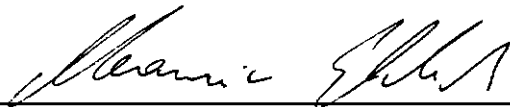


ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS GRAMPEADOS

Alexandre Marques Lessa de Lima


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

Aprovada por:

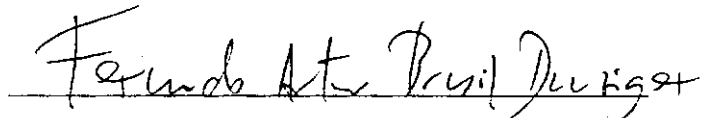


Maurício Ehrlich, DSc

Presidente



Márcio Souza Soares de Almeida, PhD



Fernando Arthur Brasil Danzinger, DSc



Eurípedes do Amaral Vargas Junior PhD

LIMA, ALEXANDRE MARQUES LESSA DE

Análise Numérica do Comportamento de Solos

Grampeados. (Rio de Janeiro) 1996.

ix, ~~94~~⁸⁵p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, Msc., Engenharia Civil, 1996

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1 - Solos Grampeados

2 - Reforços Rígidos

I - COPPE/UFRJ

II - Título

Agradecimentos

Deseja o autor expressar os seus mais sinceros agradecimentos a todas as pessoas e entidades que de algum modo contribuíram para a elaboração deste trabalho.

Para todos aqueles que acreditam que o trabalho dignifica o ser e que a busca de novos conhecimentos é a alavanca do progresso, fica aqui uma enorme satisfação em ver concluído um trabalho que, direta e indiretamente, participaram muitas pessoas.

Gostaria de citar aqueles que tiveram um lugar de destaque.

- Ao Prof. Maurício Ehrlich, pela forma amigável e honesta com que orientou esta tese demonstrando sempre muito interesse e devoção constante durante todo o trabalho.

- Ao Prof. Márcio Souza Soares de Almeida, pelos ensinamentos na parte numérica.

- A todos os colegas e amigos que durante esta caminhada souberam incentivar e ajudar de alguma forma, entre eles cito: André, Carlos, Cláudia, Estér, Denise, Flávia, Paulo, Saulo, Wanderson.

- Ao CNPq pela ajuda financeira, pois, sem esta ajuda, seria praticamente impossível iniciar o trabalho.

Quer o autor, por fim, expressar o seu mais profundo agradecimento à família, em especial aos Pais e seus Avós e de um modo muito especial à sua esposa Cláudia e a sua filha Paola, pelo incentivo, apoio e paciência que sempre demonstraram.

Agradeço a Deus por tudo.

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

ANÁLISE NUMÉRICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS GRAMPEADOS

Alexandre Marques Lessa de Lima
ABRIL, 1996

Orientadores: Prof. Maurício Ehrlich
Prof. Márcio Souza Soares de Almeida

Apresenta-se o estudo numérico de uma escavação de 15 m de comprimento e 10 m de profundidade executada utilizando solo grampeado. O objetivo deste estudo é verificar os fatores de maior importância no comportamento desse tipo de solução.

Na modelagem, o solo foi considerado como elasto-plástico e os grampos como elástico lineares.

Comparando-se os resultados da simulação sem grampo com os demais, destaca-se a grande contribuição do grampeamento à estabilidade.

Verifica-se que: (a) a grande importância da rigidez dos grampos, em controlar o escoamento, entretanto, como o esperado, os acréscimos de rigidez acima de certa magnitude não levam a melhorias sensíveis nos resultados; (b) a importância do revestimento na estabilidade local próximo a face; (c) a maior eficiência dos grampos horizontais; e (d) a pequena influência do comprimento dos grampos, dentro da faixa de variação estudada, no comportamento observado.

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

PARAMETRIC NUMERICAL ANALYSES OF SOIL NAILING SISTEM

Alexandre Marques Lessa de Lima

APRIL, 1996

Thesis Supervisor: Maurício Ehrlich

Márcio Souza Soares de Almeida

Department: Civil Engineering

Parametric finite element analysis of a 15 m wide 10 m deep excavation supported by a nail system are presented. The purpose of the paper is to investigate the most important factors influencing a soil nailing excavation.

In the present study the soil has been modeled as an elasto-plastic material and the nail was modeled using linear elastic beam element.

Parametric analyses case studies have shown the great influence of the nails on the soil mass stability.

Parametric analyses show that: (a) analyses of the nails stiffness have shown important role of bending stiffness in controlling the soil yielding, nevertheless, as expect the nailing stiffness increase beyond a certain value does not lead to a significant influence result; (b) facing help in controlling soil yield near the face; (c) horizontal nail are more effects in controlling the soil yielding; (d) the nail length variation from 4 to 10 meter does not lead as significant influence on results.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVO DA TESE	2
1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
CAPÍTULO 2 - SOLO GRAMPEADO	4
2.1 O SISTEMA DE CONTENÇÃO DE SOLO GRAMPEADO	4
2.2 MATERIAIS EMPREGADOS E TÉCNICAS CONSTRUTIVAS	7
2.3 APLICAÇÕES DE SOLO GRAMPEADO	9
2.3.1 Vantagens Inerentes	9
2.3.2 Condições Locais Apropriadas para o Uso	10
2.3.3 Princípios de Interação do solo-reforço	11
CAPÍTULO 3 - MODELO NUMÉRICO UTILIZADO	13
3.1 PROGRAMA CRISP-90	13
3.2 IDEALIZAÇÃO NUMÉRICA DO PROBLEMA	14
3.2.1 Modelo Elasto-Plástico	14
3.3 ESCOLHA DO CASO A SER IDEALIZADO	16
3.3.1 Definição da Geometria	16
3.3.2 Definição da Malha	18
3.3.3 Características dos Materiais	18
3.3.4 Modelagem Bidimensional Equivalente	25

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	27
4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	27
4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE	46
4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS	47
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES	63
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	64
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	64
ANEXO 1	64 70

LISTA DE SÍMBOLOS

c - coesão do solo

c_m - coesão mobilizada do solo

E - módulo de elasticidade do solo

E_S - módulo de elasticidade do solo

E_{eq} - módulo de elasticidade equivalente do solo

EI - rigidez do reforço, rigidez da face

F_S - fator de segurança

γ - peso específico do solo

H - altura da escavação

I - momento de inércia

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso

L - comprimento do grampo

M - momento fletor no grampo

ν - coeficiente de Poisson

θ_1 e θ_3 - ângulos formados pela normal ao elemento considerado com os eixos coordenados

σ_1 , σ_2 e σ_3 - tensões principais máxima, intermediária e mínima

σ - tensão normal

τ - tensão cisalhante

ϕ - ângulo de atrito interno

ϕ_m - ângulo de atrito interno mobilizado

Σ - somatório

S - área da seção transversal do reforço

S_H - espaçamento horizontal entre os grampos

S_V - espaçamento vertical entre os grampos

δ_H - deslocamento horizontal máximo

T - força axial no grampo

tg - tangente

W - peso da massa de solo

β - ângulo de inclinação do grampo em relação a horizontal

ΣT - somatório das trações máximas nos grampos

ΣM - somatório dos momentos máximos nos grampos

S_{cm} - parcela da coesão mobilizada do solo

$S_{\phi m}$ - parcela do atrito mobilizado do solo

Z.P. - zonas de plastificação

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os solos são materiais baratos e abundantes na natureza, em geral apresentam adequada resistência à compressão e ao cisalhamento, de forma a possibilitar seu uso como elemento estrutural.

No entanto, a baixa resistência à tração é um fator que restringe suas aplicações. A inclusão de reforços supre esta deficiência, tornando o material resultante, isto é, o solo-reforçado, um material potencialmente mais útil à Engenharia Civil.

Cortinas ancoradas têm sido amplamente empregadas desde sua introdução pioneira no Brasil em 1957 (Nunes e Velloso). A técnica de solo grampeado foi estabelecida na França em 1972 (Rabejac e Toudic, 1974). Trata-se de uma solução alternativa em que os elementos de reforços são muito semelhantes a ancoragem, porém, sem protensão do trecho livre. Essa solução tem se apresentado muito interessante, quer no aspecto técnico quanto econômico.

A técnica do reforço do solo data da antiguidade. Grandes torres babilônicas, denominadas ziggurats, foram edificadas utilizando esta técnica no período de 5000 a 2500 anos atrás. Na era moderna Henry Vidal resgatou a técnica e, em 1966, patenteou um sistema

o qual denominou "Terre Armée". A primeira obra construída segundo esta concepção foi implantada próxima a Nice, França (Ehrlich e Silva, 1992).

Posteriormente passou-se a utilizar a idéia de reforço para estabilização de cortes em terreno natural. Denomina-se esta técnica solo grampeado. Um corte efetuado em 1972, para uma linha ferroviária em Versailles, França, foi a primeira aplicação (Rabejac e Toudic, 1974), fig 2.1.

1.2 OBJETIVOS DA TESE

O presente trabalho trata da técnica de solo grampeado numericamente, analisando-se maciços hipotéticos reforçados visando, principalmente, explicitar a importância da rigidez dos reforços e sua inclinação no comportamento da massa.

Foi utilizado o Método de Elementos Finitos, com leis constitutivas elasto-plásticas para o maciço. Os grampos foram considerados como um material elástico linear utilizando-se elemento de viga, no caso dos reforços rígidos, e elemento de barra, no caso dos reforços flexíveis. Verificou-se, também, a influência do comprimento dos reforços na plastificação do maciço e nos deslocamentos e estabilidade do conjunto.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA TESE

No capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica do assunto, descrevendo suas características básicas e processos construtivos, justificando-se a escolha do caso típico a ser estudado, sua geometria e características dos materiais.

No capítulo 3 descreve-se o modelo e o programa numérico utilizado, e as leis constitutivas representativas dos materiais envolvidos.

No capítulo 4 apresentam-se a análise dos resultados obtidos, análise de estabilidade.

No capítulo 5 apresentam-se as conclusões do trabalho.

CAPÍTULO 2

SOLO GRAMPEADO

2.1 O SISTEMA DE CONTENÇÃO DE SOLO GRAMPEADO

Solo grampeado é uma técnica de reforço geralmente utilizada para melhoria da estabilidade de cortes em terrenos naturais, que basicamente consiste na inclusão de reforços na massa de solo, fig. 2.2. No maciço grampeado há um melhoramento do comportamento geral, causado pela redistribuição de tensões ocasionadas pela presença dos elementos de reforços, que impedem o livre desconfinamento da massa de solo. A rigidez dos elementos de reforço e sua orientação são fatores de importância nesta redistribuição.

Caso a orientação dos reforços coincida com a direção da tendência de movimentação geral da massa, a mobilização dos reforços será basicamente por tração. Por outro lado, movimentos transversos geram momento nos reforços. O maior ou menor desconfinamento do solo será função da grandeza destas movimentações.

A técnica de solo grampeado tem sido empregada em estradas para estabilizar cortes verticais e inclinados, túneis e outros tipos de obras (Stocker et al., 1979; Shen et al., 1981; Louis, 1979, 1981 e Cartier and Gigan, 1983; Guilloux et al., 1983).

Versilles - SNCF (1972)

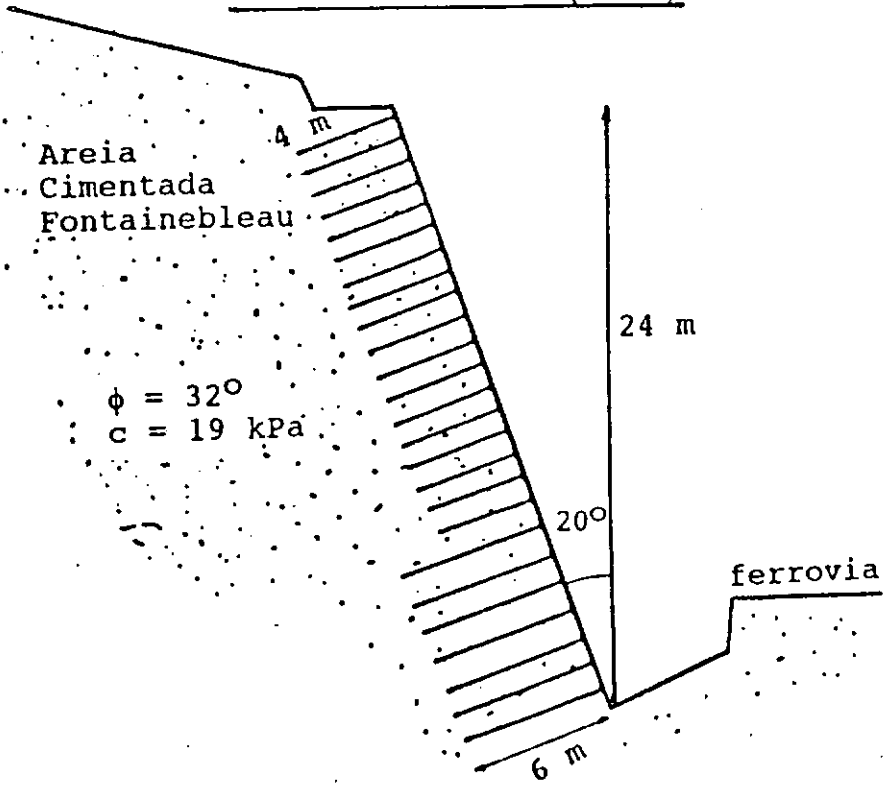


Figura 2.1 Primeira Aplicação de Solo Grampeado (Rabejac e Toudic, 1974)

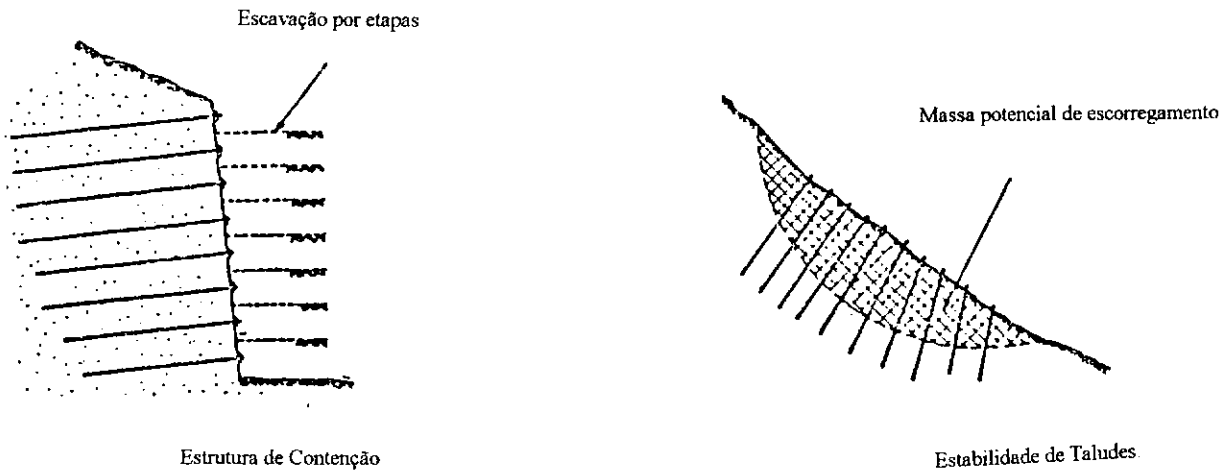


Figura 2.2 - Principais Aplicações de Solo Grampeado

Segundo Jewell (1991), o uso de solo-grampeado tem aumentado de 20 a 30 % ao ano. Na França em 1989 construíram-se 80.000m² de estruturas de solo-grampeado (Schlosser, 1990) enquanto no Japão, no mesmo ano, instalaram-se 100.000m² (Gonçalves, 1992). É usual a medição de estruturas de solo grampeado em termos de área frontal arrimada.

No Brasil se observa um recente interesse da classe geotécnica na utilização da tecnologia de solo grampeado, conforme se pôde observar através das discussões por ocasião da 1ª COBRAE, em 1992, no Rio de Janeiro.

2.2 MATERIAIS EMPREGADOS E TÉCNICAS CONSTRUTIVAS

Os grampos são geralmente constituídos de barras de aço ou outro metal de 25mm de diâmetro. Estas barras são colocadas em furos posteriormente injetados com calda de cimento ao longo de seu comprimento. Um outro processo executivo é a cravação direta das barras metálicas no terreno.

Os grampos não são protendidos e sua densidade é de aproximadamente uma barra por 0,5 a 6,0 m². O concreto projetado com malha metálica comumente compõe a face. No caso de obras permanentes a espessura da face geralmente varia de 10 a 15 cm. Este revestimento tem função de garantir a estabilidade local entre as camadas de reforço. A fig 2.3 mostra um detalhe estrutural de uma parede.

A fig 2.4 mostra o processo construtivo de uma escavação de solo grampeado. A escavação é efetuada em etapas com altura de 1m a 2m. Em solos coesivos os reforços podem ser colocados antes do revestimento da face. Alguma coesão do solo é necessária para que o solo possa se manter estável logo após a execução da escavação.

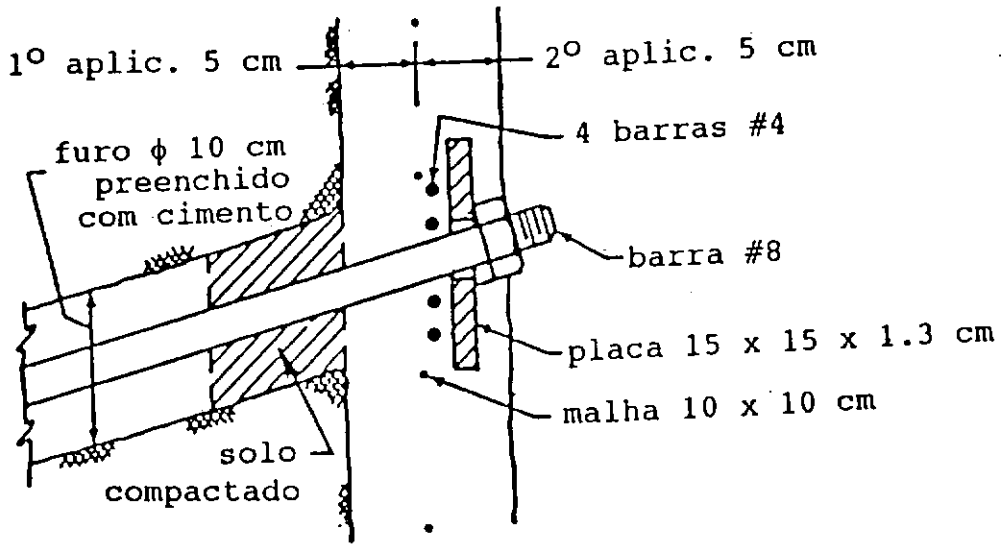


Figura 2.3 - Detalhe Estrutural da Parede (Shen et al., 1978)

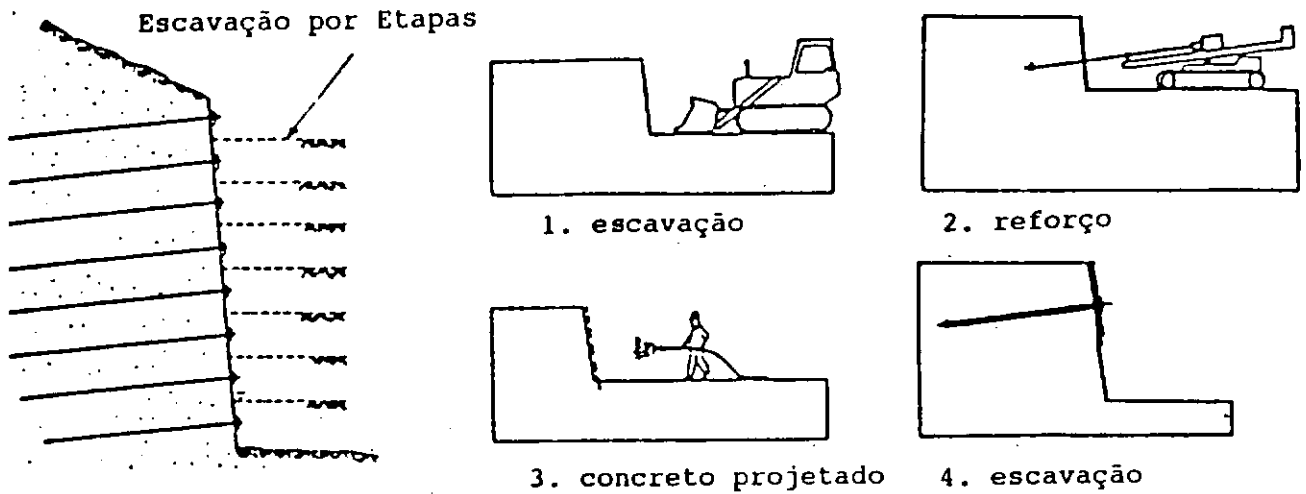


Figura 2.4 - Processo Construtivo (Ehrlich e Silva, 1992)

Na fig 2.5 apresenta-se procedimento para pré-dimensionamento de sistemas de solo grampeado (Guilloux e Schlosser, 1982), cujos ábacos são úteis para análise da viabilidade técnica de determinado projeto.

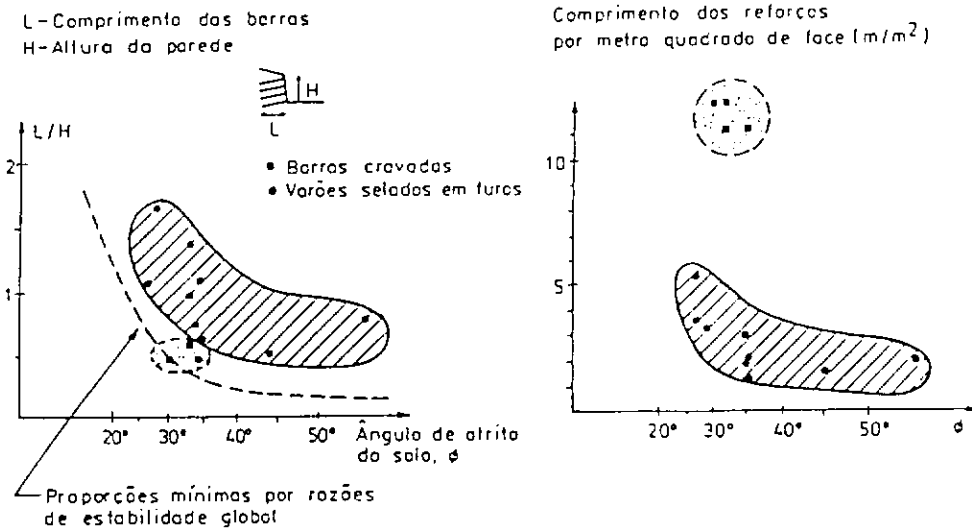


Figura 2.5 Procedimento para Pré-Dimensionamento de Solo

Grampeado (Guilloux e Schlosser, 1982)

2.3 APLICAÇÕES DE SOLO GRAMPEADO

2.3.1 Vantagens Inerentes

Em comparação com o sistema convencional de contenção numa escavação, a técnica de solo grampeado apresenta as seguintes vantagens:

- * baixo custo;
- * equipamentos construtivos leves;
- * fácil operação em solos heterogêneos;
- * flexibilidade;
- * o corte não necessita, necessariamente, ser vertical.

2.3.2 Condições locais apropriadas para o uso

As seguintes limitações, inerentes a solos grampeados, devem ser consideradas durante o projeto:

Solos argilosos - um aumento no grau de saturação pode reduzir de maneira muito significativa o atrito solo-reforço ou aderência. Além disso, a saturação pode resultar num aumento da força de tração no reforço devido ao aumento de peso da massa de solo e ao decréscimo associado de resitência ao cisalhamento, que leva a um aumento nas tensões horizontais internas

A presença de água pode ser também um fator de deterioração das barras, devido à corrosão.

Guilloux e Schlosser (1982) relataram a ruptura de um muro de solo-grampeado de 5m de altura em uma argila plástica. Nestas condições a solução em solo-grampeado exige uma maior densidade de reforços, podendo tornar-se mais cara que as soluções convencionais.

Deslocamento relativo solo-reforço - a interação solo-reforço requer a mobilização de um deslocamento relativo entre o solo e o reforço, função do tipo de solo e do tipo do reforço.

Experiências com modelos reduzidos (Guillouz e Schollosser, 1982; Cartier e Gigan, 1983; Gassler e Gudehus, 1981; Shen et al., 1981) têm demonstrado que o deslocamento lateral máximo no solo-grampeado não excede usualmente a 0,2 e 0,3 por cento da altura do corte fig. 2.6.

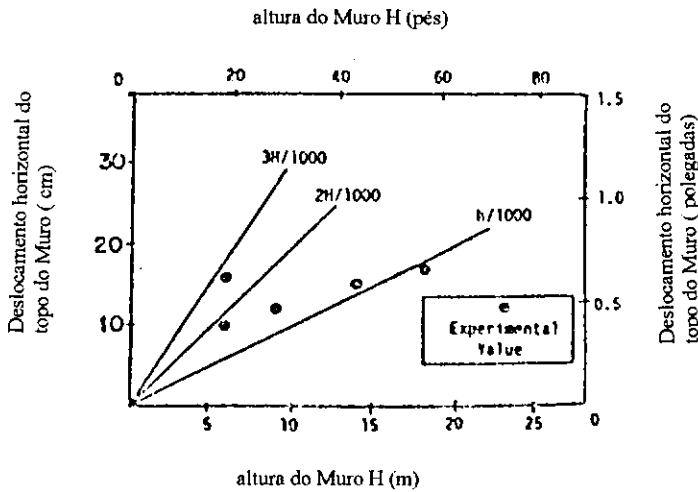


FIG. 2.6- Deslocamento da Face de uma estrutura de contenção de solo grampeado (Guilloux e Schlosser, 1984)

2.3.3 Princípios de Interação do Solo-reforço

No solo-grampeado a interação solo-reforço pode envolver dois mecanismos fundamentais: atrito ao longo do reforço e resistência passiva. A mobilização desses dois mecanismos depende da orientação dos reforços em relação à superfície potencial de escorregamento e da rigidez dos mesmos. Caso os reforços estejam orientados segundo a

direção de movimentação, estes serão simplesmente tracionados e somente atrito será mobilizado. Entretanto, caso os reforços estejam orientados ortogonalmente à tendência de deslocamento, a superfície do grampo oporá uma resistência passiva ao movimento.

Na realidade, o que se tem é uma combinação desses dois esforços, tração e resistência passiva do solo.

A tensão cisalhante entre solo e reforço é fortemente dependente do tipo de solo. Num solo granular, a depender da compactidade do mesmo, a dilatância pode aumentar as tensões normais nos grampos e daí a resistência ao arrancamento. No caso de solos finos, de baixa consistência, com elevado grau de saturação, particularmente no caso de argilas moles, pode apresentar-se baixa.

CAPÍTULO 3

MODELO NUMÉRICO UTILIZADO

3.1 - PROGRAMA CRISP-90

O programa de elementos finitos CRISP (Britto e Gunn, 1987) utilizado neste trabalho, e desenvolvido no Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge, é capaz de executar análises de problemas estáticos de carregamento e descarregamento uniformes sob condições de solicitação drenadas, não-drenadas e dependentes do tempo (adensamento acoplado). O programa utiliza um procedimento puramente incremental, ou seja, não utiliza qualquer procedimento iterativo. Análises axissimétrica, deformação plana e tridimensional podem ser feitas. O programa dispõe de elementos bi-dimensionais triangulares e quadrangulares com campos de deformações variando de linear a cúbico. Dispõe também de elementos uni-dimensionais (barra), com ou sem rigidez à flexão. É possível misturar os elementos desde haja compatibilidade entre esses elementos.

A razão da escolha do programa CRISP deve-se ao fato da experiência acumulada com o mesmo a nível nacional e internacional. Entre nós citam-se, entre outros, os trabalhos de Almeida (1981, 1984), Fontenelle (1987), ITurri (1996), Antunes Filho (1996) e Brugger (1996). A utilização mais comum do CRISP tem sido na simulação da construção de aterros sobre solos moles, conforme referências acima. Entretanto o CRISP tem sido muito utilizado no exterior na simulação de escavações, podendo se citar entre nós nesse caso o trabalho de Gonçalves(1996). O uso do CRISP em problemas de interação solo-estrutura é menos comum,

podendo-se citar neste caso o trabalho de Brugger (1991). O presente trabalho se insere na categoria mista de escavação com interação solo-estrutura.

3.2 -IDEALIZAÇÃO NUMÉRICA DO PROBLEMA

3.2.1 MODELO ELASTO-PLÁSTICO

A escolha de um modelo deve levar em consideração as características do problema que se pretenda analisar, as possibilidades de uma adequada caracterização do solo e as potencialidades e complexidades dos modelos de cálculos disponíveis.

