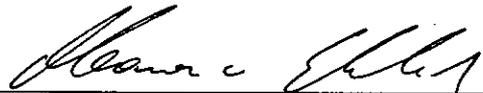


MONITORAÇÃO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

Audrey Constant Bruno

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

Aprovada por:



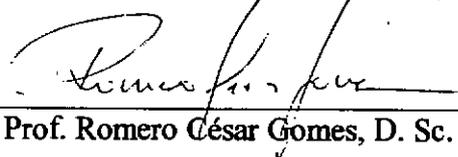
Prof Maurício Ehrlich, D. Sc.
(Presidente)



Prof. Willy Alvarenga Lacerda, Ph. D.



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



Prof. Romero César Gomes, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
ABRIL DE 1997

BRUNO, AUDREY CONSTANT

**Monitoração e Análise de Um Muro de
Solo Reforçado com Geotêxtil [Rio de
Janeiro] 1997**

**LVIII, 134 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ,
M. Sc., Engenharia Civil, 1989)**

**Tese - Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE**

1. Solo reforçado

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

Ao professor Maurício Ehrlich, pela clareza e objetividade com que conduziu este trabalho.

Aos alunos de Iniciação Científica, hoje engenheiros: Eduardo Matera e Cláudia, que atuaram na montagem dos extensômetros elétricos; Adriana, no sistema de aquisição automática dos ensaios triaxiais; e especialmente ao Renato Bastos, responsável pela alta qualidade dos resultados da inclinometria.

Aos técnicos do Laboratório de Solos da COPPE/UFRJ, em especial aos engenheiros Hélcio Gonçalves e Sérgio Iório; ao engenheiro Antônio Jorge Dellê Vianna, por sua atuação na fase de ensaio dos reforços no laboratório e leituras na instrumentação no campo.

Ao colega Fernando Fusaro, que trouxe de Viçosa um protótipo do modelo reduzido da manta instrumentada e por sua entusiástica colaboração na fase inicial do preparo dos reforços instrumentados.

À arquiteta Esther Dantas e à Trimak Engenharia, pelo pronto envio das mantas para preparo da instrumentação. Aos amigos Antônio e Cassiana, pelo grande auxílio na digitalização de imagens.

À turma do ano de 1993, em especial Nelson Lopes Queiroz, Sérgio Seixas e Osvangivaldo Costa de Oliveira.

À GEO-RIO, por acreditar neste trabalho, e em especial ao geólogo Élcio Ribeiro e aos engenheiros Sérgio Correia, Reynaldo Japiassú, Hélio Britto, Rogério Feijó e Luís Otávio, pelo apoio e amizade.

Ao Augusto, agradeço mesmo sem encontrar palavras...

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

MONITORAÇÃO DE UM MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL

Audrey Constant Bruno

Abril/1997

Orientador: Maurício Ehrlich

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho descreve a construção de um muro de solo reforçado com geotêxtil na cidade do Rio de Janeiro. Este muro teve seu comportamento monitorado. Inclinômetros foram utilizados no acompanhamento das movimentações. Faixas de cola epoxi instrumentadas com sensores de deformação permitiram monitorar tensões nos reforços. Antes de serem instalados no campo, os reforços foram submetidos, em laboratório, a ciclos de carga/descarga de forma a permitir uma calibração. A instrumentação teve comportamento satisfatório. Foram comparados valores obtidos pela mesma com valores calculados, verificando-se uma correspondência satisfatória.

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

MONITORATION OF A GEOTEXTILE REINFORCED WALL

Audrey Constant Bruno

april/1997

Advisor: Maurício Ehrlich

Department: Civil Engineering

This work relates the construction of a geotextile reinforced wall in Rio de Janeiro City. This wall had its behaviour monitorated. Inclinometers were utilized to measure displacements. Adhesive strips instrumented with strain gauges led achieve tensions in reinforcements. Before their instalation in field, the reinforcements was submmited, in laboratory, to load/unload cicles, and was obtained a calibration. The instrumentation had a satisfactory behaviour. The analytic calculations of tensions in reinforcements and deformations of the wall are presented and these values are compared with those obtained from instrumentation.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
CAPÍTULO 2 - SISTEMAS DE SOLOS REFORÇADOS	3
2.1 - INTRODUÇÃO	3
2.2 - MUROS DE SOLOS REFORÇADOS	4
2.3 - GEOTÊXTEIS - COMPORTAMENTO, ENSAIOS	20
CAPÍTULO 3 - MECANISMOS DE COMPORTAMENTO DOS MUROS DE SOLOS REFORÇADOS	30
3.1 - INTRODUÇÃO	30
3.2 - INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO	35
3.3 - INFLUÊNCIA DA DIREÇÃO DOS REFORÇOS	45
3.4 - MECANISMOS DE COMPORTAMENTO	46
CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DOS MUROS DE SOLOS REFORÇADOS	49
4.1 - INTRODUÇÃO	49
4.2 - LESHCHINSKY E BOEDEKER (1989)	50
4.3 - EHRLICH E MITCHELL (1994)	55
4.4 - DEFORMAÇÕES EM MUROS DE SOLOS REFORÇADOS	63

CAPÍTULO 5 - O MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL	
DE JACAREPAGUÁ	66
5.1 - INTRODUÇÃO	66
5.2 - DESCRIÇÃO DO LOCAL E APRESENTAÇÃO	
DO PROJETO	67
5.3 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA OBRA	68
5.4 - ENSAIOS DE SOLOS	70
5.5 - INSTRUMENTAÇÃO DOS REFORÇOS	
E ENSAIOS DE TRAÇÃO NO LABORATÓRIO	73
5.6 - INSTRUMENTAÇÃO E APRESENTAÇÃO DOS	
RESULTADOS	112
CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS	125
6.1 - TENSÕES ATUANTES NOS REFORÇOS	125
6.2 - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES	131
CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS	
FUTURAS	133
ÍNDICE DE FIGURAS	viii
ÍNDICE DE TABELAS	xiii
LISTA DE SÍMBOLOS	xv
ANEXO 1 - LOCALIZAÇÃO, SONDAGENS E PERFÍS GEOTÉCNICOS	xix
ANEXO 2 - RELATÓRIO FOTOGRÁFICO	xxii
ANEXO 3 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA OBRA	xlvii

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Distribuição vertical da poropressão na camada inferior de um aterro com solo coesivo (Murray e Boden, cf. Zornberg e Mitchell, 1987).....	7
Figura 2.2 - Seção transversal de um muro de solo reforçado com geotêxtil, construído em Petrópolis (RJ) (Ehrlich, Vianna e Fusaro, 1994).....	9
Figura 2.3 - Face em blocos de concreto (Amoco - Catálogo de Produtos).....	13
Figura 2.4 - Face em painéis de concreto pré-moldado de um muro de terra armada (Bowles, 1996).....	13
Figura 2.5 - Tipos de reforços: tiras metálicas de um muro de terra armada (Bowles, 1996).....	14
Figura 2.6 - Tipos de reforços: tiras plásticas (Mitchell e Villet, 1987).....	15
Figura 2.7 - Tipos de reforços: grelhas metálicas (Mitchell e Villet, 1987).....	15
Figura 2.8 - Tipos de reforços: grelhas metálicas (Mitchell e Villet, 1987).....	16
Figura 2.9 - Tipos de reforços: geogrelhas (Mitchell e Villet, 1987).....	17
Figura 2.10 - Tipos de reforços: geogrelha (Rhodia - Catálogo de Produtos).....	18
Figura 2.11 - Tipos de reforços: barras do tipo triangular e “z” (Jones, 1985).....	18
Figura 2.12 - Tipos de reforços: fibras ou fibroso (Palmeira, 1992a).....	19
Figura 2.13 - Tipos de reforços: geocélulas (Rhodia - Catálogo de Produtos).....	19
Figura 2.14 - Ensaio de resistência à tração: (a) “grab-test” (b) faixa estreita (c) faixa larga (Vidal, 1990).....	26
Figura 2.15 - Curva tensão-deformação de um geotêxtil (Vidal, 1990).....	26

Figura 2.16 - Ensaio de tração de longa duração - polipropileno (Mc Gown et al., 1982).....	28
Figura 2.17 - Ensaio de tração de longa duração - poliéster (Mc Gown et al., 1982).....	29
Figura 3.1 - Superfície potencial de ruptura (Ehrlich e Silva, 1992).....	32
Figura 3.2 - Distribuição de tensões ao longo dos reforços.....	32
Figura 3.3 - Transferência de tensões entre solo e reforços.....	33
Figura 3.4 - Ensaio para determinação do atrito entre solo e reforços (Palmeira e Milligan, 1989).....	33
Figura 3.5 - Analogia entre os ensaios e a estrutura em escala real (Palmeira e Milligan, 1989).....	34
Figura 3.6 - Intertravamento entre solo e geogrelha (Rhodia, Catálogo de Produtos).....	36
Figura 3.7 - Influência da geometria dos reforços (Schlosser et al., 1985).....	38
Figura 3.8 - Influência da rigidez dos reforços (Ehrlich e Silva, 1992).....	39
Figura 3.9 - Distribuição de esforços na geocélulas (Rhodia - Geoweb).....	41
Figura 3.10 - Aplicação de cargas à superfície do terreno (Rhodia - Geoweb).....	41
Figura 3.11 - Resultados de ensaios de tração de geotêxtil (Tupa e Palmeira, 1995).....	44
Figura 3.12 - Ensaio de cisalhamento direto (Lafleur et al., 1987, cf. Zornberg e Mitchell, 1992).....	45
Figura 3.13 - Variação da resistência ao cisalhamento (Jewell e Wroth, 1987).....	47
Figura 3.14 - Tensões e deformações no solo reforçado (Ehrlich, 1994b).....	48
Figura 3.15 - (a) Influência da rigidez dos reforços (b) Influência da compactação (Ehrlich, 1994b).....	48

Figura 4.1 - (a) superfície potencial de ruptura e (b) polígono de forças (Leshchinsky e Boedeker, 1989).....	52
Figura 4.2 - Ábaco para determinação da tensão nos reforços (Leshchinsky e Boedeker, 1989).....	54
Figura 4.3 - Ábacos para determinação da máxima tensão atuante nos reforços (Ehrlich e Mitchell, 1994).....	62
Figura 5.1 - Seção transversal (projeto).....	69
Figura 5.2 - Seção transversal construída, com instrumentação	71
Figura 5.3 - Modelo de um reforço instrumentado.....	75
Figura 5.4 - Ensaio de tração no modelo reduzido.....	77
Figura 5.5 - Posição das faixas (reforço nº1).....	79
Figura 5.6 - Posição das faixas (reforço nº2).....	80
Figura 5.7 - Posição das faixas (reforço nº3).....	81
Figura 5.8 - Ensaio de tração no reforço nº1 (2º carregamento).....	84
Figura 5.9 - Ensaio de tração no reforço nº2 (1º carregamento).....	85
Figura 5.10 - Ensaio de tração no reforço nº3 (1º carregamento).....	86
Figura 5.11 - Ensaio de tração no reforço nº3 (2º carregamento).....	87
Figura 5.12 - Ensaio de tração no reforço nº3 (3º carregamento).....	88
Figura 5.13 - Esforços de tração e deformações parciais, reforço nº1, 2º carregamento, faixa nº1.....	89
Figura 5.14 - Idem, faixa nº 2.....	90
Figura 5.15 - Idem, faixa nº3.....	91
Figura 5.16 - Idem, faixa nº4.....	92

