resultante da carga a 2m da face, $S_f=3$, camadas 5 a 9]

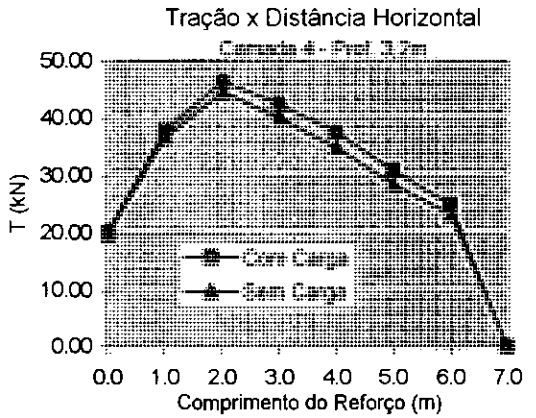
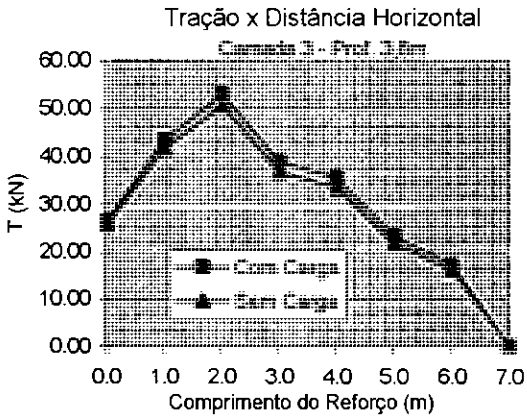
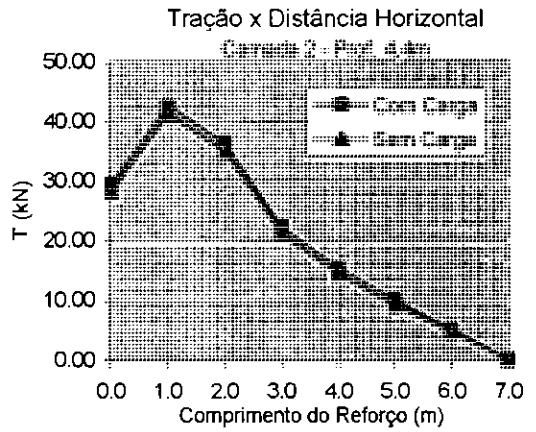
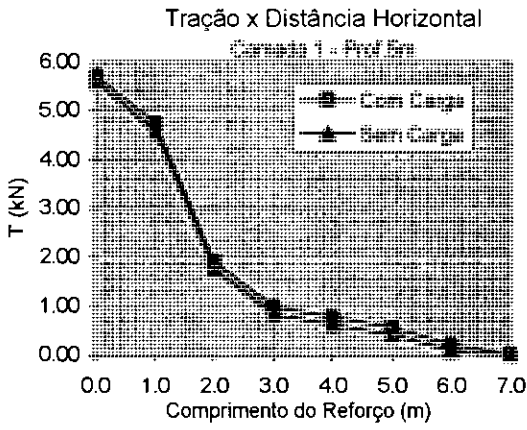


Fig. A-43(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

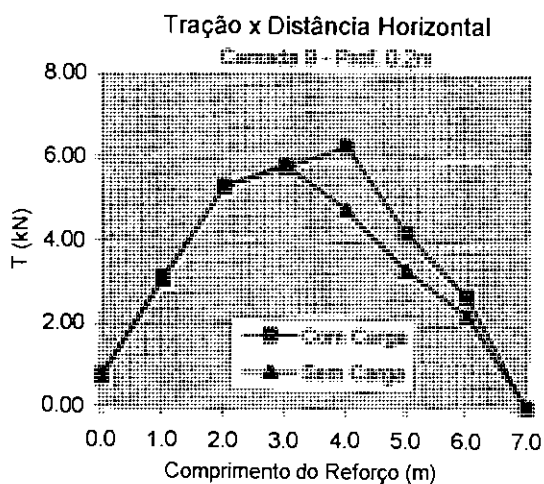
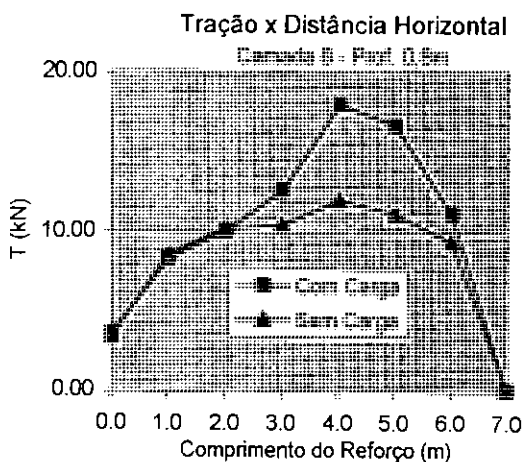
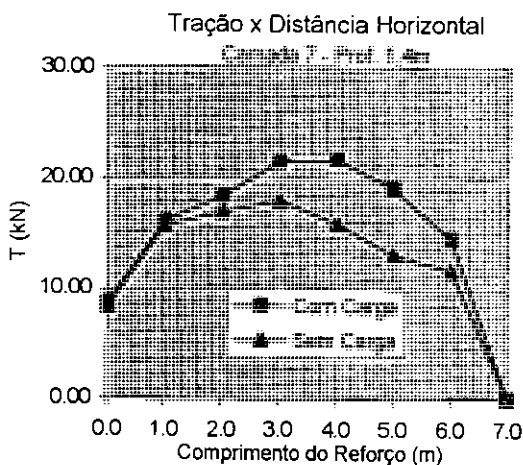
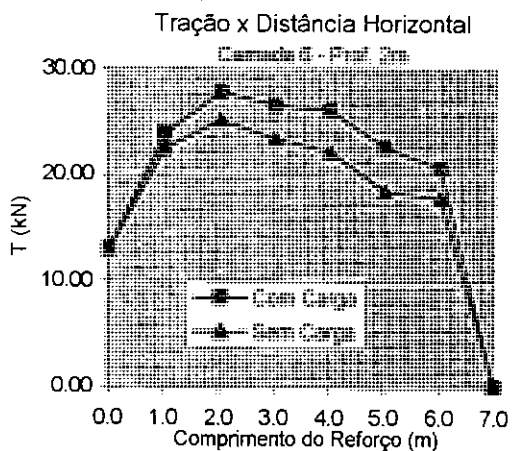
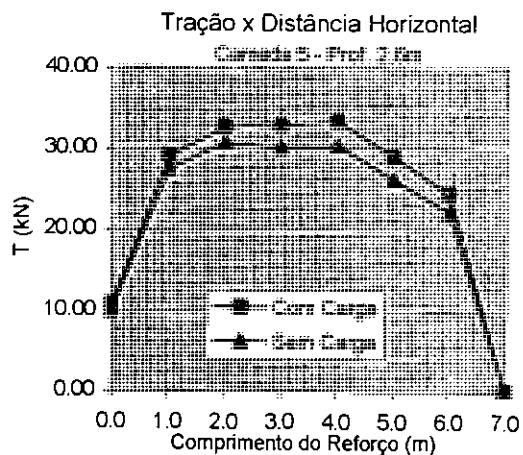