O comportamento real dos solos é, em geral, demasiado complexo, sendo onerosa a utilização, na resolução de problemas geotécnicos, de modelos globais capazes de simular todos os aspectos do problema e do comportamento dos solos. Entretanto, dependendo do problema que se pretenda analisar, pode-se recorrer a modelos simplificados que retenham os aspectos essenciais do comportamento dos solos relevantes para o caso em questão.

Dos vários modelos possíveis para representar as relações constitutivas do solo, adotou-se o elasto-plástico que permite considerar as parcelas de deformações de origens elástica e plástica.

Para generalizar a lei de comportamento de um material elasto-plástico no espaço tridimensional faz-se necessário definir os estados de tensões correspondentes ao início da plastificação. Modelos diversos podem ser usados, conforme o tipo de comportamento de um determinado material.

No caso em questão adotou-se o modelo elasto-plástico perfeito (no qual ruptura e escoamento coincidem) com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Este critério postula que num dado ponto haverá ruptura se, em alguma faceta, a tensão atuante atingir, em relação à normal, um ângulo igual a um dado valor, ângulo este dependente das características de resistência do material em questão.

O critério de Mohr-Coulomb é definido com base em dois parâmetros fundamentais do solo: a coesão, c , e o ângulo de atrito interno, ϕ , determinados experimentalmente.

Este critério tem como principais características: a isotropia, a dependência em relação à tensão média, a desigualdade de comportamento à tração e à compressão, superfície de ruptura convexa, embora com pontos de derivada descontínua.

A equação que traduz o critério de Mohr-Coulomb em função da tensão normal σ e tensão cisalhante τ atuante em um determinado plano é a seguinte:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi \quad (3.1)$$

Na Fig. 3.1 apresenta-se, em linha tracejada, o estado de tensão tridimensional possível num dado ponto de um maciço, cujo estado de tensão limite é dado pela circunferência tangente à envoltória representada pela equação (3.1). Isto significa que o ponto em questão está em ruptura segundo as direções das facetas definidas pelos pontos da representação de Mohr que são tangentes à envoltória.

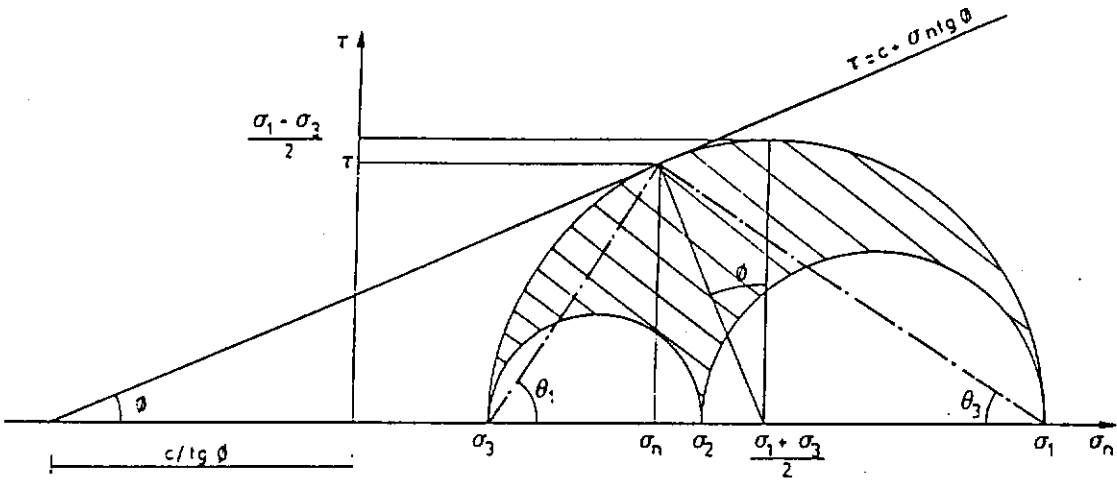


FIG. 3.1- Representação de Mohr, de um estado de tensão tridimensional (Gonçalves, 1992)

3.3-ESCOLHA DO CASO A SER IDEALIZADO

3.3.1 Definição da geometria

O caso analisado consistiu numa escavação simétrica de 10m de profundidade e 15m de largura executada em etapas num maciço areno-siltoso com espessura de 20m, Fig 3.2.

O sistema de reforço é constituído por barras de aço introduzidas no terreno, em furos com 10 cm de diâmetro com calda de cimento ao longo de seu comprimento. Os reforços com 7 metros de comprimento e inclinação de 20° em relação à horizontal foram dispostos de modo a se obter uma densidade de um reforço por 2 metros quadrado de face, o que

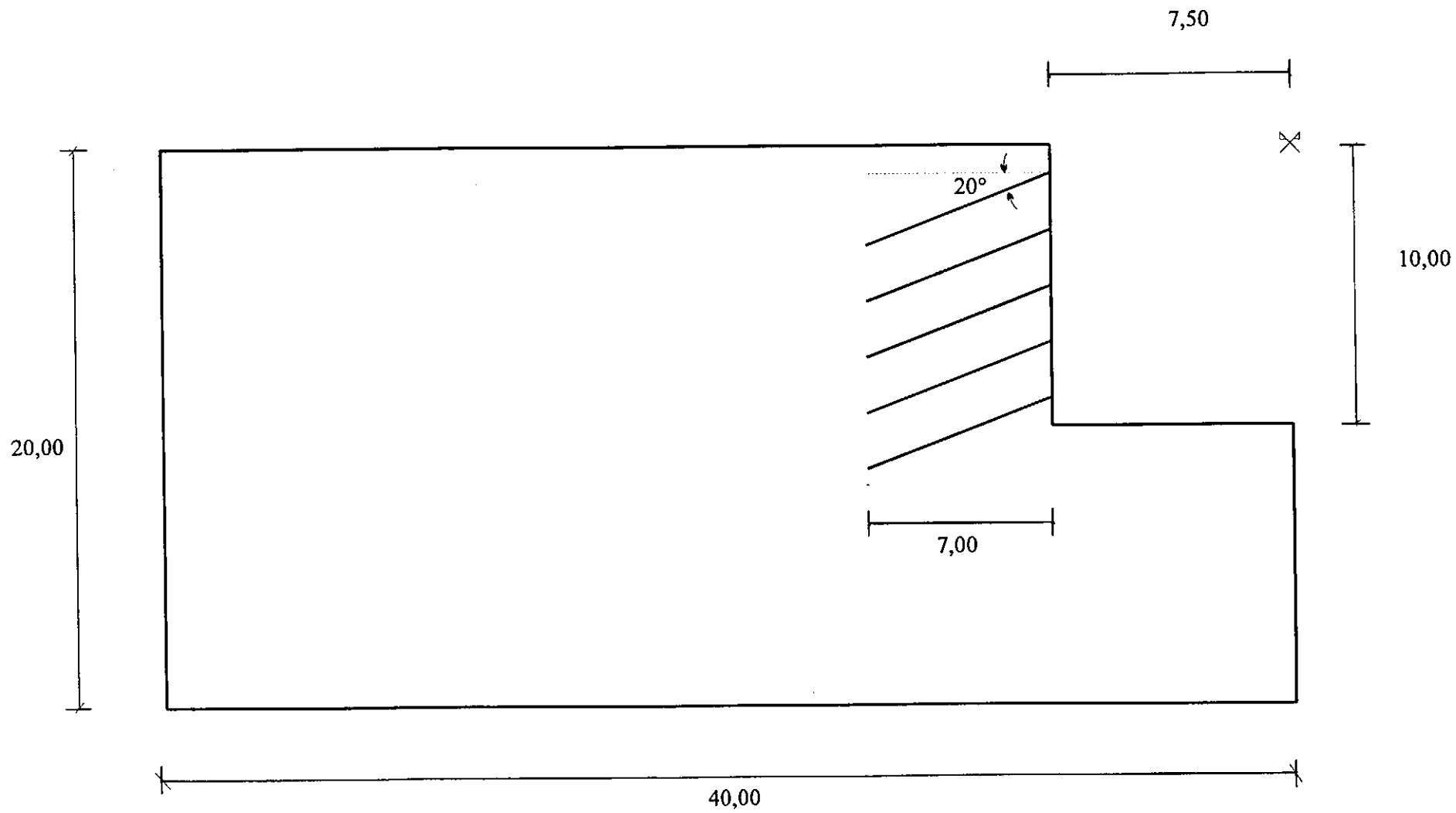


FIG. 3.2 GEOMETRIA BÁSICA

proporciona afastamentos horizontal de 1 metro e vertical de 2 metros. A face, uma camada de concreto projetado com 10 cm de espessura, corresponde ao normalmente utilizado em uma obra permanente.

A simulação da escavação, feita de modo semelhante à prática executiva deste tipo de obra, foi efetuada em 5 etapas de 2 metros, seguida de introdução do reforço, e da face, perfazendo um total de 10 etapas, conforme indicado na Fig. 3.3.

O método de simulação da escavação adotado no programa CRISP foi previamente testado. Através destes testes obteve-se, para análise elástica linear, exatamente o mesmo resultado de deslocamento independentemente do número de etapas de escavação. Este tipo de verificação foi considerado fundamental para a utilização do programa no presente estudo.

3.3.2 - Definição da malha

A malha básica de elementos finitos é mostrada na fig.3.4

Listam-se abaixo fatores que condicionaram a definição da malha:

- distância do maciço de solo grampeado às fronteiras nas quais se impõem determinadas condições de deslocamento;
- refinamento da malha nas zonas de maior variação do estado de tensão e deformação: atrás da face e no pé da escavação;
- colocação de elemento do tipo triangular visando criar uma descontinuidade na malha para que se pudesse obter tração nula na extremidade do reforço em contato com o solo, Fig. 3.5.

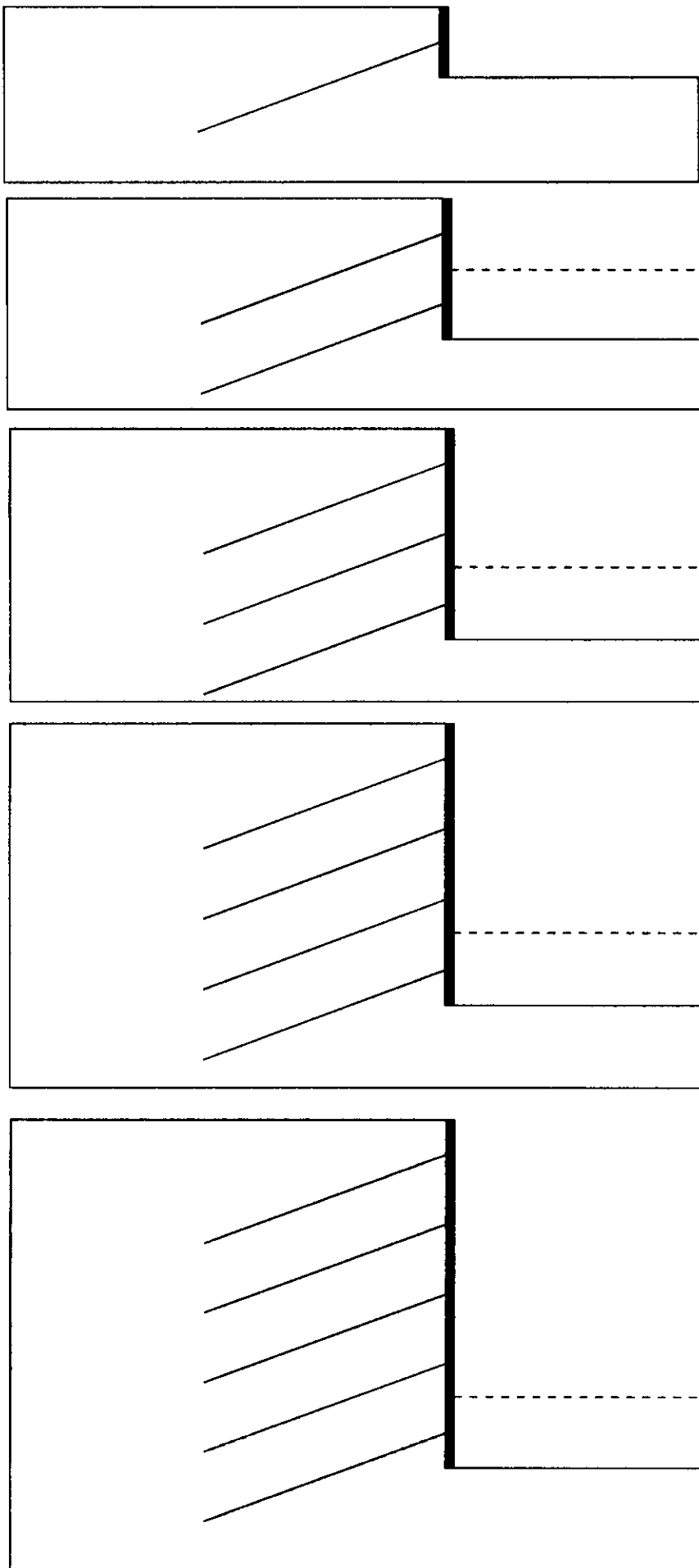


FIG. 3.3 - FASES DE EXECUÇÃO DA ESCAVAÇÃO COM A COLOCAÇÃO DO REFORÇO E FACE

VIDE DETALHE
FIGS. 3.5 E 3.6

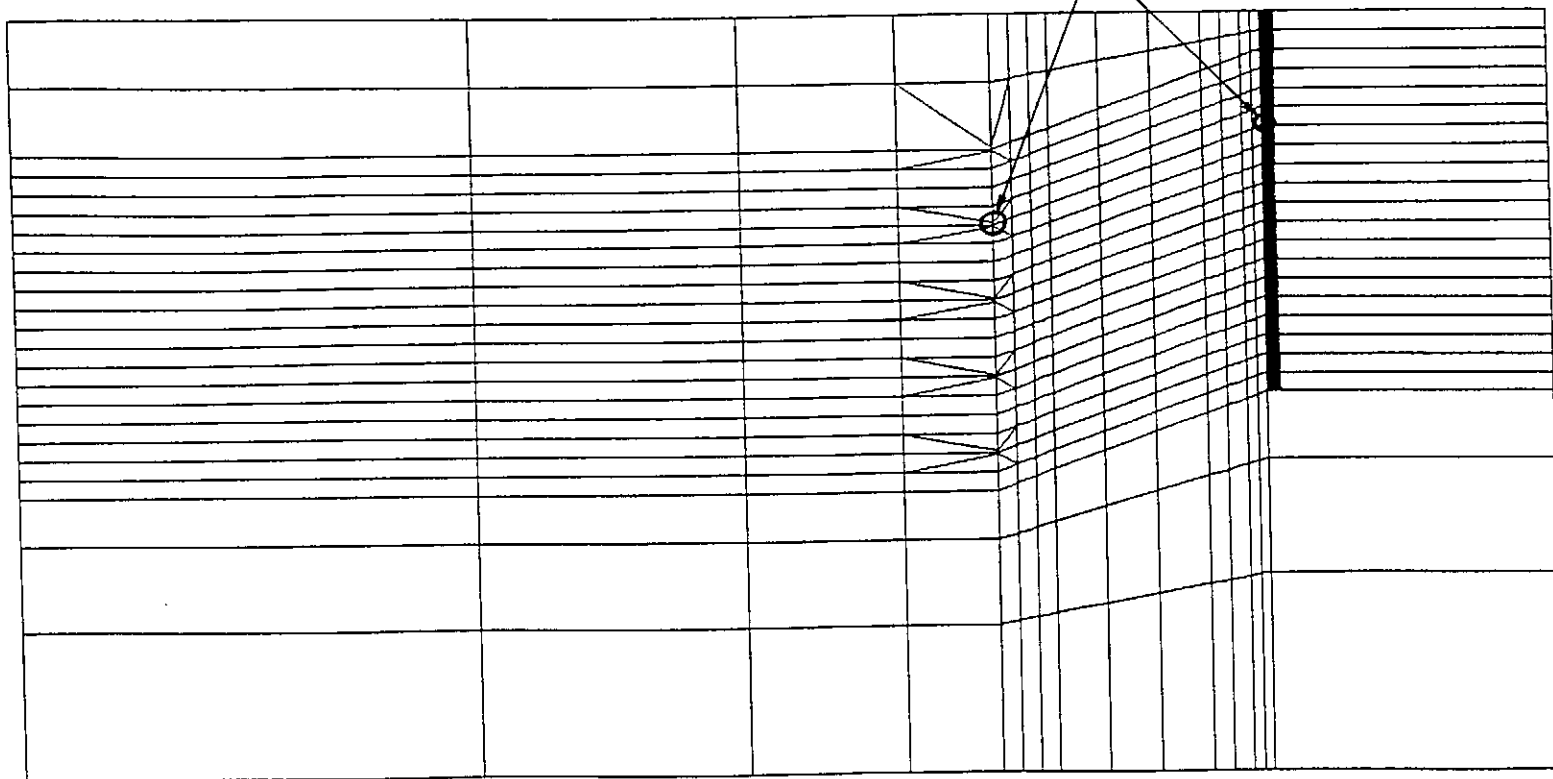


FIG. 3.4 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS

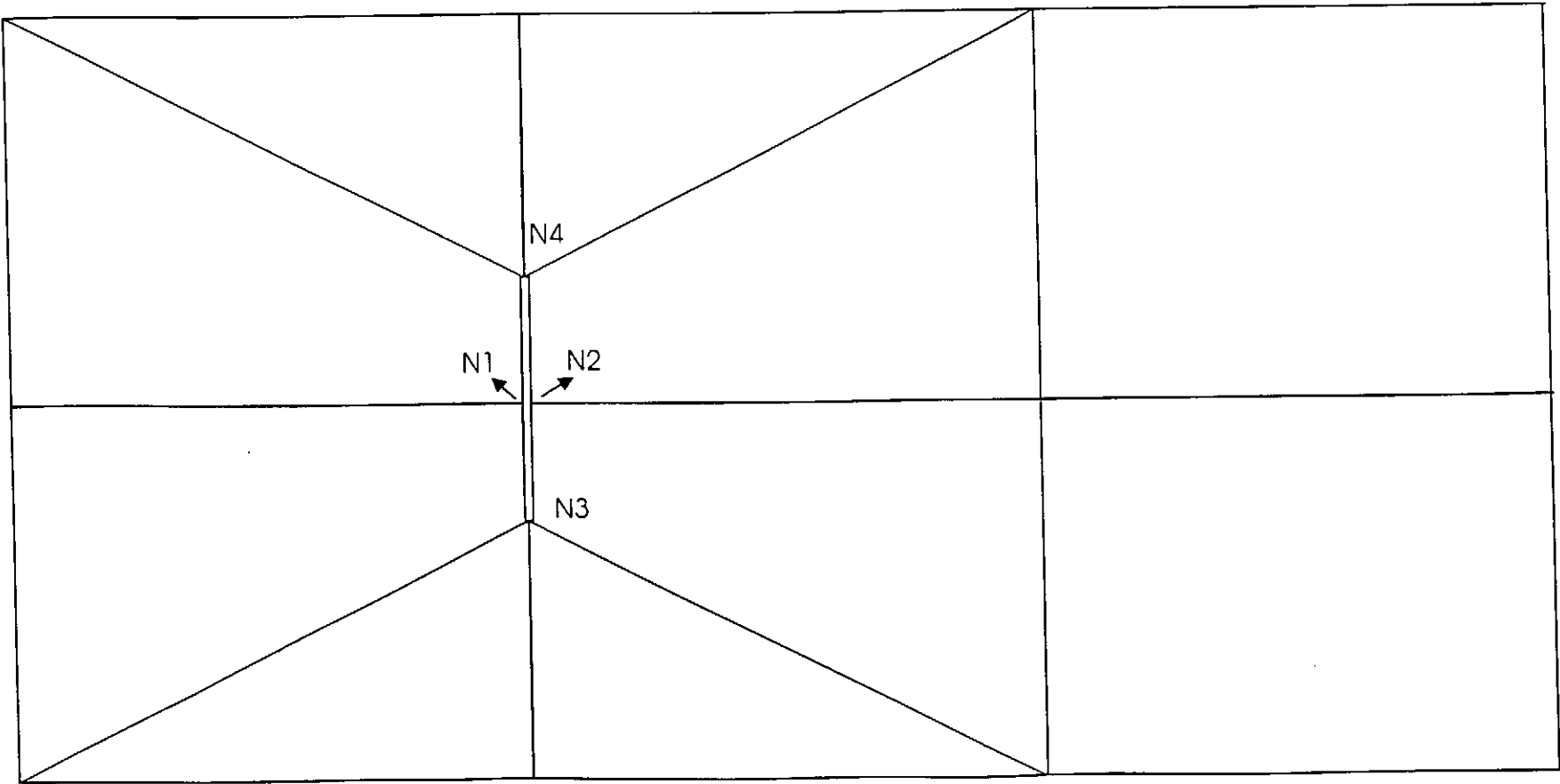


FIG. 3.5 - DETALHE DA EXTREMIDADE FINAL DO REFORÇO

- colocação de elemento de barra com comprimento de 1 cm na extremidade inicial do reforço, para que não houvesse interferência da face nos momentos gerados nos reforços, Fig. 3.6.

Os tipos de elementos utilizados na malha são apresentados na tabela 3.1

Tabela 3.1 - Tipos de elementos para cada material

Material	Tipo de Elemento	Quantidade
Solo	Bidimensional (8 nós)	345
Reforço	Unidimensional (3 nós)	55
Face	Unidimensional (3 nós)	20
Solo	Bidimensional (6 nós)	20

3.3.3- Características dos Materiais

Nas análises paramétricas, tomou-se para os materiais, como condição básica, as seguintes características:

SOLO- Admitiu-se o maciço homogêneo com nível d'água abaixo de 20 metros e o comportamento do solo drenado, considerou-se elasto-plástica a resposta do solo, e as condições de plastificação representada pelo critério de Mohr-Coulomb; na tabela 3.2 apresentam-se os parâmetros adotados.

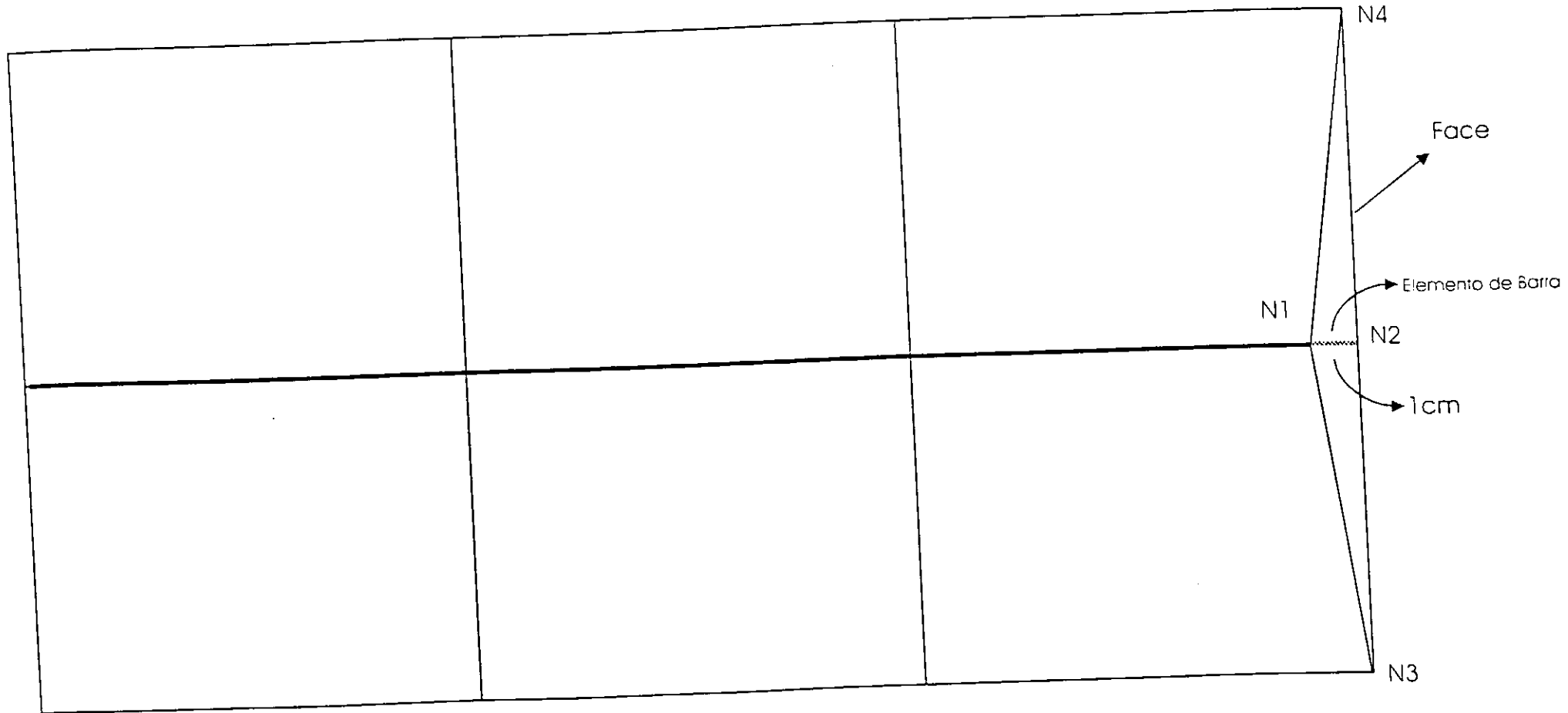


FIG. 3.6 - DETALHE DA EXTREMIDADE INICIAL DO REFORÇO

Tabela 3.2 Características do Solo

γ (kN/m ³)	20,0
K_0	0,5
E (kN/m ²)	10.000
ν	0,3
c (kN/m ²)	15,0
ϕ (°)	30

FACE DA ESCAVACÃO- o paramento da escavação constituído de concreto projetado com uma espessura de 10cm foi admitido elástico linear e representado por:

$$E = 8,1 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,20$$

$$I = 8,4 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

$$b = 1,0 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

$$I = 1,0 \cdot (0,10)^3 / 12 = 8,4 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

REFORÇO -os reforços foram constituídos por barras de aço de 25 mm de diâmetro introduzidas em furos de 10cm de diâmetro e injetados com calda de cimento. Considerando

que a barra de aço trabalhará com a calda de cimento de forma solidária, o reforço foi modelado como a seguir:

$$E = 1,39 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$$

$$\nu = 0,20$$

$$I = 4,9 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I = \pi \cdot R^4 / 4$$

$$R = 0,05 \text{ m}$$

$$I = \pi \cdot (0,05)^4 / 4 = 4,9 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

3.3.4 - Modelagem bidimensional equivalente

A modelagem do caso real tridimensional foi efetuada utilizando uma condição bidimensional equivalente (Juran, Schlosser e Shafiee,1985). O tipo de elemento utilizado para simular esta condição foi o elemento de viga, que é capaz de modelar a resistência à flexão, a resistência à tração e ao esforço cortante.

A condição tridimensional corresponde a grampos de 10 cm de diâmetros afastados verticalmente de 2 metros e horizontalmente de 1 metro. Na modelagem bidimensional considerou-se uma placa contínua de 10 cm de espessura com largura de 1m e com os parâmetros modificados conforme a seguir:

Determinação do módulo equivalente da placa, E_{eq} (Juran, Schlosser e Shafiee,1985)

$$E_{eq} = E \cdot S / S_{eq}$$

onde:

S - área da seção transversal do reforço;

E = módulo de elasticidade do reforço;

S_{eq} - área da seção transversal da placa.

Determinação do momento de inércia equivalente da placa, I_{eq} (Juran, Schlosser e Shafiee, 1985)

$$I_{eq} = E \cdot I / E_{eq}$$

onde:

I - momento de inércia do reforço;

I_{eq} - momento de inércia da placa;

E - módulo de elasticidade do reforço.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Efetuaram-se estudos paramétricos visando explicitar a contribuição dos grampos na melhoria das condições de estabilidade e deformação da massa reforçada.

A escavação, em solo residual, tem 10 m de profundidade e 15 m de largura . Considerou-se como condição básica a rigidez EI dos reforços e da face, igual a $6,8 \text{ kN.m}^2$.