Figura 5.17- Esforços de tração e deformações parciais, reforço nº2, 1º carregamento, faixa nº1.....	93
Figura 5.18 - Idem, faixa nº2.....	94
Figura 5.19 - Idem, faixa nº3.....	95
Figura 5.20 - Idem, faixa nº4.....	96
Figura 5.21 - Esforços de tração e deformações parciais, reforço nº3, 1º carregamento, faixa nº1.....	97
Figura 5.22 - Idem, faixa nº2.....	98
Figura 5.23 - Idem, faixa nº3.....	99
Figura 5.24 - Idem, faixa nº4.....	100
Figura 5.25 - Esforços de tração e deformações parciais, reforço nº3, 2º carregamento, faixa nº1	101
Figura 5.26 - Idem, faixa nº2.....	102
Figura 5.27 - Idem, faixa nº3.....	103
Figura 5.28 - Idem, faixa nº4.....	104
Figura 5.29 - Esforços de tração e deformações parciais, reforço nº3, 3º carregamento, faixa nº1.....	105
Figura 5.30 - Idem, faixa nº2.....	106
Figura 5.31 - Idem, faixa nº3.....	107
Figura 5.32 - Idem, faixa nº4.....	108
Figura 5.33 - Ciclo completo de carregamento e descarregamento no reforço nº3.....	110
Figura 5.34 - Rigidez secante e deformações	111
Figura 5.35 - Esforços de tração versus altura de aterro compactado (ref. nº1).....	114
Figura 5.36 - Esforços de tração versus altura de aterro compactado (ref. nº2).....	115

Figura 5.37- Esforços de tração versus altura de aterro compactado (ref. nº3).....	116
Figura 5.38 - Distribuição de esforços de tração versus altura de aterro compactado no reforço nº1	117
Figura 5.39 - Distribuição de esforços de tração versus altura de aterro compactado no reforço nº2.....	118
Figura 5.40 - Distribuição de esforços de tração versus altura de aterro compactado no reforço nº3	119
Figura 5.41 - Inclinômetro 01 (face), deslocamentos transversais	121
Figura 5.42 - Inclinômetro 02 (próximo à rua), deslocamentos transversais.....	122
Figura 5.43- Inclinômetro 01 (face), deslocamentos longitudinais.....	123
Figura 5.44 - Inclinômetro 02 (próximo à rua), deslocamentos longitudinais.....	124
Figura 6.1 - Curvas de tração máxima em função da profundidade (J=196 kN/m).....	127
Figura 6.2 - Curvas de tração máxima em função da profundidade (J=392 kN/m).....	128
Figura 6.3 - Curvas de tração máxima em função da profundidade (J=784 kN/m).....	129
Figura 6.4 - Curvas de tração máxima em função da profundidade (J=1568 kN/m).....	130

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Efeitos do tipo de polímero e do processo de fabricação nas principais propriedades de durabilidade e de comportamento a longo prazo dos geossintéticos	20
Tabela 2.2 - Comparação entre propriedades gerais das principais famílias de polímeros	22
Tabela 2.3 - Cargas admissíveis à tração considerando fluência	25
Tabela 5.1 - Granulometria dos solos ensaiados	72
Tabela 5.2 - Características geotécnicas dos solos utilizados	72
Tabela 5.3 - Ensaio triaxiais do tipo \overline{CIU} nos solos utilizados	73
Tabela 5.4 - Extensômetros constituintes de cada faixa (válido para os 3 reforços instrumentados)	82
Tabela 5.5 - Resumo dos resultados dos ensaios de tração nos reforços	109
Tabela 6.1 - Resumo dos parâmetros utilizados nas análises	125

Tabela 6.2 - Valores de tensões máximas e distensões nos reforços,
calculados segundo o método proposto por Ehrlich e Mitchell, 1994132

Tabela 6.3 - Movimentações da face do muro - valores calculados e obtidos da
inclinometria, em centímetros132

LISTA DE SÍMBOLOS

K_a - coeficiente de empuxo ativo.

N_γ - fator de capacidade de carga.

c' - intercepto de coesão efetiva.

t_j - resistência ao arrancamento de um reforço genérico j .

A_r - área da seção transversal do reforço.

B - largura da base do muro.

E_r - módulo de rigidez do reforço.

E_s - módulo de elasticidade do solo.

G - módulo cisalhante.

H - altura da face da estrutura de solo reforçado.

I - momento de inércia.

J - rigidez à tração não confinada do geotêxtil.

J_{FAIXA} - rigidez à tração não confinada de uma faixa enrijecida com cola.

K - fator de minoração.

k - módulo numérico para carregamento.

K_0 - coeficiente de empuxo no repouso.

K_{aa} - coeficiente de empuxo de terra equivalente de Rankine.

K_c - coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensões incluindo o aumento de tensões induzido pela compactação.

K_r - coeficiente de pressão de terra horizontal residual.

k_u - módulo numérico para descarregamento.

$K_{\Delta 2}$ - coeficiente de empuxo decremental para descarregamento.

L - comprimento do rolo compactador.

$L_{0, \text{campo}}$ - leitura de referência, no campo.

l_c - comprimento do reforço embutido na zona resistente.

L_{faixa} - leitura de uma faixa enrijecida, no campo.

L_r - comprimento do reforço.

m - inclinação da face da estrutura de solo reforçado.

M - momento atuante na base do muro.

M_z - momento atuante num ponto situado a uma altura z .

n - módulo exponencial.

n - número de camadas de reforço consideradas.

P_a - pressão atmosférica.

Q - força máxima imposta pelo rolo compactador.

q - tensão vertical média atuando no centro da base do muro.

q_0 - valor de q_s na base do muro.

q_z - empuxo de terra num ponto situado a uma altura z .

R_f - razão de ruptura.

R_f - resultante dos esforços normais e tangenciais ao longo da superfície crítica.

S - recalque no centro da base do muro.

S_h - espaçamento horizontal entre os reforços.

S_i - índice de rigidez relativa solo-reforço.

S_v - espaçamento vertical entre os reforços.

T - esforço de tração por metro no reforço.

T_m - resistência normalizada ao arrancamento.

T_{max} - esforço de tração máxima por metro no reforço.

v - velocidade de carregamento.

v_f - parcela do deslocamento horizontal devida à deflexão.

v_r - deslocamento total no topo do muro.

v_s - parcela de deslocamento horizontal devida às forças cisalhantes.

v_z - deslocamento horizontal no ponto situado a uma altura z da base.

v_x - distensão de uma camada de reforço.

W - peso da massa instável acima de uma dada superfície crítica.

y - altura, em relação ao pé, da camada considerada.

Z - profundidade da camada considerada.

α - tração nos reforços em laboratório; coeficiente de descarregamento.

ϕ' - ângulo de atrito efetivo do solo.

$\sigma'_{x p, i}$ - máxima tensão horizontal induzida pela compactação, sem deformação lateral na direção do reforço.

$\sigma'_{x p, i}$ - máxima tensão horizontal induzida pela compactação, sem deformação lateral na direção do reforço.

$\sigma'_{x p}$ - peso das camadas subjacentes mais os acréscimos de tensões devidos à compactação.

γ' - peso específico efetivo do solo.

ν_0 - razão de Poisson para condição K_0 .

ν - razão de Poisson.

ν_{un} - razão de Poisson para descarregamento.

$\sigma'_{x r}$ - tensão horizontal residual ao final da construção.

$\sigma'_{z c, i}$ - tensão vertical induzida pela compactação.

- σ'_{z_c} - tensão vertical máxima incluindo a compactação.
- σ'_z - tensão vertical no solo atuando no ponto de máxima tensão no reforço considerado.
- θ, β - ângulo do reforço com a horizontal.
- θ - ângulo de rotação do centro da base do muro.
- γ - peso específico do solo
- τ_m - resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície crítica.
- α_s - fator de forma.
- β - extensibilidade relativa solo-reforço.
- ϕ - ângulo de atrito do solo.
- ϕ_m - ângulo de atrito mobilizado do solo.
- σ - tensão normal média.

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

Neste trabalho de tese são apresentados resultados de instrumentação e análise de um muro de solo reforçado com geotêxteis, executado pela Prefeitura da Cidade do Rio de Janeiro, através da Fundação Geo-Rio. São apresentados o método executivo e comentadas as dificuldades encontradas durante a obra, inédita em nossa cidade. O objetivo da obra foi a contenção de um trecho instável da rua Comandante Luís Souto, em Jacarepaguá. Havia também o interesse em introduzir esta técnica em obras públicas, devido à sua simplicidade de execução e baixo custo.

Os primeiros capítulos desta monografia compõem uma revisão bibliográfica. No Capítulo 2 são apresentados vários sistemas de solos reforçados, com ênfase para comportamento, ensaios e características gerais dos geossintéticos. No Capítulo 3 são apresentados os mecanismos de comportamento dos muros de solos reforçados, para diferentes tipos de reforços. No Capítulo 4 discutem-se procedimentos de dimensionamento e análise dos muros de solos reforçados.

No Capítulo 5 descreve-se a obra e sua instrumentação (medidas de tensão nos reforços e acompanhamento de deformações do muro de solo reforçado). Apresentam-se resultados de ensaios executados em laboratório de solos e das mantas instrumentadas utilizadas na obra, bem como de um modelo em escala menor que foi utilizado para definir a melhor forma de executar a instrumentação.

No Capítulo 6 é efetuada a análise dos resultados obtidos, comparando-se estes valores com os calculados para tensões nos reforços e movimentações do muro.

No Capítulo 7 apresentam-se as conclusões deste trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

Apresentam-se também em anexo um mapa de localização da obra e perfis geotécnicos (Anexo 1), um Relatório Fotográfico das fases de laboratório e campo (Anexo 2) e o pré-dimensionamento da obra (Anexo 3).

CAPÍTULO 2 - SISTEMAS DE SOLOS REFORÇADOS

2.1 - INTRODUÇÃO

O conceito de reforço de solos não é recente. Abrigos de animais e ninhos de pássaros utilizam misturas de palha e lama; as árvores se fixam ao solo pelas raízes. Observando a natureza, o homem, de forma rudimentar, adotou há milênios este procedimento em construções que vão desde moradias de tijolos de lama reforçada, taludes estabilizados por bambus, até obras grandiosas como a Muralha da China, que possui extensos trechos feitos com solo reforçado por fibras naturais. Ao longo dos séculos, povos das mais diversas regiões e culturas utilizaram o reforço de solos na construção de templos, cais e instalações militares. Este procedimento milenar recebeu um primeiro tratamento empírico por Pasley, militar inglês que no século 19 construiu numerosos muros experimentais, e por Coyne, que em 1924 propôs um muro de solo reforçado em que os reforços, de comprimento escalonado, poderiam ser ancorados ou não (Jones, 1985).