Fig. A-43(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

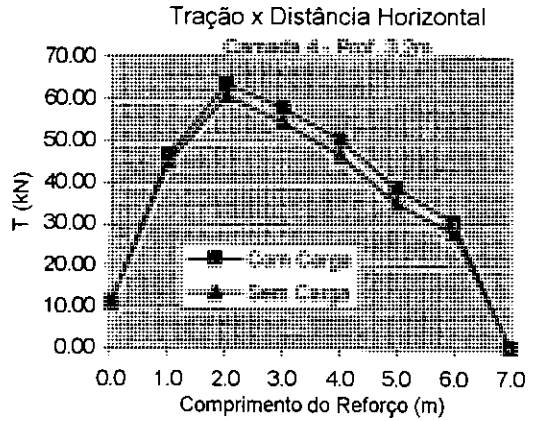
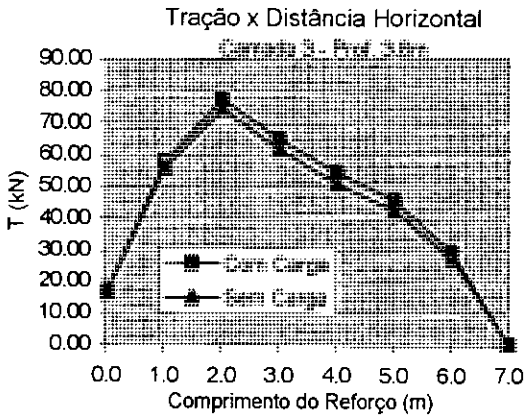
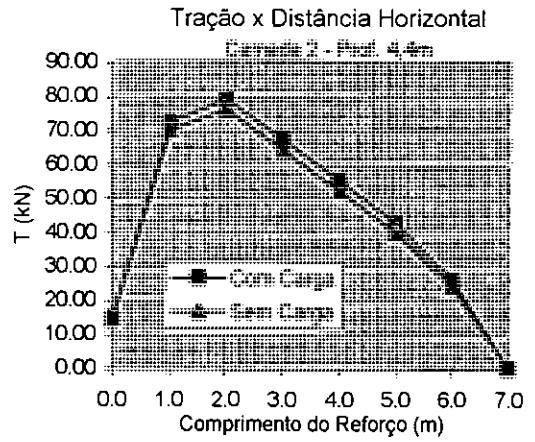
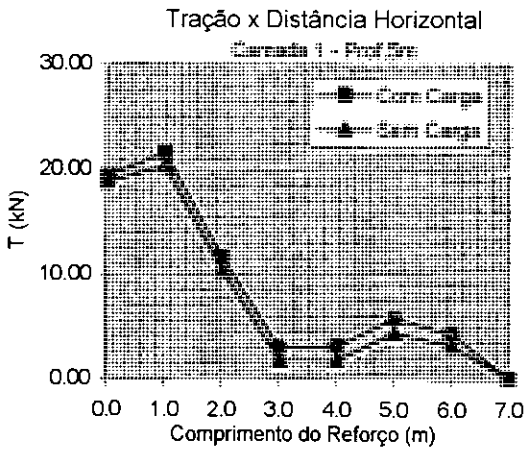