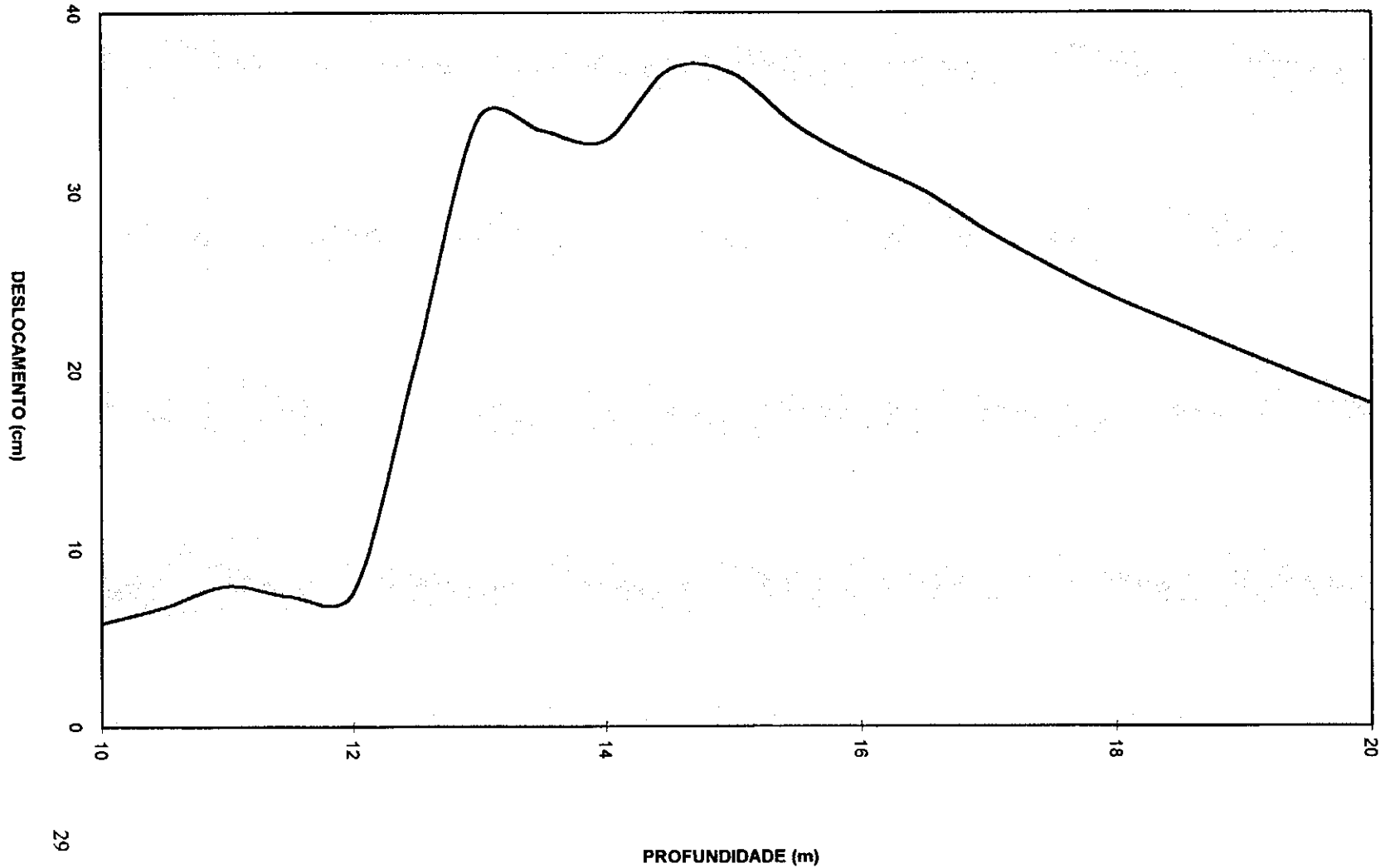
Na tabela 4.1 apresenta-se como foi organizado o estudo paramétrico.

Tabela 4.1: Estudos paramétricos

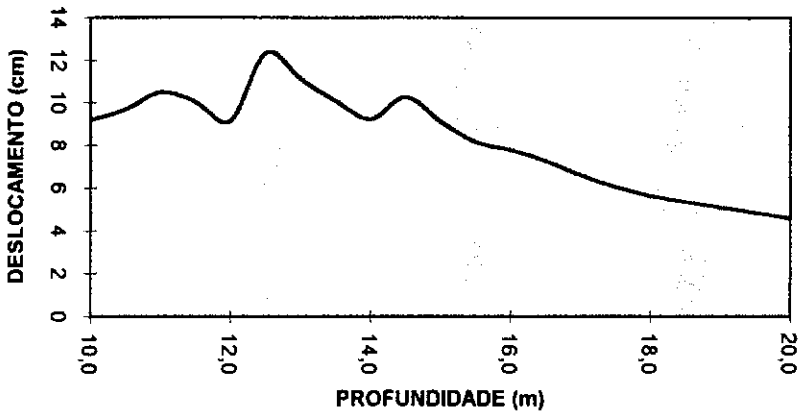
CASO	FACE	REFORÇOS		
		RIGIDEZ / FLEXÃO	INCL.(°)	COMP. (m)
I	EI	sem reforço		
II	EI	EI = 0	20	7
III	EI	EI	0, 20 e 30	7
		10 EI		
		100 EI		
IV	EI = 0	10 EI	20	7
V	EI / 20	10 EI	20	7
VI	EI	EI	20	4, 7 e 10

Os resultados destes estudos são apresentados nas figuras 4.1 a 4.17, na forma de curvas força axial no grampo vs comprimento e momento no grampo vs comprimento para

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO DA FACE ESCAVAÇÃO SEM REFORÇO



**GRÁFICO DE DESLOCAMENTO DA FACE
REFORÇO FLEXÍVEL A 20° COMP. - 7 m**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
FLEXÍVEL A 20° COMP. - 7 m**

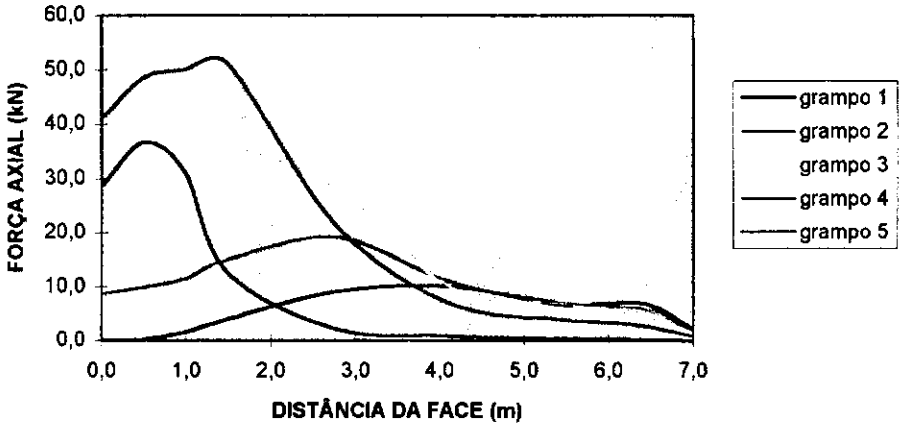


FIG. 4.2

GRÁFICO DE DESLOCAMENTO DA FACE COM REFORÇO HORIZONTAL (caso III)

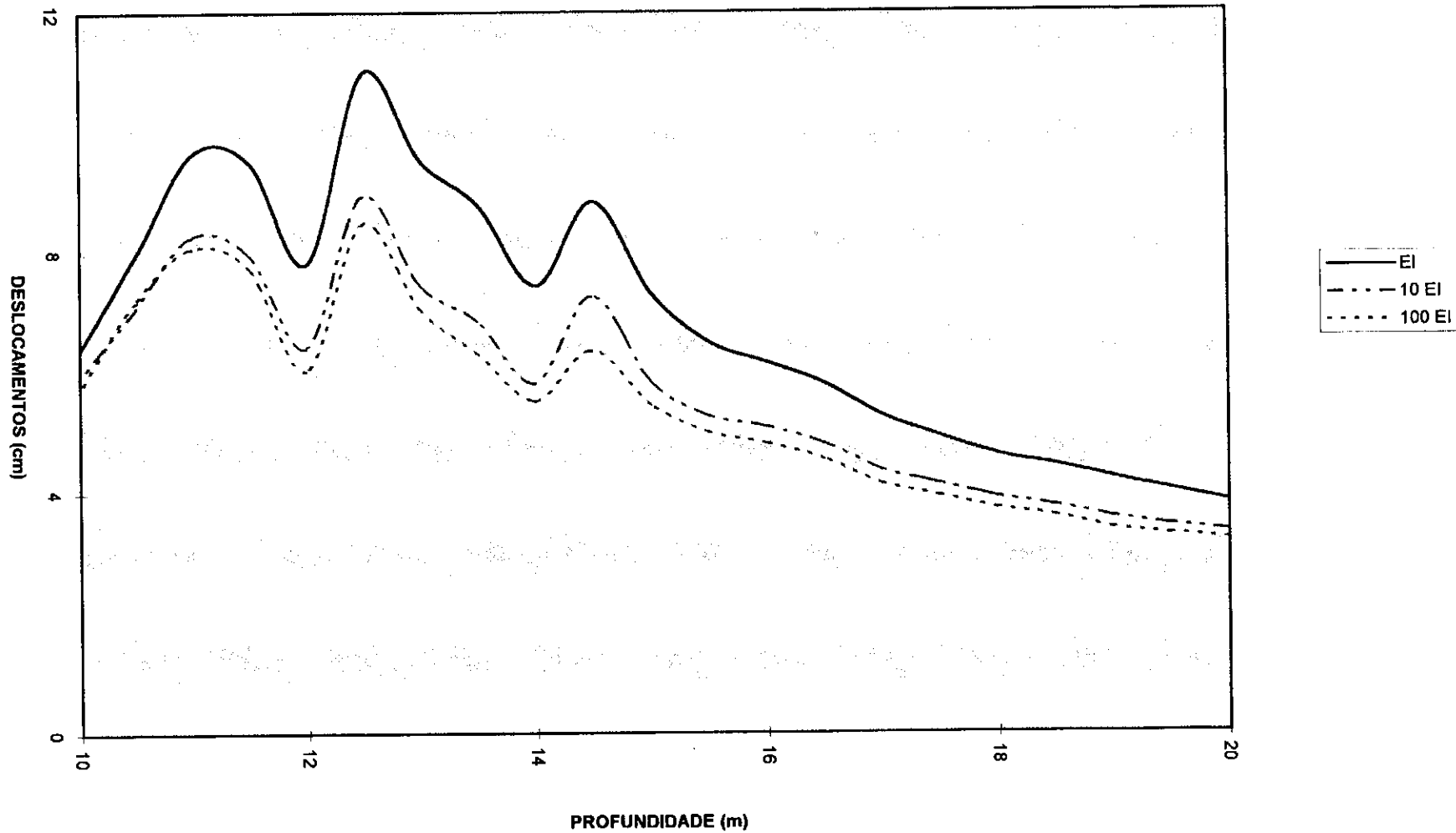


FIG. 4.3

GRÁFICO DESLOCAMENTO DA FACE COM REFORÇO INCLINADO A 20° (caso III)

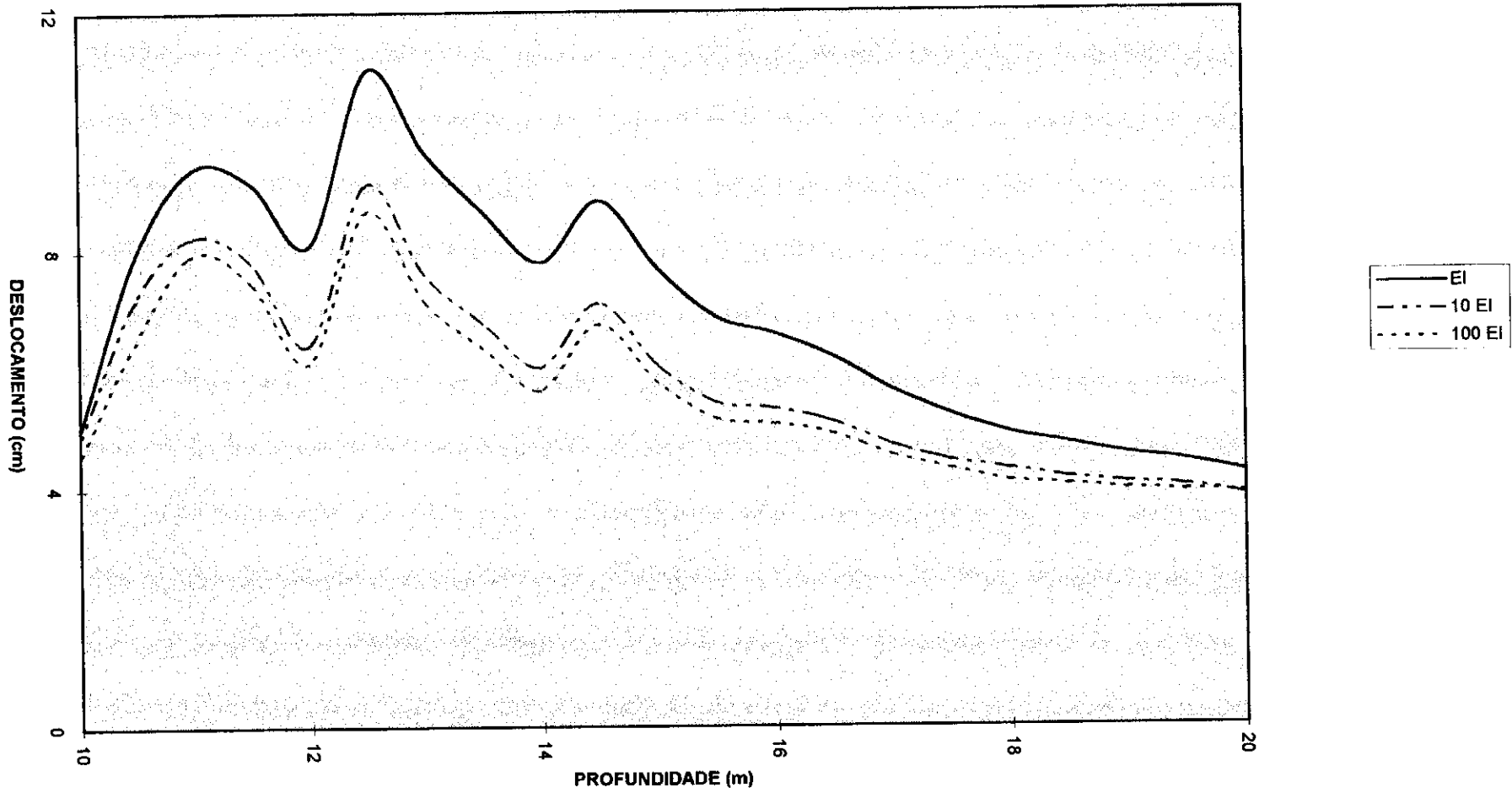
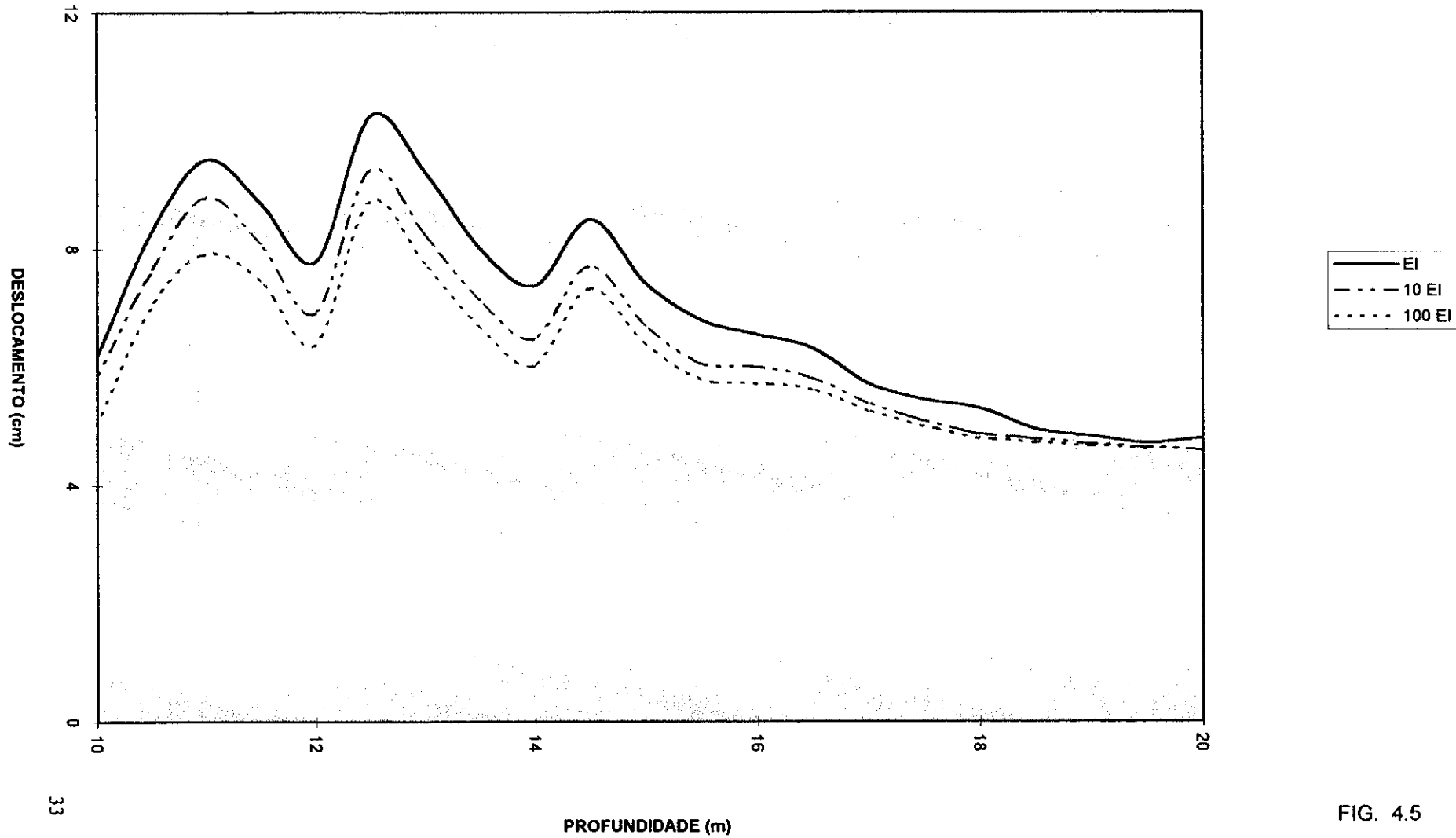
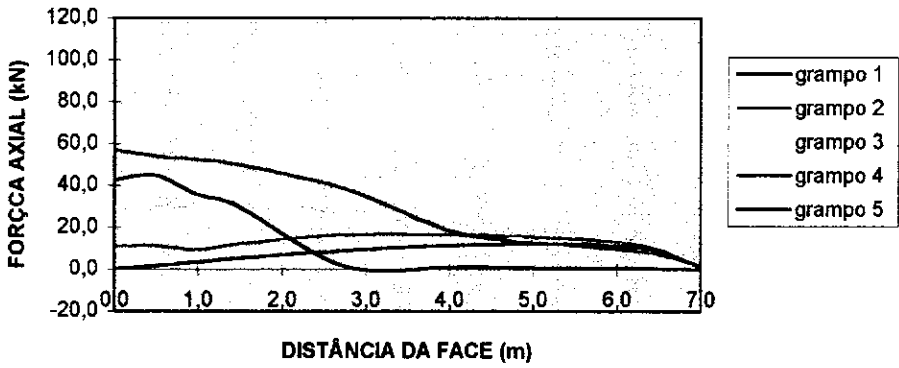


FIG. 4.4

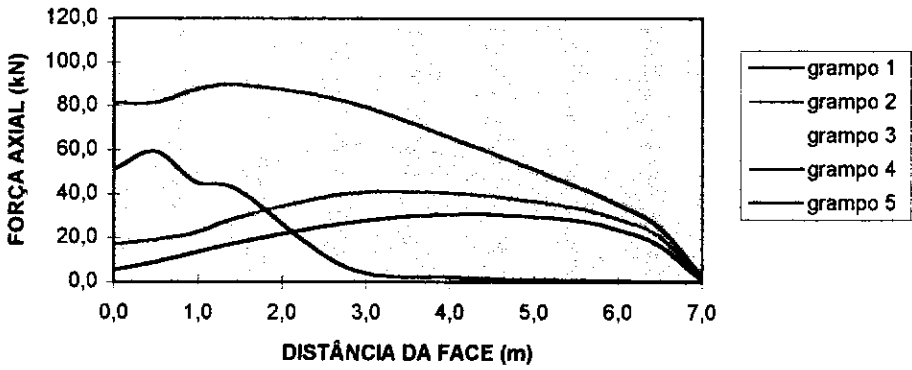
GRÁFICO DESLOCAMENTO DA FACE COM REFORÇO INCLINADO A 30° (caso III)



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
HORIZONTAL EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
HORIZONTAL 10 EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
HORIZONTAL 100 EI**

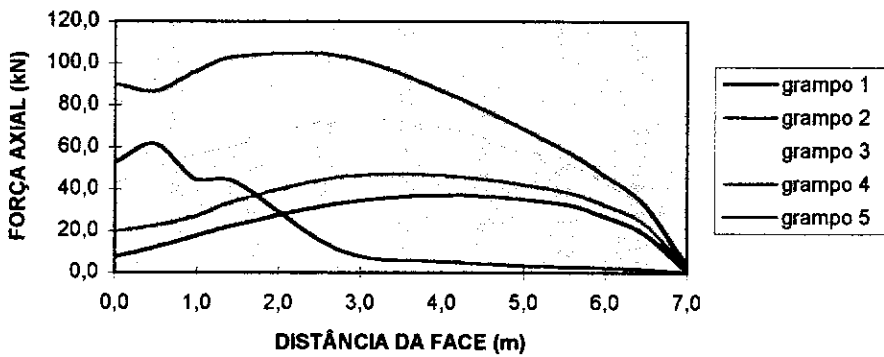
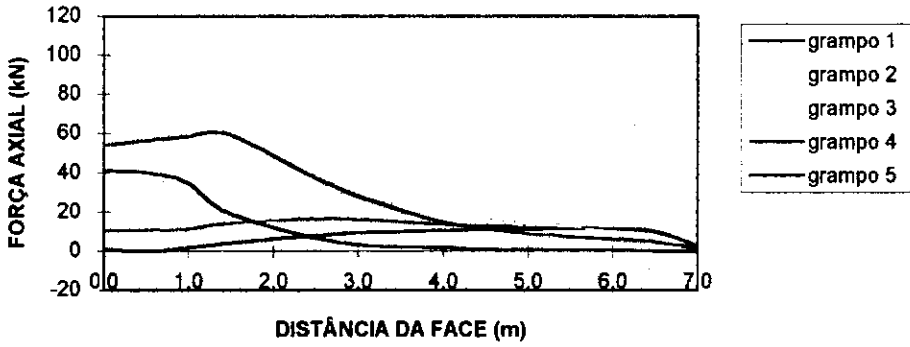
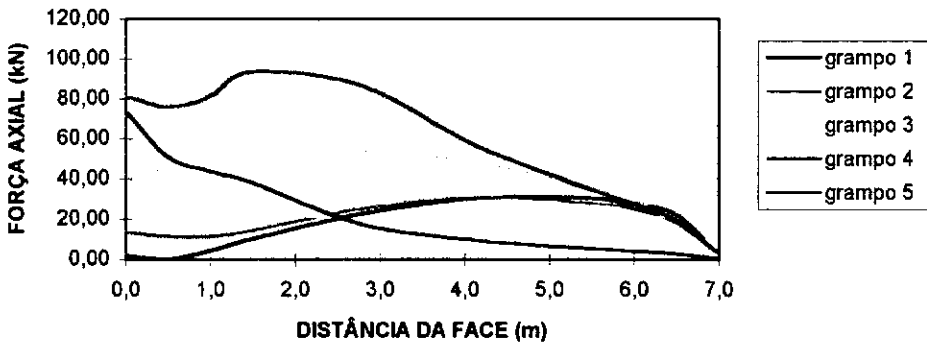


FIG. 4.6
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NA FORÇA AXIAL PARA REFORÇO
HORIZONTAL

**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 100 EI**

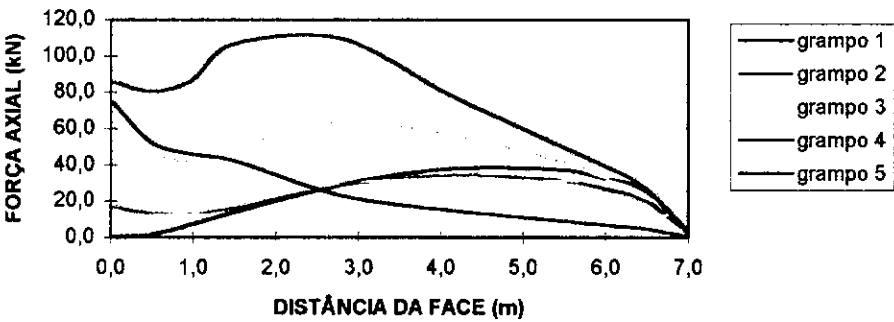
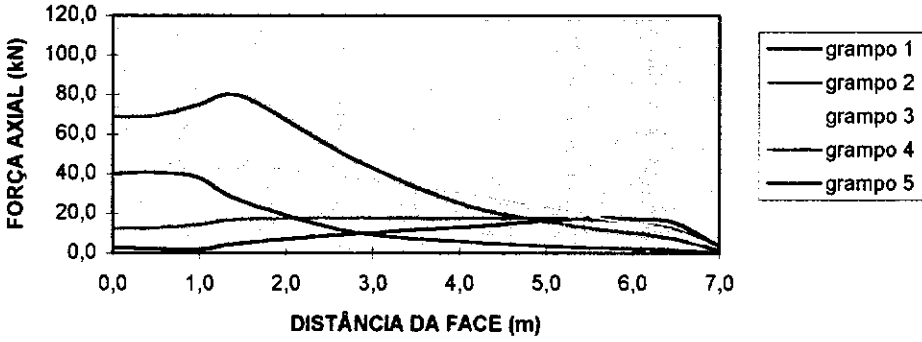
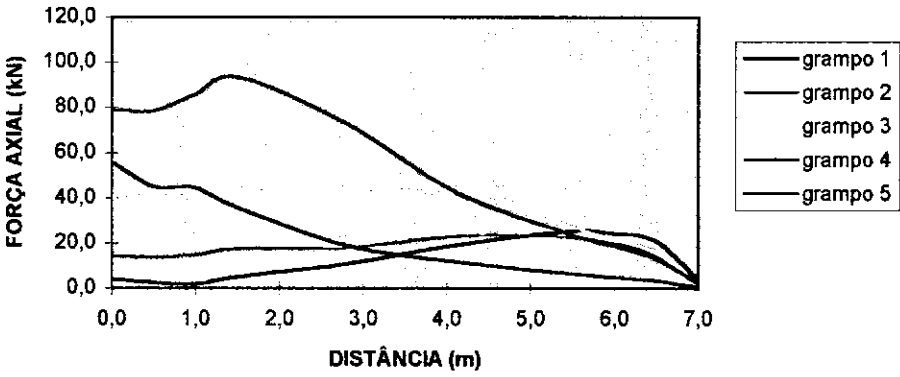


FIG. 4.7
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NA FORÇA AXIAL PARA REFORÇO
INCLINADO A 20 GRAUS

**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 30° EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO 30° 10 EI**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 30° 100 EI**

