

## 4

# ANÁLISE DE CORTINAS ANCORADAS PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método dos elementos finitos é atualmente a ferramenta numérica mais versátil para análise de problemas de interação solo-estrutura. Permite modelar de forma realista o comportamento mecânico da superestrutura, fundações e solo, preservando a geometria da estrutura, superfície do terreno e estratos de solo, além de possibilitar a ocorrência de deslocamentos relativos entre os diferentes componentes do sistema, de condições de contorno complexas, carregamentos estáticos ou dinâmicos, procedimentos de escavação ou aterros incrementais, etc.

A despeito desta grande capacidade do método numérico, há que se discutir algumas deficiências de modelagem e necessárias precauções a serem tomadas no caso da simulação computacional do comportamento de cortinas ancoradas em solo através de programas computacionais que somente contemplam análises bidimensionais (estado plano de deformação). Na seção que se segue, alguns destes aspectos serão discutidos.

### 4.1.

#### Aspectos da modelagem de cortinas ancoradas

- a) *Modelagem da cortina* – não há sérios problemas de modelagem quando a cortina satisfaz às condições do estado plano de deformação. Se elementos de viga são utilizados na modelagem, a rigidez axial (EA) e a rigidez à flexão (EI) são fornecidas diretamente como propriedades do material, onde A e I representam a área e o momento de inércia da seção transversal da cortina, respectivamente, por metro de comprimento. Se elementos planos forem usados, então a rigidez axial (EA) e a rigidez a flexão (EI) podem ser determinados através das equações (4.1) e (4.2). Elementos de interface na face interna da cortina são também empregados para possibilitar a simulação de deslocamentos relativos entre o solo e a estrutura.

$$EI = \frac{E_{eq}e^3}{12} \quad (4.1)$$

$$EA = E_{eq}e \quad (4.2)$$

onde  $E_{eq}$  e  $e$  são módulo de elasticidade e espessura da cortina respectivamente.

- b) *Modelagem da ancoragem* – a ancoragem, como se sabe, é dividida nos trechos livre e ancorado que podem ser modelados através de diferentes elementos. É usual ignorar-se qualquer tensão cisalhante mobilizada entre o solo e o trecho livre, sendo freqüentemente utilizado elementos de mola que conectam diretamente a cortina, numa extremidade, ao bulbo de ancoragem, na outra. Quanto à modelagem do trecho ancorado, empregam-se normalmente elementos planos e elementos de interface entre o bulbo e o solo adjacente (figura 4.1). Enquanto o comportamento da cortina pode ser aproximado de maneira realista pelo estado plano de deformação, é evidente que ancoragens, por gerarem um estado tridimensional de tensões no maciço, são representadas bem menos satisfatoriamente. Deformações do solo que possam ocorrer entre as linhas de ancoragem, na direção normal ao plano do problema, são completamente ignoradas pela simulação bidimensional e cuidados devem ser tomadas para especificar os dados de entrada do problema, como dividir a força real aplicada nos tirantes pelo espaçamento entre tirantes na direção normal.

#### **4.2. Modelagem com o programa computacional Plaxis**

Plaxis (Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7.2) é um pacote de elementos finitos desenvolvido para aplicações a problemas geotécnicos 2D pela Technical University of Delft, Holanda, desde 1987, e sucedida a partir de 1993 pela empresa comercial Plaxis. Foi elaborado com o propósito de se constituir numa ferramenta numérica prática para uso de engenheiros geotécnicos que não sejam necessariamente especialistas em procedimentos numéricos. Esta filosofia de desenvolvimento do software resultou numa interação com o usuário-

engenheiro bastante simples (as rotinas de pré e pós-processamento são muito fáceis de serem manipuladas), mas, em contrapartida, limitou a interação com o usuário-pesquisador, pois, ao contrário de outros pacotes de elementos finitos como o ABAQUS, por exemplo, não permite acesso a arquivos de entrada de dados ou dos resultados para complementação de informações, análise de resultados intermediários, introdução de adaptações nas técnicas de solução, etc. O ganho em simplicidade foi, de certa maneira, conseguido às custas de uma menor capacidade de generalização que, na versão 8 (2002) está sendo parcialmente compensada pela opção que permite introduzir relações constitutivas definidas pelo usuário, através de uma programação independente. O software atualmente traz implementadas as seguintes leis constitutivas: elasticidade linear, modelo de Mohr-Coumb (comportamento elasto-perfeitamente plástico), modelo elasto-plástico com endurecimento isotrópico (dependência hiperbólica da rigidez do solo em relação ao estado de tensão), modelo de amolecimento (*Soft-Soil Model*) e lei constitutiva para creep (comportamento dependente do tempo).

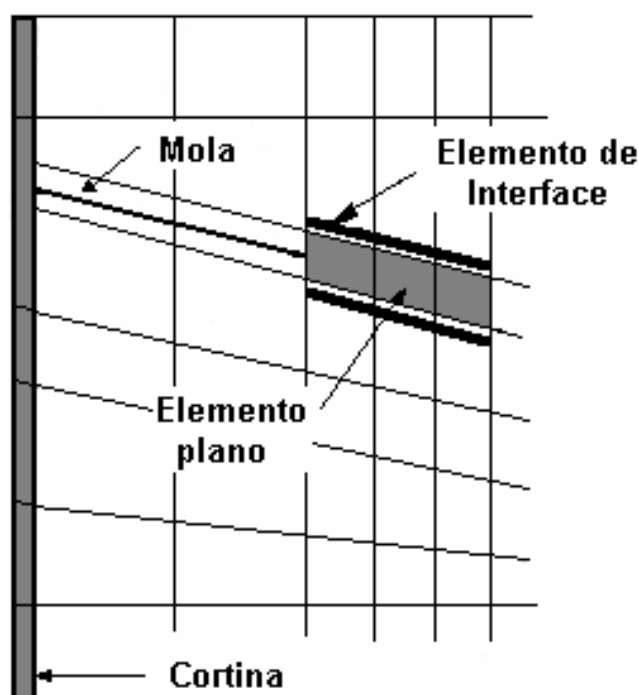


Figura 4.1 – Modelagem de ancoragem com mola e elementos planos (Potts, D. & Zdravkovic, L., 2001).

Neste trabalho os materiais que constituem o tirante (aço), a cortina (concreto) e o bulbo de ancoragem (calda de cimento) foram considerados

homogêneos, isotrópicos e linearmente elásticos, necessitando portanto da definição de apenas 2 parâmetros ( $E$ ,  $\nu$ ), enquanto que o solo do maciço foi representado pelo modelo de Mohr-Coulomb, o qual requer o conhecimento dos seguintes 5 parâmetros: módulo de elasticidade  $E$ , coeficiente de Poisson  $\nu$ , coesão do solo ( $c$ ), ângulo de resistência ao cisalhamento ( $\phi$ ) e ângulo de dilatância ( $\psi$ ).

O uso do ângulo de dilatância tem por objetivo minimizar algumas das reconhecidas deficiências do modelo de Mohr-Coulomb:

- a) o valor previsto da deformação volumétrica plástica (dilatância) é muito maior do que aquela observada em solos reais;
- b) uma vez atingida a superfície de escoamento plástico, a dilatância se mantém como um processo contínuo. Solos reais, que podem apresentar um comportamento dilatante no início do escoamento plástico, apresenta uma tendência de deformação volumétrica plástica nula para grandes valores de deformação, característica de comportamento mecânico que é a base dos vários modelos de estado crítico.

A primeira das deficiências é corrigida pelo programa Plaxis através da adoção de uma lei de fluxo não-associada, onde uma função de potencial plástico, que passa a indicar a direção do incremento de deformação plástica em vez da superfície de escoamento na formulação associada, é expressa de maneira similar à superfície de Mohr-Coulomb mas substituindo-se o ângulo de resistência ao cisalhamento ( $\phi$ ) pelo ângulo de dilatância ( $\psi$ ). A segunda dificuldade ainda persiste porque o modelo continua a prever dilatância, apesar de corrigir o seu valor, não importa quanto o solo é cisalhado. A razão é que no Plaxis o ângulo de dilatância é considerado constante, e não função da deformação volumétrica plástica, medida que poderia minimizar o problema (Potts & Zdravkovic, 2001).

Elementos de interface são usados para representação do contato cortina-solo e solo-bulbo. Na figura 4.2 os elementos de interface são mostrados com uma espessura finita, mas na formulação do método dos elementos finitos utilizado pelo programa Plaxis as coordenadas dos pares de pontos nodais (do elemento plano e do elemento de interface) são idênticas, ou seja, o elemento de

interface considerado tem espessura nula. Elementos de interface também são aconselhados para emprego em problemas de interação solo-estrutura envolvendo cantos ou súbitas mudanças das condições de contorno que possam levar a grandes variações nos valores de tensão e deformação não adequadamente reproduzidos por elementos planos convencionais. A introdução de elementos de interface nestes cantos (figura 4.2) pode significativamente melhorar a qualidade dos resultados.

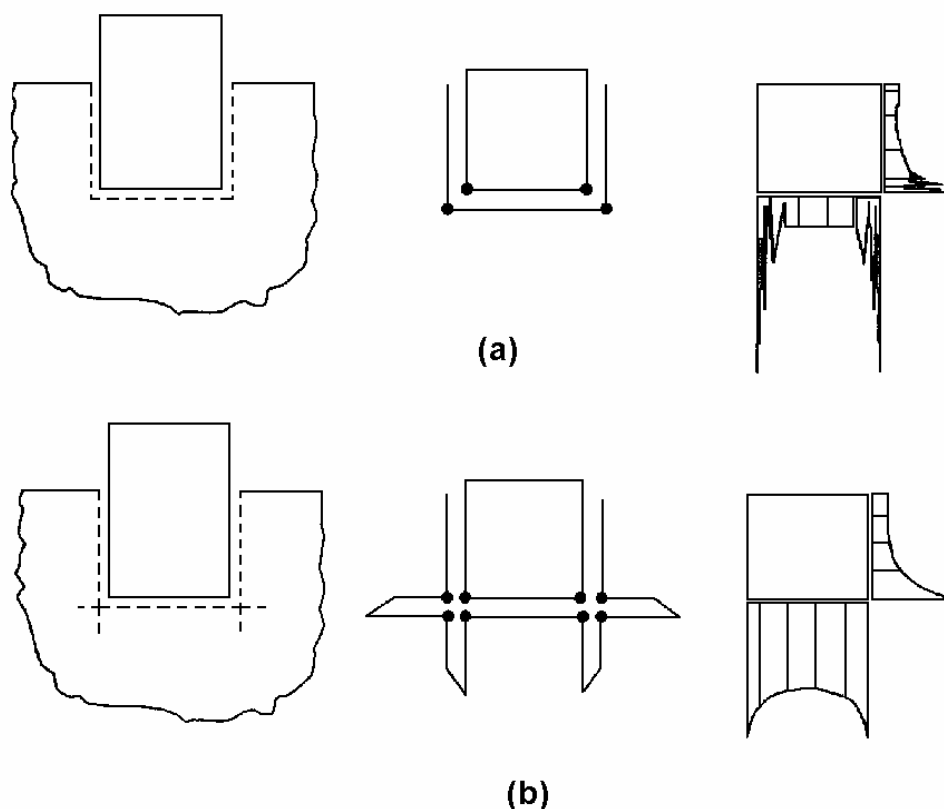


Figura 4.2 – Determinação de tensões nos cantos de estruturas: a) sem elementos de interface; b) considerando elementos de interface (Manual Plaxis v.7.2).

O modelo de Mohr-Coulomb é também utilizado para descrição do comportamento mecânico das interfaces, com as propriedades dos elementos de interface estimadas a partir das propriedades do solo com auxílio das seguintes equações:

$$c_{inter} = R_{inter} \cdot c_{solo} \quad (4.3)$$

$$\tan \phi_{inter} = R_{inter} \cdot \tan \phi_{solo} \leq \tan \phi_{solo} \quad (4.4)$$

$$\psi_{inter} = 0^\circ \text{ para } R_{inter} < 1 ; \text{ caso contrário, } \psi_{inter} = \psi_{solo} \quad (4.5)$$

onde  $R_{inter}$  representa o fator de redução de resistência nas interfaces. Valores típicos deste fator podem ser encontrados em diversas publicações da literatura e mesmo no próprio manual de utilização do Plaxis (tabela 4.1).

Tabela 4.1 – Valores típicos do fator de redução de resistência  $R_{inter}$ .

Tipo de interface	$R_{inter}$
Areia / aço	2/3
Argila / aço	1/2
Areia / concreto	0,8 – 1,0
Solo / geogrelha	0,8 – 1,0
Solo / geotêxtil	1.0

O critério de “corte de tração” (*tension cut-off*) deve ser também satisfeito pelos elementos de interface, ou seja, os valores de tensão normal  $\sigma$  devem ser inferiores à resistência à tração no solo da interface  $\sigma_{t,inter}$ .

$$\sigma < \sigma_{t,inter} = R_{inter} \cdot \sigma_{t,solo} \quad (4.6)$$

As malhas de elementos finitos são geradas automaticamente pelo Plaxis, considerando as restrições impostas pela geometria do problema, ocorrência de diferentes materiais, posição do nível d’água, etc. O tipo de elemento finito selecionado para os exemplos numéricos apresentados a seguir foi o elemento triangular quadrático de 15 e 6 nós respectivamente

. A malha de elementos finitos pode ser refinada global ou localmente através de comandos especiais disponibilizados pelo programa.

A especificação das propriedades da cortina e da ancoragem foi feita como:

- a) *Cortina* – fornecidos os valores da rigidez axial  $E_{parede}A$  e da rigidez à flexão  $E_{parede}I$  a espessura do elemento de viga é calculada através das equações 4.1 e 4.2. Adicionalmente, o peso  $w$  da cortina é calculado no programa Plaxis como função de

$$w = (\gamma_{parede} - \gamma_{solo})e \quad (\text{kN/m}^2) \quad (4.7)$$

onde  $\gamma_{parede}$  e  $\gamma_{solo}$  referem-se aos pesos específicos dos materiais da parede (concreto) e solo.