Fig. A-44(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

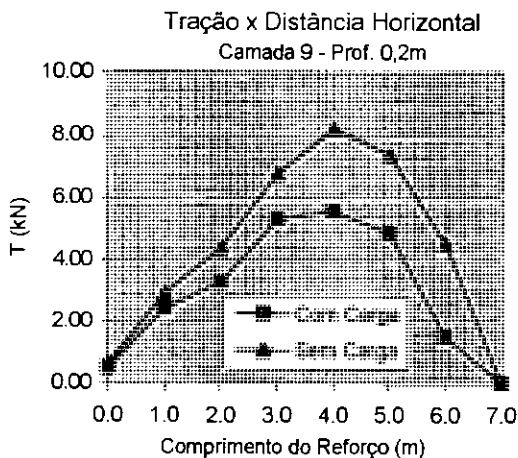
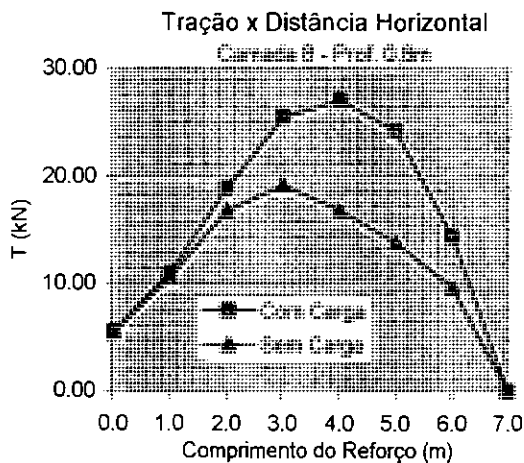
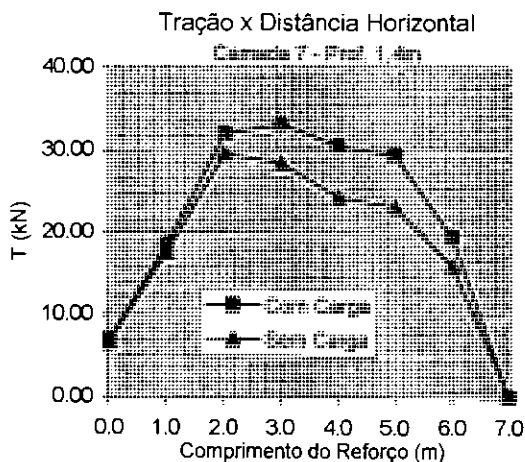
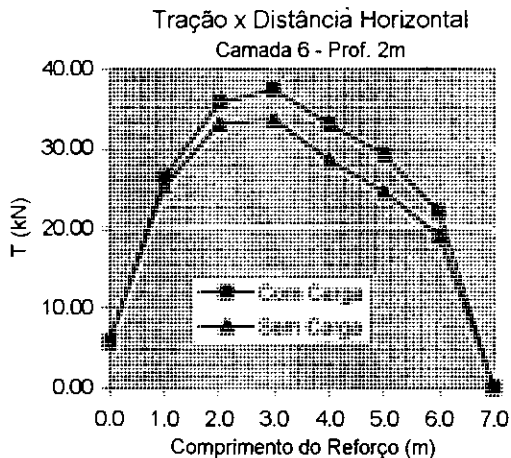
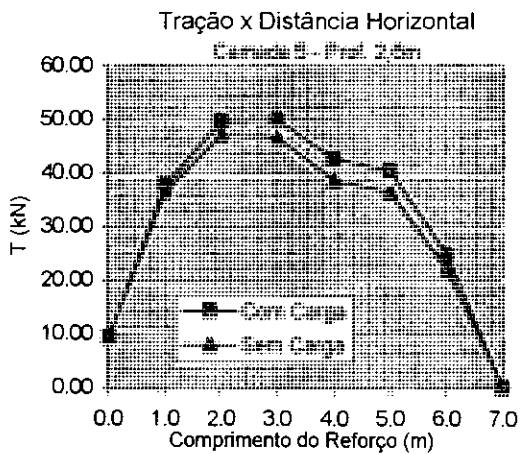


Fig. A-44(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 25 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