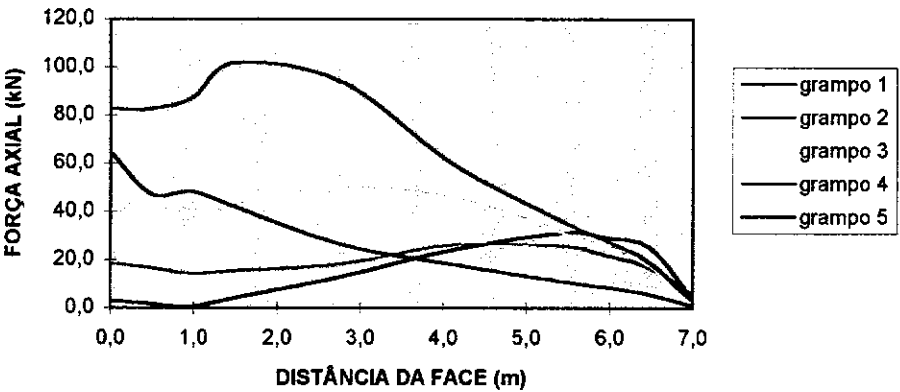


FIG. 4.8
**INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NA FORÇA AXIAL PARA REFORÇO
INCLINADO A 30 GRAUS**

GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO HORIZONTAL EI

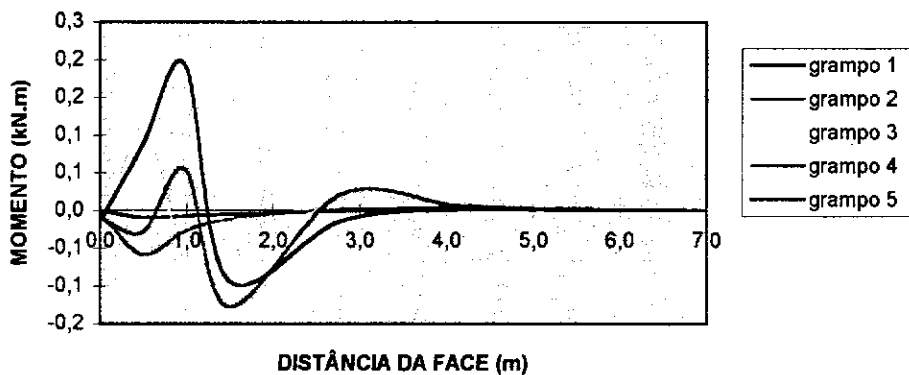


GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO HORIZONTAL 10 EI

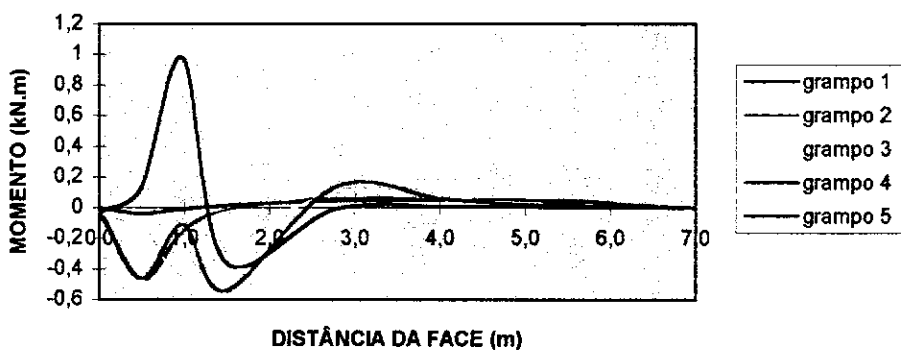


GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO HORIZONTAL 100 EI

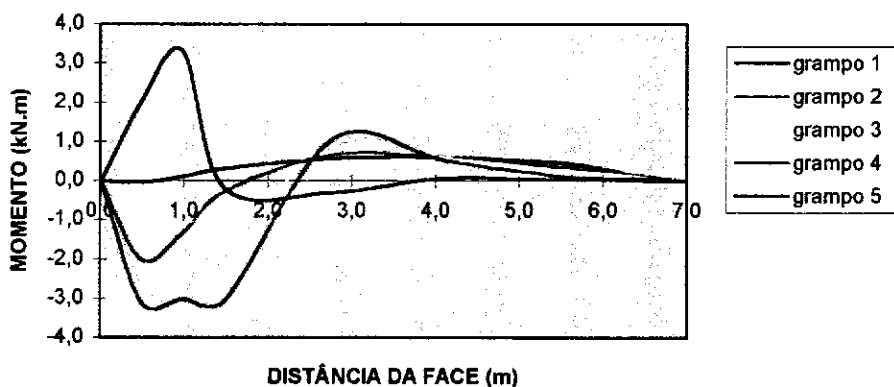
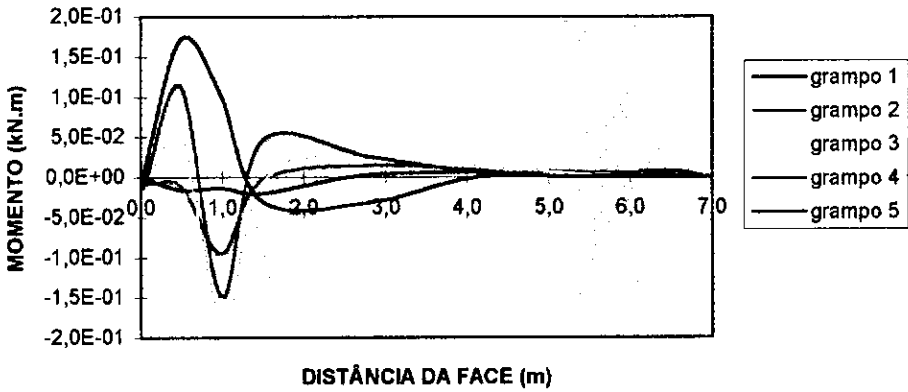
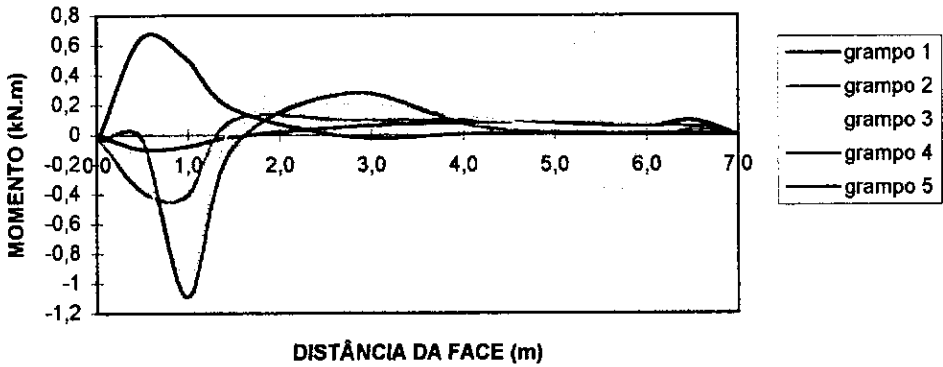


FIG. 4.9
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NOS MOMENTOS FLETORES DOS REFORÇOS PARA REFORÇO HORIZONTAL

**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 100 EI**

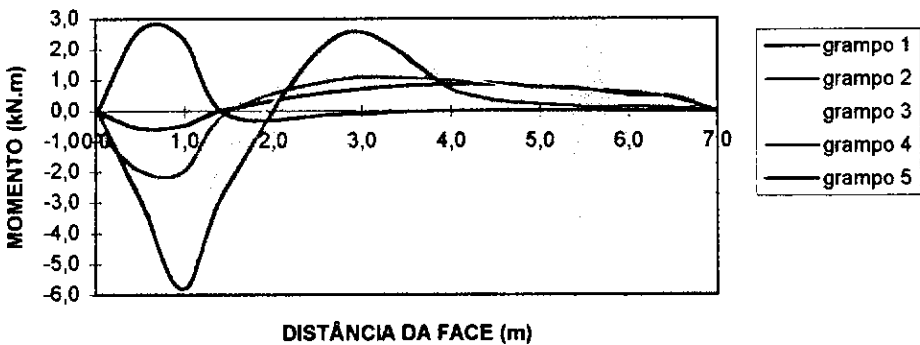
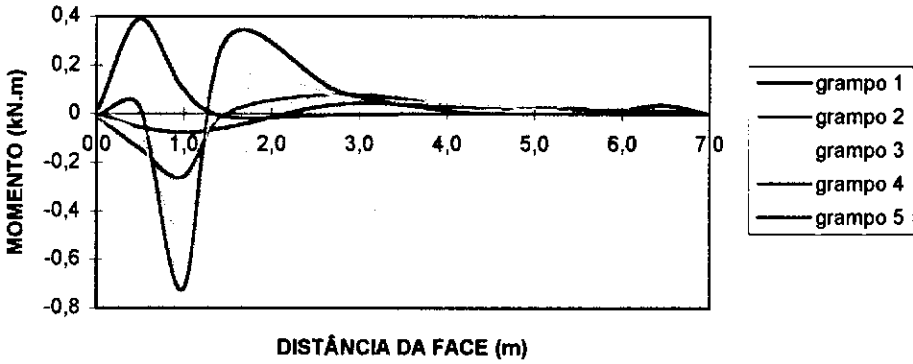
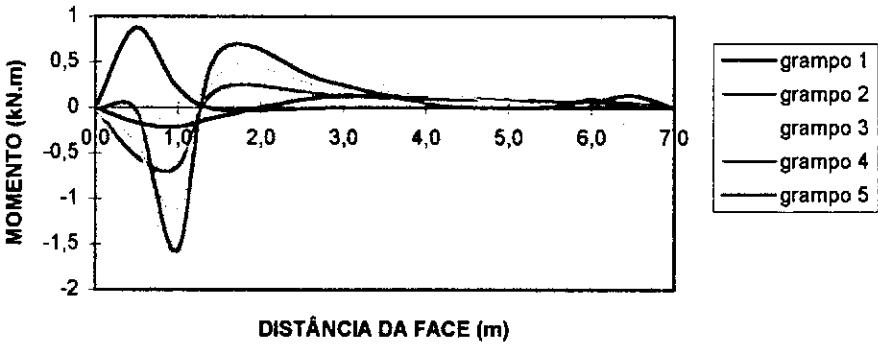


FIG. 4.10
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NOS MOMENTOS FLETORES DOS REFORÇOS
PARA INCLINAÇÃO DE 20 GRAUS

**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 30° EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 30° 10 EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 30° 100 EI**

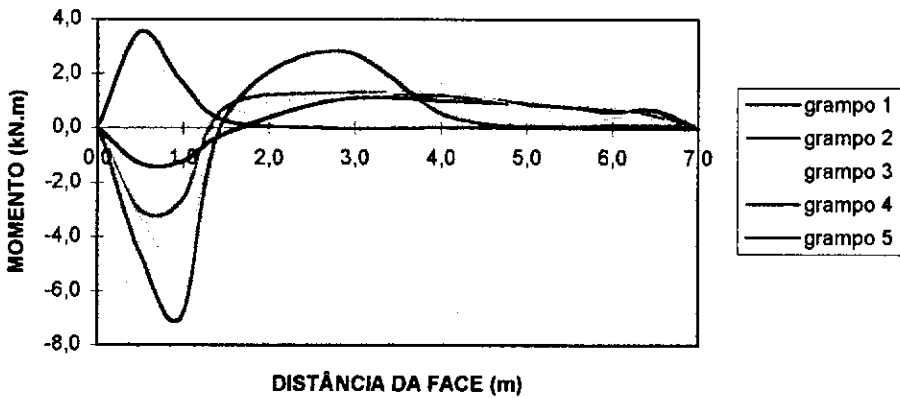
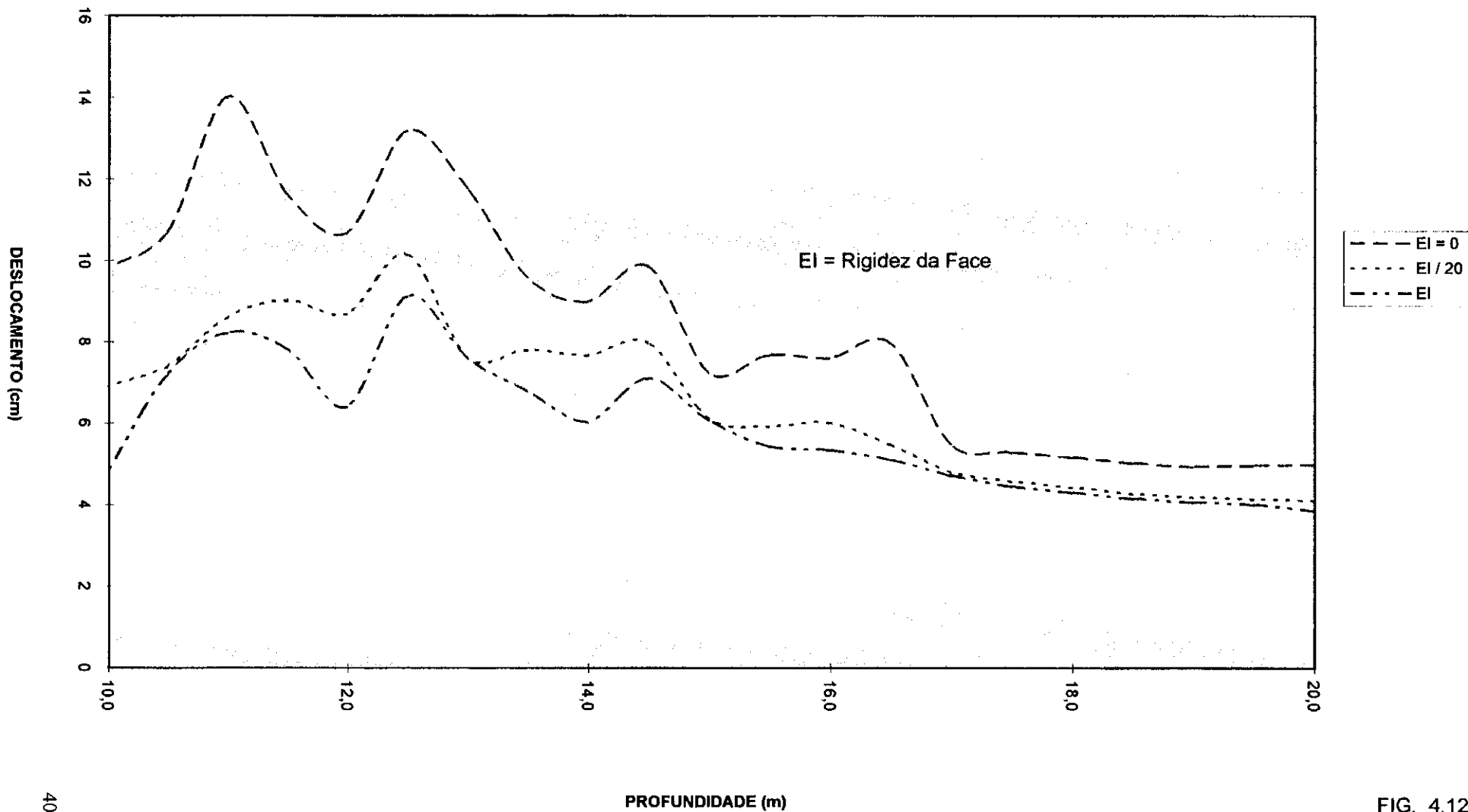
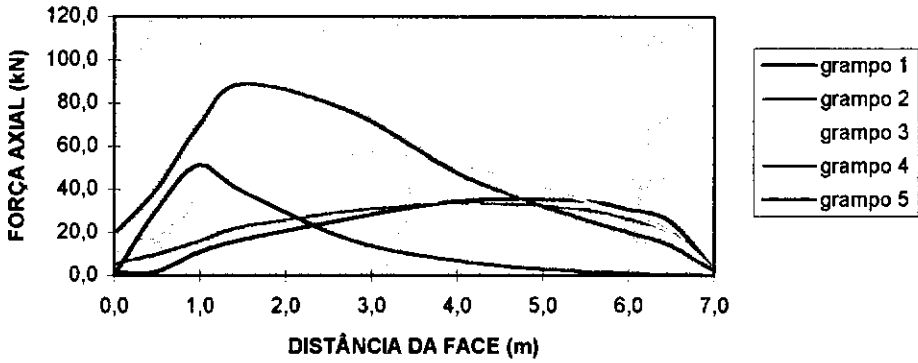


FIG. 4.11
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DO REFORÇO NOS MOMENTOS FLETORES DOS REFORÇOS
PARA INCLINAÇÃO DE 30 GRAUS

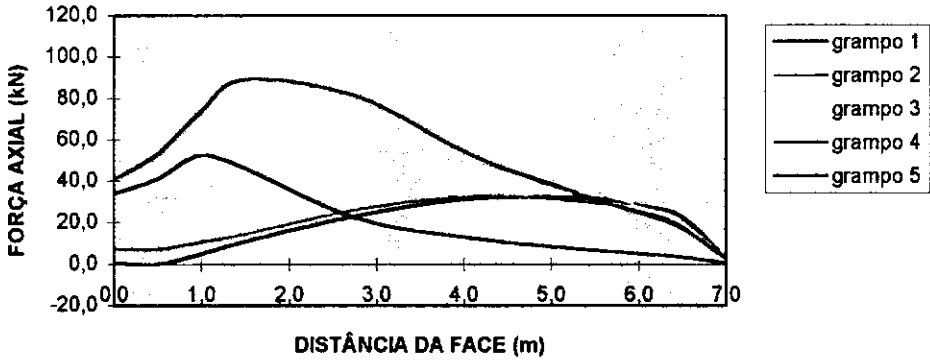
GRÁFICO DE DESLOCAMENTO DA FACE REFORÇO INCLINADO A 20° - 10 EI - (casos III, IV e V)



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI SEM FACE**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI - RIGIDEZ DA FACE = EI / 20**



**GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI**

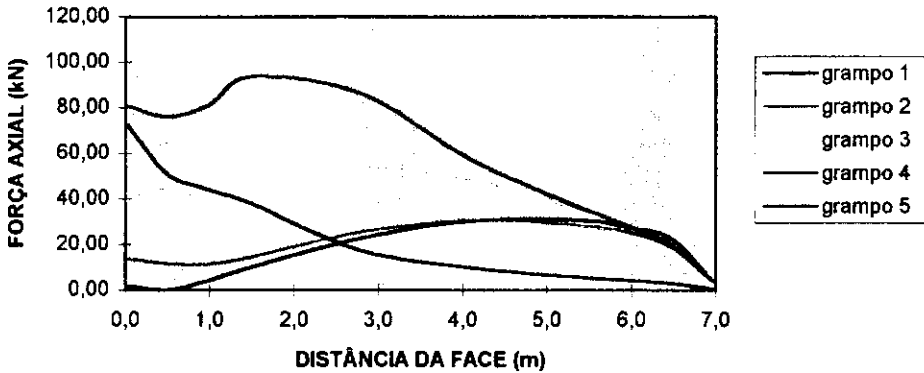
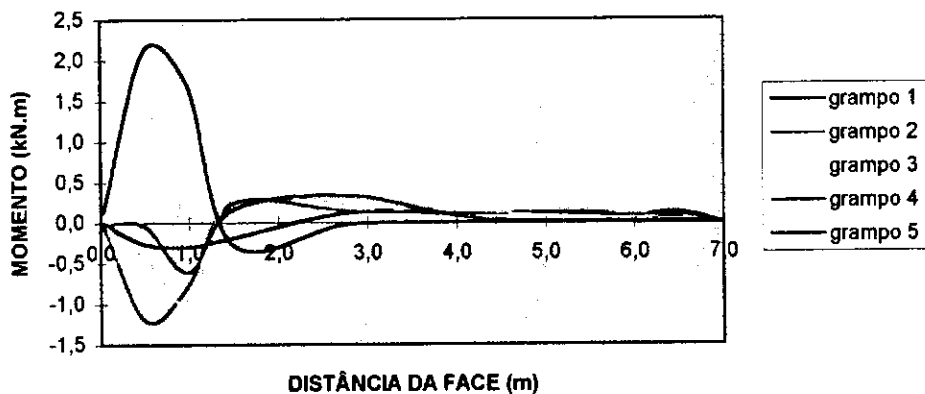
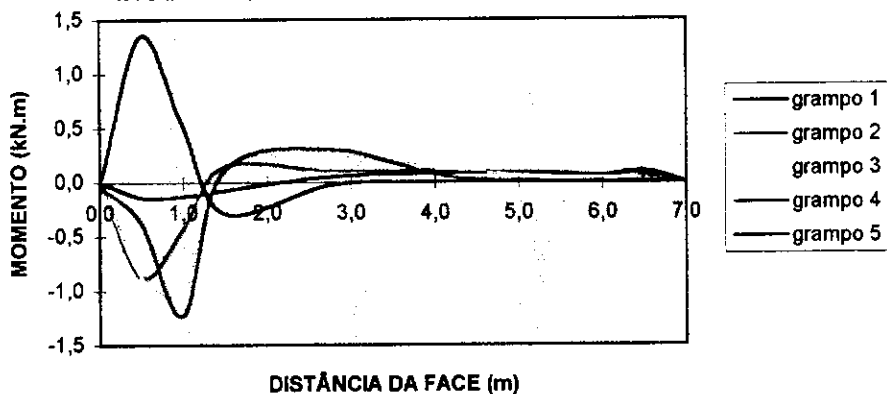


FIG. 4.13
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FACE NA FORÇA AXIAL DOS REFORÇOS INCLINADOS A 20 GRAUS

**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI - SEM FACE**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI - RIGIDEZ DA FACE EI / 20**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA REFORÇO
INCLINADO A 20° 10 EI**

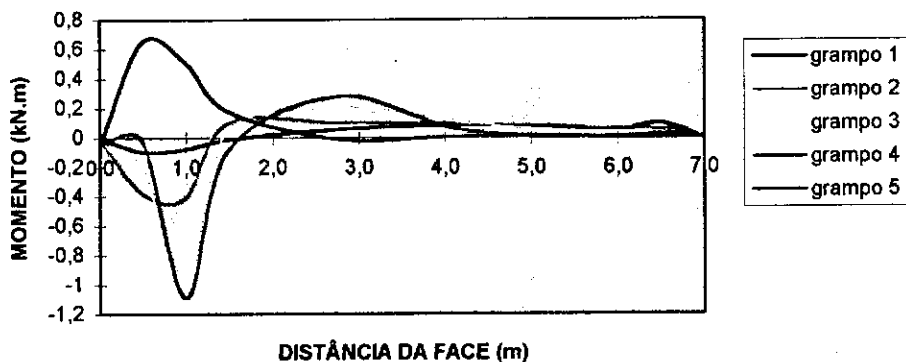


FIG. 4.14
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FACE NOS MOMENTOS FLETORES DOS REFORÇOS
INCLINADOS A 20 GRAUS

GRÁFICO DESLOCAMENTO DA FACE REFORÇO INCLINADO A 20°- EI

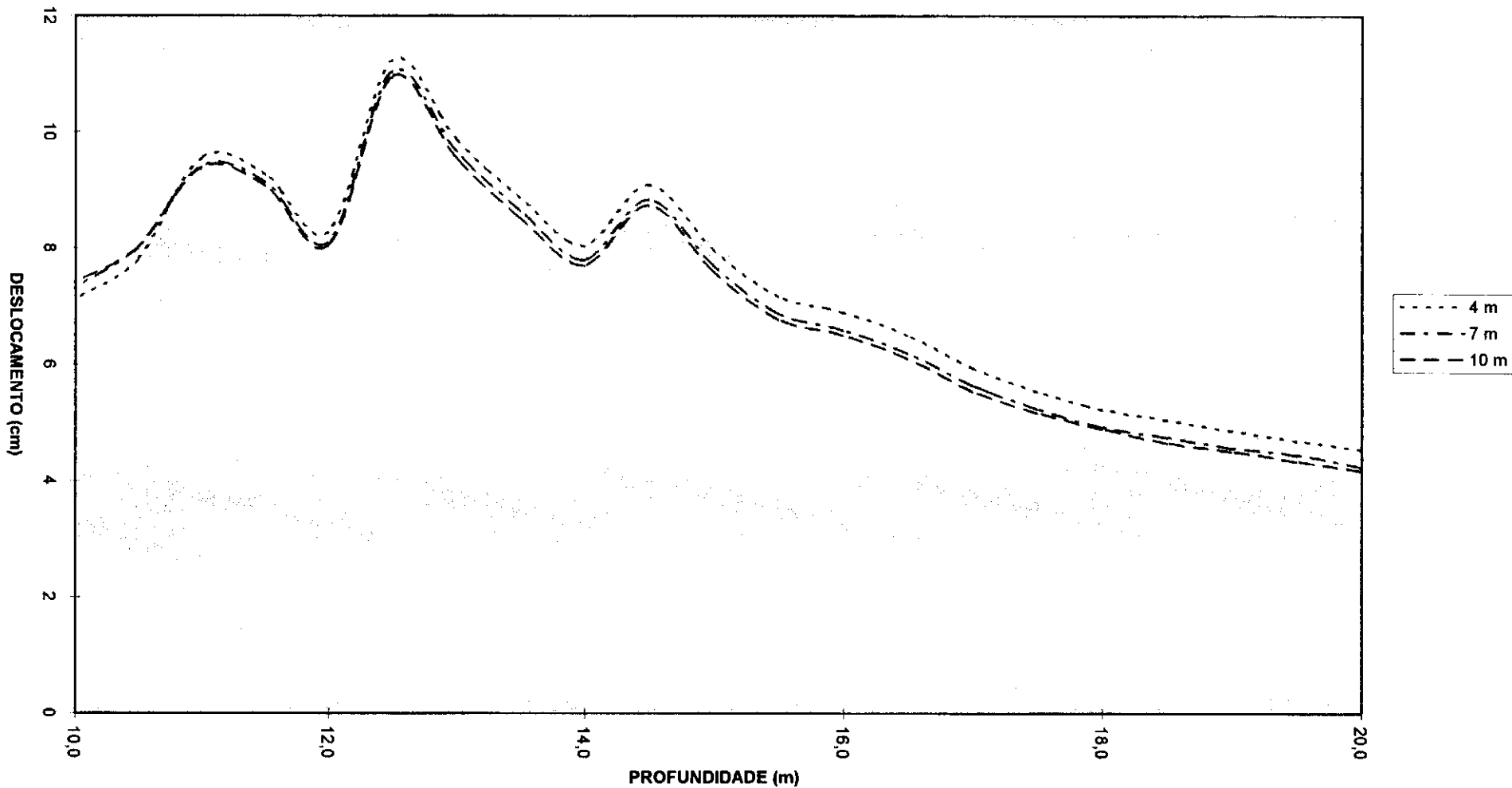


GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA COMP. DO REFORÇO - 4m INCL. A 20° EI

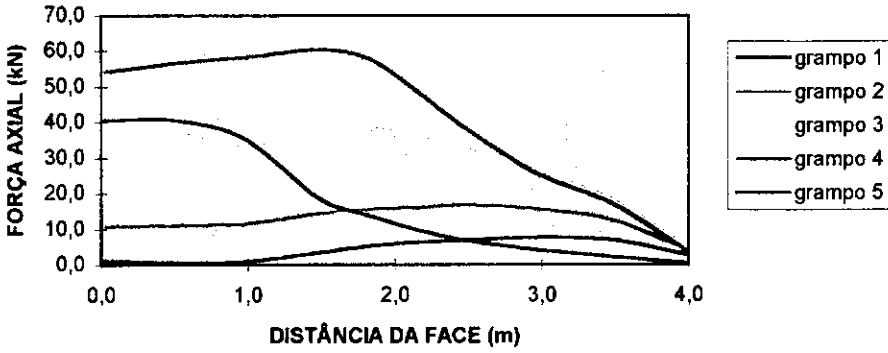


GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA COMP. DO REFORÇO - 7 m - INCLINADO A 20° EI

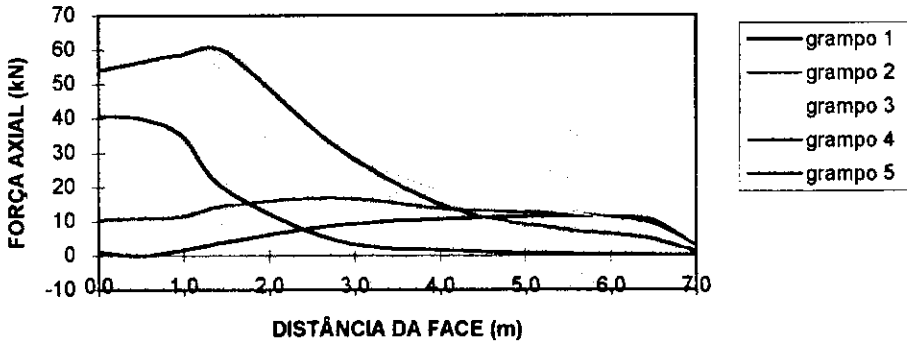


GRÁFICO DE FORÇA AXIAL NA BARRA COMP. DO REFORÇO - 10 m - INCL. A 20° - EI

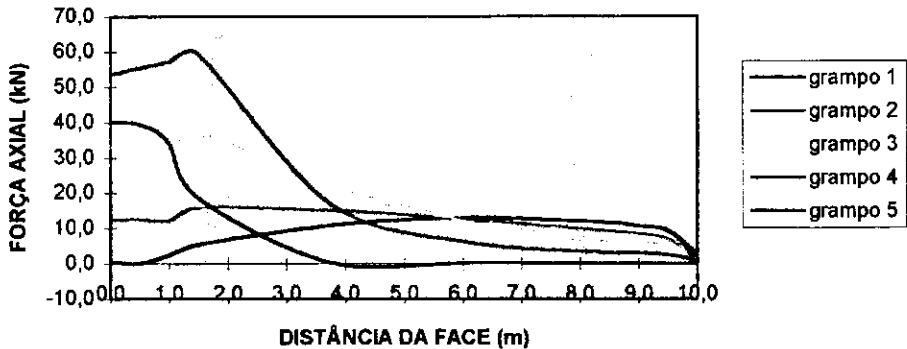
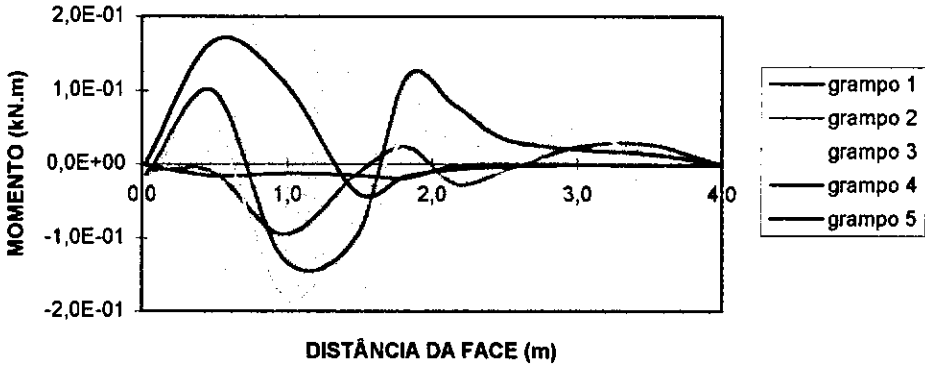


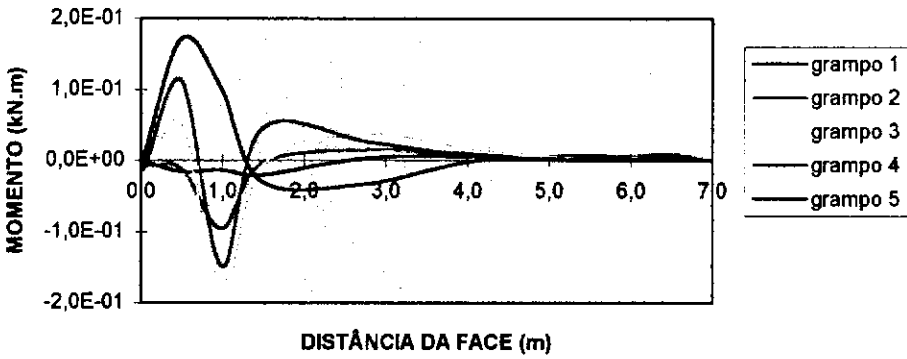
FIG. 4.16

INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO REFORÇO NA FORÇA AXIAL DA BARRA

**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA COMP. DO
REFORÇO - 4 m INCL. A 20° - EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA COMP. DO
REFORÇO - 7 m - INCLINADO A 20° - EI**



**GRÁFICO DE MOMENTO FLETOR NA BARRA COMP. DO
REFORÇO - 10 m - INCL. A 20° - EI**

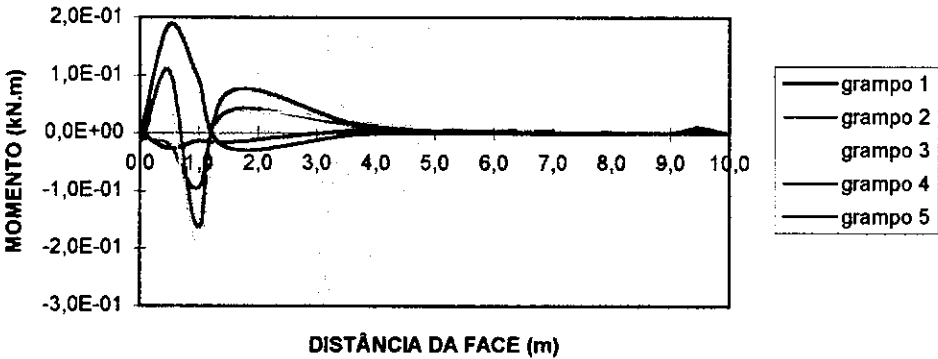


FIG. 4.17
INFLUÊNCIA DO COMPRIMENTO DO REFORÇO NO MOMENTO FLETOR DA BARRA

cada nível de reforço. Também, para cada caso analisado, apresenta-se o deslocamento horizontal da face vs profundidade. No anexo I, apresentam-se as figuras relativas as zonas de plastificação dos casos em questão.