Em 1963, o arquiteto francês Henri Vidal obteve a patente do reforço de solos por inclusões metálicas, processo por ele denominado de Terra Armada. Vidal imprimiu notável desenvolvimento da técnica de reforço de solos, dando ao assunto um tratamento formal e um embasamento teórico inovadores. Os padrões “Terra Armada” são restritivos e definem o tipo de solo a empregar (granular, com menos de 15% passante na peneira nº 200), tipo de reforços (tiras metálicas, lisas ou rugosas) e revestimento da face (painéis pré-fabricados em concreto, também denominados escamas).

O princípio do reforço de solos se baseia na inclusão no interior dos mesmos de elementos visando melhorar as características mecânicas do material composto. Os reforços atuam aumentando o confinamento e restringindo as deformações. Quanto à forma de execução, os sistemas de solos reforçados podem ser divididos em dois grupos: aqueles em que o reforço é inserido no solo *in situ* (como, por exemplo, solo grampeado e estacas-raiz) e aqueles formados pela construção de um aterro entre cujas camadas são intercalados os reforços.

2.2 - MUROS DE SOLOS REFORÇADOS

O objetivo central deste trabalho é a análise de um muro de solo reforçado com geotêxtil. Por este motivo, desenvolve-se, com maiores detalhes, este tipo de sistema.

Os muros de solos reforçados são compostos por camadas de solo compactado intercaladas por reforços, sendo o conjunto assim formado protegido por elementos de composição de face. Nos itens que se seguem, serão apresentados os diversos tipos de reforços e elementos de face, bem como tipos de solos a utilizar.

SOLOS A UTILIZAR

O uso de solos finos em estruturas de solo reforçado foi desaconselhado por diversos autores no estágio inicial de desenvolvimento da técnica. Solos granulares, com baixo teor de finos, bem graduados, estáveis sob o aspecto da físico-química são recomendados por suas características de boa drenagem. Solos finos, ao contrário, são reputados por terem drenagem deficiente, resultando numa transferência de tensões

efetivas entre o solo e o reforço não imediata; além disso, argilas plásticas podem apresentar um comportamento reológico significativo, resultando em maiores deformações ao longo da vida útil da obra. Sridharan et al. (1991) assinalam que a mobilização da resistência ao cisalhamento entre o solo e reforços é essencial para o efetivo desempenho de estruturas de solo reforçado. Desta forma, para o uso de reforços metálicos em solo fino, necessitar-se-ia de técnicas adequadas para evitar o excesso de poropressões positivas e aumentar o atrito na interface.

Um outro aspecto importante, destacado nas especificações de reforços metálicos, é quanto ao aspecto da corrosão dos mesmos. Solos finos, principalmente com altos teores de argila, são descartados, pois são considerados catalizadores do processo de corrosão.

O potencial de corrosão de um solo está diretamente associado à sua condutividade elétrica. Uma interessante abordagem do assunto é feita por Queiroz (1996), que apresenta resultados de numerosos ensaios onde mediu a condutividade elétrica de 4 solos residuais de diferentes localidades do Rio de Janeiro, com altas porcentagens de finos, e que se situariam fora dos padrões de aceitação para obras com reforços metálicos (em destaque, Terra Armada). Os resultados obtidos levaram o autor a concluir que os padrões vigentes para escolha de solos a reforçar com elementos metálicos são desnecessariamente rigorosos, pois solos finos de regiões tropicais seriam bem menos agressivos do que os de regiões temperadas (onde a técnica foi inicialmente desenvolvida).

Leshchinsky e Perry (1987) propõem que o solo a utilizar em estruturas de solo reforçado com geotêxteis deverá ser drenante e não plástico, indicando uma escala decrescente de qualidade de solos a escolher para este propósito, identificados por suas

siglas no Sistema Unificado de Classificação de Solos: SW, SP, GW, GP e por último, qualquer dos anteriores que se situe na fronteira entre duas classes, tais como GM ou SM. Indicam ainda os autores que o teor de finos, passante na peneira nº 200, não deve exceder 12%, temendo com isto que a percolação de água provoque seu carreamento e acumulação na malha do reforço (especificamente, um geossintético) ou nos horizontes inferiores do aterro, criando eventualmente zonas de baixa permeabilidade.

Um trabalho bastante abrangente a respeito do uso de solos finos em estruturas de solo reforçado é apresentado por Zornberg e Mitchell (1992). Nele os autores listam as principais restrições que são usualmente feitas ao uso de solos finos:

1. A elevação das poropressões poderia reduzir a resistência por atrito. Além disso, a resistência drenada de solos coesivos é intrinsecamente menor que a mesma para solos não coesivos;
2. Solos finos coesivos seriam bem mais agressivos, do ponto de vista da química, que os solos não coesivos, o que é de grande importância no caso de reforços metálicos;
3. Movimentações após a obra podem ocorrer sob tensão constante devido à tendência ao *creep* destes solos;
4. Solos finos são, em geral, mais difíceis de compactar.

Os autores destacam, entretanto, que estas restrições não são realísticas. Solos argilosos compactados têm seu uso consagrado em inúmeras obras de terra, tais como pavimentação e barragens. O aumento das poropressões pode ser evitado com a adoção de técnicas adequadas de drenagem, e particularmente o uso de reforços permeáveis atua no sentido de dissipação do excesso de poropressões (Zornberg e Mitchell, 1992).

Quando solos finos são utilizados como preenchimento em uma estrutura de solo reforçado, o processo construtivo, similar ao de um aterro compactado, possibilita que o

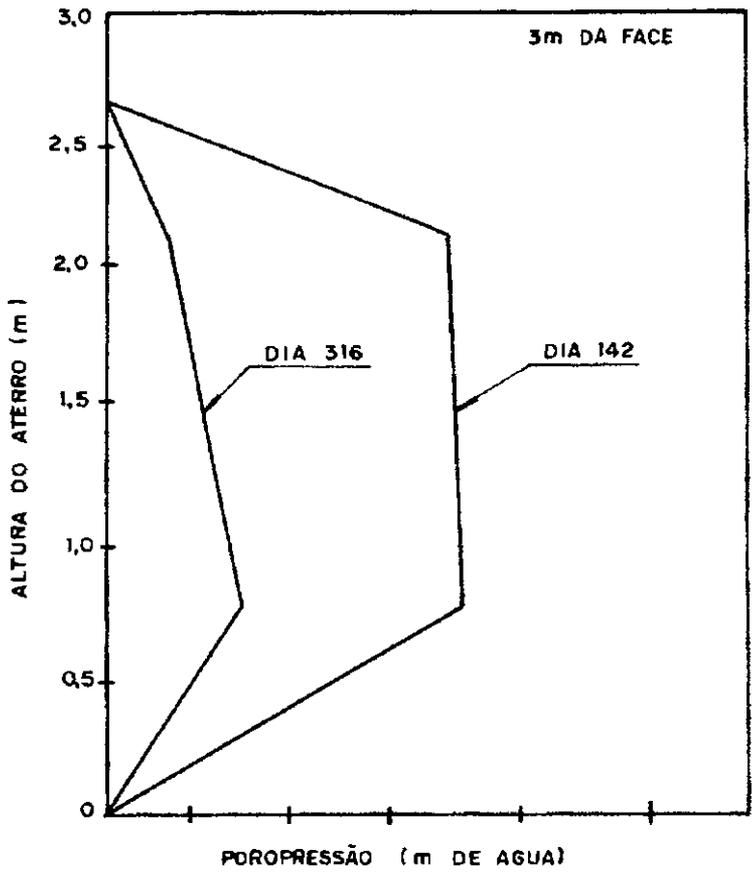


FIGURA 2.1 - Distribuição vertical da poropressão na camada inferior de um aterro com solo coesivo (Murray e Boden, 1979 cf. Zornberg e Mitchell, 1987)

mesmo se encontre em condições de não saturação, sendo que o excesso de poropressões ocorrerá durante a construção ou períodos chuvosos (Zornberg e Mitchell, 1992). Na Figura 2.1 é mostrada a distribuição vertical da poropressão no nível inferior de um aterro com solo argiloso reforçado, logo após a construção e seis meses depois. Deve ser observado que não houve indicação que os reforços tenham determinado direções preferenciais de drenagem, pois foram utilizadas tiras plásticas e metálicas.

O processo construtivo de aterros preenchidos por solos finos (englobando espalhamento, correção de umidade e compactação) determina que os mesmos se encontrem em uma condição de não saturação, o que implica na geração de poropressões negativas, oriundas das tensões capilares. Quando são utilizados geotêxteis, suas características drenantes permitem que um solo fino envolvido pelos mesmos permaneça sob elevada sucção, o que aumenta sua resistência ao cisalhamento, e portanto, sua estabilidade (Zornberg e Mitchell, 1992; Ehrlich, Vianna e Fusaro, 1994).

Na Figura 2.2 é apresentada a seção transversal típica de um muro de solo reforçado com geotêxtil construído em Petrópolis, na região serrana do Estado do Rio. Foram usados solos com mais de 60% passantes na peneira nº 200. O piezômetro instalado não mediu poropressões positivas durante todo o período de leituras, nem mesmo durante as chuvas de verão (Ehrlich, Vianna e Fusaro, 1994).

Mitchell e Villet (1987) apontam as seguintes diferenças básicas de comportamento de solos finos e granulares reforçados:

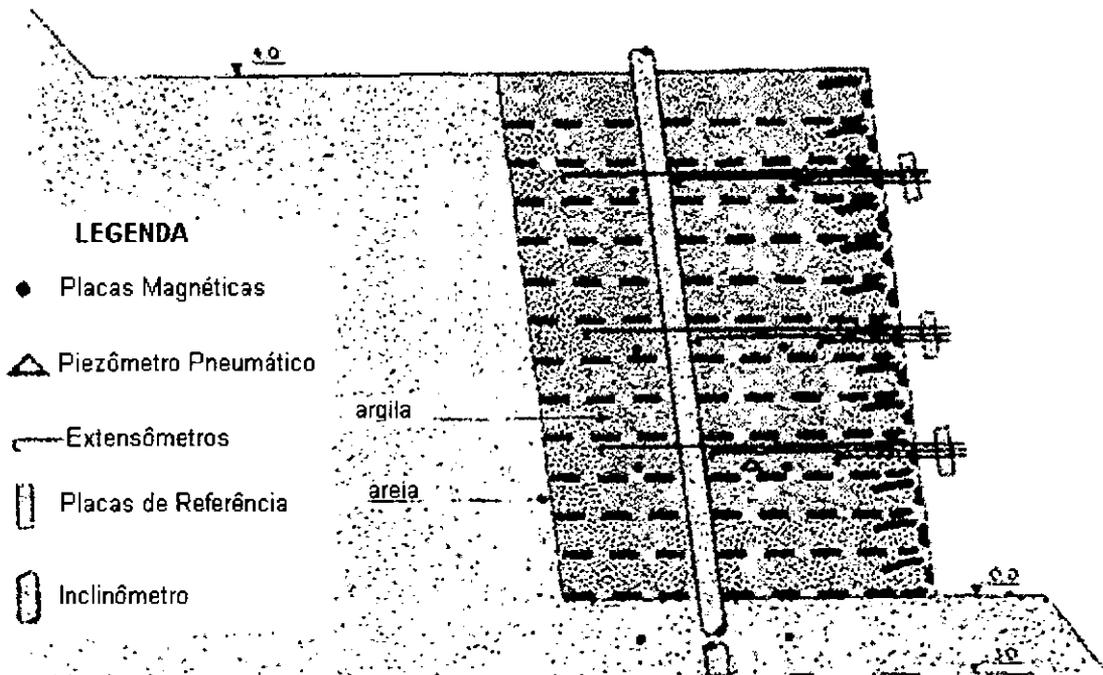


FIGURA 2.2 - Seção transversal típica de um muro de solo reforçado com geotêxtil, construído em Petrópolis (RJ) (Ehrlich, Vianna e Fusaro, 1994)

- a) quanto menor o ângulo de atrito do solo reforçado, maior será o esforço horizontal a ser resistido pelos reforços;
- b) quanto menor o ângulo de atrito do solo reforçado, menor será o atrito na interface solo-reforço nos reforços que atuam mobilizando atrito, e menor será a capacidade de carga lateral nos reforços que mobilizam resistência passiva;
- c) quanto maior a plasticidade do solo reforçado, maior a possibilidade de fluência do mesmo, principalmente associado a elevações de umidade;
- d) quanto maior o percentual de finos, piores as condições de drenagem do corpo do aterro reforçado.