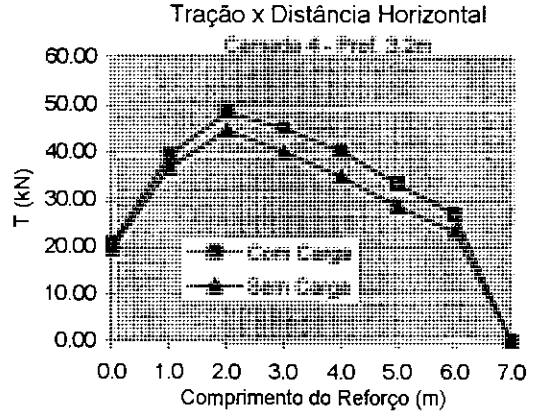
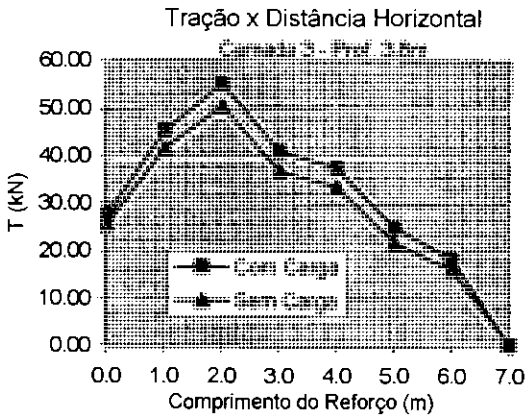
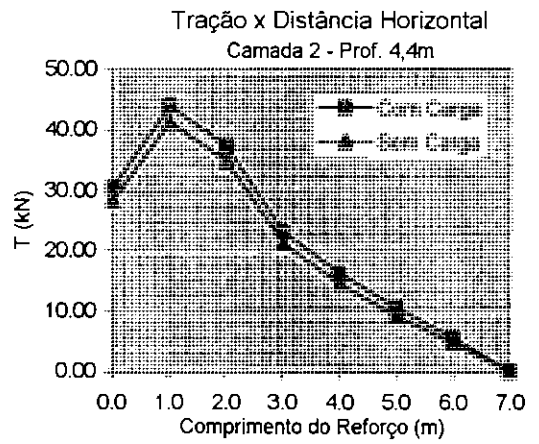
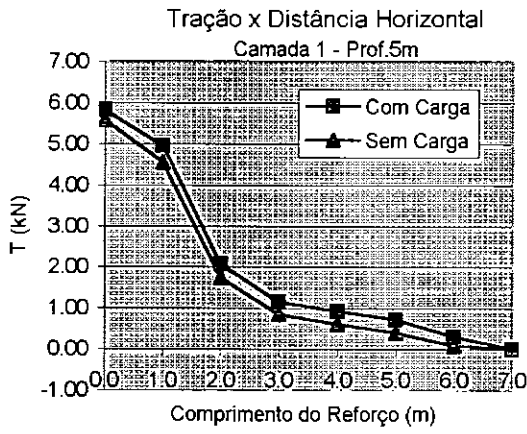


Fig. A-45(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 1 a 4]