Na Fig. 4.2 apresentam-se resultados referentes ao caso II, no qual tem-se os reforços flexíveis, isto é, com rigidez à tração e sem rigidez à flexão. Estas análises foram efetuadas de forma a destacar a contribuição da rigidez do grampo no comportamento observado.

4.2 ANÁLISE DE ESTABILIDADE

O projeto de sistemas de solo-reforçado passa por análises de estabilidade interna e externa. Quanto a análise de estabilidade externa, os procedimentos tradicionalmente empregados para os sistemas convencionais, ou seja, análises ao tombamento, deslize e ruptura geral, tem-se mostrado adequados.

A análise de estabilidade interna deve garantir que não ocorra ruptura ou arrancamento dos reforços. A determinação das tensões atuantes nos reforços é o aspecto de maior importância nesta parte do projeto. As camadas de reforços devem ser dimensionadas de forma a garantir que não ocorra ruptura por tração, nem por arrancamento dos reforços da zona resistente no interior da massa de solo, (Ehrlich e Silva, 1992).

De forma a avaliar o fator de segurança global dos casos analisados, efetuaram-se análises de estabilidade utilizando o método do equilíbrio limite. Considerou-se como planar a superfície potencial de ruptura, sendo a inclinação definida pelos pontos de máxima tração nos grampos. Tomou-se como resultante das cargas nos grampos o somatório das trações

máximas atuantes nos grampos, obtidas nas análises numéricas. O esforço cortante não foi levado em consideração nas análises de estabilidade .

Os fatores de segurança, determinados para o caso básico, isto é $EI = 6,8 \text{ kN.m}^2$, foram iguais a 1,50; 1,22 e 1,12 respectivamente para inclinações do grampo de 0° , 20° e 30° , conforme mostrado nas figuras 4.18 a 4.20. O fator de Segurança para a escavação sem reforço é igual a 0,67. Foram realizadas em média, 5 iterações para satisfazer as equações abaixo

$$F_S = \text{tg}\phi / \text{tg}\phi_m = c / c_m \quad \text{onde:} \quad (4.1)$$

ϕ = ângulo de atrito interno do solo

ϕ_m = ângulo de atrito interno mobilizado do solo

c = coesão do solo

c_m = coesão mobilizada do solo

4.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Normalizou-se os gráficos das figuras 4.21 a 4.29 para que se pudesse fazer uma análise dos estudos, tendo uma visão geral do comportamento dos casos estudados. Isto possibilita uma consulta onde não se prenda às condições particulares do caso em questão.

Comparando-se os resultados da simulação sem grampo com as demais, destaca-se a grande contribuição do grampeamento à estabilidade. Dependendo da inclinação dos grampos, para $EI = 6,8 \text{ kN.m}^2$, o fator de segurança varia de 1,50 a 1,12, e desconsiderando os grampos o

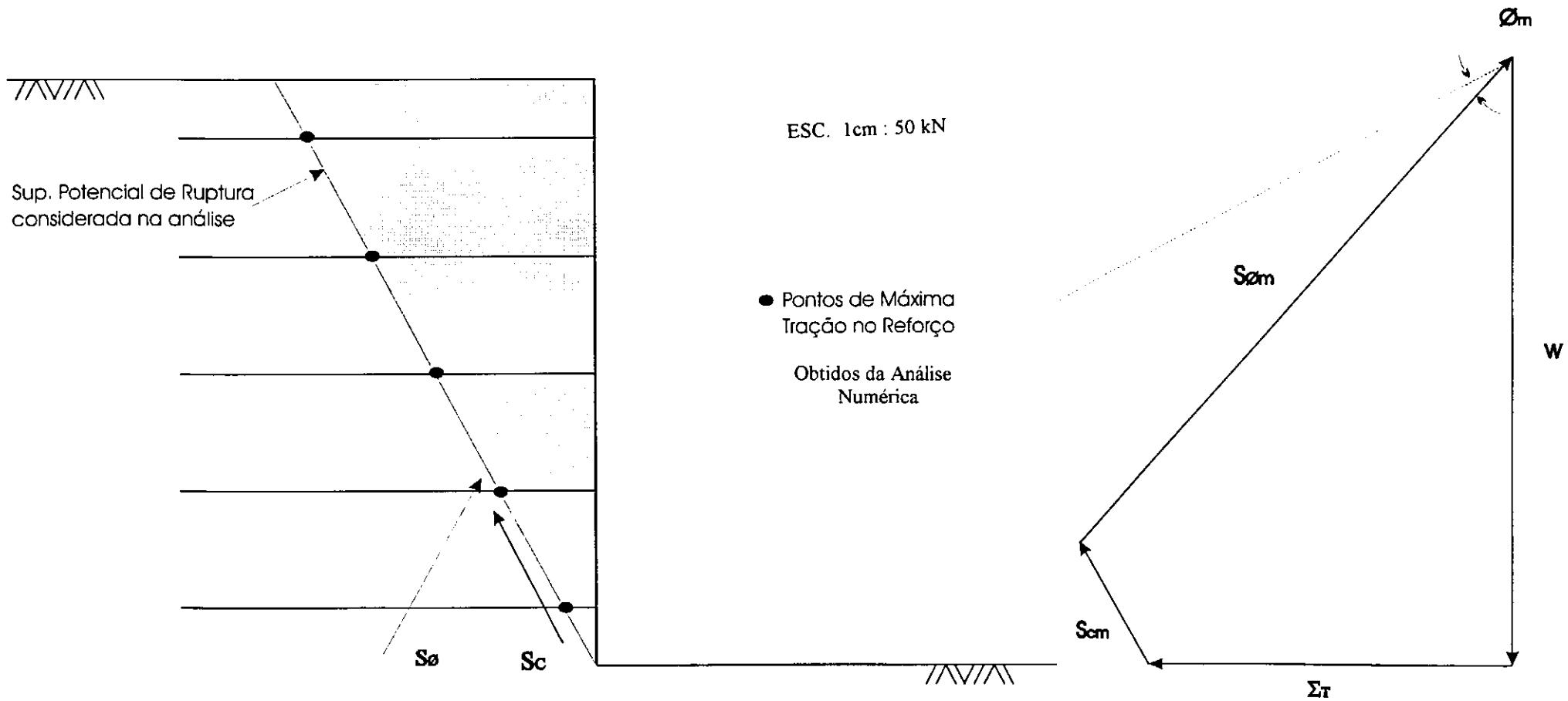


FIG. 4.18 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE (REFORÇO HORIZONTAL)

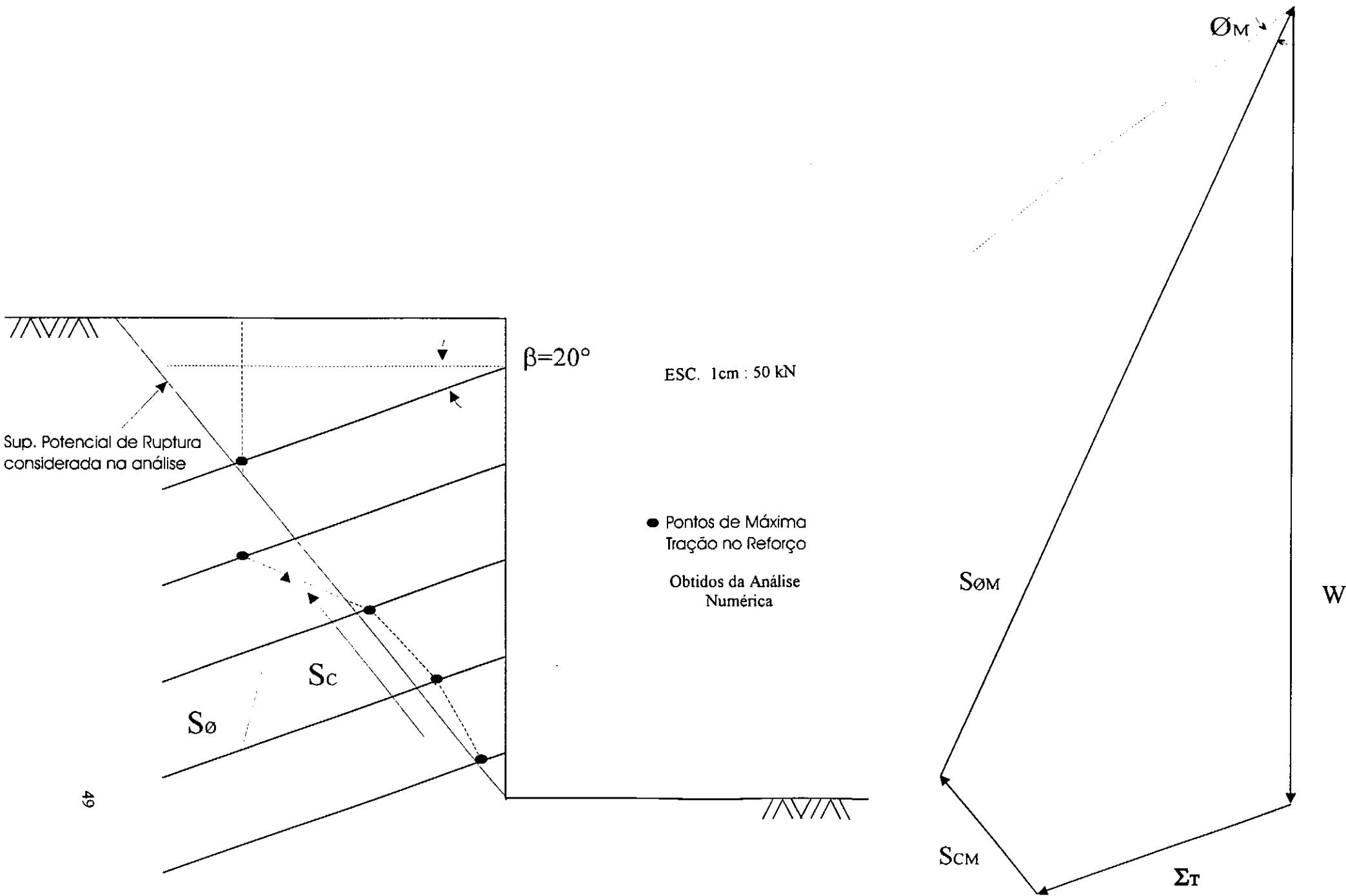


FIG. 4.19 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE (REFORÇO A 20 GRAUS)

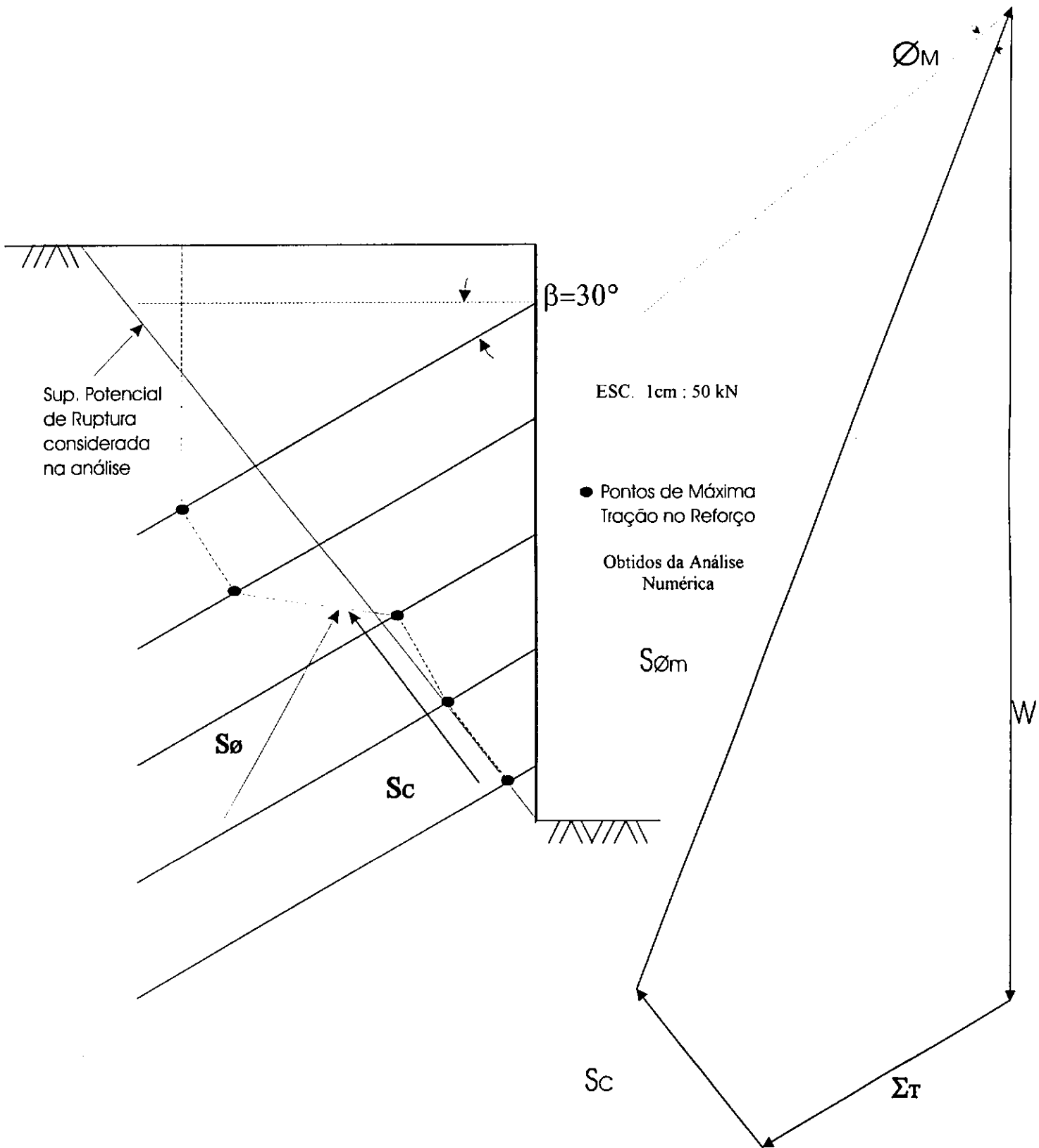


FIG. 4.20 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE (REFORÇO A 30 GRAUS)

valor do F_s passa a 0,67. Sem os grampos, a zona de plastificação desenvolveu-se em grande extensão (fig.A.1, Anexo I) e são muito maiores os movimentos da face, Fig. 4.1

Nas figs. 4.21 a 4.23 apresentam-se, respectivamente, os resultados do deslocamento máximo da face, somatório da tração máxima e somatório dos momentos máximos nos grampos vs a rigidez dos grampos, para as diferentes inclinações. Nestas análises considerou-se os casos correspondentes a um comprimento do grampo igual a 7 metros e rigidez da face igual a $EI = 6,8 \text{ kN.m}^2$. Os resultados permitem as seguintes conclusões com relação à influência da rigidez e da inclinação dos grampos:

Deslocamento da face - à medida que se aumenta a rigidez do grampo, nota-se uma diminuição dos deslocamentos da face. Os deslocamentos também, em menor monta, diminuem com o aumento da inclinação do grampo. Dentro das condições extremas pesquisadas a variação é de cerca de 30 %.

Tensão máxima no reforço - verifica-se, com o aumento da rigidez, um acréscimo no valor das tensões máximas. Com relação à inclinação dos grampos, nota-se que as tensões máximas permaneceram praticamente as mesmas para grampos na horizontal e inclinado a 20 graus e uma diminuição acentuada para inclinação de 30 graus. Dentro das condições extremas pesquisadas a variação pode chegar a 100 %.

Momento máximo - verifica-se um acréscimo para os momentos, à medida que se aumenta a rigidez e a inclinação dos grampos. Como seria de esperar, a rigidez dos grampos é particularmente importante nos momentos atuantes, para as condições extremas a variação é de cerca de 700 %. Com relação à inclinação, a variação máxima chegou a 500 %, para a condição correspondente da rigidez do grampo igual a EI .

Zonas de plastificação - as zonas plastificadas tendem a diminuir com o aumento da rigidez, e a aumentar com o aumento da inclinação do grampo.

GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ E DA INCLINAÇÃO DO GRAMPO

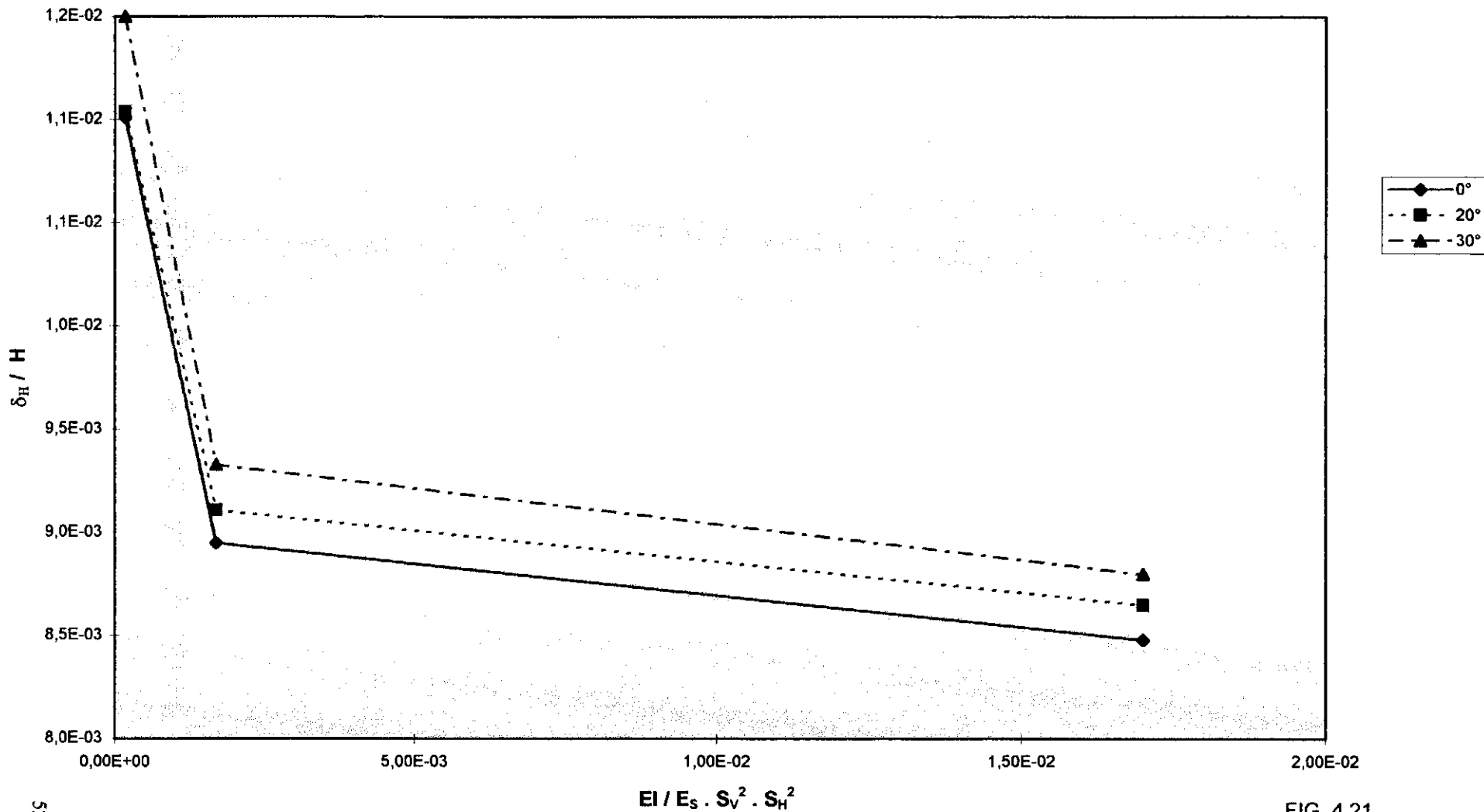


GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DAS TRAÇÕES MÁXIMAS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ E DA INCLINAÇÃO DO GRAMPO

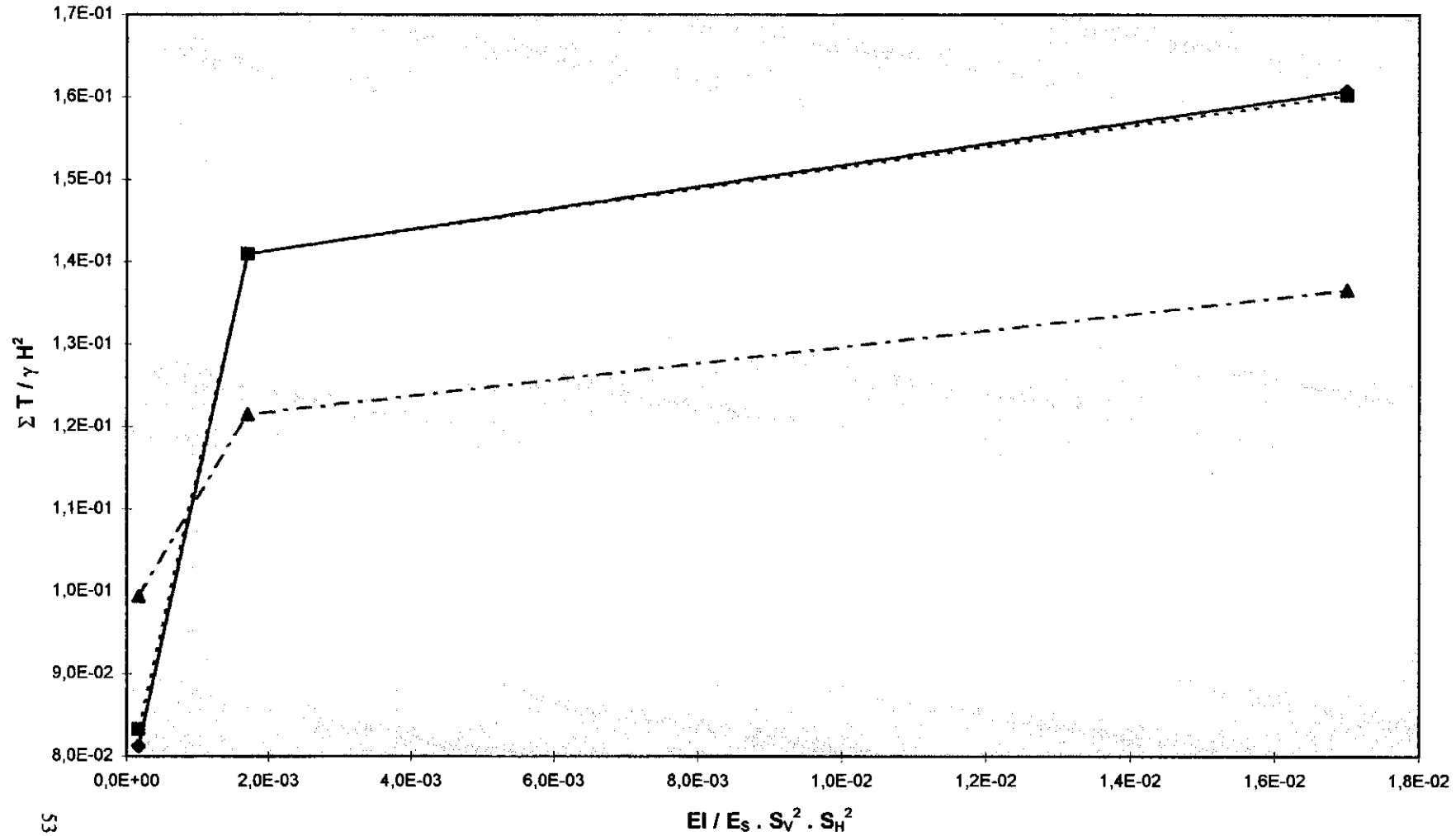
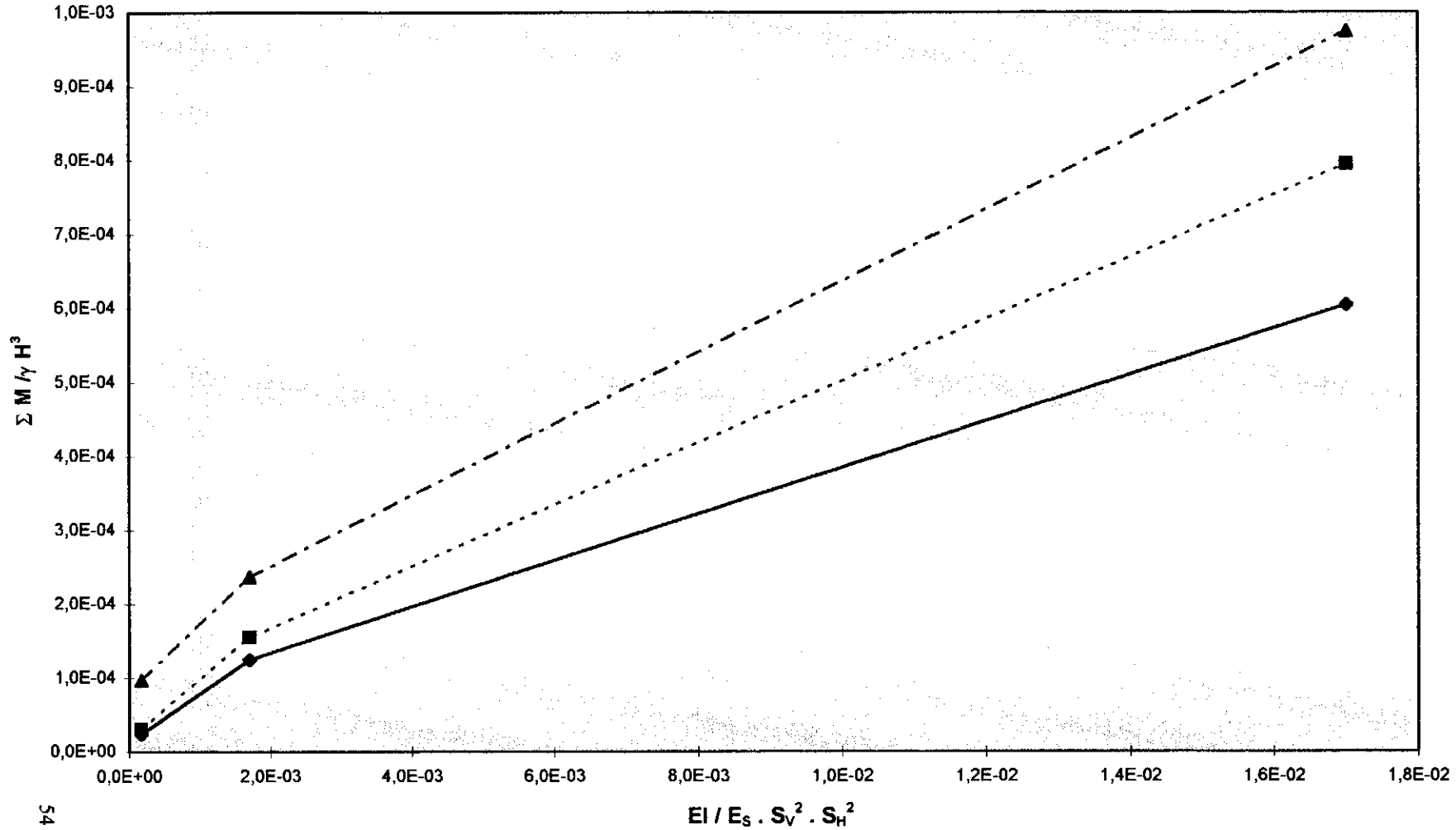


GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DOS MOMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ E DA INCLINAÇÃO DO GRAMPO



A influência estabilizadora da rigidez à flexão do grampo no comportamento é ratificada na comparação dos resultados apresentados na figura 4.2, nos quais considerou-se nula a rigidez à flexão do grampo.