- b) *Ancoragem* – para o trecho livre o valor da rigidez axial  $EA$  deve ser fornecido por ancoragem, em unidades de força e não em unidades de força / comprimento. Para determinação da rigidez equivalente no estado plano de deformação o programa necessita ainda conhecer o espaçamento entre tirantes na direção fora do plano. Para materiais com comportamento elasto-plástico, podem ser fornecidos também valores limites das forças nas ancoragens, tanto sob esforços de tração quanto de compressão.

No trecho livre o valor do módulo de elasticidade do aço foi considerado  $E_{aço} = 205GPa$  e a área da seção transversal  $A_{aço}$  da barra de diâmetro  $\phi_{aço}$  calculada como

$$A_{aço} = \frac{\pi\phi_{aço}^2}{4} \quad (4.8)$$

No trecho ancorado a rigidez axial foi determinada considerando-se o módulo de elasticidade da calda de cimento  $E_{calda} = 21,6GPa$  e área da seção transversal calculada de maneira similar à equação 4.8 considerando o correspondente valor do diâmetro da perfuração  $\phi_{furo}$ .

### 4.3. Validação da modelagem

Nesta etapa procurou-se comparar os resultados numéricos obtidos através do programa computacional Plaxis v.7.2 com outras soluções numéricas

publicadas na literatura, com o objetivo de validar o processo de modelagem dos exemplos apresentados neste capítulo.

Esta tarefa, que em princípio pareceu ser simples em virtude da grande quantidade de resultados de modelagens numéricas que vem sendo continuamente publicados em conferências e revistas científicas, revelou-se ao final frustrante pois os resultados dos trabalhos revistos (Murakami, Yuri & Tamano, 1988; Grant P.W., 1985; Matos Fernandes, 1990, entre outros) continham falta de informações a respeito ou dos parâmetros do solo, ou das características da cortina (espessura, tipo de material), ou da modelagem por elementos finitos (tipos de elementos, inclusão ou não de elementos de interface, etc).

Decidiu-se, portanto, apenas para efeitos de aferir o processo de modelagem das cortinas ancoradas deste trabalho, pela re-análise do comportamento das cortinas projetadas para um túnel rodoviário de 1760m em uma área alagadiça de proteção ambiental na Suíça (figura 4.3), estudados por Gysi & Morri (2002) através do programa Plaxis.

Como o depósito de solo local, constituído por areia fina, de compacidade fofa a média, apresentava problemas para a ancoragem das cortinas de estacas-prancha principais, os projetistas decidiram por ancorá-las em cortinas secundárias de 11,3m de altura, cravadas a uma distância de 14m, com intervalo de 4m entre tirantes na direção fora do plano.

A execução das cortinas foi simulada através de 7 etapas de construção, considerando-se a posição inicial do nível d'água na superfície do terreno: 1) instalação das cortinas secundárias de 11,3m; 2) escavação de 1,90m atrás destas cortinas, acompanhada do correspondente rebaixamento do lençol freático; 3) nova escavação do solo e rebaixamento do lençol freático entre as cortinas secundárias, distanciadas entre si de 58m, com cortes sob forma de taludes inclinados, até a profundidade de 4,10m; 4) instalação das duas cortinas principais de 16,5m, separadas 30m entre si e 14m das cortinas secundárias; 5) escavação até a profundidade de 7m com rebaixamento do lençol freático; 6) instalação das ancoragens, considerando distância entre tirantes de 4m, com aplicação de protensão de 250 kN/m (ou seja, 1000 kN por ancoragem); 7) execução do estágio final de escavação até a profundidade de 10,70m, acompanhada do correspondente rebaixamento do lençol freático.



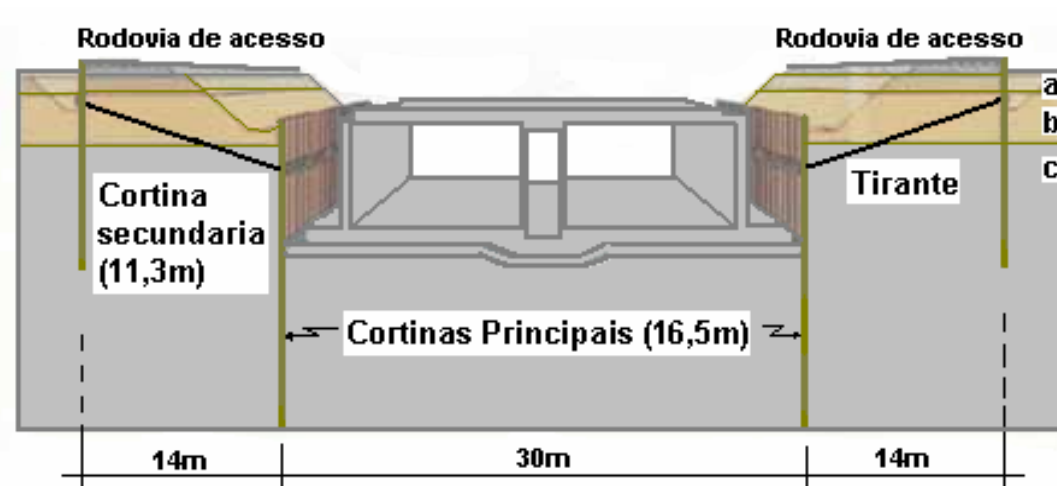


Figura 4.3 – Corte do túnel projetado mostrando posição das cortinas principais e secundárias de estaca prancha (Gysi & Morri, 2002).

As cortinas principais foram executadas com perfis de aço tipo LARSSSEN 24 e as cortinas secundárias com perfis de aço LARSSSEN 23, cujas características geométricas estão apresentadas na tabela 4.2, bem como ilustradas na figura 4.4. O módulo de elasticidade do aço das estacas prancha foi adotado  $E_{aço} = 210$  GPa.

Tabela 4.2 – Características dos perfis de aço LARSSSEN 24 e LARSSSEN 23 utilizados nas cortinas de estacas-prancha principais e secundárias, respectivamente.

Seção	Largura <b>b</b> mm	Altura <b>h</b> mm	Espessura <b>d</b> mm	Espessura <b>t</b> mm	Área parede cm <sup>2</sup> /m	Peso de única estaca Kg/m <sup>2</sup>	Peso da parede Kg/m <sup>2</sup>	Momento de Inércia da parede cm <sup>4</sup> /m	Módulo da seção	
									única estaca cm <sup>3</sup> /m	parede cm <sup>3</sup> /m
<b>LARSSSEN 23</b>	500	420	11.5	10	197	77.5	155	42000	527	2000
<b>LARSSSEN 24</b>	500	420	15.6	10	223	87.5	175	52500	547	2500

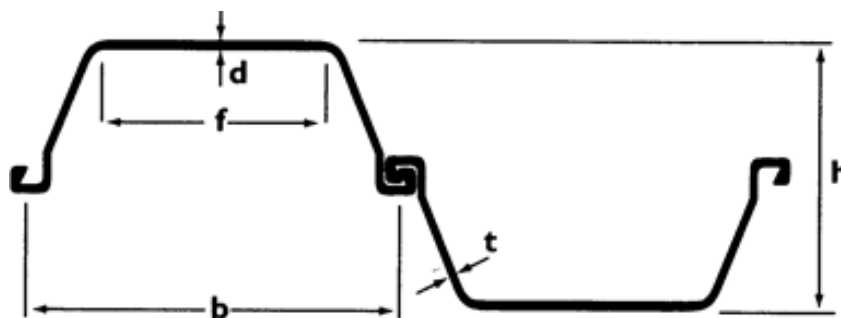


Figura 4.4 – Geometria da parede – LARSSSEN 23 e 24.

As seguintes camadas de solo foram identificadas no perfil geotécnico, com as correspondentes propriedades listadas na tabela 4.3:

- camada superficial de solo sedimentar recente, de origem lacustre, classificado como silte argiloso ou silte com grande quantidade de matéria orgânica;
- camada intermediária constituída por areia fina e silte com alguma quantidade de matéria orgânica;
- camada profunda de areia fina a média.

Tabela 4.3 – Propriedades das camadas de solo

Parâmetro	Símbolo	Camada 1	Camada 2	Camada 3	Unidade
Espessura		4.6	3.5	> 40	m
Modelo		Endurecimento isotrópico (HS)	Endurecimento isotrópico (HS)	Endurecimento isotrópico (HS)	
Comportamento		Drenado	Drenado	Drenado	
Peso específico seco	$\gamma_d$	17.0	18.0	18.0	kN/m <sup>3</sup>
Peso específico natural	$\gamma$	19.0	20.0	20.0	kN/m <sup>3</sup>
Permeabilidade horizontal	$k_h$	1.0	1.0	1.0	m/dia
Permeabilidade vertical	$k_v$	0.05	0.05	0.05	m/dia
Módulo de Young	$E_{50}$	$5.0 \times 10^3$	$2.0 \times 10^4$	$6.0 \times 10^4$	kPa
Módulo edométrico	$E_{oed}$	$5.0 \times 10^3$	$2.0 \times 10^4$	$6.0 \times 10^4$	kPa
Potência (parâmetro do modelo)	$m$	0.5	0.5	0.5	
Módulo de descarregamento	$E_{ur}$	$1.5 \times 10^4$	$6.0 \times 10^4$	$1.8 \times 10^5$	kPa
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0.2	0.2	0.2	-
Pressão de referência	$p_{ref}$	100.0	100.0	100.0	kPa
Coesão	$c'$	10.0	1.0	1.0	kPa
Ângulo de atrito	$\phi'$	27.0	33.0	33	
Ângulo de dilatação	$\psi'$	0.0	0.0	4.0	
Fator de redução de resistência	$R_{inter}$	1.0	1.0	1.0	

Os resultados finais dos deslocamentos horizontais das cortinas principais e secundárias estão mostrados na figura 4.5, incluindo os valores medidos em campo e os previstos através das modelagens numéricas executadas por Gysi & Morri (2002) e nesta pesquisa. Procurou-se também comparar a distribuição dos momentos fletores ao longo das cortinas principais e secundárias, representados na figura 4.6. As diferenças observadas nos resultados numéricos podem ser

novamente atribuídas à falta de clareza na descrição do problema e na exposição dos resultados por Gysi & Morri (op.cit): a) o texto da publicação menciona cortinas principais de 18m e secundárias de 12m, mas na ilustração da obra (figura 4.3) e na exposição dos resultados numéricos, as dimensões que constam são, respectivamente, 16,5m e 11,3m; b) a protensão no tirante é de 1000 kN, conforme o texto, e de 1200 kN na descrição dos parâmetros de entrada do programa Plaxis.

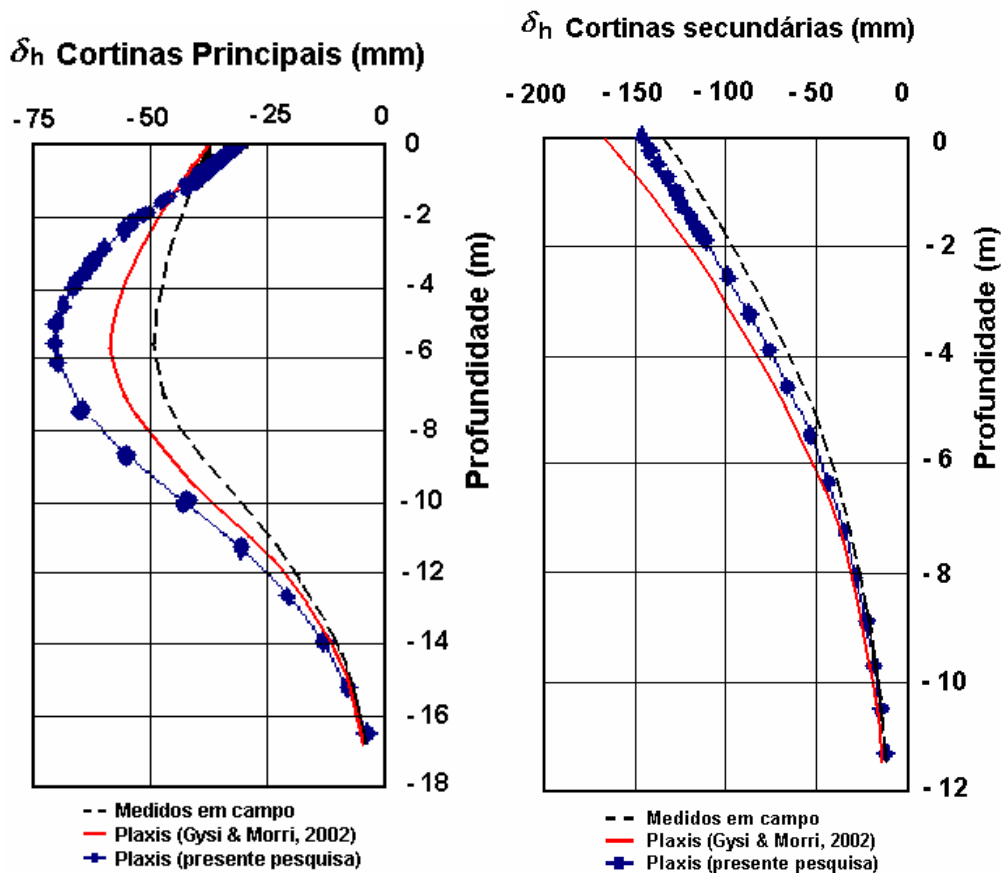


Figura 4.5 – Comparação de deslocamentos horizontais medidos e previstos para as cortinas principais (esquerda) e secundárias (direita).