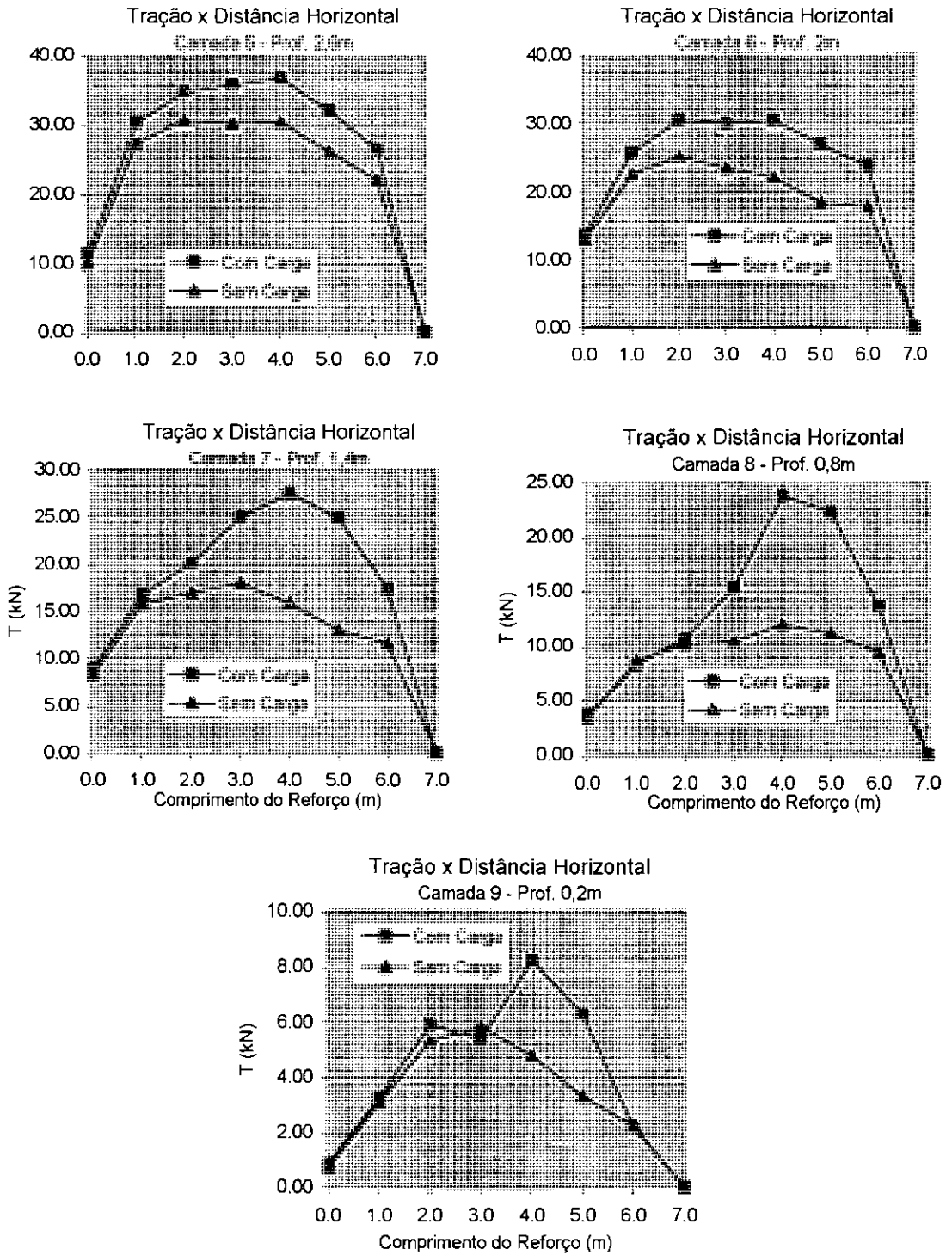


Fig. A-45(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

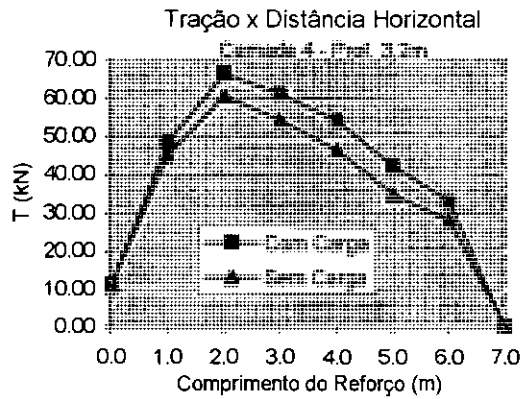
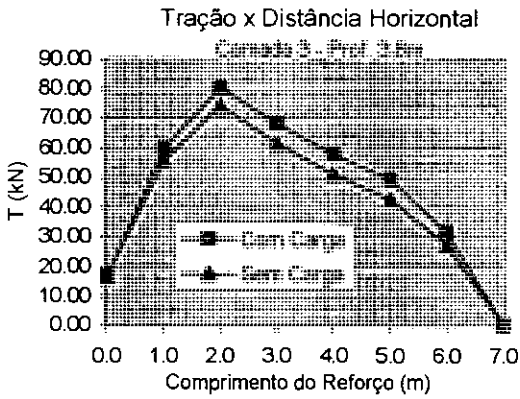
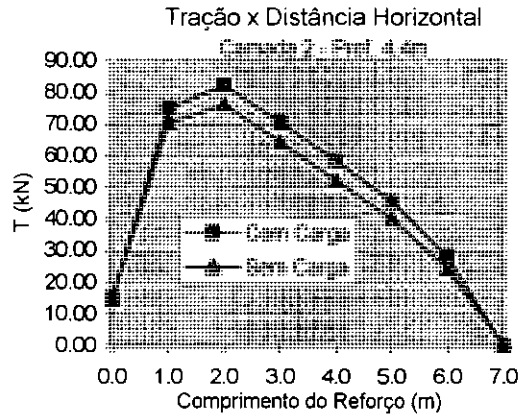
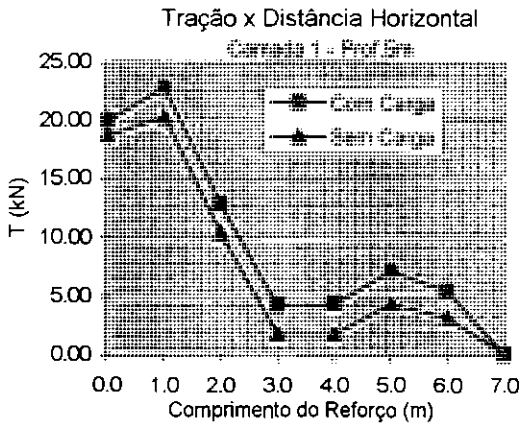


Fig. A-46(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

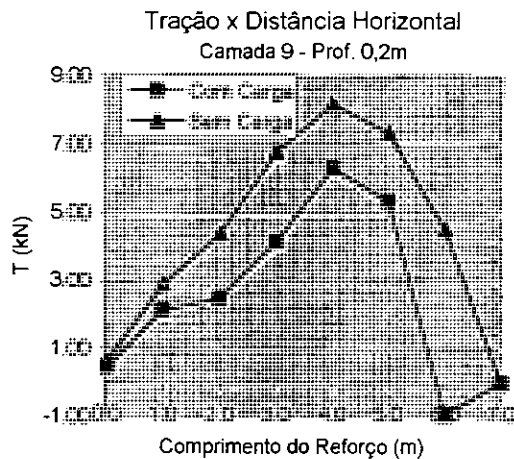
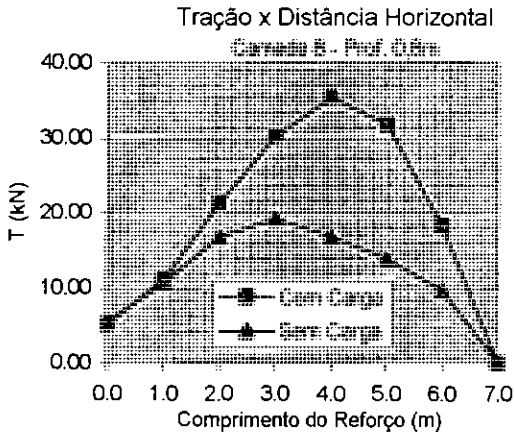
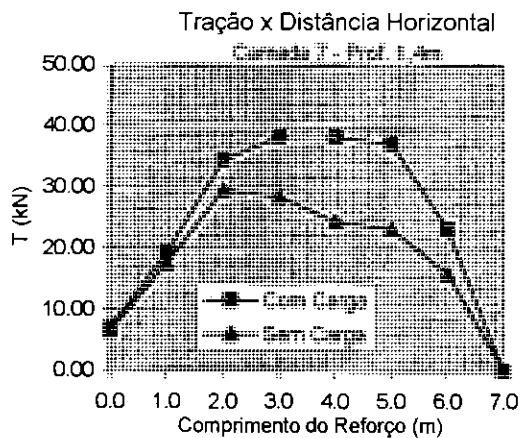
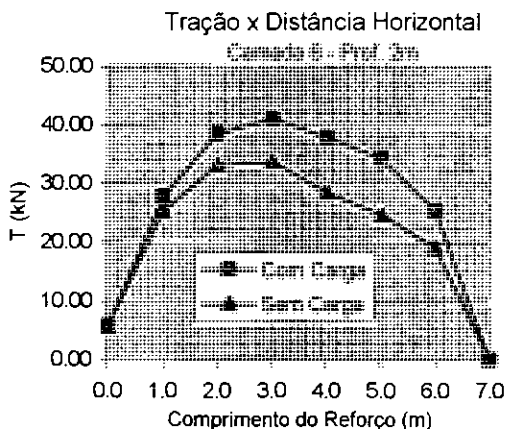
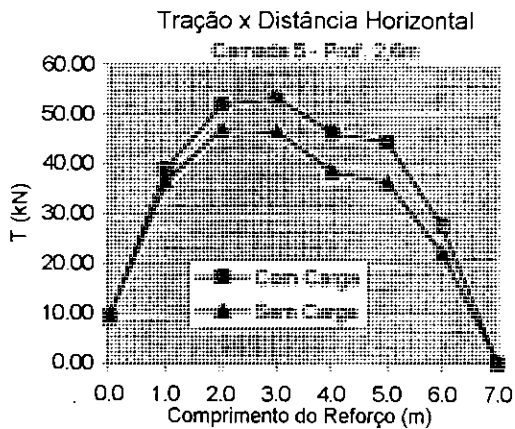