Nas figuras 4.24 a 4.26 comparam-se a influência da rigidez da face no comportamento da escavação, para o grampo inclinado a 20 graus, comprimento igual a 7 metros e a rigidez do reforço, $EI = 68,0 \text{ kN.m}^2$. Verifica-se que a rigidez da face contribui nos seguintes aspectos

Deslocamento da face - verifica-se que com o aumento da rigidez da face há uma diminuição nos deslocamentos da mesma. A variação para as condições extremas chega a 35 %.

Tensão máxima no reforço - nota-se uma diminuição das tensões nos reforços quando da passagem da rigidez da face de $EI = 0$ para $EI = EI / 20$ e um aumento para a rigidez da face igual a EI . No entanto, a variação para as condições extremas é cerca de 10 %.

Momento máximo - à medida que se aumenta a rigidez da face, verifica-se uma diminuição nos momentos nos reforços, a variação chega a 38 %.

Zonas de plastificação - as zonas de plastificação aumentam à medida que a rigidez da face diminui.

Nas figuras 4.27 a 4.29 compara-se a influência do comprimento dos grampos, L , no comportamento da escavação. Este estudo compreende o caso em que a rigidez da face é igual a $EI = 6,8 \text{ kN.m}^2$ e grampos na horizontal. Os resultados permitem as seguintes conclusões com relação a influência do comprimento do grampo:

GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DA FACE

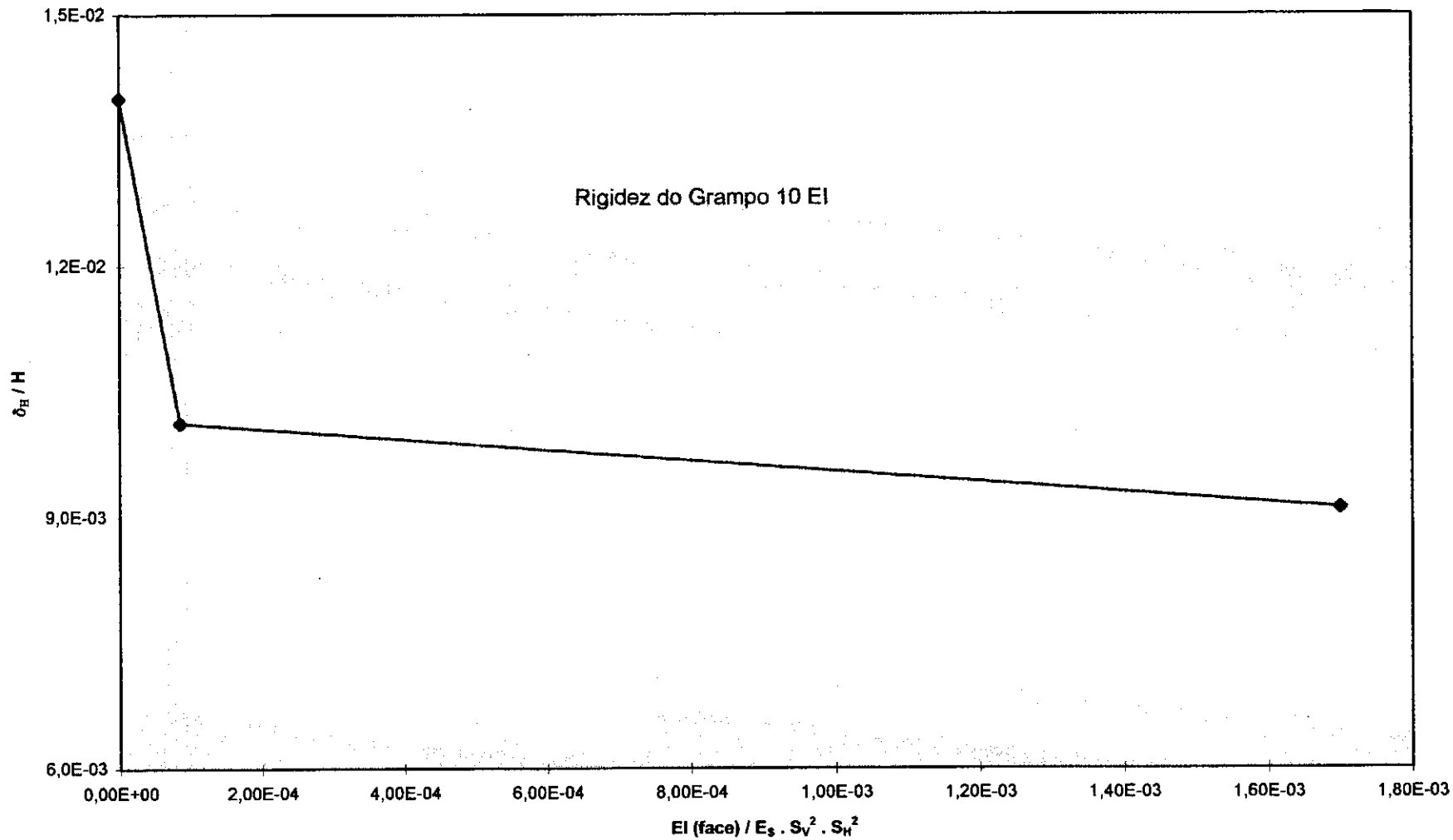


GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DAS TRAÇÕES MÁXIMAS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DA FACE

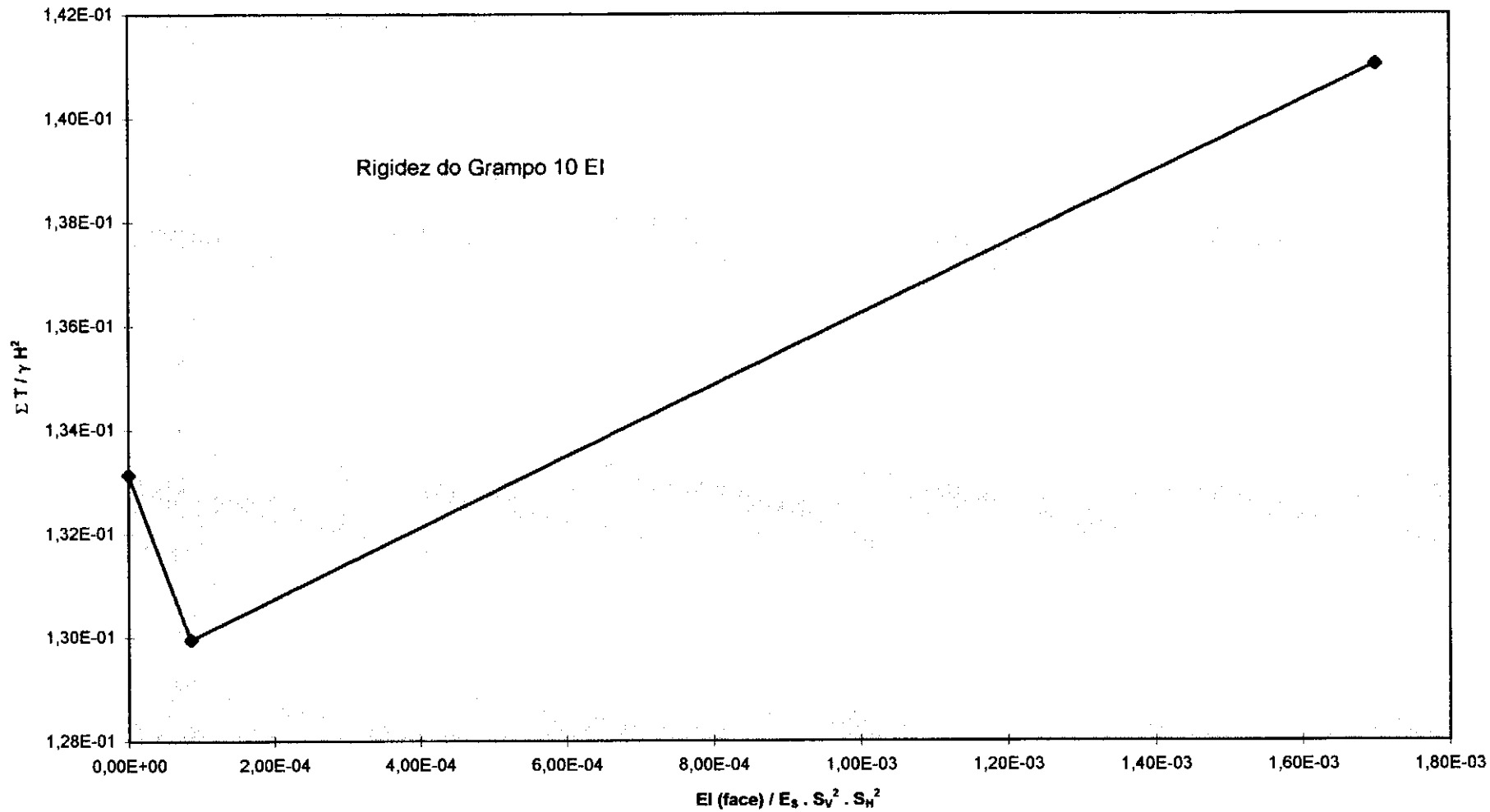


FIG. 4.25

GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DOS MOMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DA RIGIDEZ DA FACE

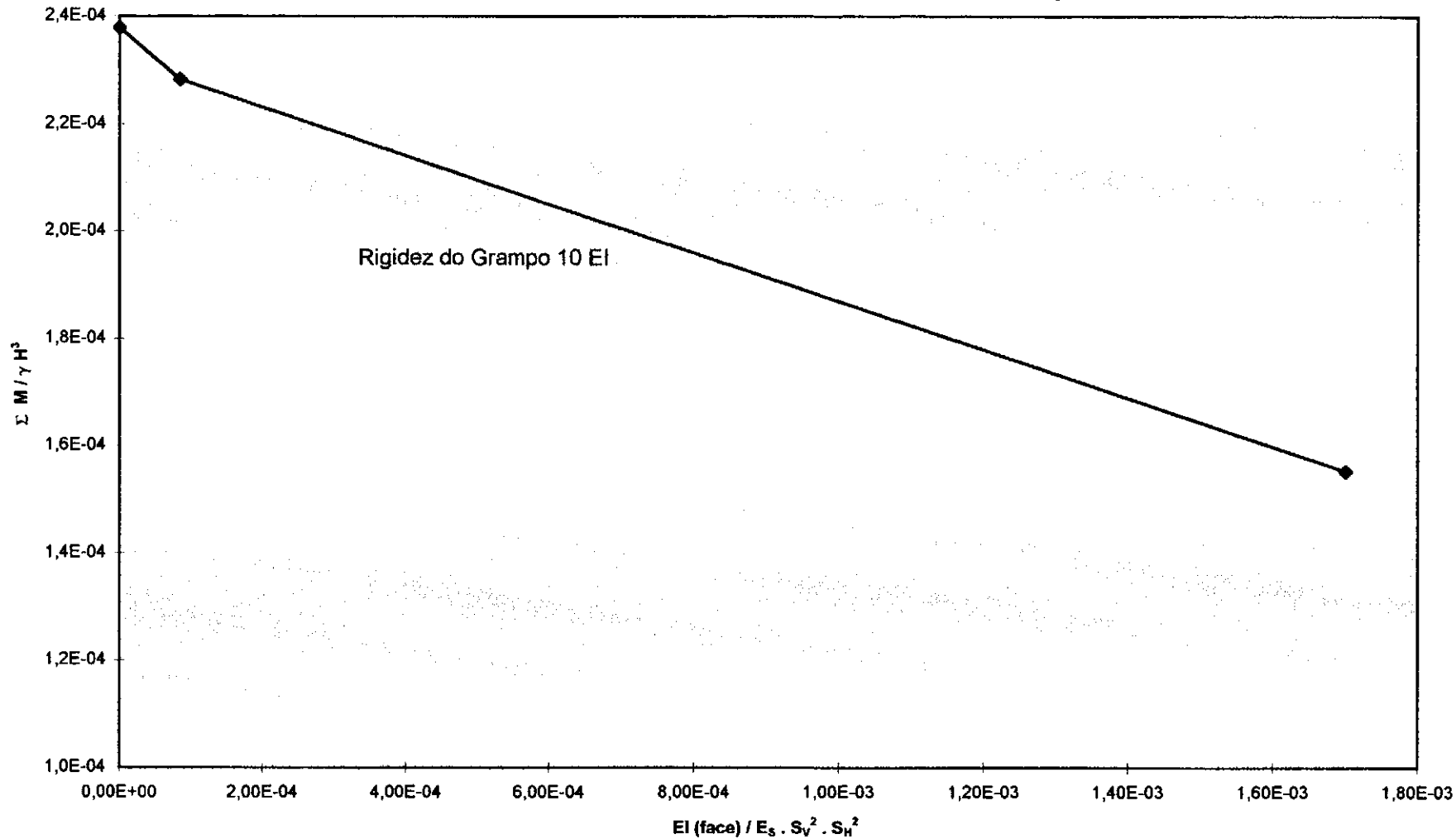


FIG. 4.26

GRÁFICO COMPARATIVO DOS DESLOCAMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO GRAMPO

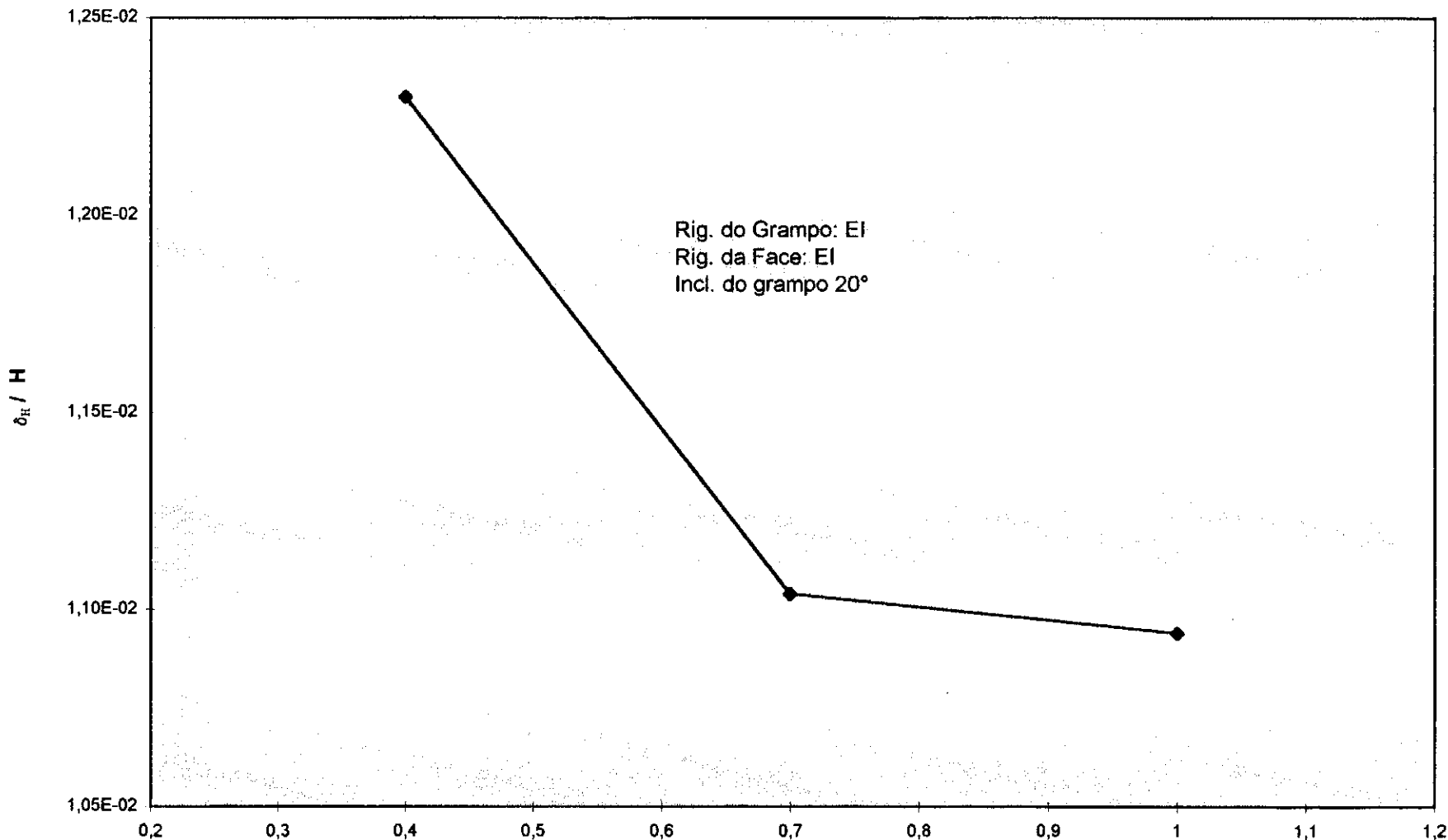


GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DAS TRAÇÕES MÁXIMAS EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO GRAMPO

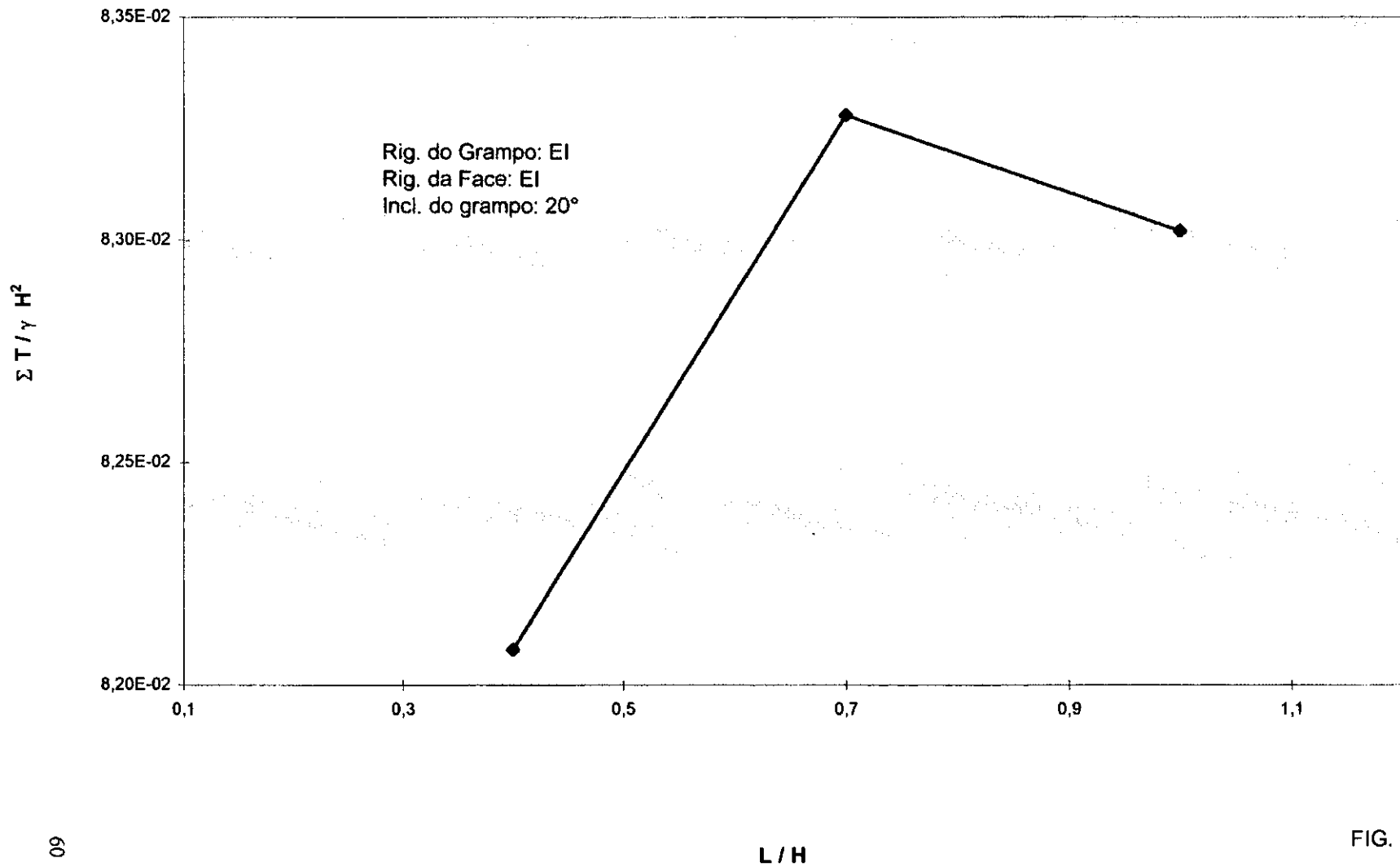
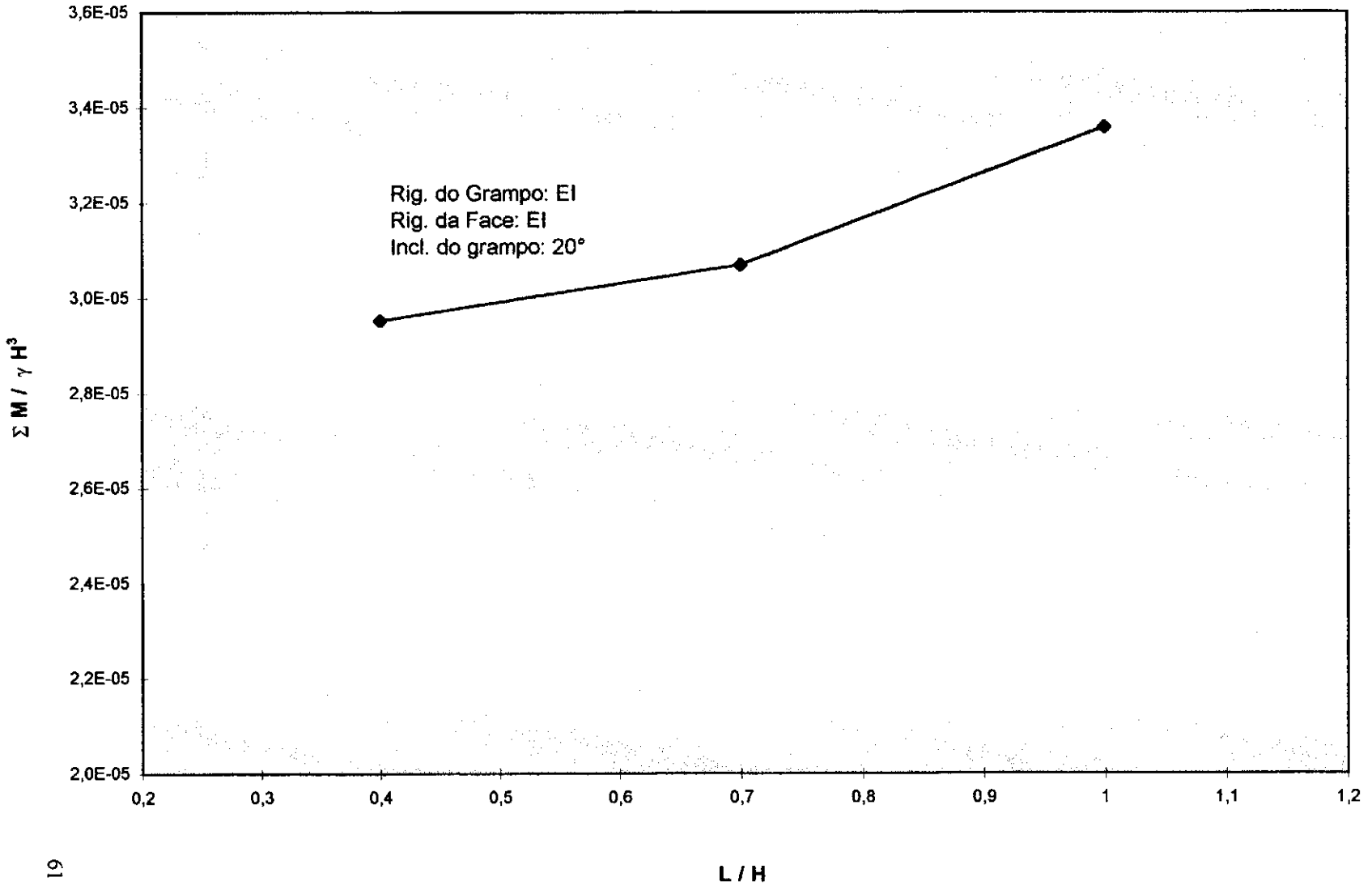


GRÁFICO COMPARATIVO DO SOMATÓRIO DOS MOMENTOS MÁXIMOS EM FUNÇÃO DO COMPRIMENTO DO GRAMPO



Deslocamento da face - com o aumento do comprimento dos grampos, nota-se uma diminuição nos deslocamentos da face, no entanto esta variação não se mostra muito significativa. Nas condições extremas esta variação apresenta-se cerca de 12 %.

Tensão máxima no reforço - as tensões máximas praticamente não variam com o aumento do comprimento dos reforços para as condições extremas, a variação foi de 1,5 %.

Momento máximo - os momentos máximos aumentaram com o aumento do comprimento dos reforços, para as condições extremas, a variação foi de 12 %.

Zonas de plastificação - verifica-se uma diminuição nas zonas plastificadas com o aumento do comprimento dos grampos

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise paramétrica mostrou a grande influência dos grampos na estabilidade da massa de solo. Mostrou também a importância da rigidez dos grampos, rigidez à flexão, no controle do escoamento do solo.

Alta rigidez dos grampos e inclinação baixa, aproximando-se da horizontal, são mais efetivas no controle do escoamento do solo. Grampos com rigidez à flexão e inclinados, influenciam os esforços internos dos grampos, isto é, quanto maior a inclinação maior a influência dos momentos fletores nas tensões internas dos grampos. Para grampos mais rígidos o aumento da inclinação significa baixa tração nos grampos e altos momentos fletores nos grampos. O comportamento oposto ocorre para grampos com baixa rigidez. A importância relativa dos momentos fletores nos grampos, é o aumento das tensões internas com a rigidez à flexão e inclinação.

A análise paramétrica também mostra que: (1) o revestimento ajuda no controle do escoamento do solo perto da face; (2) a rigidez do revestimento influencia nos momentos fletores dos grampos, mas não tem um efeito significativo nas forças de tração; (3) o deslocamento lateral máximo, δ_H , da face para todos os casos estudados variou de 0,9 % a 1,4 % da profundidade de escavação; (4) os movimentos horizontais da face não foram muito influenciados pelas características do revestimento, rigidez à flexão dos grampos e

inclinações; (5) a variação do comprimento do grampo, não levou a uma influência significativa nos resultados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALMEIDA, M.S.S., (1981) - "A Análise Elasto-Plástica de Túneis pelo Método dos Elementos Finitos", Tese, M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- ALMEIDA, M.S.S., (1984) - "Stage Constructed Embankments on Soft clays", Tese, PhD, Universidade de Cambridge, Inglaterra.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS., (1983) - "Standard Specifications for Highway Bridges", 13th ed., Washington.
- BASTICK, M., SCHLOSSER, F., AMAR, S., e CANEPA, Y., (1988). - "Instrumentation d'un Mur Experimental em Terre Armee a Armatures Courtes", 12 ICSMFE. A ser publicado.
- BRUGGER, P.J., (1991) - "Análise Numérica de Estacas Submetidas a Esforços de Compressão", Tese, M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- CARTIER, G., e GIGAN, JP., (1983) "Experiments and Observations on Soil Nailing Structures", Proc., Seventh Conf. of ECSMFE, Helsinki, Finland.
- DIMAGGIO, J., (1988) - "Mechanically Stabilized Earths Walls and Slopes", Report to Federal Highway Administration, Washington.
- EHRlich, M e SILVA, L.F.M., (1992) - "Sistemas de Contenção de Solos Grampeados", 1ª Conferência Brasileira Sobre Estabilidade de Encosta, Vol 1, Rio de Janeiro.
- ELIAS, V., e JURAN, I., (1988) - Draft Manual of Practice for Soil Nailing, Prepared for U.S. Department of Transportation, FHWA, Contract DTFH-61-85-c-00142.