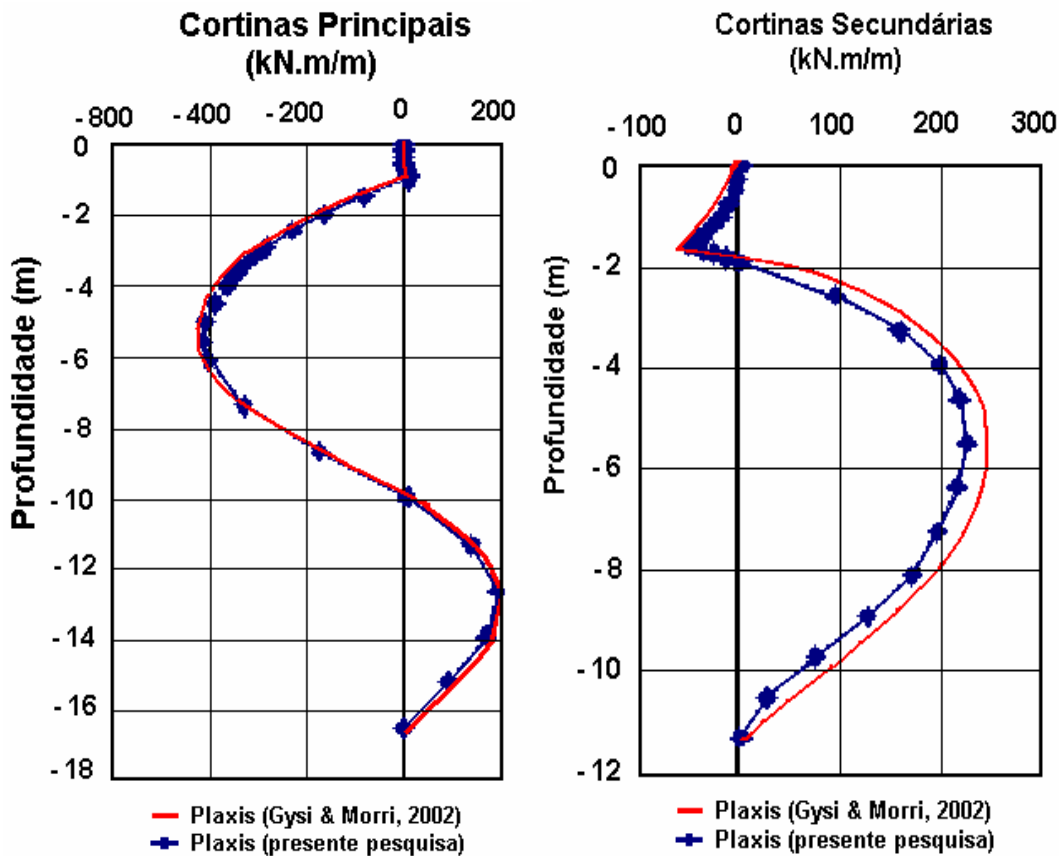


Figura 4.6 – Comparação das distribuições dos momentos fletores finais medidos e previstos ao longo das cortinas principais (esquerda) e secundárias (direita).

#### 4.4. Cortina ancorada em solo residual

Neste exemplo é analisado o comportamento de uma cortina de concreto de 5,10m de altura, ancorada em solo residual, com profundidade de embutimento de 0,60m, em forma de L. Duas linhas de tirantes foram executada com inclinação de 20° em relação à horizontal, carga de protensão de 100 kN por tirante e espaçamento entre tirantes de 2m (no plano do problema e na direção normal). A escavação de 4,5m foi modelada em 3 fases, com remoção sequencial de camadas com espessuras indicadas na figura 4.6, que também apresenta a geometria do problema bem como a malha de elementos finitos utilizada na análise do comportamento da cortina.

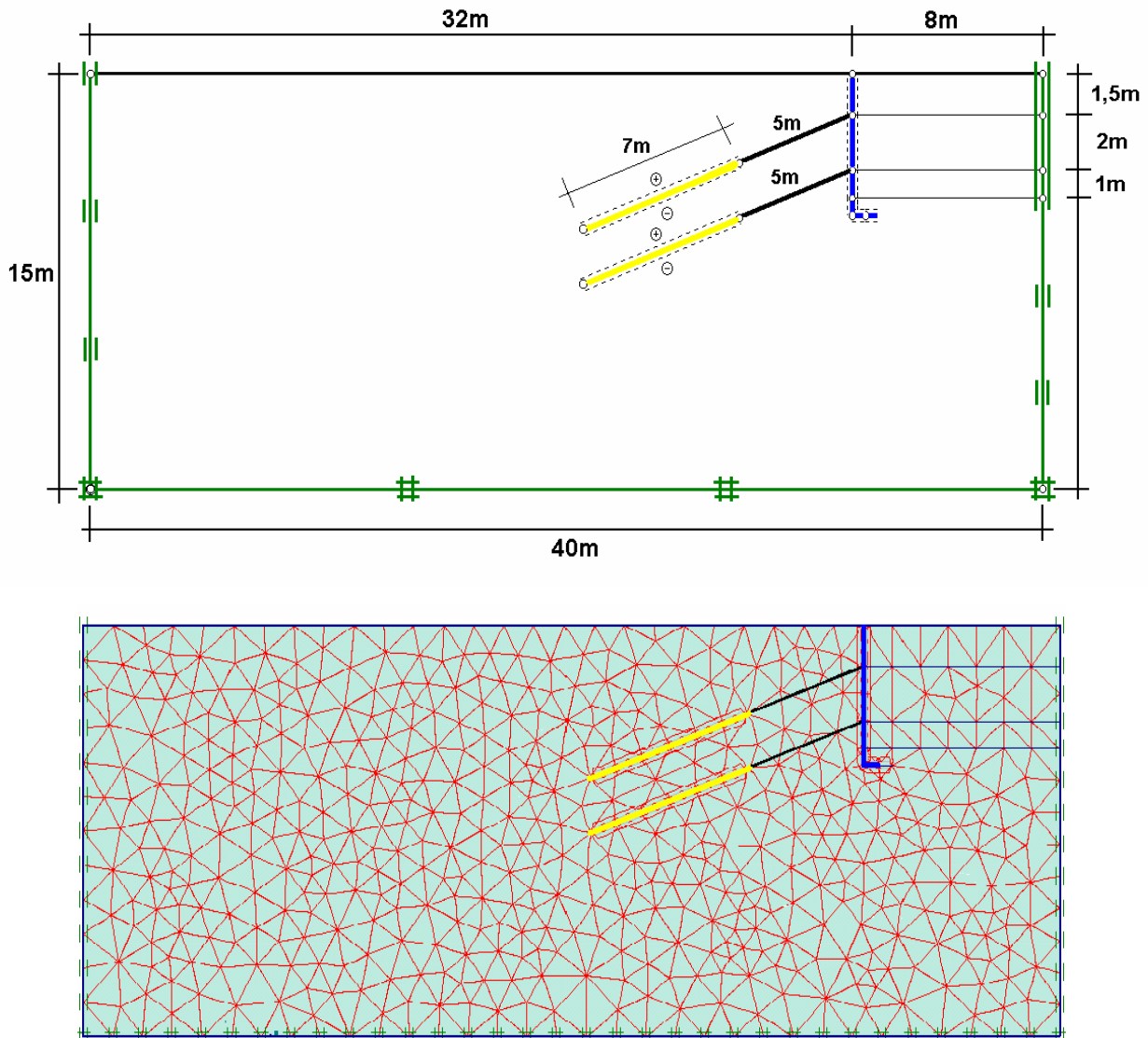


Figura 4.7 – Geometria do problema e malha de elementos finitos triangulares quadráticos (15 nós).

Os parâmetros que descrevem o sistema solo-cortina-tirantes foram obtidos junto à Fundação GeoRio, da Prefeitura Municipal do Rio de Janeiro, e encontram-se listados na tabela 4.4. O valor do fator de redução de resistência nas interfaces solo-cortina foi adotado como  $R_{inter} = 0,67$ .

A simulação da construção da cortina ancorada foi feita em 5 etapas, sem presença do lençol freático: etapa 1 – execução da cortina e escavação da camada de solo superficial de 1,5m; etapa 2- colocação da primeira linha de tirantes com carga de protensão de 100kN; etapa 3 – escavação de camada de solo intermediária de 2m de espessura; etapa 4 – instalação da segunda linha de tirantes com aplicação da carga de protensão de 100kN; etapa 5 – escavação da camada inferior de solo com 1m de espessura.

Tabela 4.4 – Propriedades geomecânicas (GeoRio, 2003).

Solo							
$E_{\text{solo}}$ (MPa)	$\gamma_{\text{solo}}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)	$\psi$ (graus)	$v'$	$K_o$	Modelo
55	16	10	29	7,5	0,3	0,52	Mohr-Coulomb
Cortina				Tirante			
$E_{\text{parede}}$ (GPa)	Espessura (m)	$\nu$	Modelo	$E_{\text{aço}}$ (GPa)	$E_{\text{bulbo}}$ (GPa)	$\phi_{\text{aço}}$ (mm)	$\phi_{\text{furo}}$ (mm)
24	0,20	0,2	Linear Elástico	205	21,6	32	100

Os deslocamentos horizontais da cortina ao final de cada etapa estão representados na figura 4.8, observando-se deslocamento final no topo de apenas 1,82mm. Conforme pode ser observado, o movimento da cortina é essencialmente determinado pela instalação dos tirantes, sendo em menor grau afetado pelo processo de escavação e, aparentemente, pelo número de etapas de escavação.

Ao final da construção a carga efetivamente atuante na primeira e segunda linha de tirantes foi de 95,45 kN e 101,60 kN, respectivamente.

Os deslocamentos calculados para o maciço de solo estão mostrados na figura 4.9, enquanto que a distribuição dos deslocamentos da cortina, bem como das tensões normais e cisalhantes na interface solo-estrutura, estão apresentados na figura 4.10

A figura 4.11 mostra os deslocamentos dos bulbos e do solo nas interfaces ao longo dos trechos ancorados das linhas de tirantes superior e inferior. Deslocamentos relativos entre o solo e os bulbos são possíveis devido à inclusão de elementos de interface na modelagem. As correspondentes distribuições das tensões normais e cisalhantes nas interfaces solo-bulbo estão ilustradas na figura 4.12.

Com o objetivo de verificar a influência da espessura da cortina na distribuição dos deslocamentos horizontais e dos momentos fletores na estrutura, foram considerados 2 valores adicionais de espessura  $e = 0,15\text{m}$ , e  $e = 0,25\text{m}$ . Os resultados da figura 4.13, mostram-se que a variação da espessura da cortina entre

0,15m a 0,25m (ou  $0,20m \pm 25\%$ ) não produz mudanças significativas nos valores e na distribuição de deslocamentos horizontais da cortina. A variação nos valores máximos dos momentos fletores positivos e negativos mostra-se, por outro lado, proporcional com a variação da espessura da cortina.

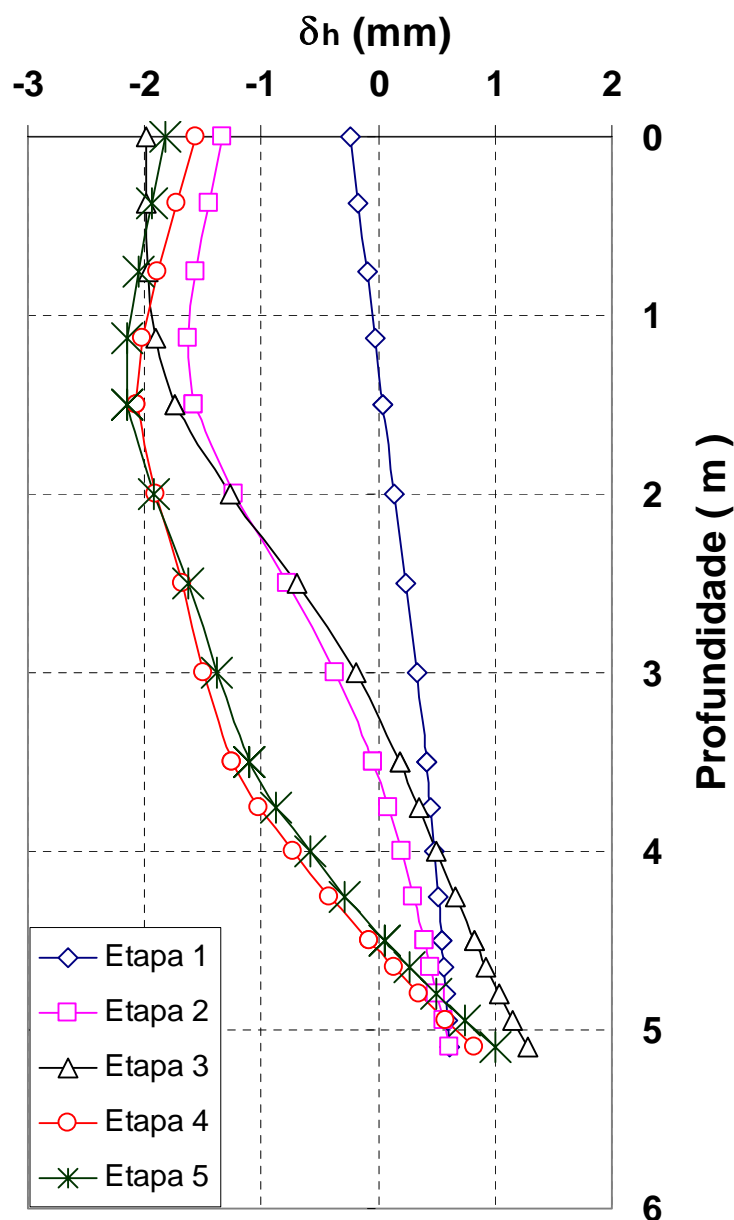


Figura 4.8 – Deslocamentos horizontais da cortina durante processos de escavação e ancoragem.