Fig. A-46(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 50 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]

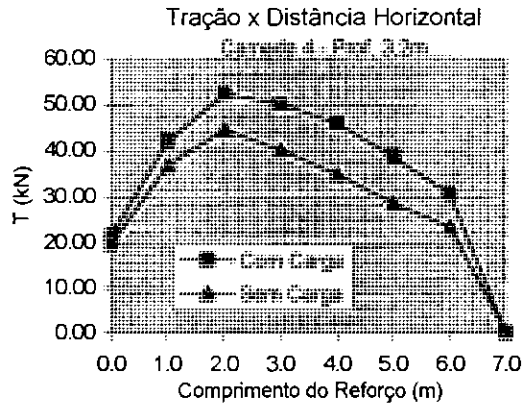
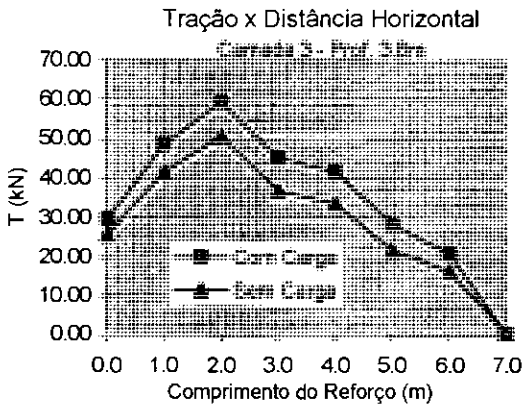
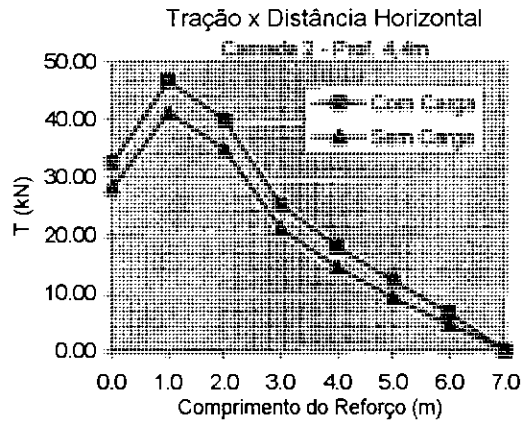
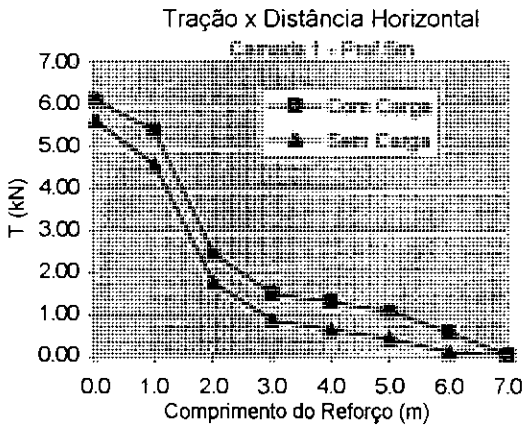


Fig. A-47(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_1=0,1$, camadas 1 a 4]