Estes autores propõem um critério geotécnico para a escolha do tipo de solo a utilizar como preenchimento, de acordo com o qual materiais granulares deverão ser utilizados, se disponíveis, devido às suas características de elevado ângulo de atrito, alta permeabilidade, facilidade de transporte, espalhamento e compactação. Ressalvam, entretanto, que nos casos em que solos granulares não foram facilmente obtidos, solos coesivos foram usados com sucesso. O principal critério de seleção dos solos a utilizar é o de serem capazes de mobilizar atrito ou adesão no contato solo-geotêxtil. No caso de solo granular, quanto maior for seu ângulo de atrito, maior o atrito desenvolvido entre ele e o reforço, e no caso de solo coesivo, quanto maior o grau de compactação maior será a aderência entre o solo e o reforço; além disso, as pressões laterais a serem resistidas em aterros de elevado grau de compactação são menores devido à sua elevada resistência.

Os solos que possuem coesão e atrito apresentam um conveniente compromisso entre os benefícios técnicos dos solos granulares e as vantagens econômicas dos solos coesivos (Jones, 1985). Destaca-se que, em países de clima tropical como o Brasil, onde

os horizontes de solos residuais da decomposição de rochas granito-gnáissicas são espessos (podendo chegar a dezenas de metros) e extensos, existe grande disponibilidade de solos que, quando convenientemente compactados, possuem excelentes características de resistência, tornando assim a técnica de reforço de solos uma econômica alternativa. A engenharia nacional possui vasta experiência em obras de terra, tais como barragens, aeroportos e pavimentação. A extrapolação de padrões vigentes em países de clima temperado, como a França, Estados Unidos e Inglaterra, onde a técnica de reforço de solos foi mais pesquisada e desenvolvida, deve ser cuidadosa. A obrigatoriedade ao uso de solos granulares onde estes são escassos, além de onerar de forma significativa os custos de construção, pode também provocar danos ambientais.

FACE

A face das estruturas de solo reforçado não tem função estrutural, pois esta é suprida pelos reforços. Seu uso se impõe pela necessidade de proteção do geossintético da luz solar e também para evitar danos físicos e vandalismos. Um grande número de elementos pode ser empregado, tais como blocos de concreto pré-moldado, alvenaria de tijolos, gabiões e cobertura vegetal, sendo possível obter efeito estético. Nas Figuras 2.3 e 2.4 são mostrados exemplos de faces de muros de solo reforçado.

REFORÇOS

Os tipos de reforços industrializados a utilizar podem ser classificados, quanto ao material constituinte, em metálicos e não metálicos. Encontram-se disponíveis

comercialmente em tiras metálicas (Figura 2.5) ou plásticas (Figura 2.6); grelhas metálicas (Figuras 2.7 e 2.8), grelhas plásticas (geogrelhas) (Figuras 2.9 e 2.10); barras (Figura 2.11); fibras (Figura 2.12); sistemas celulares (geocélulas) (Figura 2.13) e mantas (geotêxteis).

O termo **geossintéticos** é usado para definir os materiais sintéticos, em geral oriundos da indústria petroquímica, utilizados como inclusão em obras geotécnicas com variadas finalidades.

As principais famílias de polímeros utilizadas na fabricação de geossintéticos são: poliéster, polipropileno, poliamida e polietileno. O processo de fabricação influi diretamente nas características e propriedades destes materiais (Palmeira, 1992a; Vidal, 1990), sendo que o tipo de polímero determina principalmente as características do geotêxtil a longo prazo, tais como resistência à degradação pelos raios ultra-violetas (luz solar), resistência à temperatura, à hidrólise, à degradação química, bem como comportamentos mecânicos, como por exemplo a fluência (Abramento, 1995a).

A Tabela 2.1 apresenta o efeito do tipo de polímero e do processo de fabricação nas principais propriedades de durabilidade e comportamento a longo prazo dos produtos geossintéticos:

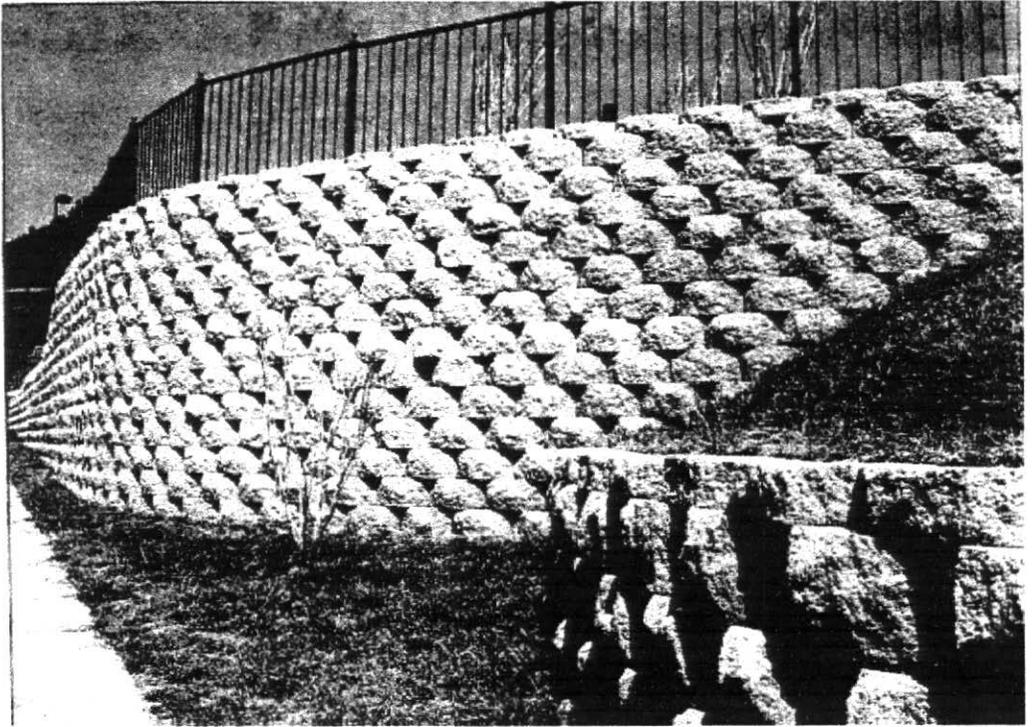


FIGURA 2.3 - Face em blocos de concreto (Amoco - Catálogo de Produtos)

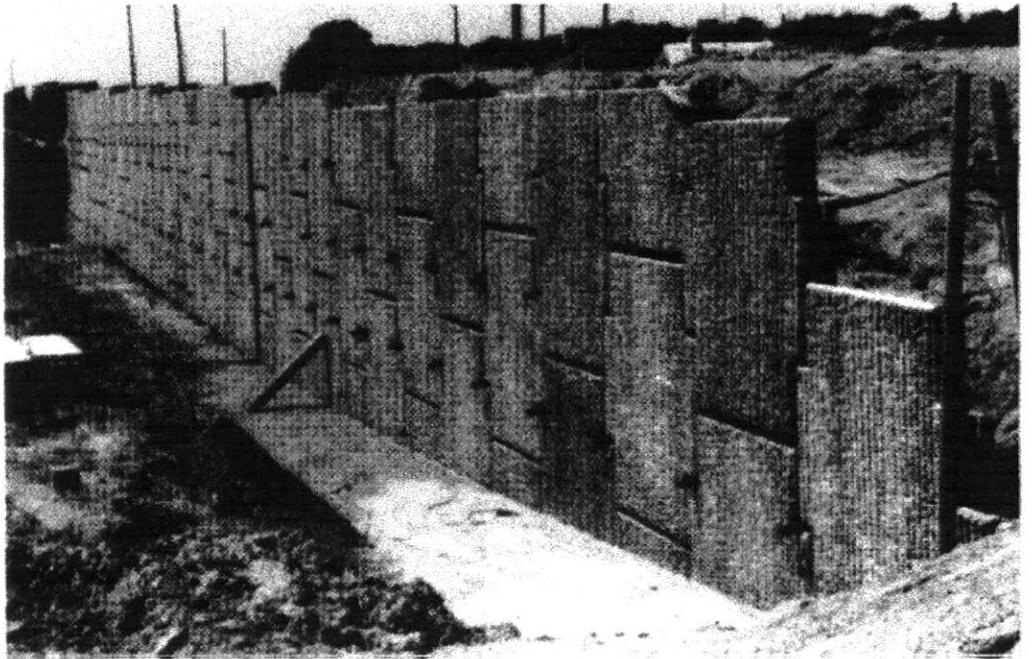


FIGURA 2.4 - Face em painéis de concreto pré-moldado de um muro de terra armada (Bowles, 1996)