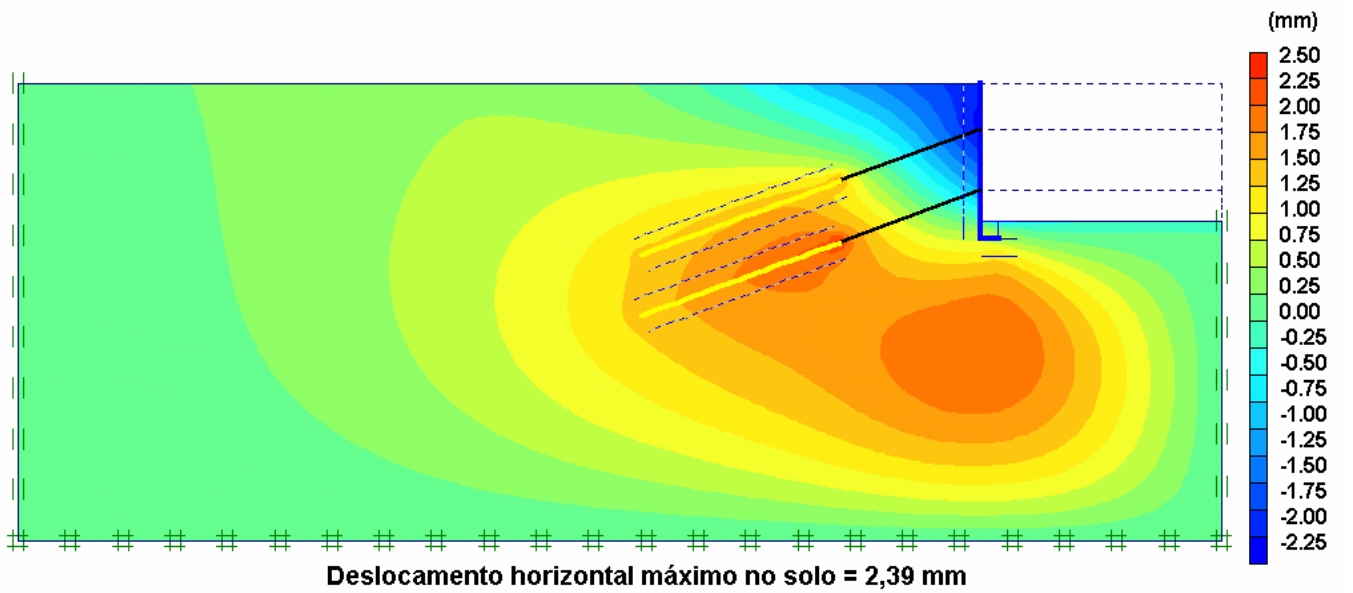
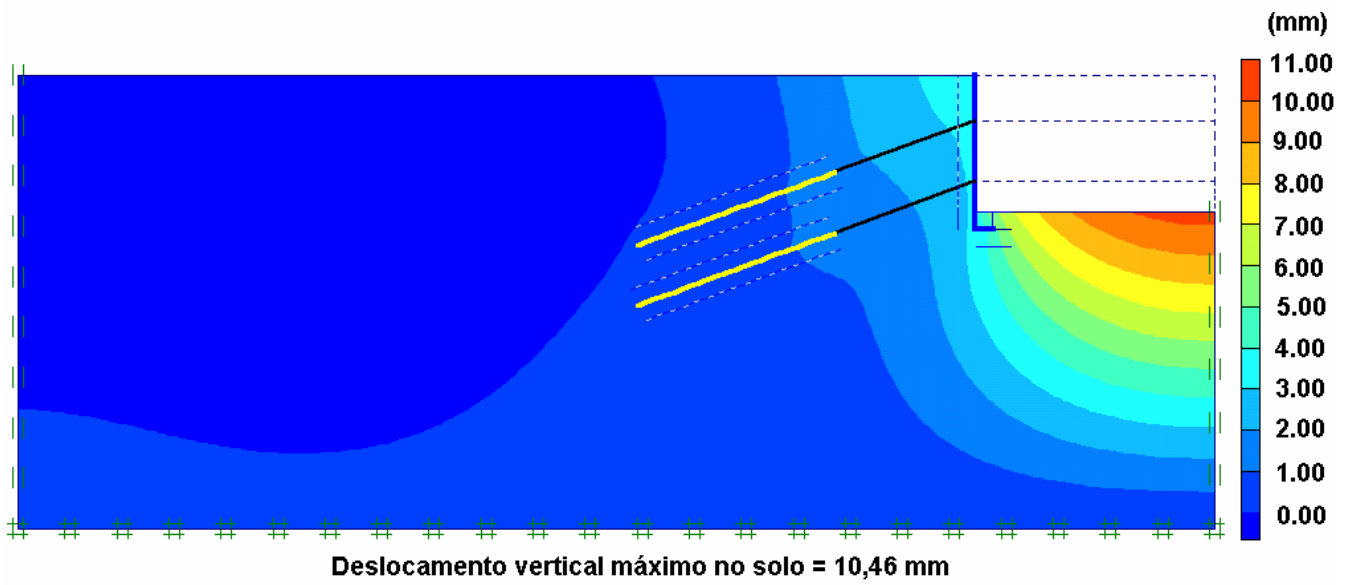


Figura 4.9 – Componentes de deslocamento vertical (acima) e horizontal (abaixo) no maciço.



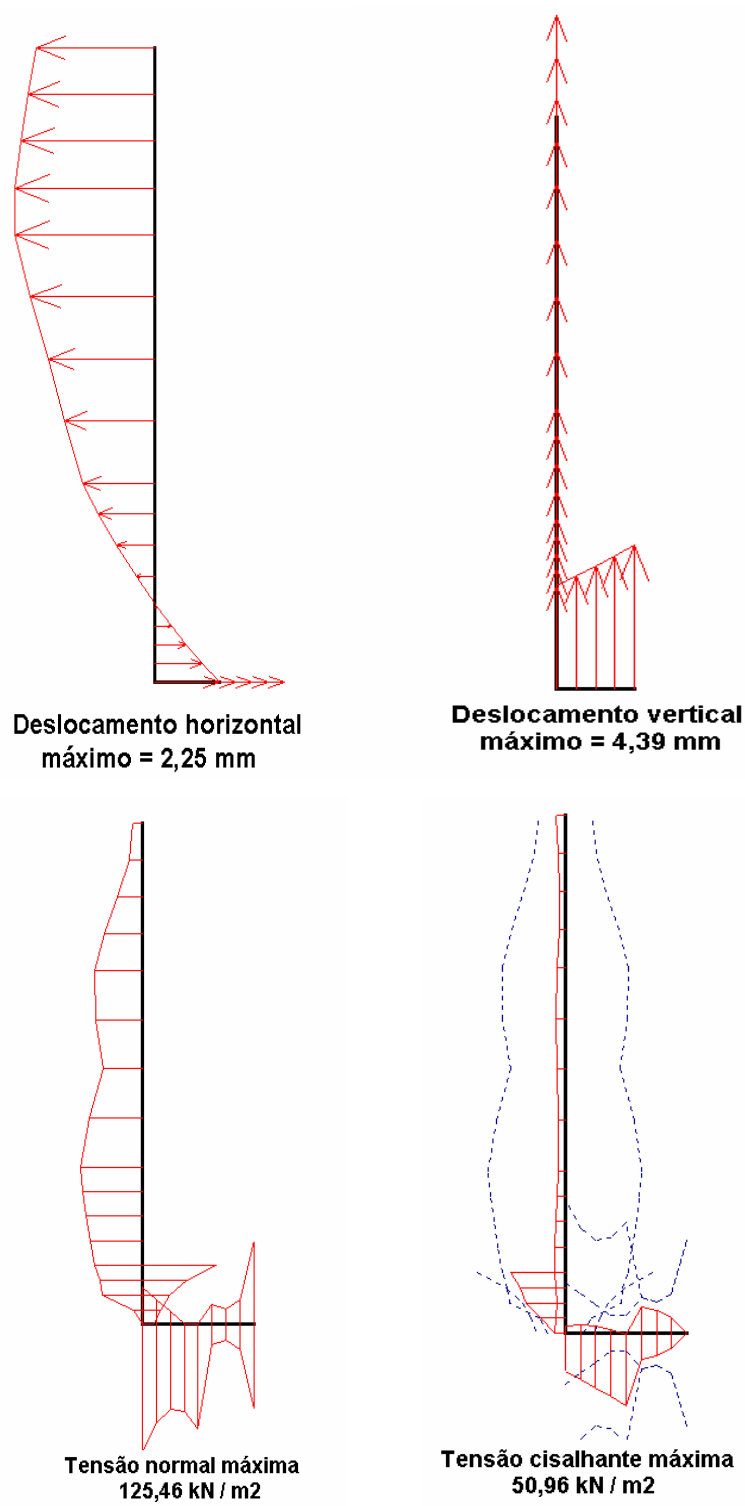


Figura 4.10 – Componentes de deslocamento e de tensões na cortina ancorada.

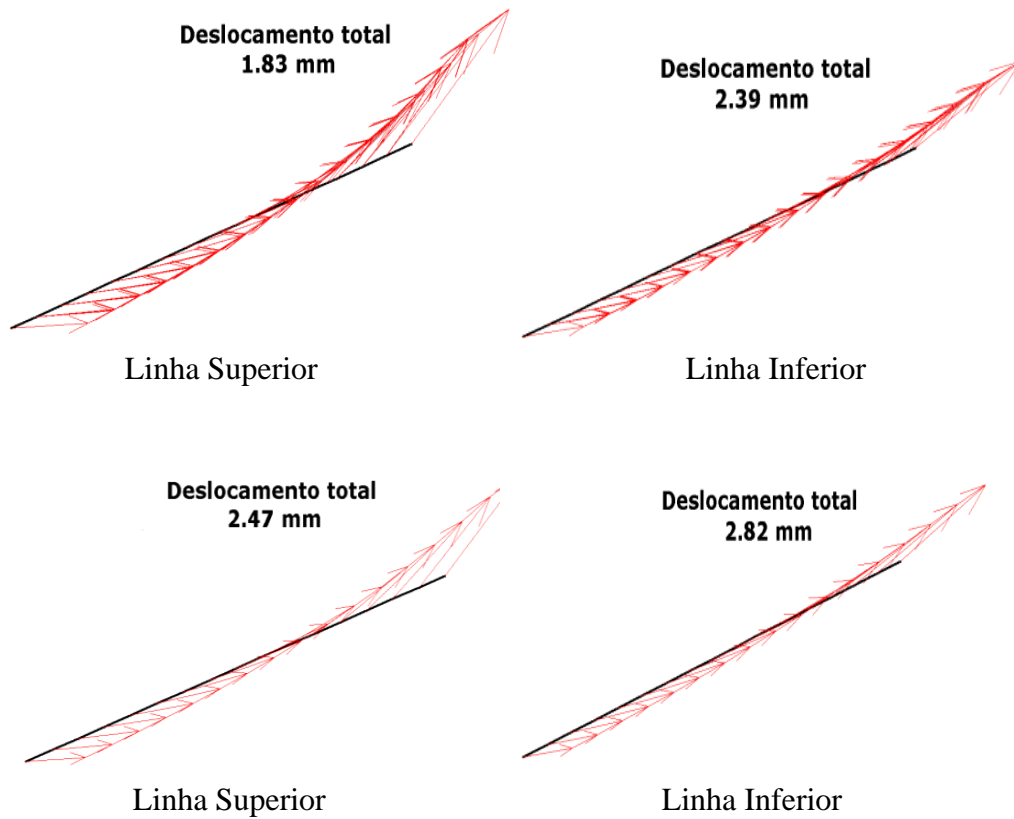


Figura 4.11 – Deslocamentos totais previstos para o solo de interface (acima) e bulbos (abaixo) nas linhas de tirante superior e inferior.

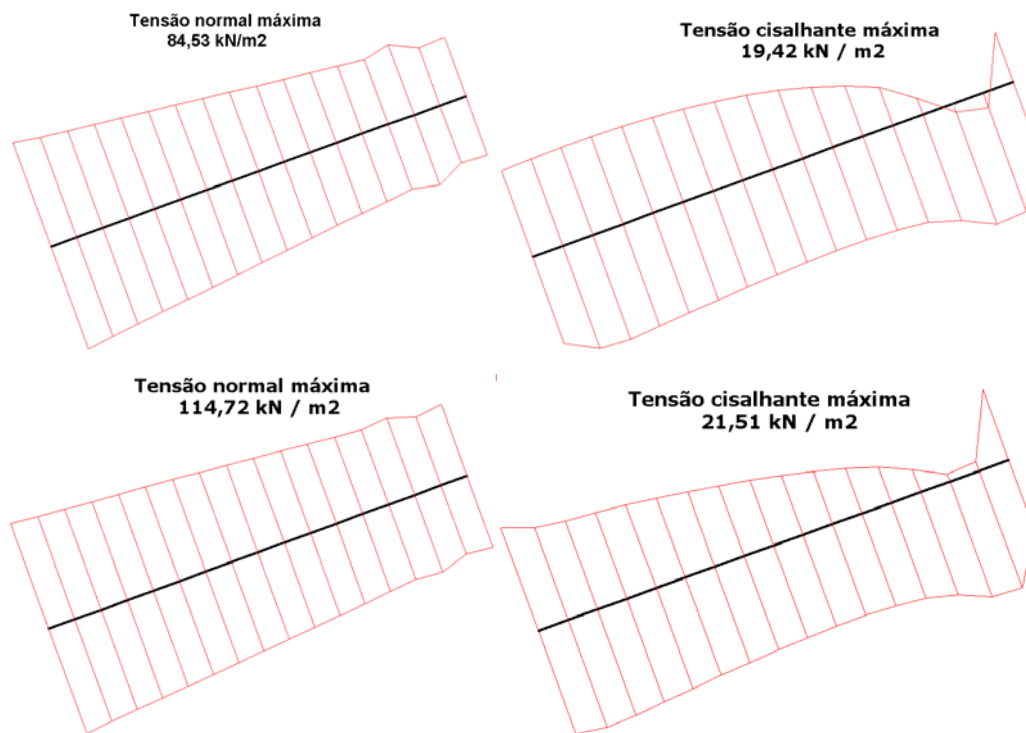


Figura 4.12 – Distribuição de tensões ao longo do bulbo para as linhas de tirante superior (acima) e inferior (abaixo).