- ELIAS, V., e JURAN, I., (1988) - "Soil Nailing", Report to Fedetal Highway dministration, Washington.
- FILHO, V.A., (1996) - " Análise Numérica do Aterro Juturnaiba Sobre Solo Mole Orgânico", Tese, M.Sc., COPPE\UFRJ, Rio de Janeiro.
- FONTENELLE, A. S., (1987) - " Análise Numérica de Aterro Sobre Solo Compressível Utilizando as Teorias de Estados Críticos e de Adensamento", Tese, M.Sc., COPPE\UFRJ, Rio de Janeiro.
- FRANK, R., GUENOT, A., e HUMBERT, P., (1982) - "Numerical Analysis of Contact in Geomechanics" Proc., 4th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton.
- GASSLER, G., e GUDEHUS, G., (1981) - "Soil Nailing: Some Mechanical Aspects of In-situ reinforced Earth", Proc. 10th ICSMFE, Vol. 3, pp 665-670, Stockholm, Sweden.
- GONÇALVES, A.J., (1996) - "Análise Transiente de Escavações em solos Saturados, Tese DSc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- GONÇALVES, M. J. C. R., (1992) - "Análise do Comportamento das Escavações Pregadas na Rotura", M.Sc. Tese Universidade do Porto, Portugal.
- GUILLOUX, A. e SCHLOSSER, F., (1982) - "Soil Nailing: pratical applications" Symp. on Recent Developments in Ground Improvement Techniques, Bangkok.
- GUILLOUX, A., (1984) - " Evaluation du frottement lateral sol inclusion dans Pe clouage des sols". Proc. on Reinforcement en place des sols et des roches, Paris.

- HUECKEL, S.M. e KWASNIEWSKI, J., (1961) - "Scale Model Tests on the Anchorage Values of Various Elements Buried in Sand", Proc. 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris.
- ITURRI, E.A.Z., (1996) - "Influência da Compactação em Aterros sob Fundações de Baixa Capacidade de Suporte, Tese de Dsc, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.
- JEWELL, R.A., (1980) - "Some Effects of Reinforcement on the Mechanical Behavior of Soils", Ph. D. Thesis, University of Cambridge.
- JURAN, I., (1985) - "Behavior of Reinforced Soil Structures", Partial Report No. 2, Contract No. 61-84-c-00078.
- JURAN, I., BAUDRAND, G., FARRAG, F e ELIAS, V., (1988) - " Kinematical Limit Analysis Approach for the Design of Nailed Soil Retaining Structures", Proc. Int. Geotechnical Symp. on Theory and Practice of Earth Reinforcement, Fukuoka Kyushu, Japan.
- JURAN, I., BEECH, J., e DELAURE, E., (1984) - "Experimental Study of the Behavior of Nailed Soil Retaining Structures on Reduced Scale Models", Proc., Int. Symp. on In-situ Soil and Rock Reinforcements, Paris.
- JURAN, I., BEECH, J., (1984) - "Analyse Theorique du Comportement d'un Soutenement en Sol Cloue", Proc. Int. Conf. on In-situ Reinforcement of Soils and Rocks, pp301-307, Paris.
- JURAN, I., e ELIAS, V., (1987) - "Soil Nailed Retaining Structures: Analysis of Case Histories", ASCE, Special Geotechnical Publication No. 12 pp 232-245.

- JURAN, I., SHAFIEE, S., e SCHLOSSER, F., (1985) - "Numerical Study of Nailed Soil Retaining Structures", Proc. 11th ICSMFE, Vol. 4. pp 1713-1717, San Francisco.
- JURAN, I., SHAFIEE, S., e SCHLOSSER, F., HUMBERT P., GUENOT A. (1983) "Study of soil-bar Interaction in the Technique of Soil Nailing", Proc. of the 8th Conf. of the ECSMFE, Helsinki.
- LOUIS, C., (1986) - "Theory and Practice in Soil Nailing Temporary or Permanent Works", ASCE Anual Conference, Boston.
- LOUIS, C., (1981) - "Nouvelle Methode de Soutenement des Sols en Deblais", Revue Travaux No. 533.
- MITCHELL, J.K. e VILLET, W.C.B., (1987) - "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", NCHRP Report No. 290, Transportation Research Board, Washington.
- MURRAY, R.T., (1983) - "Studies of the Behavior of Reinforced and Anchored Earth", Ph. D. Thesis, Hariot-Watt University, Edinburgh.
- NIELSEN, M.R., (1983) - "Pullout Resistance of Welded Wire Mats Embedded in Soil", Masters Thesis, Utah State University, Logan, UT.
- NUNES, A.J.C., e VELLOSO, D.A. (1963) - " Estabilidade de Taludes em Capas Residuais de Granito Gnaissica", II 2nd Conferência Panamericana de Mecânica do Solos em Engenharia de Fundações, Vol. II pg. 383-394.
- PHAN, T.L., SEGRESTINE, P., SCHLOSSER, F., e LONG, N.T., (1979) - "Stability Analysis of Reinforced Earth Walls by Two lip Circle Methods", Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, pp 119-123, Paris.

- SEED, H.B., e MITCHELL, J.K., (1981) - "Earthquake Resistant Design of Reinforced Earth Walls", Internal Study for the Reinforced Earth Company, Progress Report, Berkeley, California.
- SCHLOSSER, F., JURAN, I., e JACOBSEN, H.M., (1983) - "Soil Reinforcement" General Report, 8th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Helsinki.
- SCHLOSSER, F., JURAN, I., (1979) - "Design Parameters for Artificially Improved Soils, VIII ECSMFE, 5pp. 197-226. Brighton.
- SCHLOSSER, F., (1983) - "Analogies et Differences Dans le Comportement et le Calcul des Ouvrages de Soutènement en Terre Armee et par Clouge du Sol", Annals de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No. 418.
- SCHMERTMANN, G., CHEW, S.H., MITCHELL, J., (1989) - "Finite Element Modeling of Reinforced Soil Wall Behavior", Geotechnical Engineering Report No. UCB/GT/89-01, University of California, Berkeley.
- SHEN, C.K., BANG, S., ROMSTAD, J.M., KULCHIN, L. e DENATELE, J.S., (1981) - "Field Measurements of an Earth Support System", J. Geot. Eng. Div. , Vol.107, GT12, ASCE.
- STOCKER, M.F., KORBER, G.W., GASSLER, G., e GUDEHUS, G., (1979) - "Soil Nailing", Proc. Int. Conf. on Soil Reinforcement, Vol. 2, pp 469-474, Paris.
- TERZAGHI, K., (1943) - "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons, New York.

ANEXO I

ZONAS DE PLASTIFICAÇÃO PARA AS DIFERENTES SITUAÇÕES ANALISADAS

FIG. A.1 ESCAVAÇÃO SEM REFORÇO

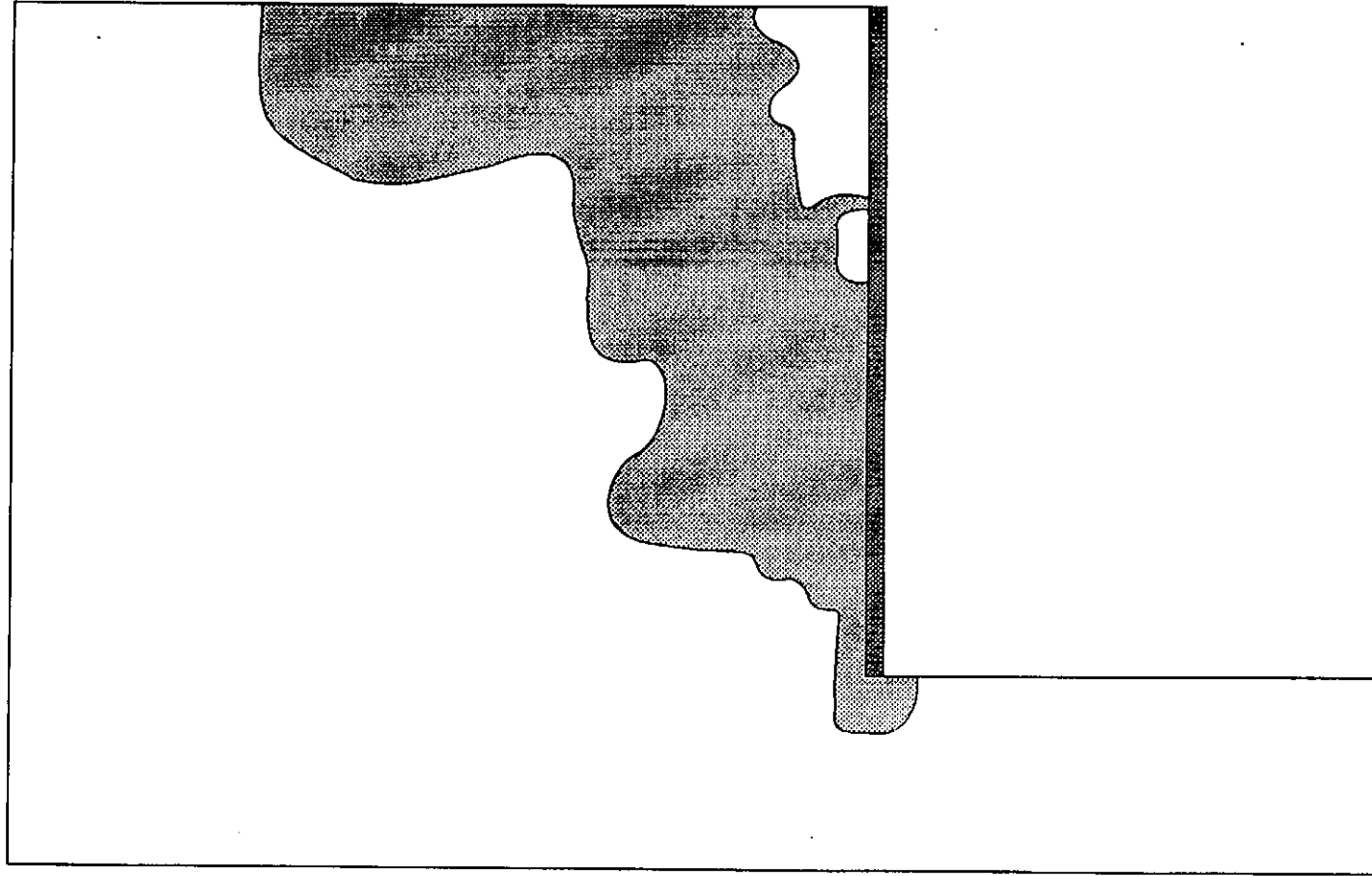
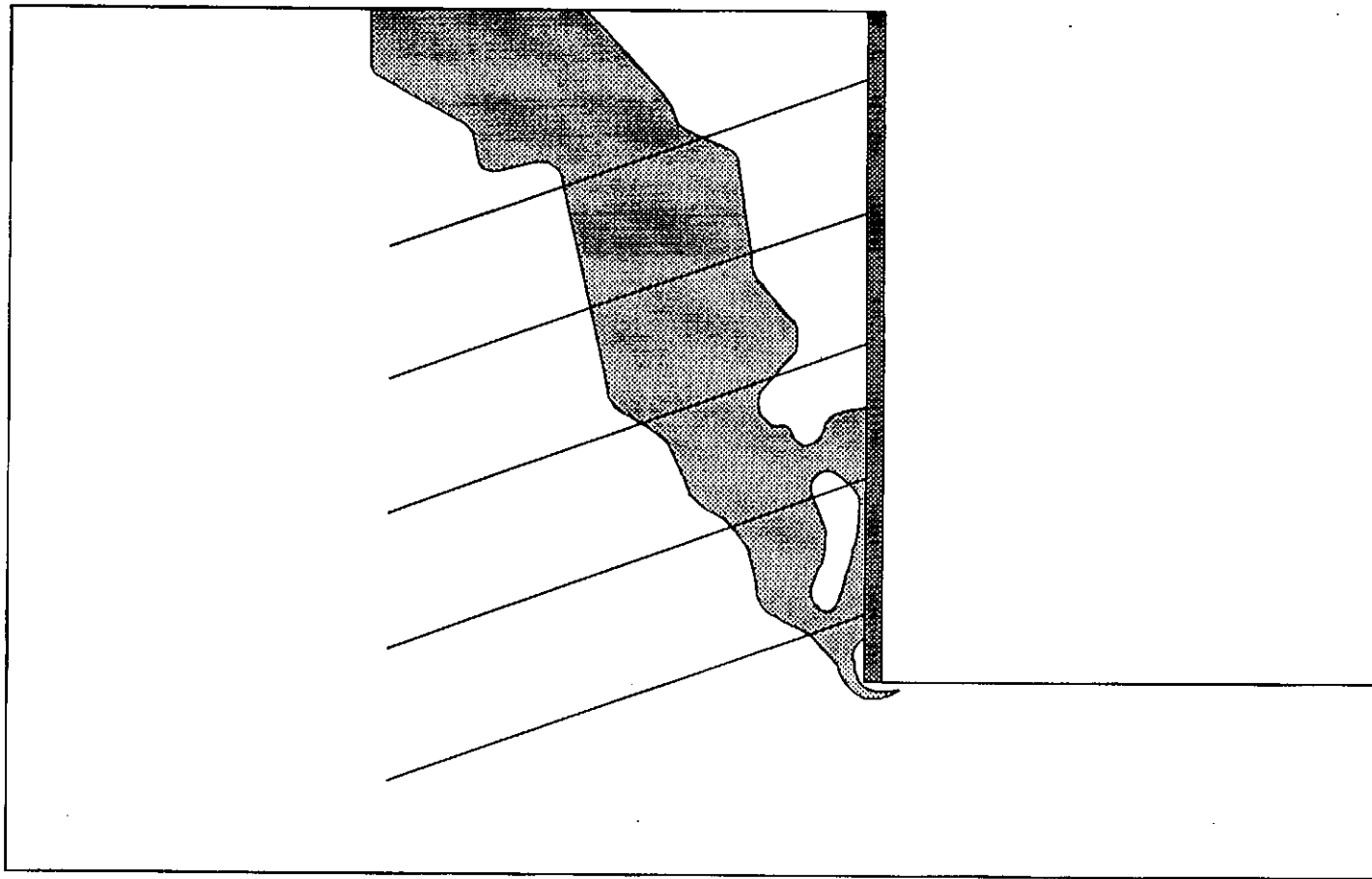


FIG. A.2 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO FLEXÍVEL A 20 GRAUS.



**FIG. A.3 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO HORIZONTAL
RIGIDEZ - EI**

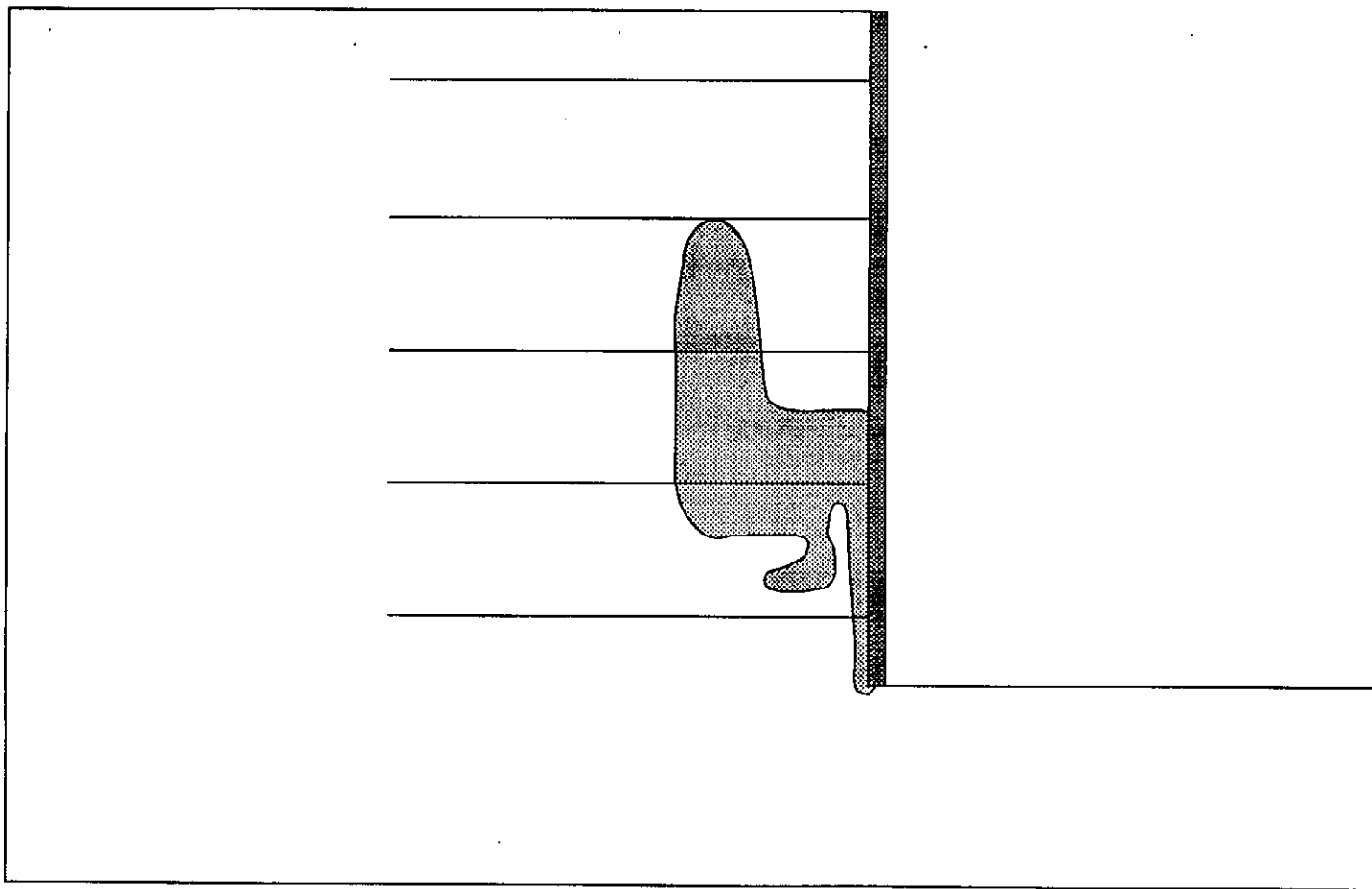


FIG. A.4 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO HORIZONTAL
RIGIDEZ - $10 EI$

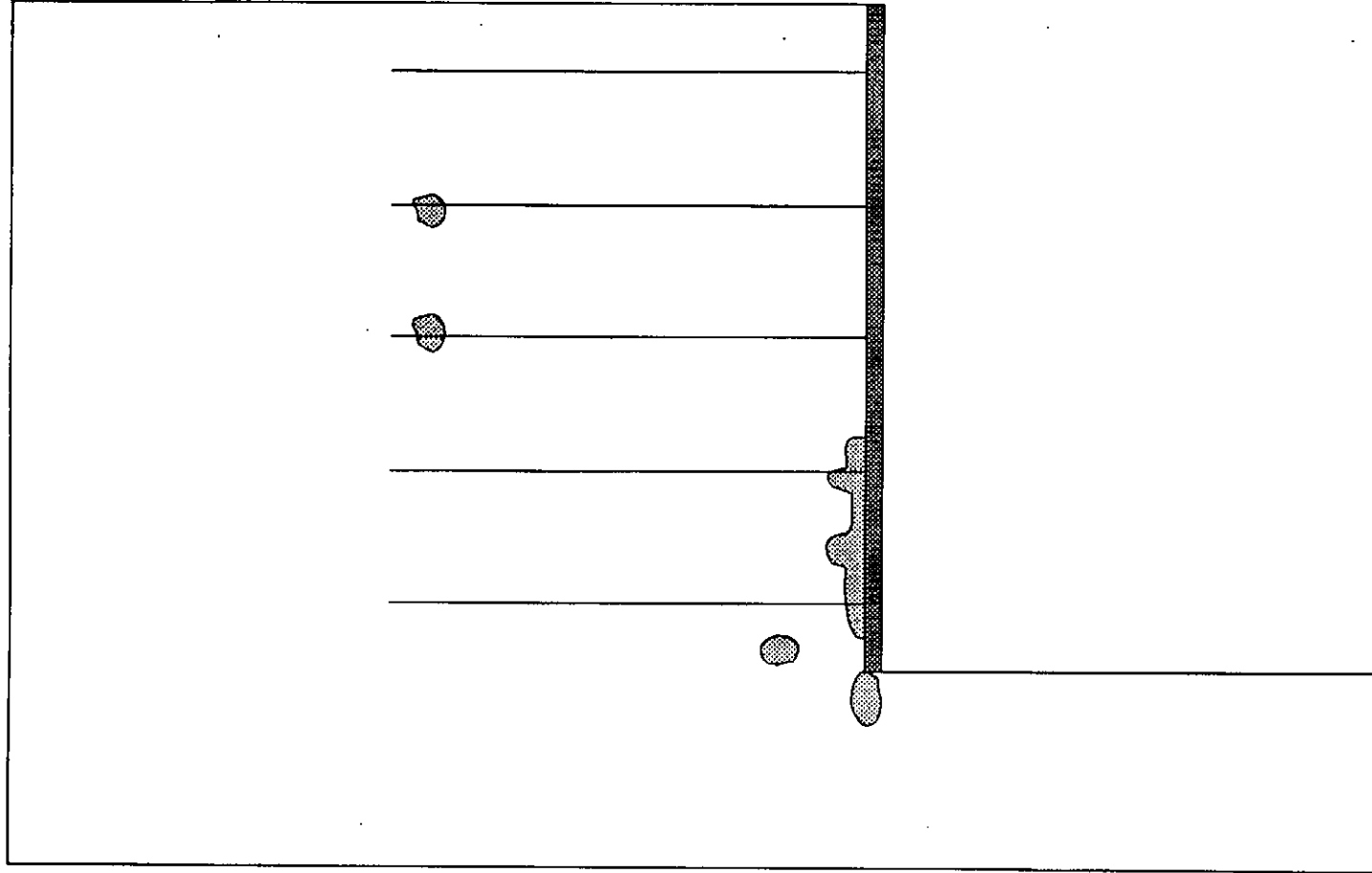
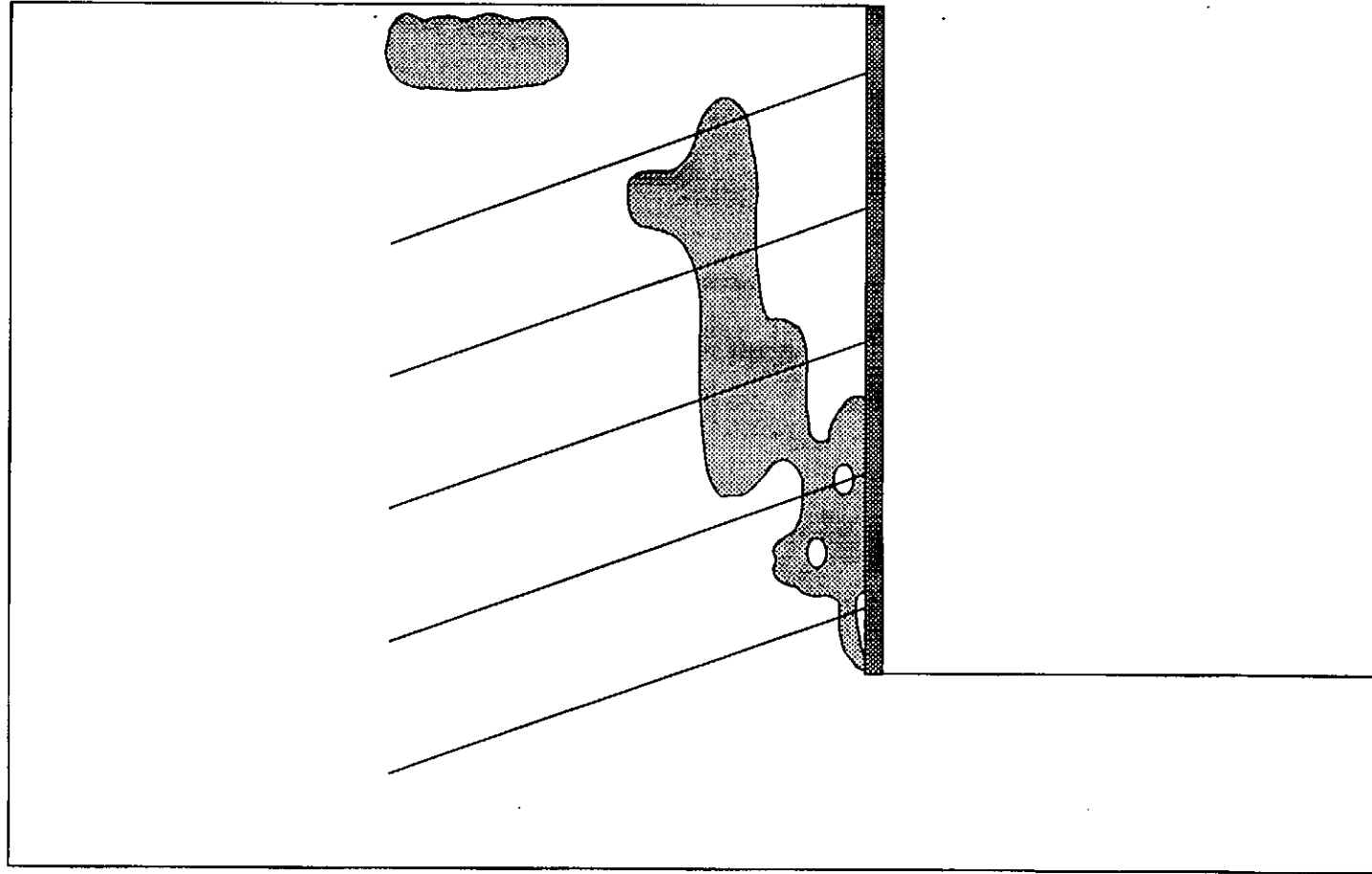
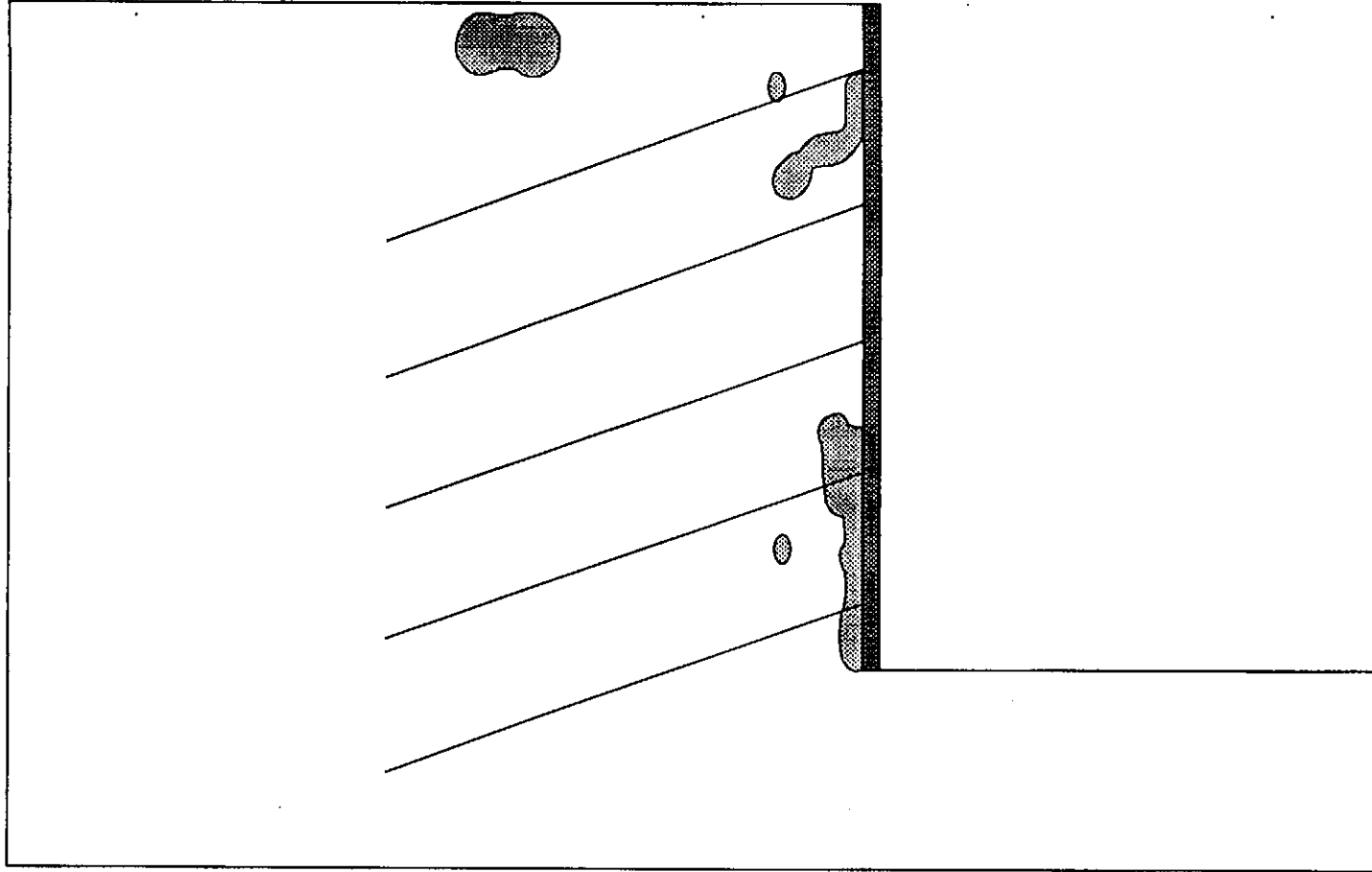