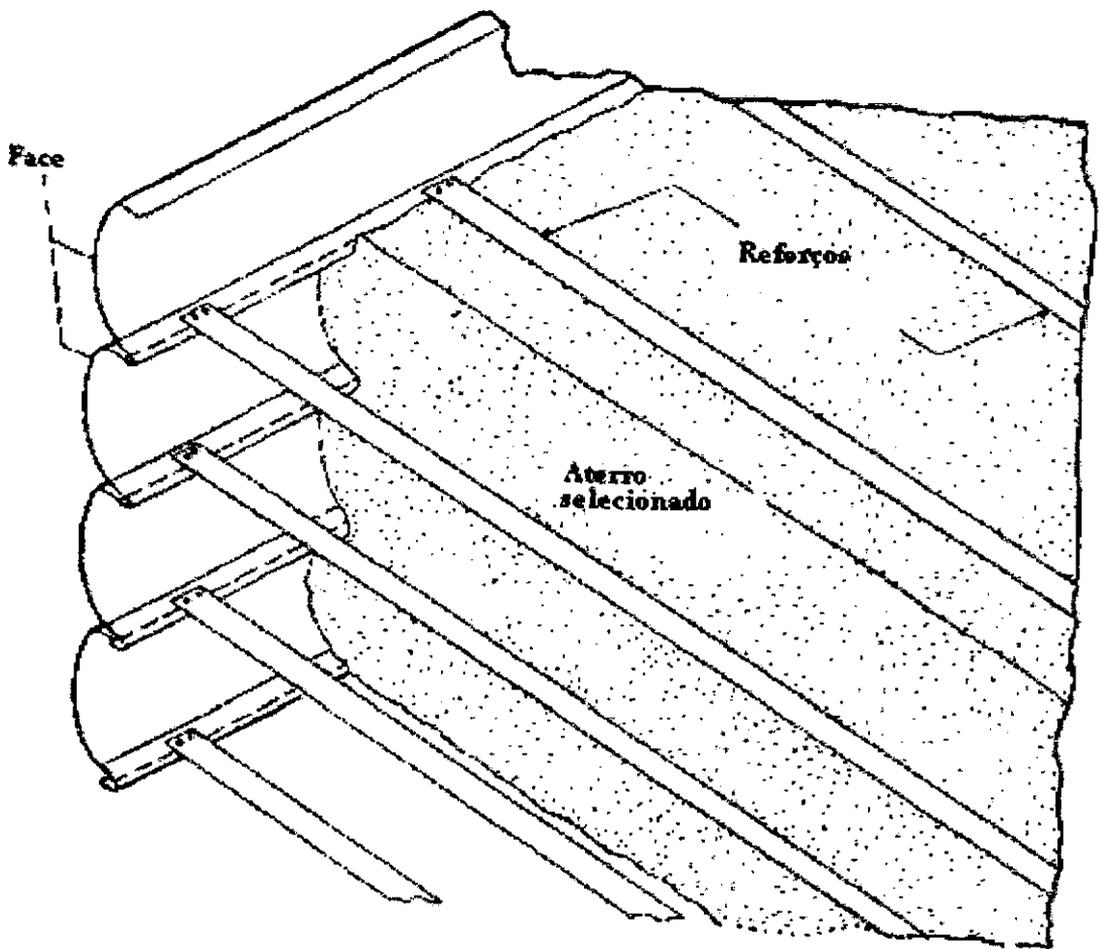


FIGURA 2.5 - Tipos de reforços : tiras metálicas de um muro de terra armada
(Bowles, 1996)

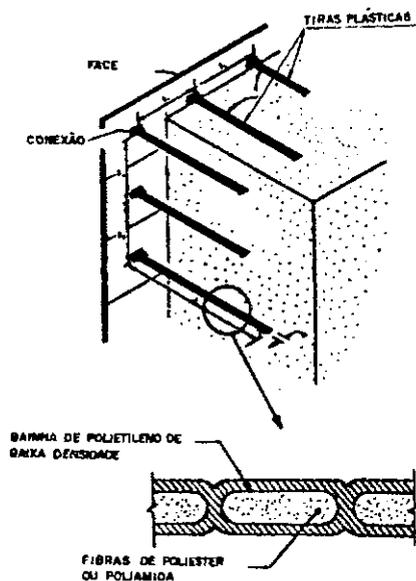
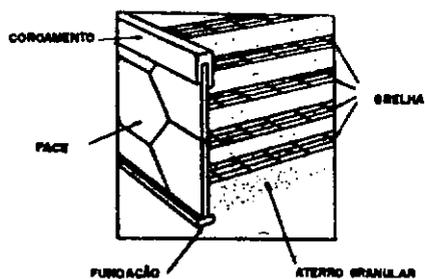


FIGURA 2.6 - Tipos de reforços: tiras plásticas (Mitchell e Villet, 1987)



FIGURAS 2.7 - Tipos de reforços: grelhas metálicas (Mitchell e Villet, 1987)

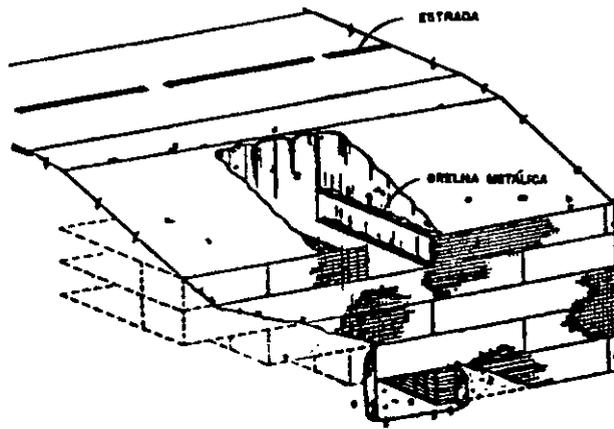


FIGURA 2.8 - Tipos de reforços: grelhas metálicas (Mitchell e Villet, 1987)

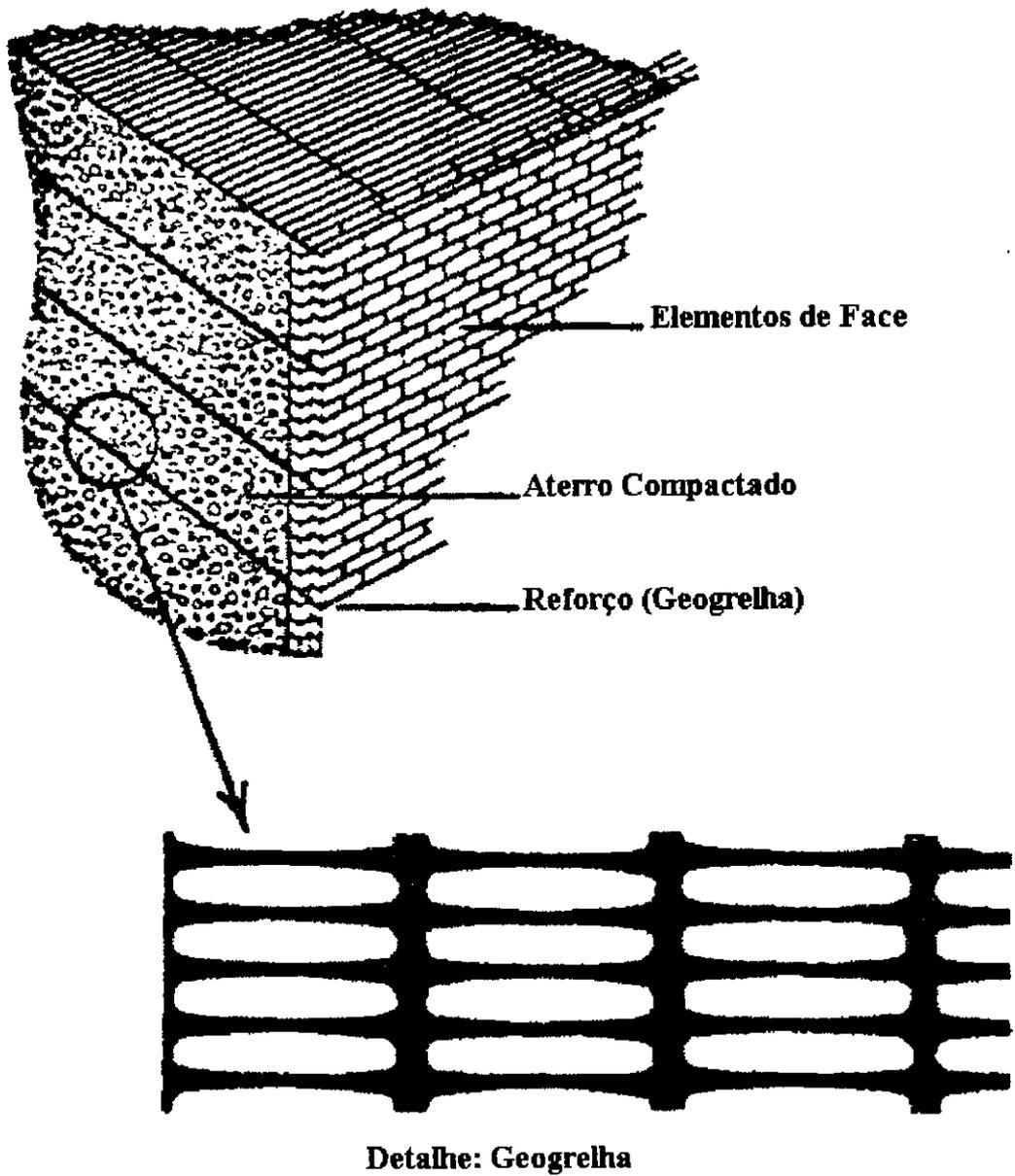


FIGURA 2.9 - Tipos de reforços: geogrelha (Mitchell e Villet, 1987)

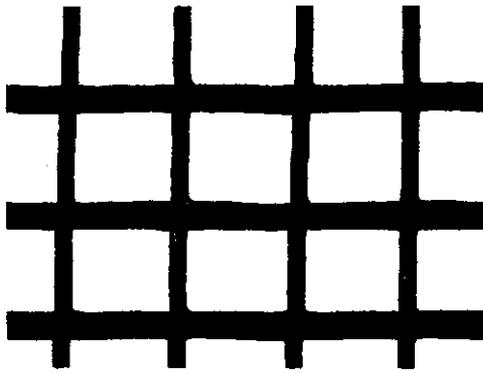


FIGURA 2.10 - Tipos de reforços: geogrelha (Rhodia - Catálogo de Produtos)

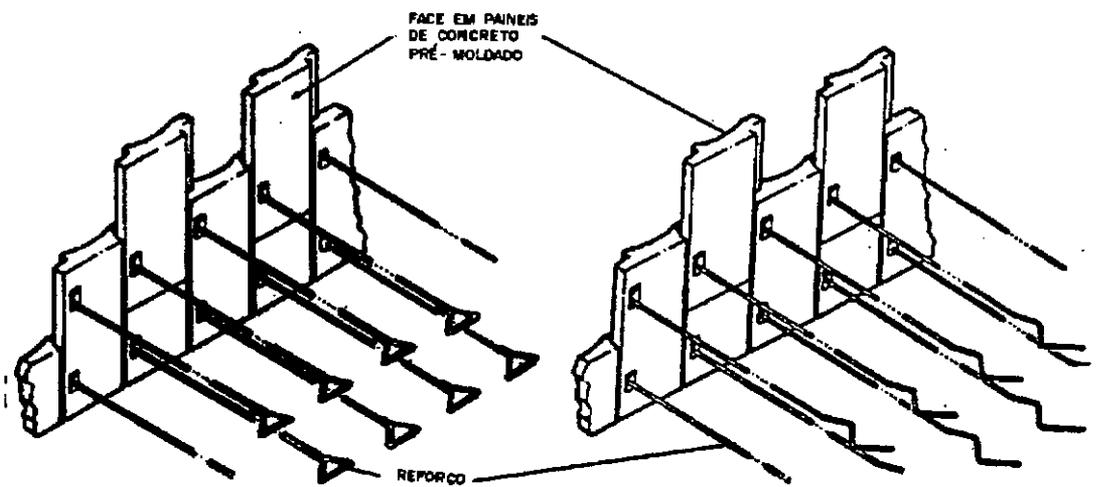


FIGURA 2.11 - Tipos de reforços: barras do tipo triangular e "z" (Jones, 1985)