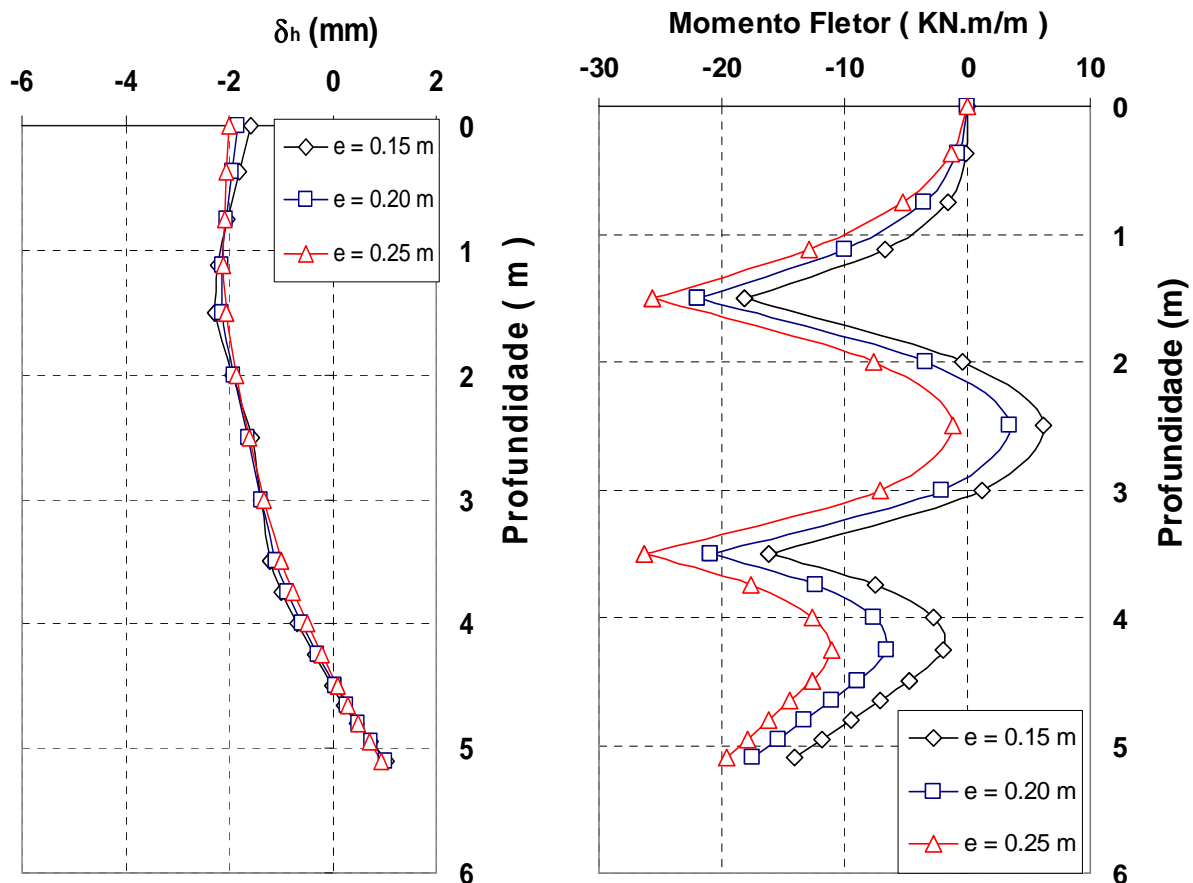


Figura 4.13 – Influência da espessura da cortina nos deslocamentos horizontais e distribuição dos momentos fletores.

A análise de estabilidade da cortina ancorada foi procedida com base em três métodos de cálculo: a) método de Costa Nunes e Velloso (1963); b) método de Kranz generalizado; c) método dos elementos finitos, conforme metodologia descrita no capítulo 3.

- a) *Método de Costa Nunes e Velloso (1963)* – baseado em equilíbrio das forças horizontais e verticais que atuam na cunha de solo da figura 4.14, o fator de segurança calculado de acordo com a equação 3.16 resulta no valor  $FS = 2,94$ .
- b) *Método de Kranz generalizado (1968)* – o polígono de forças para determinação do correspondente fator de segurança está construído na figura 4.15, considerando 2 linhas de tirantes. Desta análise, o fator de segurança calculado é  $FS = 2,71$ .

- c) *Método dos elementos finitos* – redução progressiva dos parâmetros de resistência  $c'$  e  $\tan \phi'$  (tabela 4.5) até a ocorrência da iminência de ruptura do maciço de solo com  $M = FS = 3,33$ .

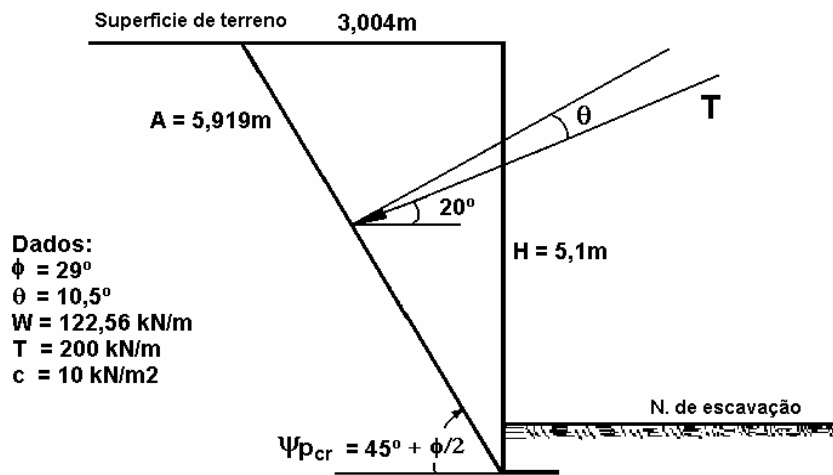


Figura 4.14 – Geometria da cunha, tirante e dados do solo para determinação de FS pelo método de Costa Nunes e Velloso (1963).

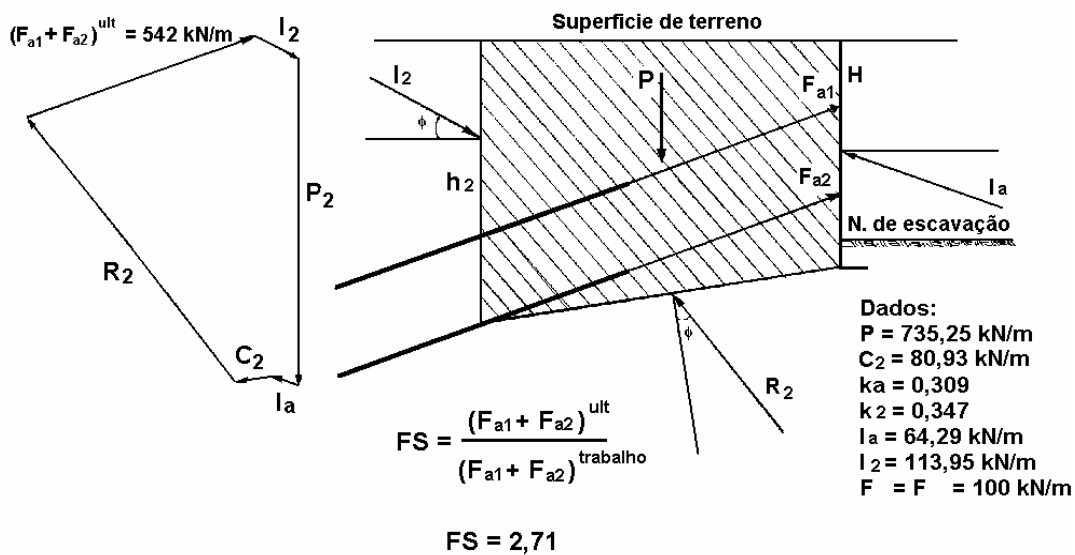


Figura 4.15 – Polígono de forças e valores para cálculo do FS pelo método de Kranz generalizado.

Tabela 4.5 – Variação do parâmetro M para cálculo de FS pelo método dos elementos finitos.

M	$c^* = c/M$	$\tan^*\phi = \tan\phi/M$
1,2	8,333	0,462
1,8	5,556	0,308
2,4	4,167	0,231
2,6	3,846	0,213
3,0	3,333	0,185
3,2	3,125	0,173
3,3	3,030	0,168
3,33	3,003	0,166

A zona de plastificação do maciço de solo na iminência do colapso ( $M=3,33$ ) está ilustrada na figura 4.16, observando-se que para o cálculo do fator de segurança o contorno à direita da malha de elementos finitos foi alterado em relação à figura 4.7, tendo em vista o desenvolvimento da extensa zona de plastificação. A figura 4.17 ilustra a distribuição dos deslocamentos correspondentes, na iminência do colapso do maciço de solo.

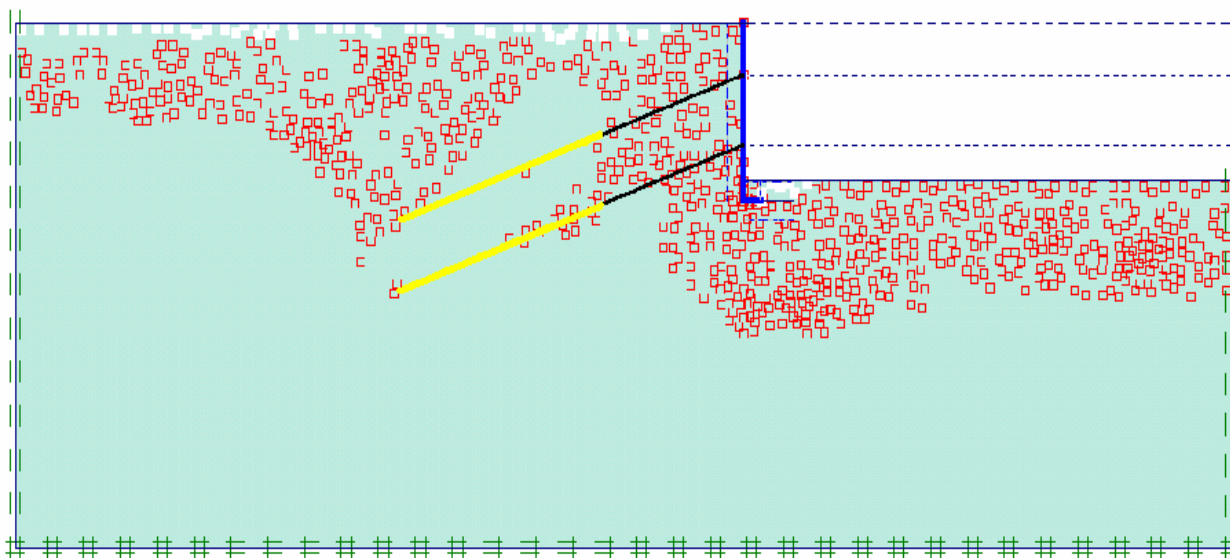


Figura 4.16 – Zona de plastificação no solo na iminência do colapso.

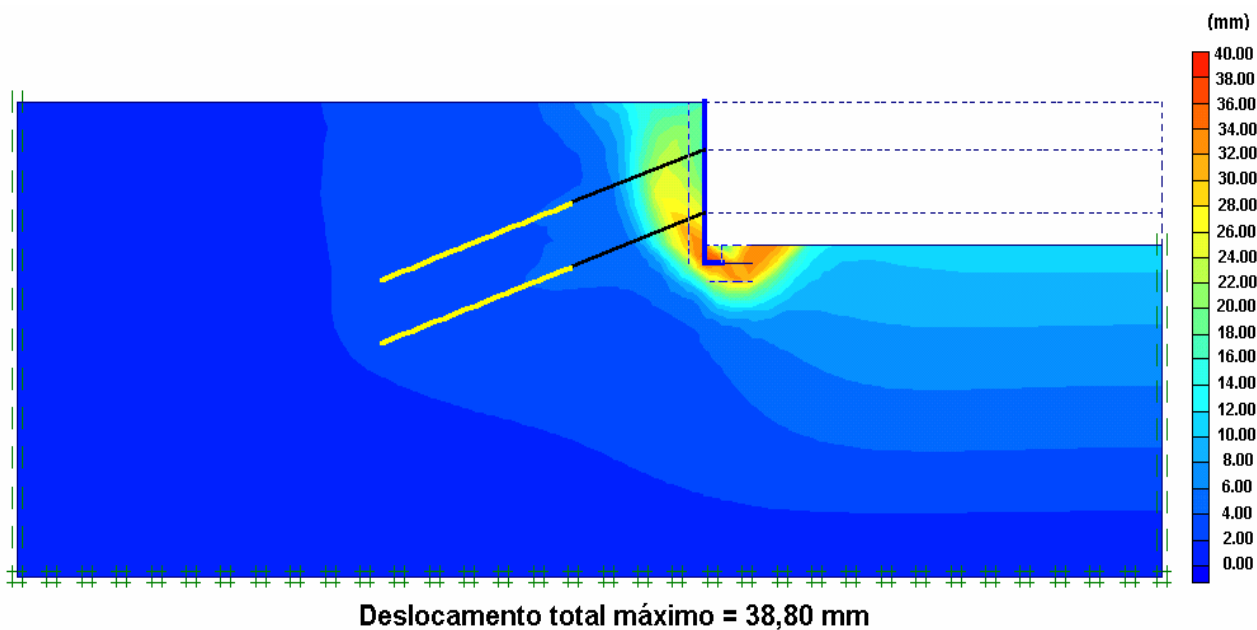


Figura 4.17 – Distribuição dos deslocamentos na iminência do colapso do solo.

A tabela 4.6 resume os fatores de segurança calculados pelo três métodos. A comparação entre os valores não é entretanto aparente, tendo em vista as diferentes formas de definição do coeficiente de segurança, discutidas no capítulo 3, e da localização da superfície potencial de ruptura, pré-definidas nos métodos de Costa Nunes e Velloso (1963) e Kranz generalizado (1968), conforme figura 4.18, mas resultante do próprio processo de cálculo no método dos elementos finitos, conforme figura 4.19.

Tabela 4.6 – Fatores de segurança determinados pelo três métodos de cálculo analisados.

<b>Método</b>	<b>Fator de Segurança</b>
Costa Nunes e Velloso (1963)	2,94
Generalização do método de Kranz	2,71
MEF	3.33

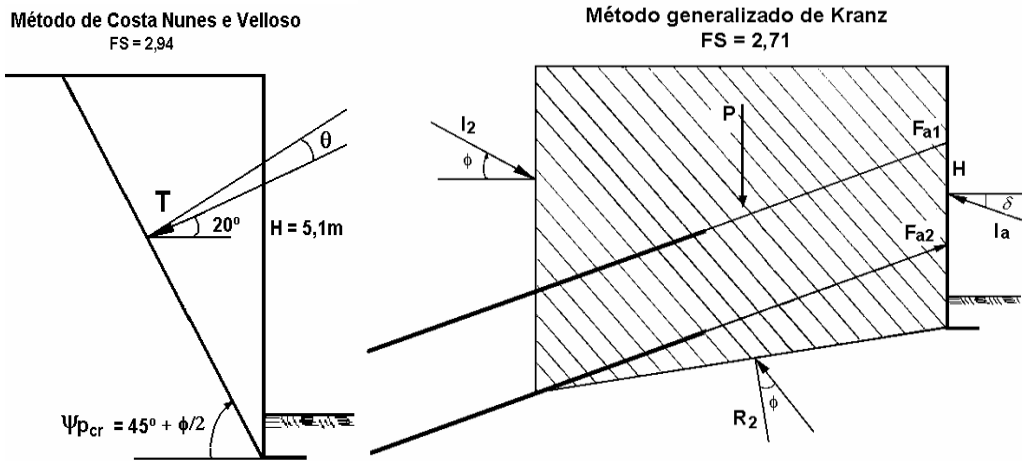


Figura 4.18 – Superfícies de ruptura nos métodos de equilíbrio limite de Costa Nunes e Velloso (esquerda) e Kranz generalizado (direita).