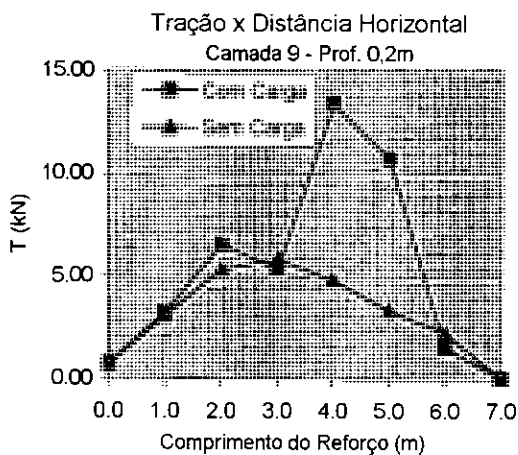
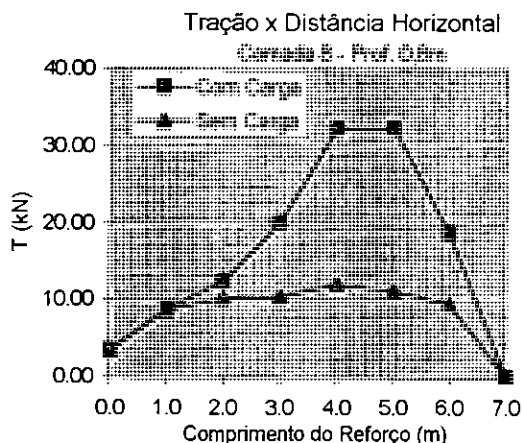
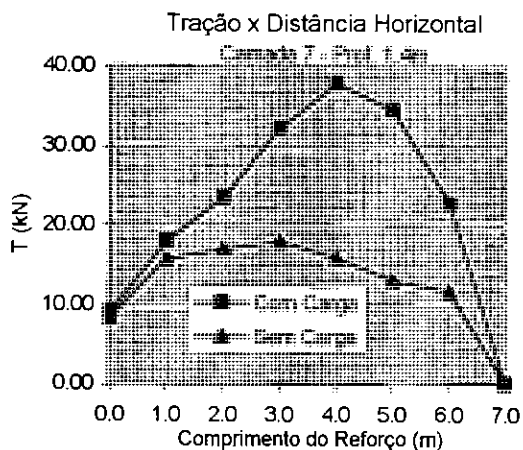
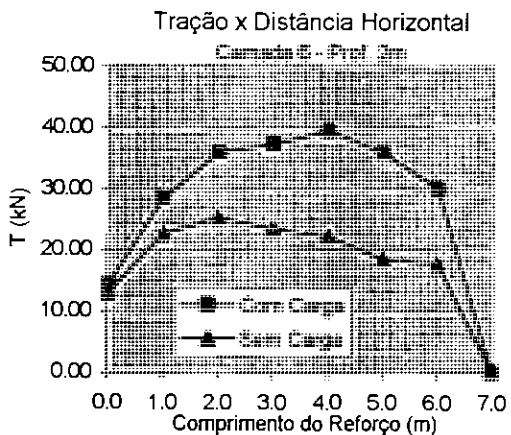
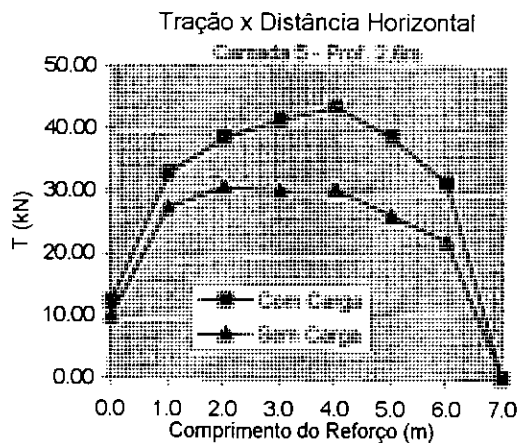


Fig. A-47(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=0,1$, camadas 5 a 9]

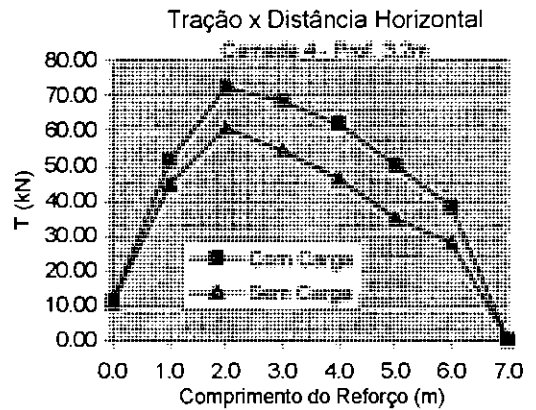
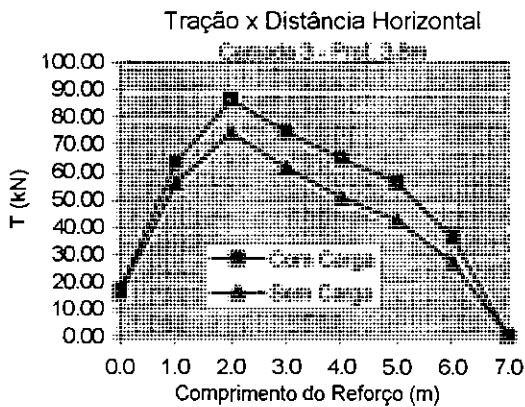
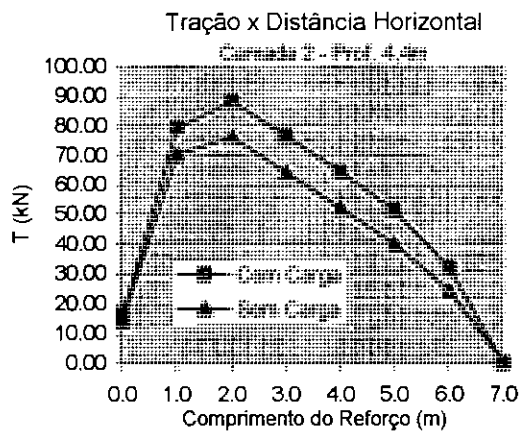
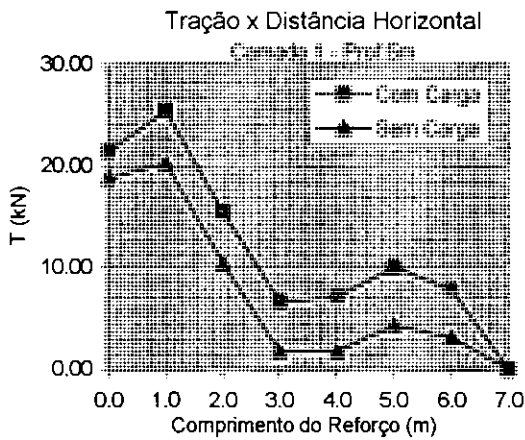