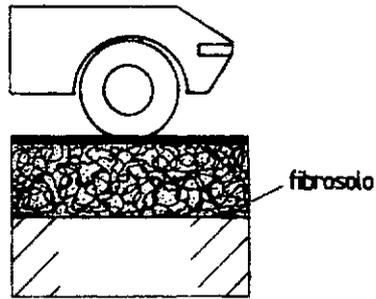


FIGURA 2.12 - Tipos de reforços: fibras ou fibrosolo (Palmeira, 1992a)

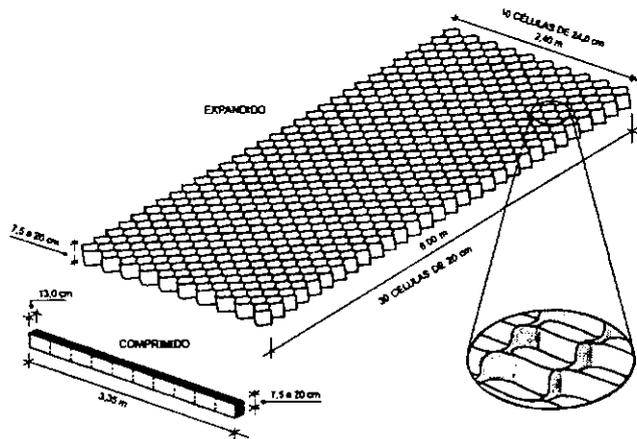


FIGURA 2.13 - Tipos de reforços: geocélulas (Rhodia - Catálogo de Produtos)

Tabela 2.1 - Efeitos do tipo de polímero e do processo de fabricação nas principais propriedades de durabilidade e de comportamento a longo prazo dos geossintéticos (Christopher e Holtz, 1985 in Abramento, 1995a).

Propriedades		Fator	
		Polímero	Fabricação
Mecânicas	fluência	3	2
	abrasão	1	3
Hidráulicas	colmatação	?	3
de Durabilidade	térmica	3	1
	biológica	3	1
	hidrólise	3	1
	química	3	1
	ação dos raios UV	3	1

Legenda: 3- efeito muito significativo; 2- efeito significativo; 1- pequeno efeito; ?- desconhecido.

2.3 - GEOTÊXTEIS - COMPORTAMENTO, ENSAIOS

Os geotêxteis são produtos cujo processo de fabricação é semelhante ao da indústria têxtil, sendo constituídos por fibras sintéticas. Para utilização dos geotêxteis como elemento de reforço e separação, os parâmetros de dimensionamento mais importantes são: elevada resistência à tração, elevado módulo de deformação, baixa susceptibilidade à fluência, elevada durabilidade, elevado grau de interação e porometria

compatível com a dos solos adjacentes (Palmeira, 1992a). A Tabela 2.2 relaciona o tipo de polímero utilizado com características mecânicas e de durabilidade.

A completa qualificação de um geotêxtil envolve o conhecimento das propriedades físicas, mecânicas e químico-biológicas das fibras ou filamentos, tais como absorção, fluência, ponto de fusão, resistência à radiação ultra-violeta (UV), ataques por ácidos, fungos, bactérias e outros. A caracterização do produto e seu controle de qualidade incluem ainda a determinação da **gramatura**, que é um dos parâmetros mais utilizados para identificação dos geotêxteis não tecidos, definida como a massa por unidade de área; **espessura** (definida para cargas pré-determinadas) e **porosidade**, que é a relação entre o volume de vazios e o volume total da amostra (Vidal, 1990). É importante observar que, tal como ocorre com praticamente todos os polímeros, os geotêxteis, tecidos ou não tecidos, são sensíveis ao calor, e portanto a temperatura durante os ensaios deverá ser controlada.

Tabela 2.2 - Comparação entre propriedades gerais das principais famílias de polímeros (John, 1987 cf. Palmeira, 1992a).

PROPRIEDADE	POLÍMERO			
		poliamida		polietileno
	poliéster		polipropileno	
resistência	A	M	B	B
módulo de deformação	A	M	B	B
deformação na ruptura	M	M	A	A
fluência	B	M	A	A
peso específico	A	M	B	B
custo	A	M	B	B
RESISTÊNCIA A:				
U.V. estabilizado	A	M	A	A
U.V. não estabilizado	A	M	M	B
ácidos	B	A	A	A
fungos, vermes, insetos	M	M	M	A
óleos	M	M	B	B
detergentes	A	A	A	A

Legenda: A - alta; M - média; B - baixa; U.V. - radiação ultra-violeta

O estudo das propriedades mecânicas caracteriza o comportamento do geotêxtil sob as diversas condições de utilização. Para tanto, são normalizados ensaios de verificação de suas propriedades mecânicas, de suas propriedades hidráulicas e de sua durabilidade.

As propriedades mecânicas são aferidas com os ensaios de **compressibilidade** (isto é, variação de espessura quando carregado); **resistência à propagação do rasgo**; **resistência à perfuração** (por impacto, por puncionamento e por estouro) e **flexibilidade** ou **rigidez à flexão**, relacionada com o atrito entre o geotêxtil e o solo (Vidal, 1990).

As propriedades hidráulicas são definidas pelos ensaios de **permissividade** (que mede a permeabilidade na direção normal ao plano do geotêxtil), **transmissividade** (que mede a permeabilidade no plano do geotêxtil) e **porometria** (que determina a dimensão dos poros do geotêxtil). No caso de geotêxteis não tecidos, como por exemplo aqueles cujos filamentos são ligados por agulhagem, seu processo de fabricação determina uma estrutura bastante isotrópica, em que as propriedades mecânicas e hidráulicas não variam no plano da amostra; entretanto, no caso dos geotêxteis tecidos, deverá ser especificada a direção da amostra nos ensaios, pois seu processo de fabricação, similar ao da indústria têxtil, implica em duas direções de posicionamento dos fios/fibras/laminetes, o que poderá ser visto com detalhes em Silva, 1991.

A durabilidade dos geotêxteis face aos ataques do meio ambiente tem seus parâmetros de maior interesse resumidos nas Tabelas 2.1 e 2.2. O comportamento de fluência é avaliado por ensaios em amostras “de faixa larga”, quantificados pela relação percentual entre a carga de ruptura à tração convencional e a carga de ruptura por fluência. Serão comentados a seguir os ensaios de resistência à tração e de fluência, na condição de não confinamento da amostra no solo. Também serão feitas considerações sobre a durabilidade dos geotêxteis.

RESISTÊNCIA E COMPORTAMENTO TENSÃO - DEFORMAÇÃO

Os ensaios de resistência à tração mais utilizados são ilustrados na Figura 2.14.

Estes ensaios denominam-se de “resistência à tração não confinada” e devem fornecer: a força de tração máxima a que o geotêxtil resiste e o alongamento do geotêxtil correspondente a este esforço. A razão entre o esforço de tração e a deformação correspondente é o **módulo de rigidez à tração não confinada** do geotêxtil (Vidal, 1990). Na Figura 2.15 é mostrada uma curva relacionando carga aplicada e deformação correspondente em um ensaio de tração não confinada. O ensaio de tração do tipo faixa larga minimiza o efeito de estrição da amostra (Tupa e Palmeira, 1995) e é mais representativo do tipo de sollicitação que atua no geotêxtil utilizado como elemento de reforço, de deformações ocorrendo no plano do mesmo (Vidal, 1990). O confinamento do geotêxtil aumenta a resistência à tração e o módulo de rigidez do mesmo, conforme será visto no Capítulo 3 desta tese. Os ensaios realizados sob condições de confinamento do geotêxtil representam de maneira mais realista seu comportamento como elemento de reforço e portanto o dimensionamento da estrutura de solo reforçado deverá, em princípio, se basear em parâmetros de resistência obtidos nesta condição (Vidal, 1990).

A fluência é uma das principais características de longo prazo dos geossintéticos, definida como sua aptidão ao alongamento sob carregamento estático de longa duração. Em geral, o ensaio de fluência é realizado sobre uma amostra não confinada, carregada sob carga constante correspondendo a 20, 40 e 60% da carga de ruptura determinada a partir de ensaios convencionais (de faixa larga, não confinados). A duração dos ensaios normalmente atinge 100 horas, sendo obtidas curvas de deformação em função do tempo

para diferentes níveis de carregamento (Vidal, 1990; Abramento, 1995a). Como indicado na Tabela 2.2, a fluência varia conforme o tipo de polímero utilizado, sendo também afetada pelo processo de fabricação e pelo posicionamento das fibras (Vidal, 1990), bem como pelo nível de tensões atuante, conforme será visto. Na Tabela 2.3 são indicados os valores das cargas admissíveis a adotar, para diferentes polímeros, como percentuais das cargas de ruptura à tração convencional.

Tabela 2.3 - Cargas admissíveis à tração t_j , considerando o efeito da fluência, como percentuais das cargas de ruptura à tração convencional t_{ult} (Van Zanten, 1986 cf. Leshchinsky e Perry, 1987).

Polímero	t_j / t_{ult}
Poliéster	0.50
Poliamida	0.40
Polietileno	0.25
Polipropileno	0.25

A carga de tração admissível considerando o efeito da fluência é definida pela resistência à tração convencional, obtida em ensaios não confinados e de faixa larga, dividida por um fator de segurança adequado. No caso dos geotêxteis, de acordo com a Tabela 2.3, se o polímero constituinte for poliéster o fator de segurança a adotar deverá ser 2.0; para poliamida, o fator de segurança a adotar deverá ser 2.5 e para polipropileno e polietileno, o fator de segurança a adotar deverá ser 4.0.