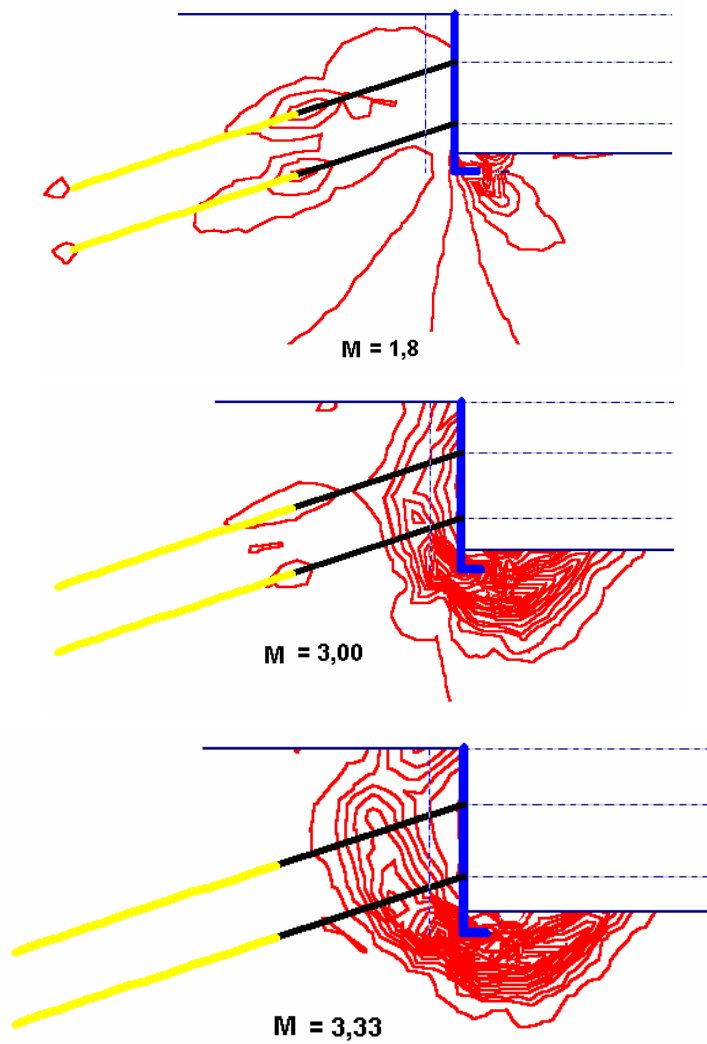


Figura 4.19 – Distribuições dos contornos de deformação cisalhantes com a aproximação das condições de colapso do maciço do solo.

#### 4.5. Análise paramétrica de cortina ancorada em solo

Neste exemplo estuda-se a influência, através de uma análise paramétrica pelo método dos elementos finitos, de vários parâmetros (espessura da parede, ângulo de inclinação dos tirantes, embutimento da cortina, ...) no comportamento de uma cortina de concreto ancorada em solo residual do Rio de Janeiro. Os parâmetros que descrevem o solo, cortina e tirantes estão listados na tabela 4.7, considerando o fator de redução de resistência  $R_{inter}$  nas interfaces solo-cortina e solo-bulbo igual a 0,67.

Tabela 4.7 – Propriedades geomecânicas (Pereira Lima, 2002).

Solo							
$E_{solo}$ (MPa)	$\gamma_{solo}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (graus)	$\psi$ (graus)	$\nu'$	$K_0$	Modelo Constitutivo
45	20	10	29	0	0,2	0,52	Mohr- Coulomb
Cortina				Tirante			
$E_{cortina}$ (GPa)	espessura (m)	$\nu$	Modelo Constitutivo	$E_{aço}$ (GPa)	$E_{bulbo}$ (GPa)	$\phi_{aço}$ (mm)	$\phi_{furo}$ (mm)
24	0,30	0,2	Linear Elástico	205	21,6	32	150

A geometria do problema, bem como a malha de elementos finitos composta por elementos triangulares quadráticos de 6 nós, aparecem na figura 4.20. Foram admitidas 4 linhas de tirantes, inclinadas de 15° em relação à horizontal, separados entre si de 2,5m no plano do problema e na direção normal (isto é, ao longo do comprimento da cortina) e com trecho ancorado de 7m, conforme recomendação da GeoRio (2000). A carga de protensão em cada tirante foi assumida igual a 875 kN e a cortina de concreto apresenta espessura de 0,30m, altura de 14m e embutimento de 2m em relação à profundidade máxima de escavação.



A construção da cortina ancorada foi inicialmente simulada através das 9 etapas discriminadas na legenda da figura 4.21, que mostra os deslocamentos horizontais da cortina com a seqüência das etapas de escavação e instalação / protensão dos tirantes. Os deslocamentos horizontais e verticais previstos para o maciço de solo ao final da construção estão também representados na figura 4.22. Os deslocamentos verticais da superfície do solo (recalques) na região atrás da cortina estão mostrados na figura 4.23.

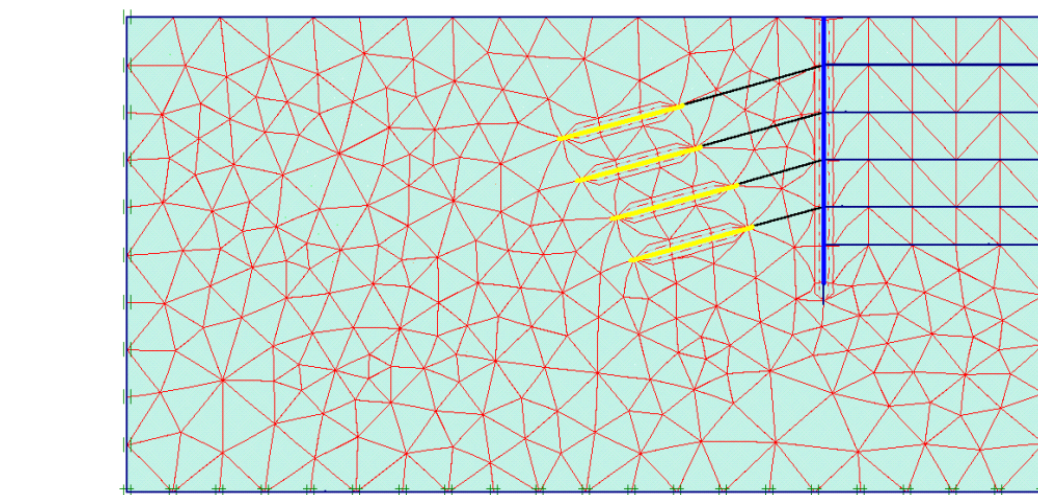
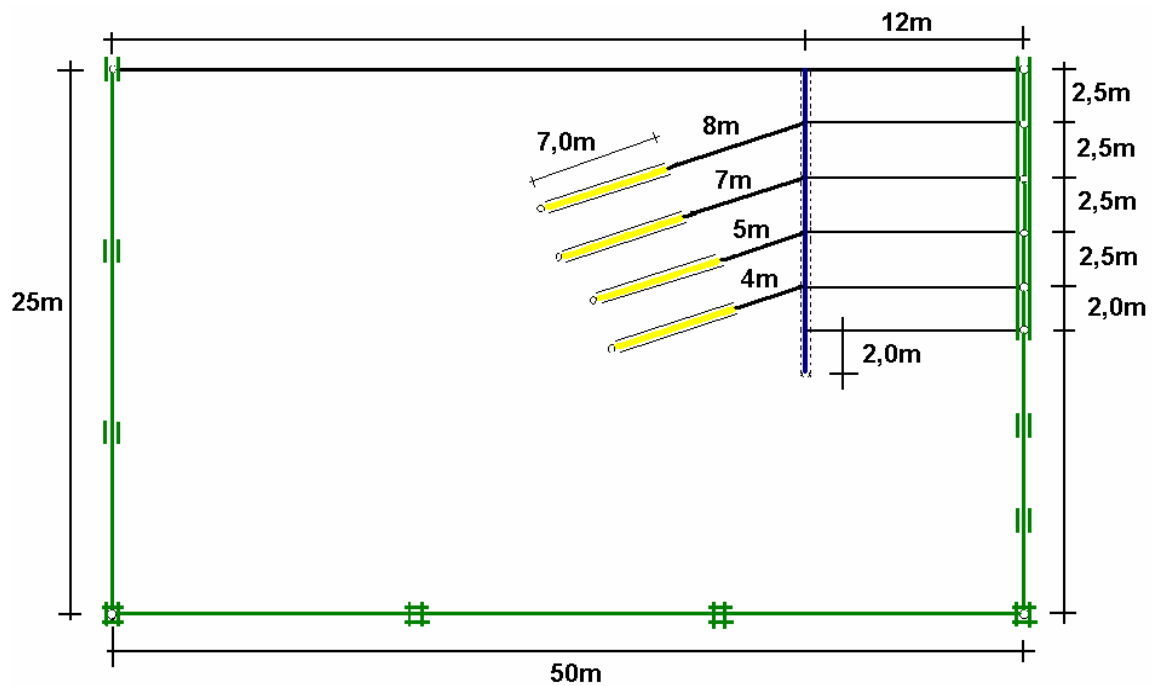
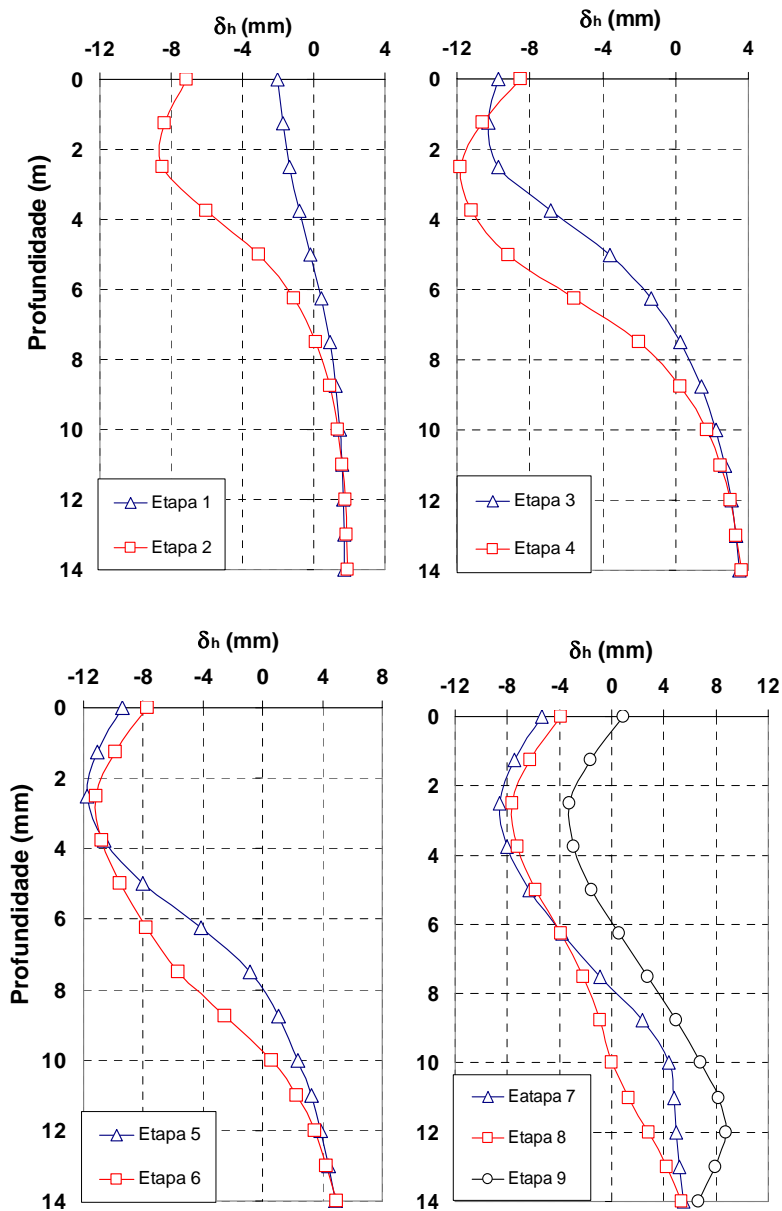
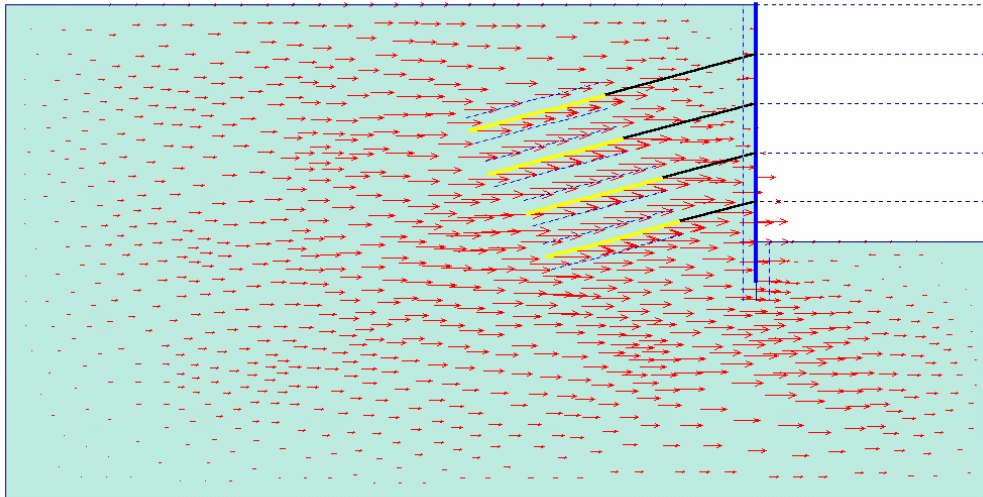


Figura 4.20 – Geometria do problema e malha de elementos finitos utilizada (elementos quadrático de 6 nós).