Fig. A-48(a): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 1 a 4]

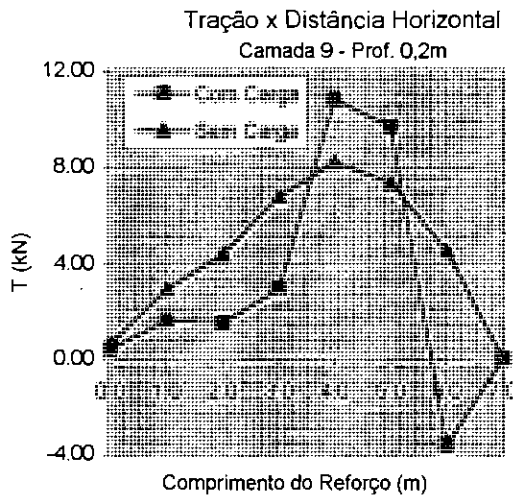
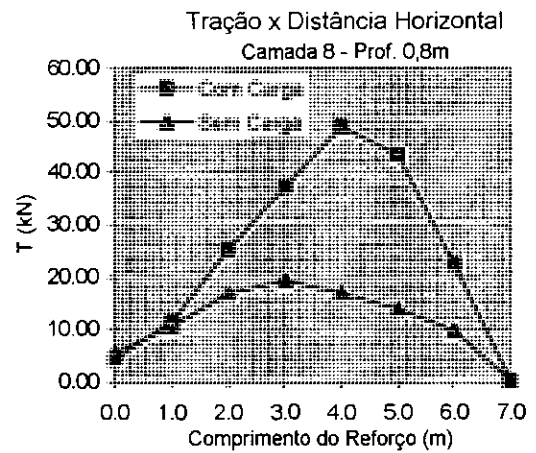
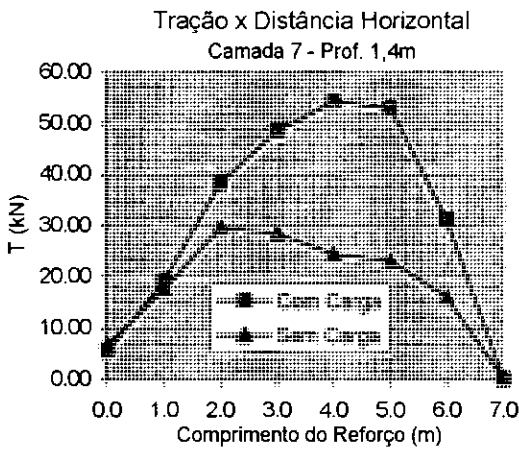
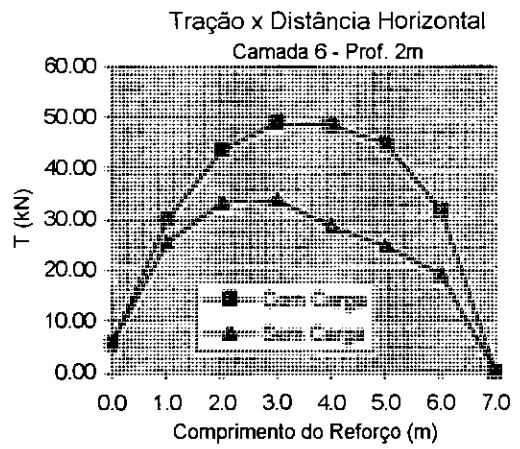
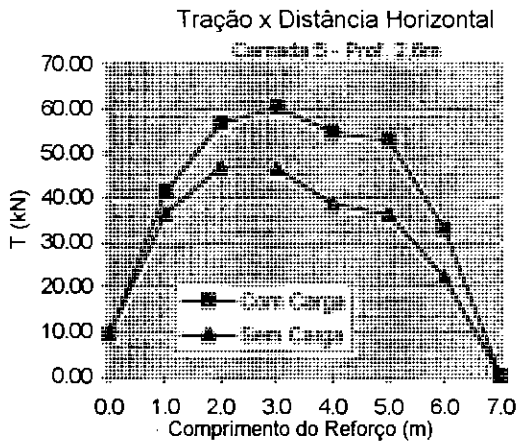


Fig. A-48(b): Forças de tração ao longo do comprimento do reforço [muro 10m, sem compactação, carregamento 100 kPa de largura 2m, resultante da carga a 2m da face, $S_i=3$, camadas 5 a 9]