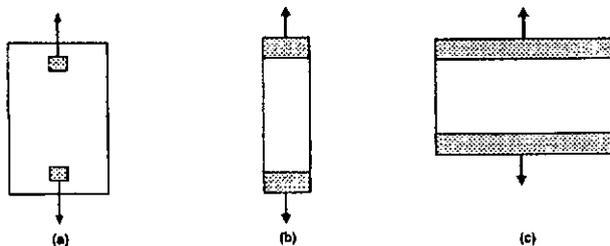


FIGURA 2.14 - Ensaio de resistência à tração:

(a) "grab-test" (b) faixa estreita (c) faixa larga (Vidal, 1990)

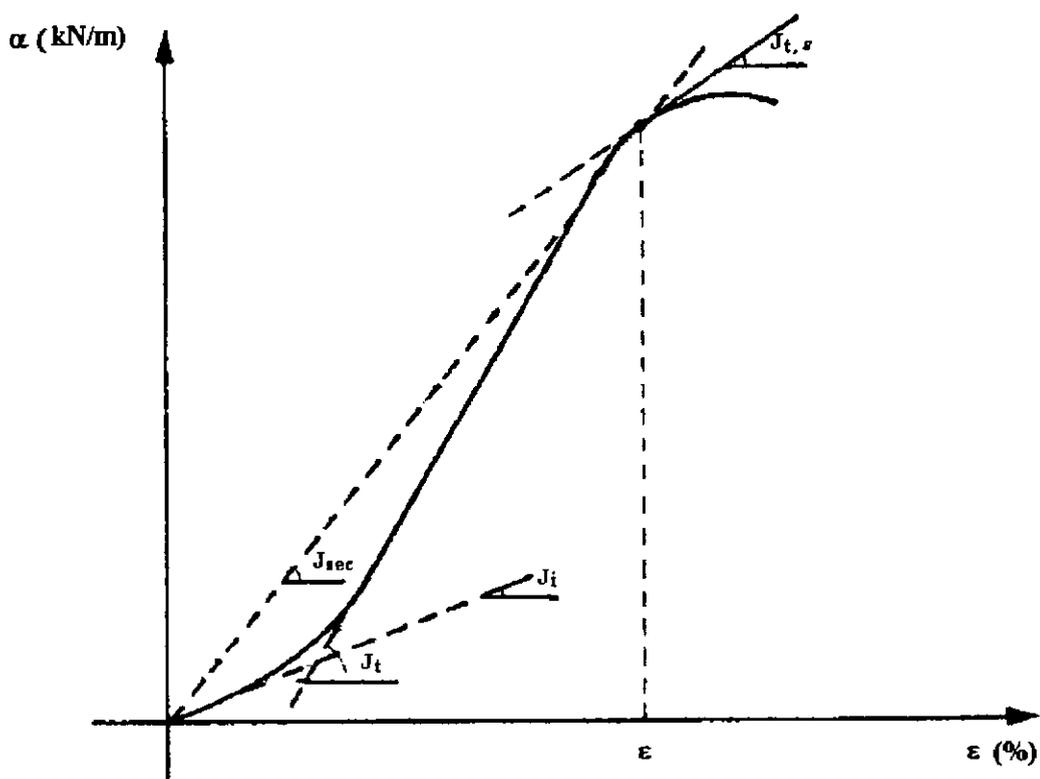


FIGURA 2.15 - Curva tensão-deformação de um geotêxtil. J_i é o módulo tangente inicial; J_t e $J_{t,e}$, módulo tangente e tangente deslocado; J_{sec} é o módulo secante (Vidal, 1990).

Como ocorre com a maioria das características dos polímeros, a fluência é afetada pela velocidade do ensaio e pela temperatura, que determinam uma reorientação das fibras, o que pode alterar a resistência do conjunto (Vidal, 1990). O confinamento do geotêxtil pelo solo é também um fator determinante. As Figuras 2.16 e 2.17 mostram resultados de ensaios de fluência sob condições com e sem confinamento, em dois geotêxteis não tecidos, um de filamentos de polipropileno e o outro, de filamentos de poliéster, evidenciando o efeito do confinamento sobre o comportamento de fluência (McGown et al., 1982 cf. Mitchell e Villet, 1987).

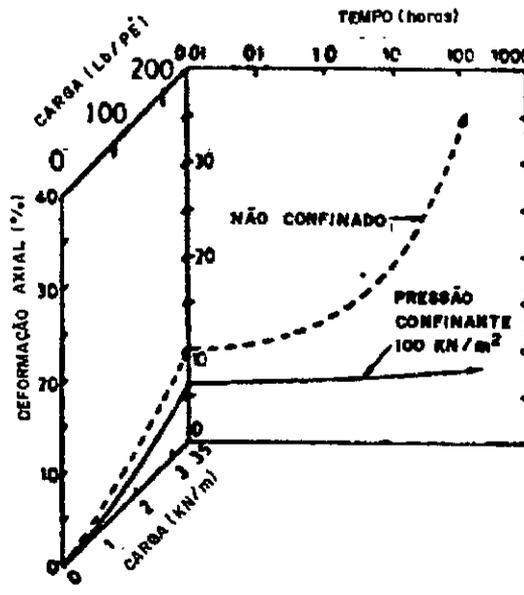
DURABILIDADE DOS GEOSSINTÉTICOS

O tipo de polímero utilizado e o processo de fabricação determinam as características de comportamento dos produtos geossintéticos, principalmente as de longo prazo, destacando-se: resistência à degradação por ação dos raios ultra-violeta, sensibilidade à temperatura, resistência à hidrólise (degradação provocada pela água), aos ataques químicos (por exemplo, chorume em aterros sanitários) e comportamento de fluência. Polipropileno e polietileno são mais sensíveis à fluência, mas são mais resistentes a ataques químicos (Abramento, 1995a).

Em geral, a metodologia utilizada para quantificar a resistência do geossintético à exposição aos raios ultra-violeta inclui, além de uma avaliação visual, a retirada de amostras para a realização de ensaios de resistência à tração e alongamento. A influência do período de exposição e a utilização de diferentes estabilizantes é analisada (Pandolpho e Guimarães, 1995; Abramento, 1995b). Deve ser levado em conta que os reforços

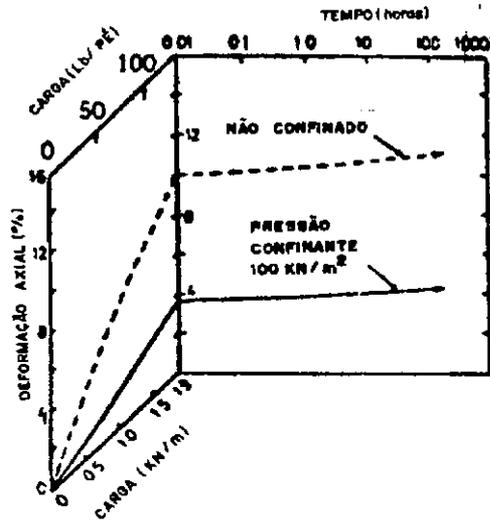
geossintéticos trabalham enterrados e não permanecem expostos ao sol além do período de instalação (Abramento, 1995b).

As especificações de geotêxteis os diferenciam pela gramatura e por sua resistência à tração não confinada, entre outras informações (Amoco, 1996; Rhodia, 1993). Contudo, é necessário especificar o produto a partir das propriedades realmente requeridas no projeto, tais como resistência à tração e deformabilidade, preferencialmente com dados obtidos de ensaios executados sob condições de confinamento. A normalização dos ensaios também é necessária, já que importantes parâmetros de projeto, tais como resistência à tração e fluência são aferidos por medidas indiretas, e vários ensaios são, na verdade, voltados para a normalização de produtos têxteis.



Terra 1000

FIGURA 2.16 - Ensaios de tração de larga duração, evidenciando fluência com e sem confinamento em geotêxtil composto de filamentos de poli-propileno (Mc Gown et al., 1982)



Bidim U24

FIGURA 2.17 - Ensaio de tração de longa duração, evidenciando fluência com e sem confinamento em geotêxtil composto de filamentos de poliéster (Mc Gown et al., 1982).

CAPÍTULO 3 - MECANISMOS DE COMPORTAMENTO DOS MUROS DE SOLOS REFORÇADOS

3.1 - INTRODUÇÃO

Como foi visto no Capítulo 2, a inclusão dos reforços visa aumentar o confinamento e restringir as deformações da massa de solo reforçado. A interação entre o solo e os reforços resulta em um material composto, o solo reforçado, capaz de resistir a esforços externos e a tolerar deformações superiores às que seriam suportadas pelo solo não reforçado.

A Figura 3.1 indica a posição de uma superfície potencial de ruptura que delimita a região potencialmente instável, chamada zona ativa, e a região estável, chamada zona resistente. Para restringir a tendência à movimentação da zona ativa, os reforços são ancorados na zona resistente e estarão sujeitos a esforços de tração; comumente considera-se que o ponto de tensão máxima ocorre na interseção destes com a superfície potencial de ruptura, como mostra a Figura 3.2. O colapso interno poderá ocorrer por ruptura dos reforços ou por arrancamento dos mesmos da zona resistente. Além do colapso propriamente dito, deformações excessivas, mesmo não levando a estrutura à ruína, fazem com que esta se situe fora de padrões de construção aceitáveis. Quanto mais rígidos forem os reforços, maior será a restrição imposta pelos mesmos à deformação do solo na direção paralela a eles e maiores os esforços de tração atuantes nos mesmos (Mitchell e Villet, 1987).

A transferência de tensões entre o solo e os reforços é feita por dois mecanismos: atrito na interface solo-reforço e resistência passiva do solo. A resistência passiva é análoga à capacidade de carga lateral dos reforços posicionados transversalmente à tendência de movimentação, conforme mostrado na Figura 3.3 e é diretamente proporcional ao nível de tensões confinantes no solo.

A resistência por atrito é diretamente relacionada com as características do solo e também com o nível de tensões confinantes. A influência do nível de tensões é diretamente relacionada ao fenômeno da dilatância, que ocorre quando uma deformação cisalhante é imposta ao solo. Os reforços restringem em parte a dilatância, o que resulta num aumento da tensão confinante do solo (Mitchell e Villet, 1987).

Diversos pesquisadores têm se dedicado a pesquisar os mecanismos de transferência de carga entre solos e reforços. Existe bastante informação a respeito dos solos granulares, cujo uso foi consagrado desde o começo da utilização da técnica, pelas razões expostas no Capítulo 2 desta tese, porém, com a crescente utilização de solos finos coesivos, tornou-se necessário um maior conhecimento de seu comportamento.

Para avaliar o atrito entre o solo e os reforços são feitos ensaios em laboratório, instrumentação em estruturas em escala real e em modelos. Os ensaios de laboratório mais comumente empregados com este fim são o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de arrancamento, esquematizados na Figura 3.4. Em uma típica estrutura de solo reforçado, mostrada na Figura 3.5, o mecanismo de interação entre o solo e o reforço na região A é avaliado pelo ensaio de cisalhamento direto e na região B, por ensaios de arrancamento. Na

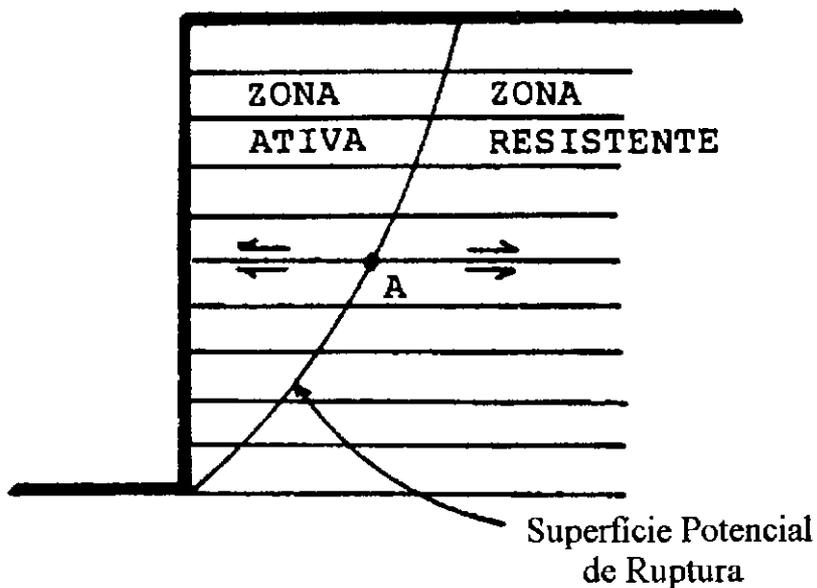


Figura 3.1 - Superfície potencial de ruptura
(Ehrlich e Silva, 1992)