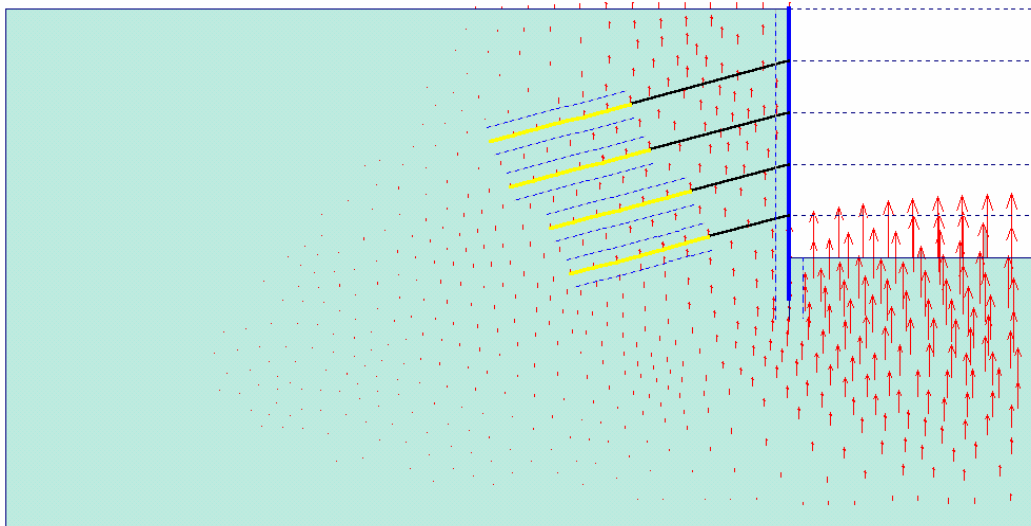


- Etapa 1 – Execução da cortina e escavação da camada de solo superficial de 2,5m  
 Etapa 2 – Instalação da primeira linha de tirantes com carga de protensão de 875 kN /tirante  
 Etapa 3 – Escavação da segunda camada de solo de 2,5m de espessura  
 Etapa 4 – Instalação da segunda linha de tirantes com carga de protensão de 875kN/tirante  
 Etapa 5 – Escavação da terceira camada de solo de 2,5m de espessura  
 Etapa 6 – Instalação da terceira linha de tirantes com carga de protensão de 875kN/tirante  
 Etapa 7 – Escavação quarta camada de solo com 2,5m de espessura  
 Etapa 8 – Instalação da quarta linha de tirantes com carga de protensão de 875 kN/tirante  
 Etapa 9 – Escavação da camada de solo inferior de 2m de espessura.

Figura 4.21 – Deslocamentos horizontais da cortina durante as etapas de construção.



**Deslocamento horizontal máximo no solo = 12,94 mm**



**Deslocamento vertical máximo no solo = 61,83 mm**

Figura 4.22 – Deslocamentos horizontais (acima) e verticais (abaixo) no maciço de solo ao final da construção da cortina.

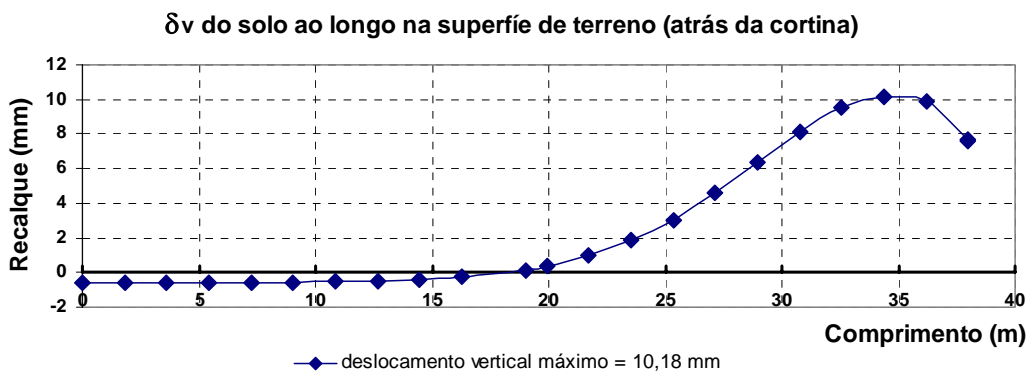


Figura 4.23 - Deslocamentos verticais na superfície do terreno.

#### 4.5.1. Influência da espessura da cortina

As primeiras variáveis investigadas no estudo paramétrico foram à espessura da cortina de concreto, que assume os valores  $e = 0,20\text{m}$ ,  $e = 0,30\text{m}$ ,  $e = 0,40\text{m}$ , e a carga de protensão por tirante, consideradas iguais a  $T = 875\text{ kN}$  e  $T = 500\text{ kN}$ . Os resultados finais de deslocamentos horizontais da estrutura estão indicados na figura 4.24, onde observa-se que, para ambas as cargas de protensão, a distribuição dos deslocamentos não é muito afetada pelas espessuras da cortina, à exceção nos dois primeiros metros da cortina de espessura  $e = 0,20\text{m}$ , a partir do seu topo. Os deslocamentos próximos à base da cortina são positivos para as duas cargas de protensão e, como esperado, diminuem à medida que a carga de protensão é majorada.

A figura 4.25 mostra para o caso de carga nominal de protensão  $T = 875\text{ kN}$  por tirante, os valores finais efetivamente suportados nas 3 cortinas analisadas. Destes gráficos pode ser concluído que a carga efetiva nos tirantes aumenta com a profundidade da linha de tirantes e também com o decréscimo da espessura da cortina.

A figura 4.26 apresenta a distribuição dos momentos fletores para as 3 espessuras de cortina e  $T = 875\text{ kN}$ , notando-se que os momentos máximos negativos e momentos máximos positivos ocorrem para a cortina de maior espessura ( $e = 0,40\text{m}$ ), em diferentes pontos de sua altura.

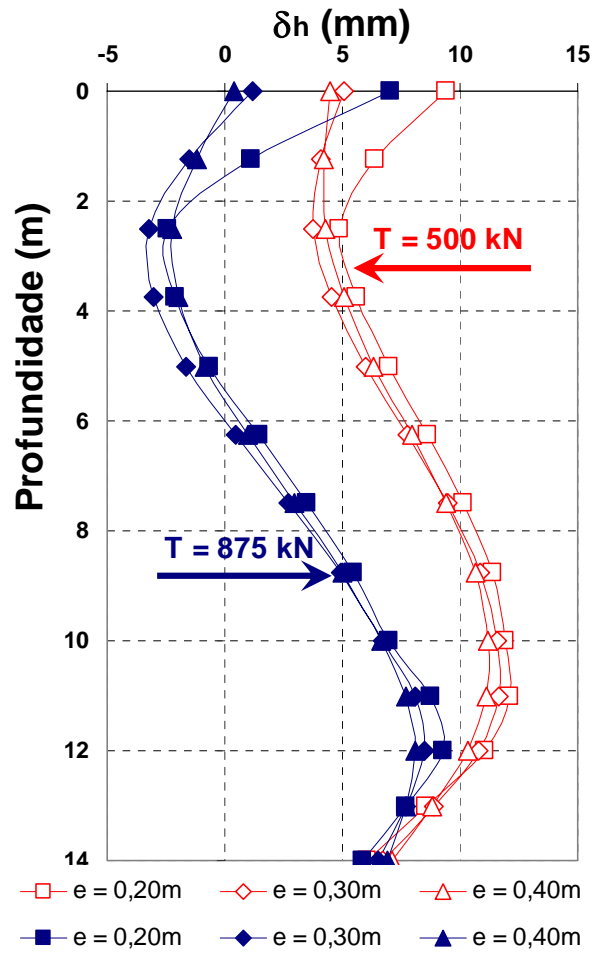


Figura 4.24 – Influência da espessura da cortina e da carga de protensão nos deslocamentos horizontais finais da cortina ancorada.

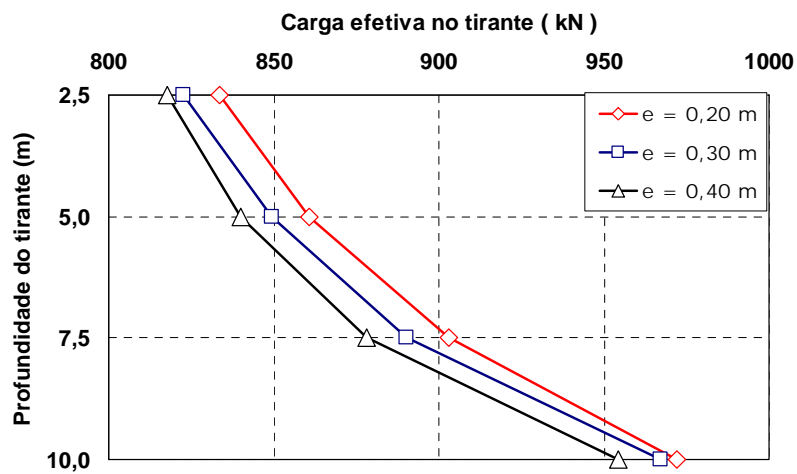


Figura 4.25 – Variação da carga efetiva no tirante com sua profundidade e espessura da cortina. Carga de protensão nominal  $T = 875$  kN.

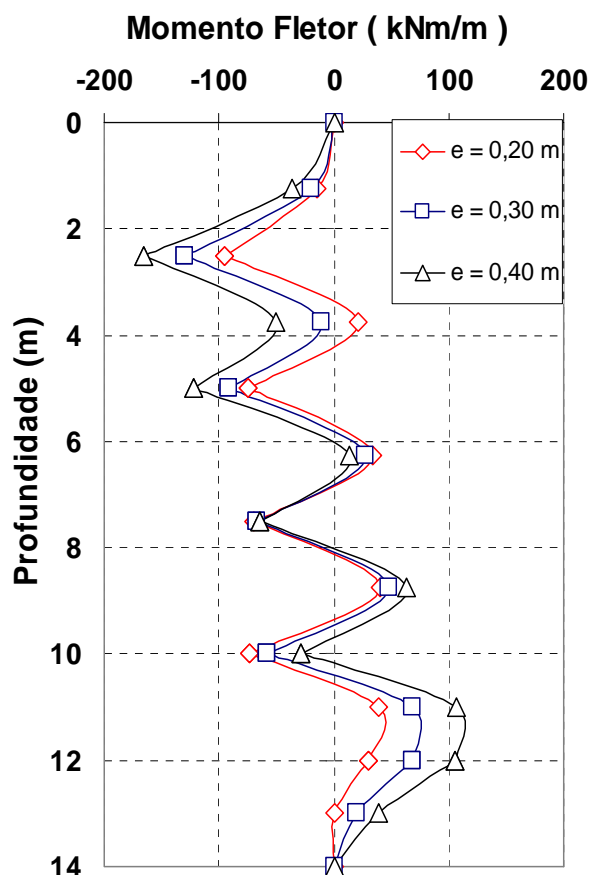


Figura 4.26 – Momentos fletores finais para as cortinas analisadas considerando-se  $T=875$  kN..

#### 4.5.2. Influência do ângulo de inclinação dos tirantes

Considerando uma cortina de espessura  $e = 0,30$  m, foram feitas análises dos deslocamentos da estrutura para várias inclinações dos tirantes admitindo-se carga de protensão  $T = 875$  kN. O valor do ângulo  $\alpha$ , que a ancoragem forma com a horizontal, assumiu os valores  $10^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $20^\circ$  e  $30^\circ$ . No Brasil a inclinação máxima de atirantamento de cortinas está normalmente limitada a  $\alpha = 30^\circ$ .

A figura 4.27 mostra a variação da carga efetiva com a profundidade do tirante e seu ângulo de inclinação. Pode ser observado que para ângulos de inclinação baixos ( $10^\circ < \alpha < 20^\circ$ ) os valores das cargas efetivas são bastante semelhantes entre si para as diversas linhas de tirantes, variando entre aproximadamente 825kN, nos tirantes mais superiores, a 967,5 kN, nos tirantes

inferiores. Para a inclinação de  $30^\circ$ , percebe-se um ligeiro decréscimo nos valores das cargas efetivas, ainda que não significativo (redução de aproximadamente 3% nos tirantes superiores e cerca de 2% nos tirantes inferiores).

À medida que o ângulo de inclinação dos tirantes cresce, os deslocamentos verticais da cortina tendem a diminuir e os deslocamentos horizontais a aumentar, conforme mostram os gráficos da figura 4.28.

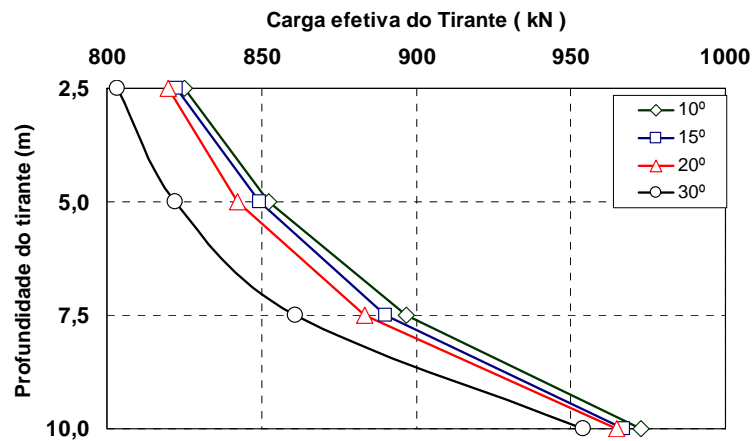


Figura 4.27 – Carga efetiva nas linhas de tirantes para protensão nominal  $T = 875$  kN.