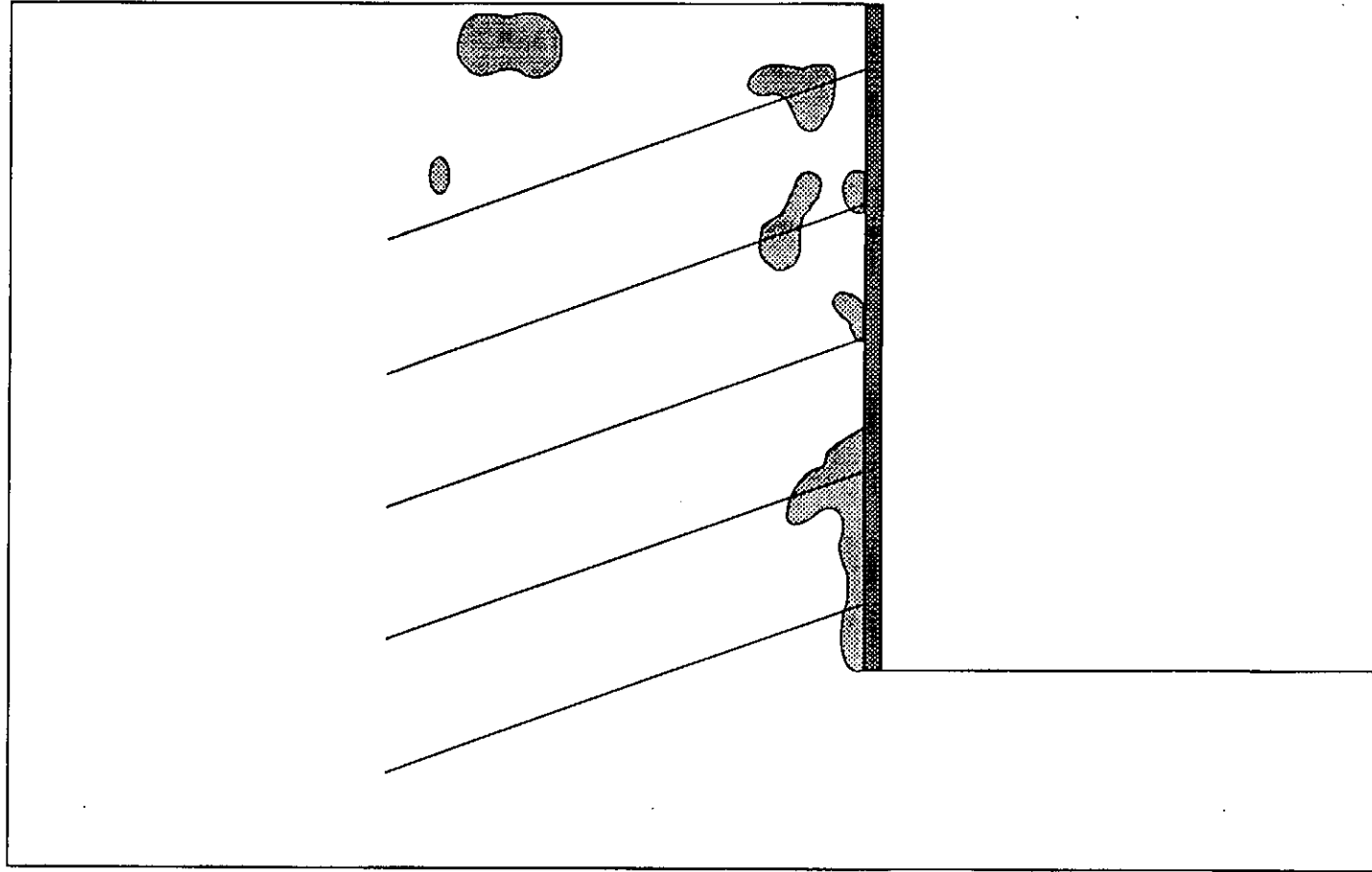
FIG. A.6 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - EI



**FIG. A.7 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - 10 EI**



**FIG. A.8 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - 100 EI**



**FIG. A.9 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 30 GRAUS
RIGIDEZ - EI**

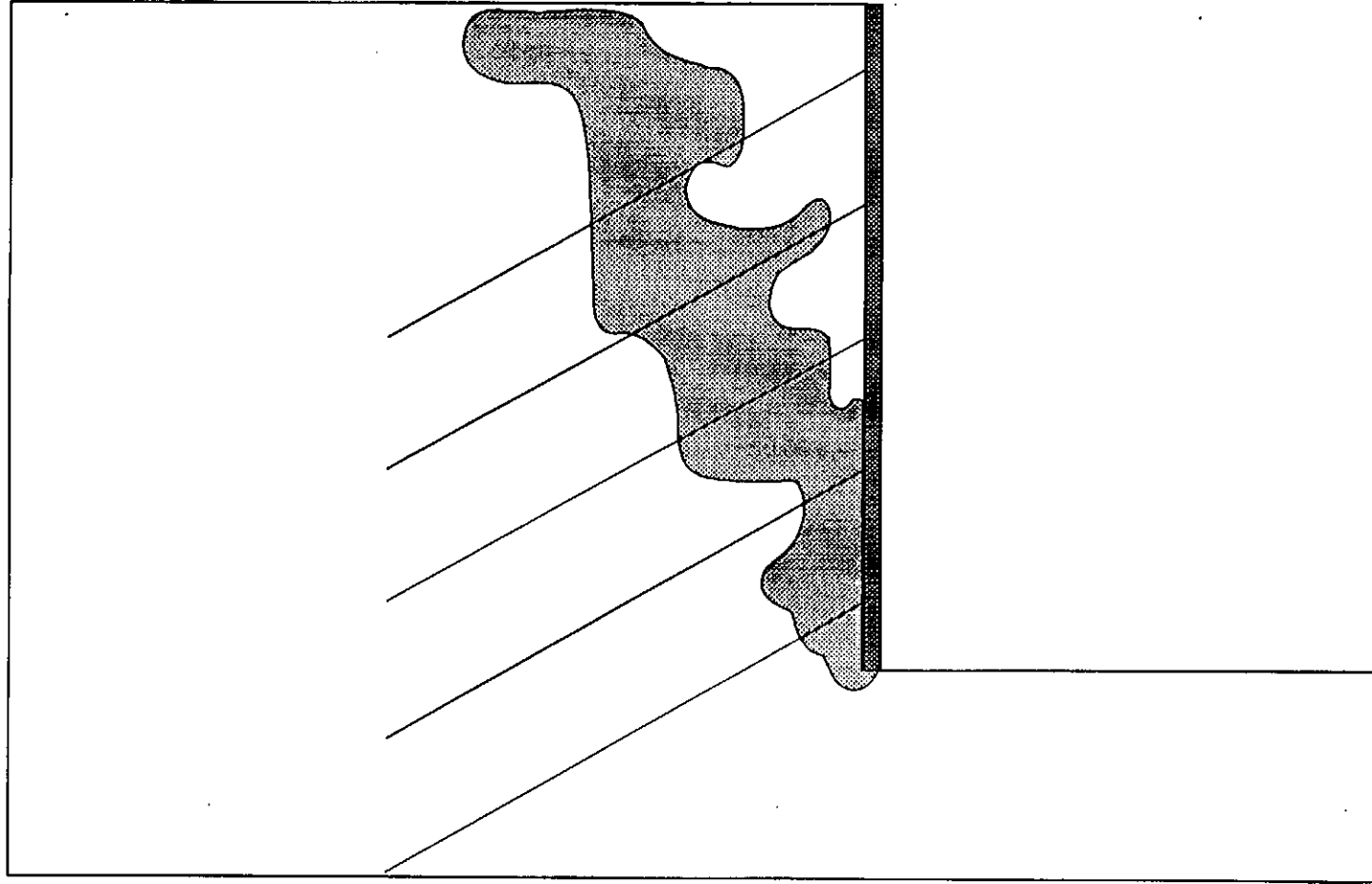
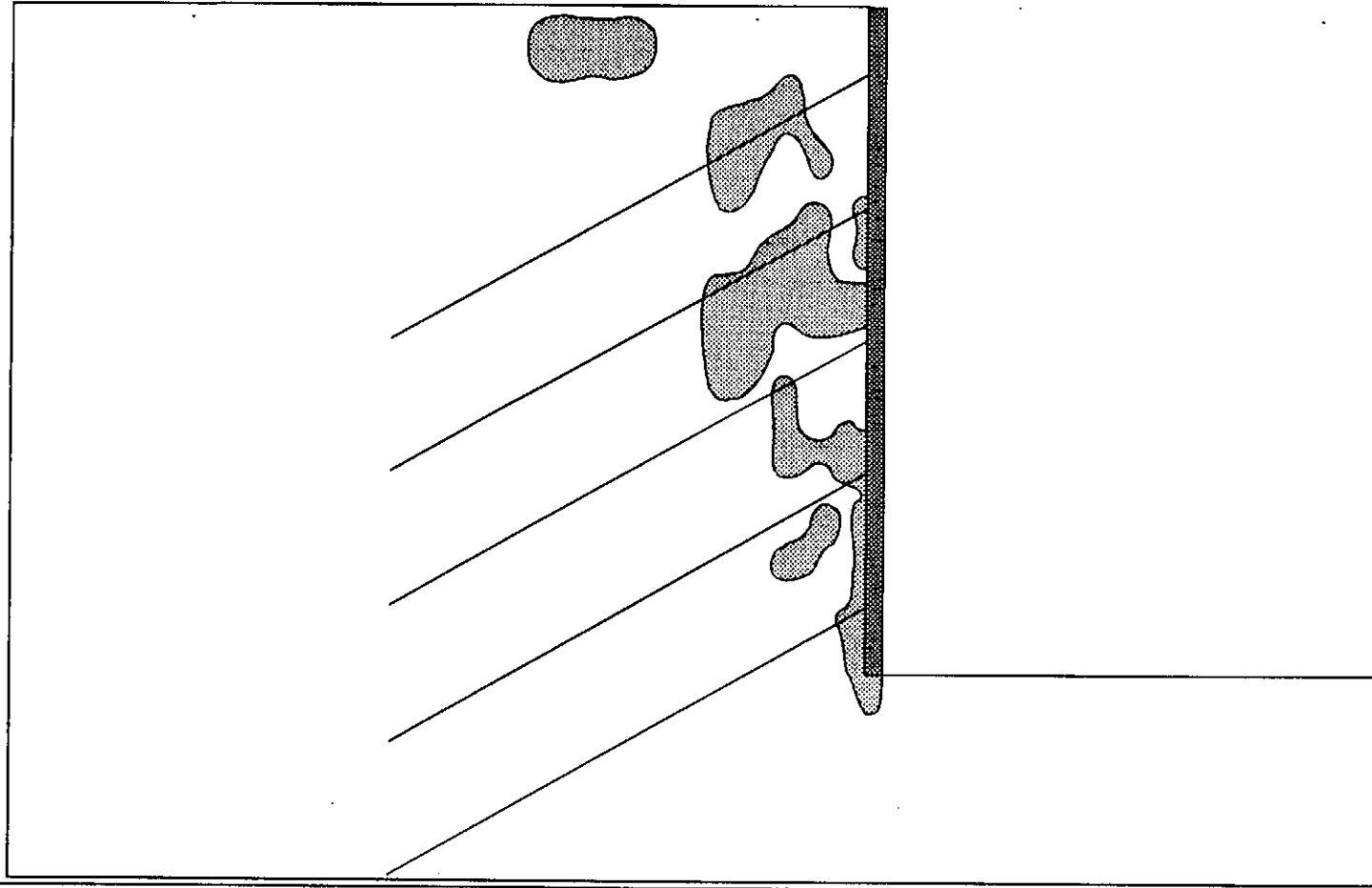
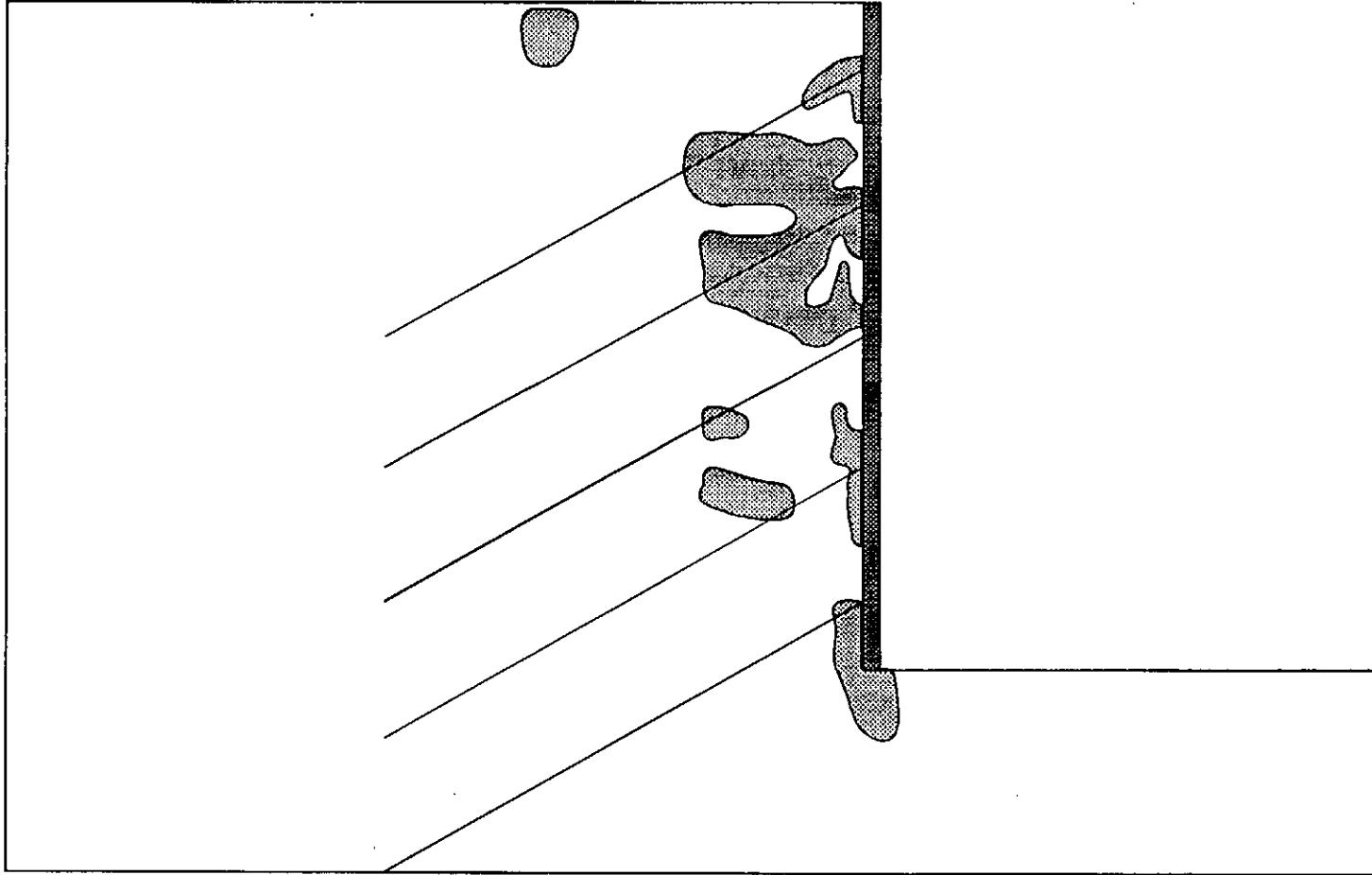


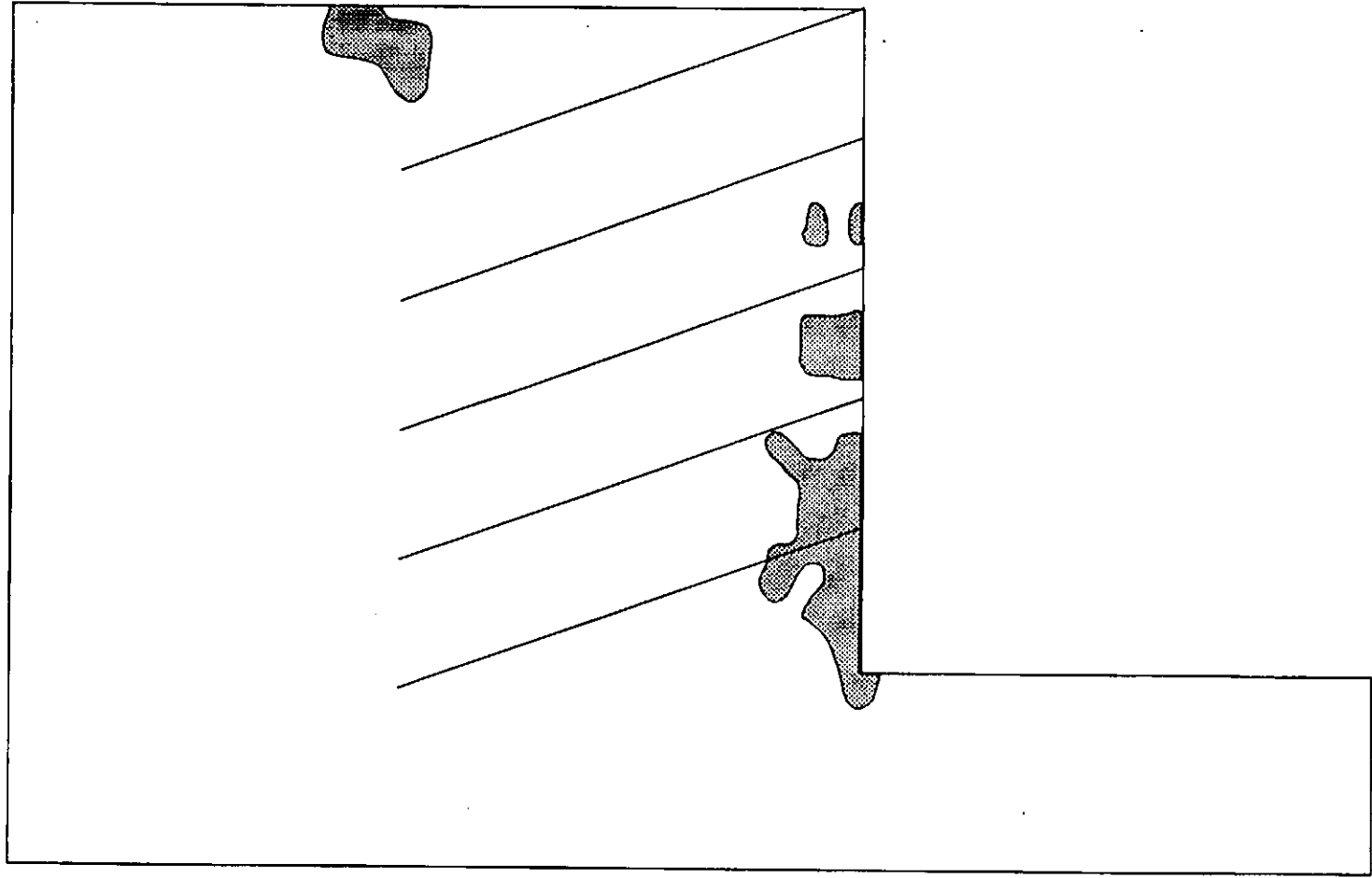
FIG. A.10 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 30 GRAUS
RIGIDEZ - 10 EI



**FIG. A.11 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 30 GRAUS
RIGIDEZ - 100 EI**



**FIG. A.12. ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20°
RIGIDEZ - 10 EI - SEM A COLOCAÇÃO DA FACE**



**FIG. A.13 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - 10 EI — RIGIDEZ DA FACE EI/20**

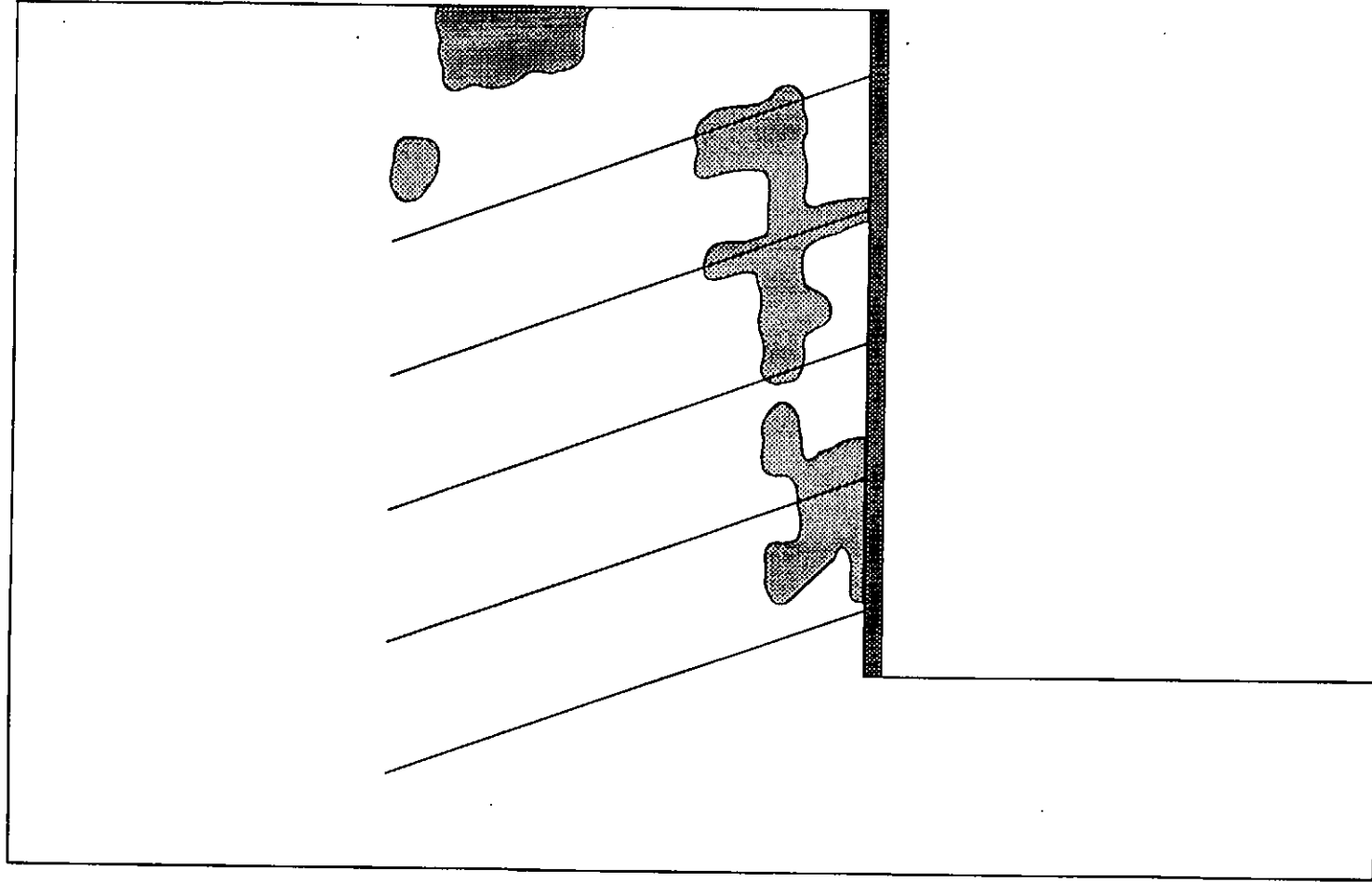
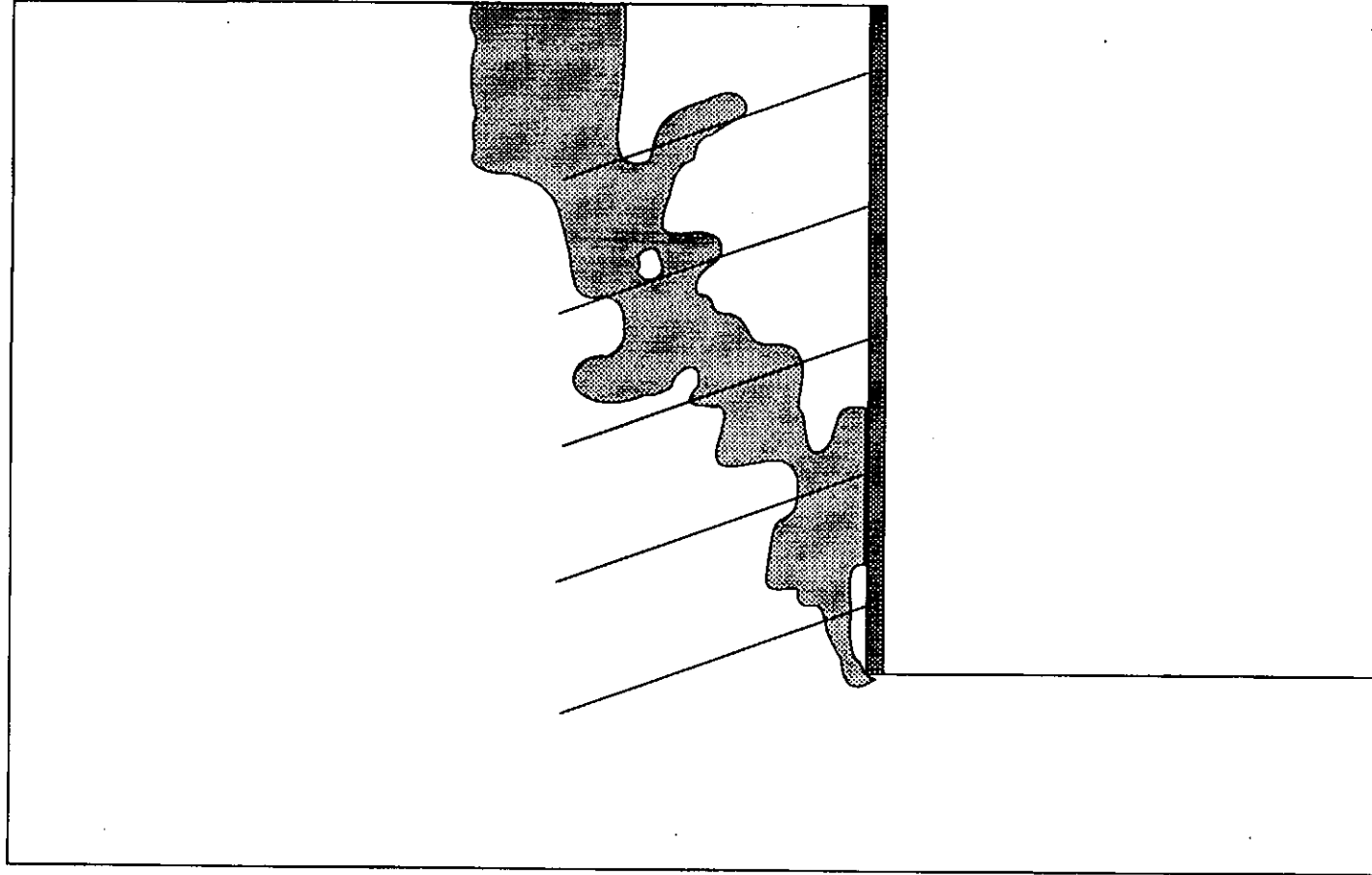


FIG. A.14 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - EI — COMP. DO REFORÇO - 4m



**FIG. A.15 ESCAVAÇÃO COM REFORÇO A 20 GRAUS
RIGIDEZ - EI — COMP. DO REFORÇO - 10m**