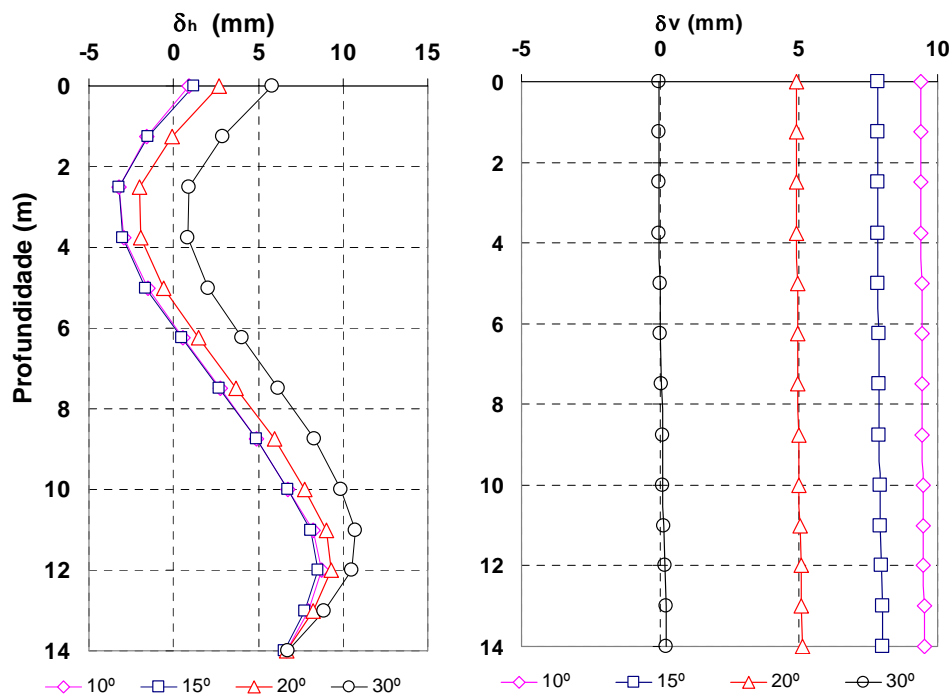


Figura 4.28 – Influência dos ângulos de inclinação dos tirantes nos deslocamentos horizontais e verticais da cortina ancorada.

### 4.5.3. Influência do embutimento da cortina

Para cortina de espessura  $e=0,30\text{m}$ , carga de protensão  $T=875\text{ kN}$ , ângulo de inclinação dos tirantes  $\alpha = 15^\circ$ , estudou-se em seguida a variação dos deslocamentos horizontais da estrutura com a profundidade de embutimento no solo de fundação. Valores de ficha iguais a 2m, 4m e 6m foram considerados na análise paramétrica, cujos resultados estão mostrados na figura 4.29.

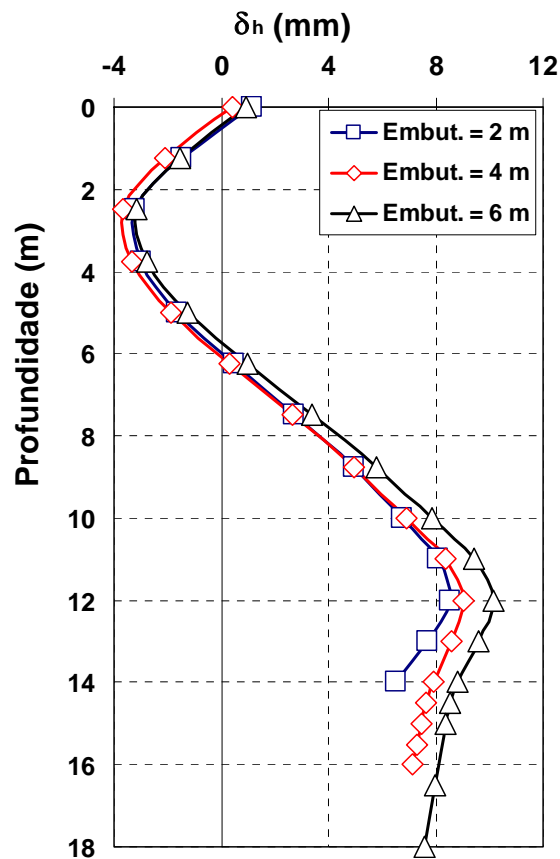


Figura 4.29 – Influência do embutimento da cortina nos deslocamentos horizontais.

Percebe-se que os deslocamentos horizontais da cortina analisada são muito pouco afetados pela profundidade de embutimento, salvo na região próxima ao fundo da escavação (profundidade  $z = 12\text{m}$ ) onde os deslocamentos horizontais positivos tendem a crescer com a profundidade do embutimento da estrutura.



#### 4.5.4. Influência do número de tirantes

Os deslocamentos horizontais da cortina ( $e = 0,30\text{m}$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ,  $T = 875\text{ kN}$  por tirante) foram também estudados quando o número de linhas de ancoragem é sucessivamente considerado igual a 3 (a partir do topo, distantes a cada 3m), 4 (figura 4.20) e 5 (a partir do topo, 3 distâncias de 2,5m e 2 distâncias de 1,5m). Os resultados da figura 4.30 mostram que a diferença entre os deslocamentos horizontais calculados é bastante pequena no topo da cortina, porém crescendo significativamente ao longo da altura da cortina até se tornar máxima junto à base da escavação. Os deslocamentos para o caso de apenas 3 tirantes são bastante maiores do que na situação de 5 tirantes, conforme facilmente se observa na figura.

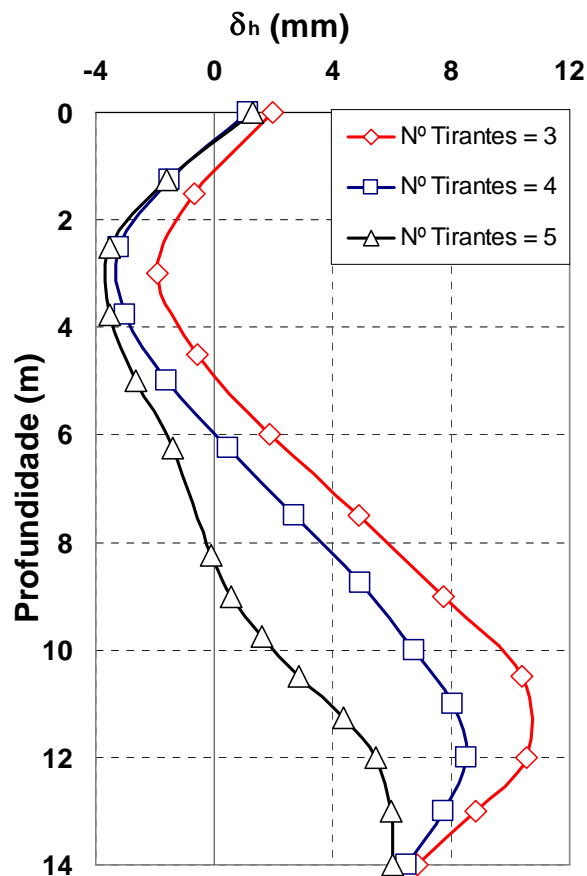


Figura 4.30 – Influência no número de tirantes nos deslocamentos horizontais da cortina ( $e=0,30\text{m}$ .  $T=875\text{ kN}$ ,  $\alpha = 15^\circ$ ).

Tratou-se em seguida de verificar a influência nos deslocamentos da cortina da variação da espessura da mesma ( $e = 0,20\text{m}$ ,  $e = 0,30\text{m}$ ,  $e = 0,40\text{m}$ ) e do número de tirantes (3, 4, 5). Conforme esperado, o deslocamento horizontal no topo e na base da cortina aumenta com o decréscimo de sua espessura e com o decréscimo do número de tirantes instalados na estrutura (figura 4.31).

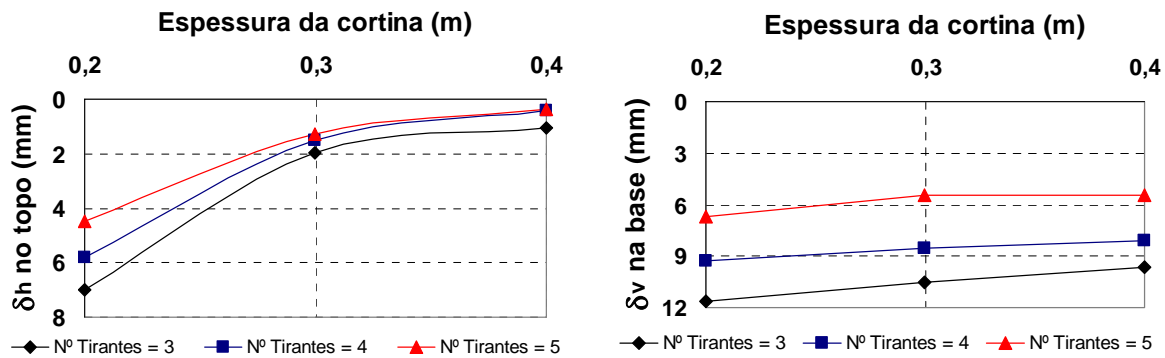


Figura 4.31 – Influência nos deslocamentos horizontais da cortina da espessura da mesma e do número de tirantes.

#### 4.5.5. Influência do nível da água

Pesquisou-se também a influência da profundidade do lençol freático no comportamento da cortina ancorada, considerando-se as seguintes quatro situações para o nível d'água subterrânea:  $z = 2,5\text{m}$ ,  $7,5\text{m}$ ,  $12\text{m}$  e infinitamente profundo. O rebaixamento do lençol é simulado pelo Plaxis sempre que uma etapa de escavação ocorrer abaixo destas profundidades. A cortina de concreto tem espessura de  $0,30\text{m}$ , 4 linhas de ancoragem (figura 4.20), protensão  $T=875\text{ kN}$  por tirante, inclinação dos tirantes  $\alpha = 15^\circ$ .

Os resultados dos deslocamentos horizontais e verticais da cortina para as 4 situações analisadas estão mostrados na figura 4.32, onde se observa que a variação nos valores dos deslocamentos ocorre tanto para a componente horizontal quanto, e mais significativamente, para a componente vertical.

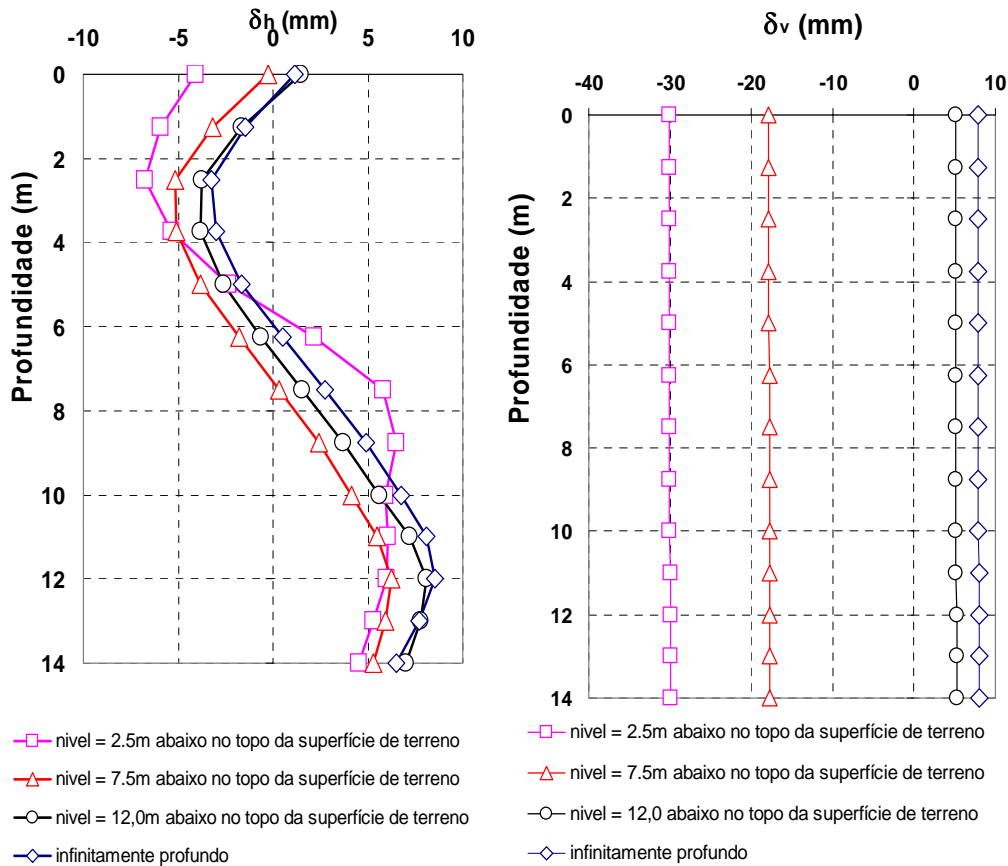


Figura 4.32 – Influência da profundidade do lençol freático nos deslocamentos horizontais e verticais da cortina ancorada.

#### 4.5.6. Influência da rigidez do bulbo ancorado

Finalmente, pesquisou-se a influência da rigidez do bulbo ancorado, considerando-se as duas seguintes situações: a) bulbo com  $E_{\text{bulbo}} = 21,6 \text{ GPa}$ ; b) bulbo mais rígido com  $E_{\text{rígido}} = 1000 \text{ GPa}$ .

Os resultados dos deslocamentos horizontais obtidos na análise numérica do comportamento da cortina estão mostrados na figura 4.33, de onde pode-se observar a pouca variação ocorrida na distribuição dos deslocamentos horizontais ao longo da altura da cortina para estas 2 situações.

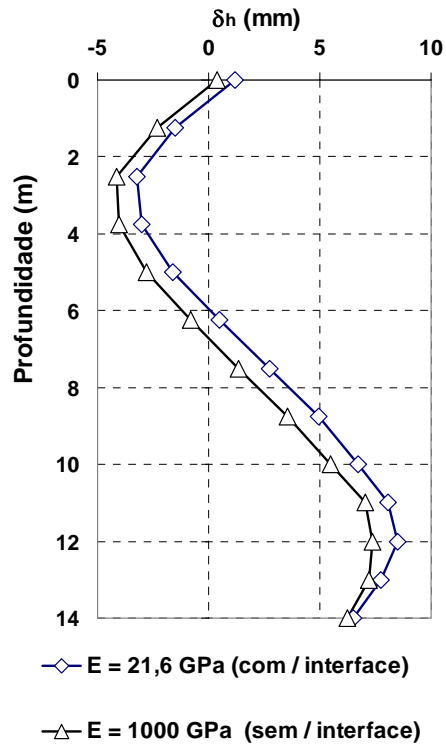


Figura 4.33 – Influência da rigidez do bulbo nos deslocamentos horizontais da cortina ( $e = 0,30$ m,  $T = 875$  kN,  $\alpha = 15^\circ$ ).