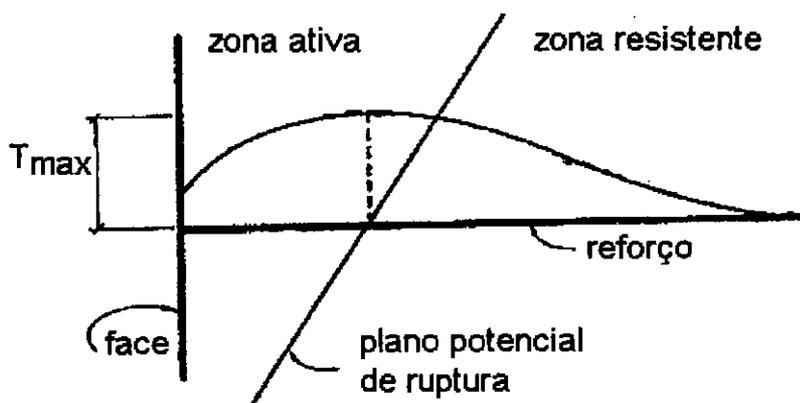
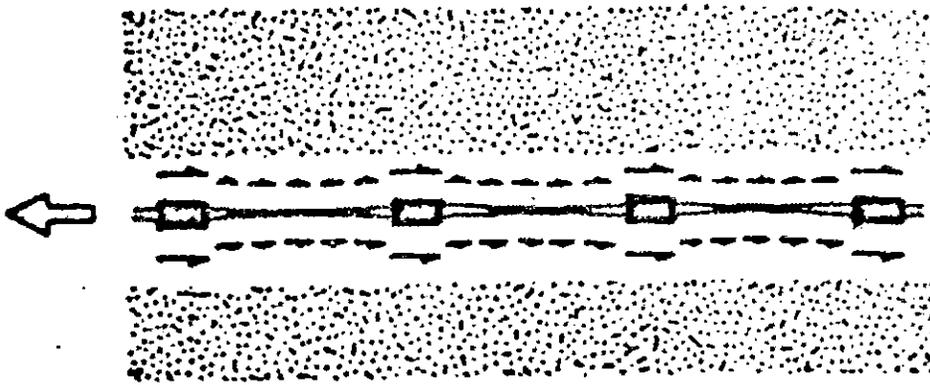
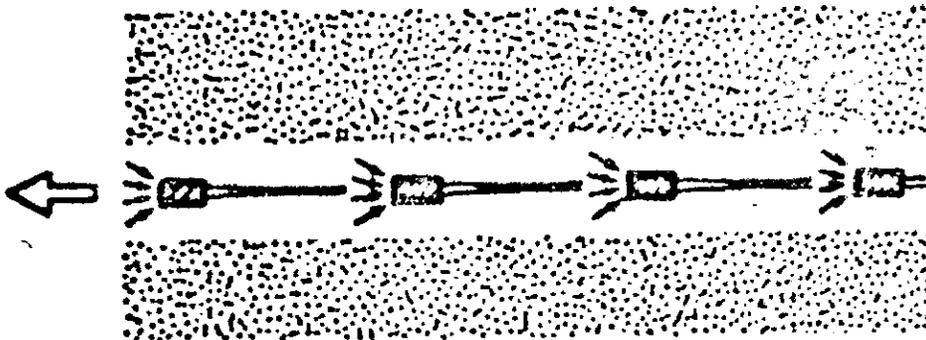


Figura 3.2 - Distribuição de tensões ao longo dos reforços



A) Atrito entre Solo e Superfícies Planas



B) Resistencia Passiva

Figura 3.3 - Transferência de tensões entre solo e reforços
(a) atrito (b)resistencia passiva (Mitchell e Villet, 1987)

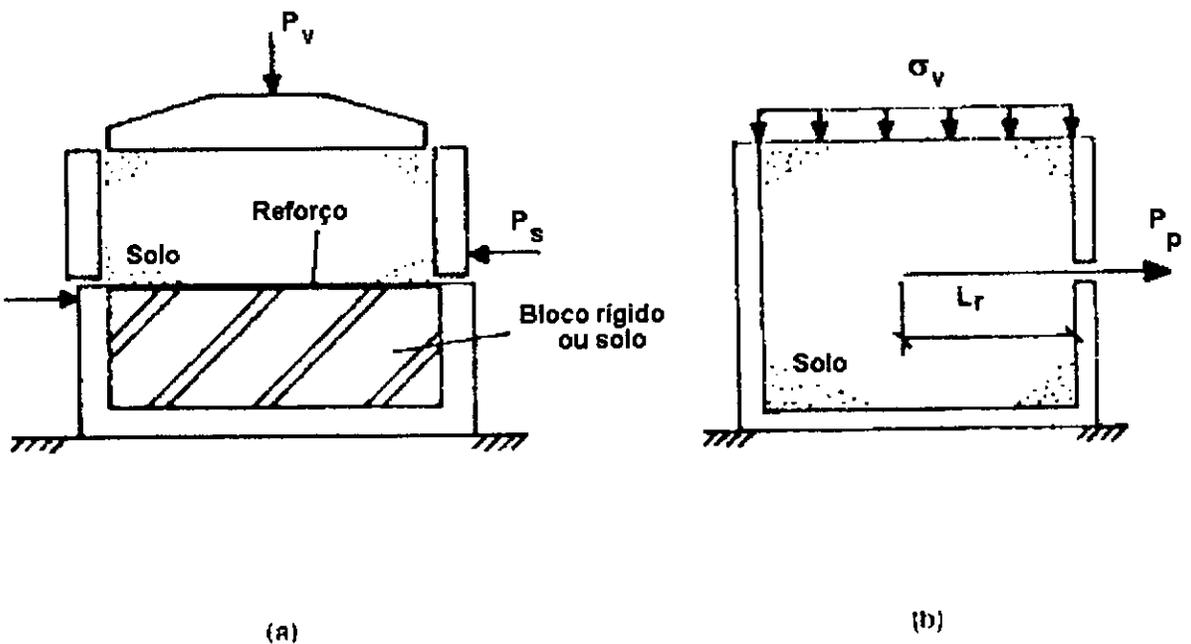


Figura 3.4 - Ensaios para determinação do atrito entre solo e reforços
(a) cisalhamento direto, (b) arrancamento (Palmeira e Milligan, 1989)

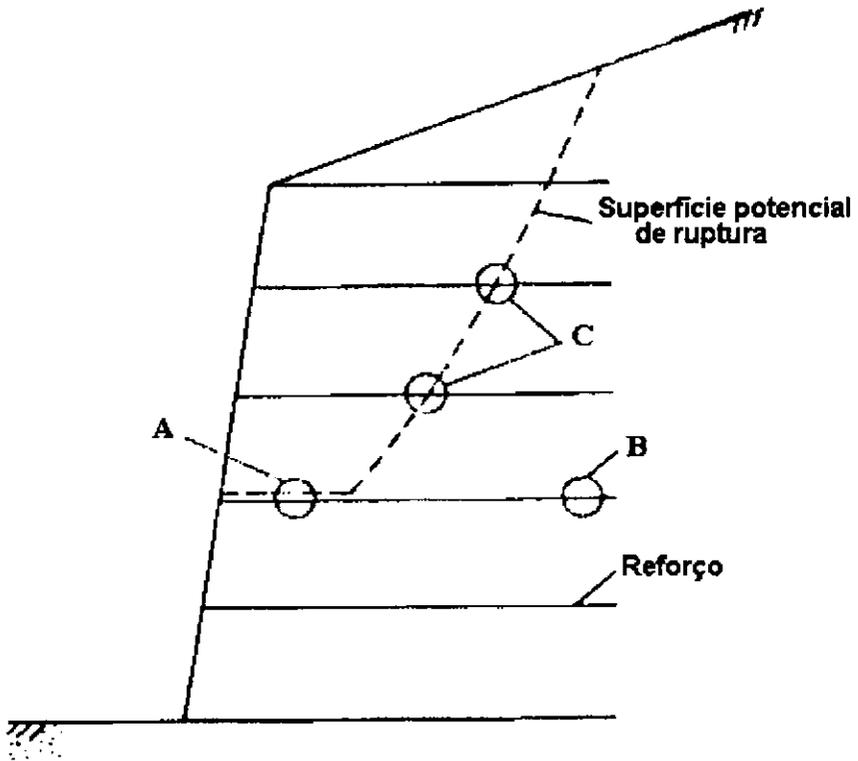


Figura 3.5 - Analogia entre os ensaios e a estrutura em escala real:

(A) ensaio de cisalhamento direto;

(B) ensaios de arrancamento;

(C) efeito da inclinação do reforço.

(Palmeira e Milligan, 1989)

região C, o efeito da inclinação do reforço é o parâmetro de interesse (Palmeira e Milligan, 1989).

3.2 - INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

Neste ítem serão comentados aspectos gerais relativos a mecanismos de interação do solo com diferentes tipos de reforços, tanto com relação à sua geometria quanto ao material constituinte dos mesmos.

GEOGRELHAS: Os mecanismos de interação entre solo e geogrelha são: atrito entre o solo e os elementos posicionados na direção do deslocamento, e resistência passiva entre o solo e os elementos posicionados na direção normal ao deslocamento, conforme mostra a Figura 3.3. Além destes mecanismos, também pode ocorrer movimentação relativa entre partículas de solo através das aberturas da geogrelha. A relação entre o tamanho das aberturas da geogrelha e a granulometria do solo envolvente tem influência no comportamento do material composto, já que possibilita em maior ou menor grau o fenômeno do intertravamento, ilustrado esquematicamente na Figura 3.6. Quando a geogrelha é envolta por um solo de granulometria menor do que a medida das aberturas da mesma, o mecanismo de cisalhamento define que parte da superfície crítica envolve contatos solo-solo e parte envolve solo e elementos transversais ao deslocamento; quando as partículas do solo têm tamanho próximo ao das aberturas da geogrelha, o intertravamento provoca a formação de uma superfície crítica adjacente à grelha, e a resistência ao

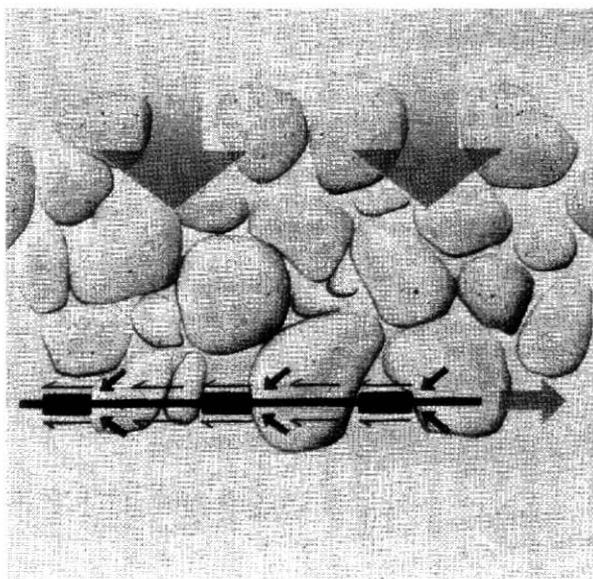


Figura 3.6 - Intertravamento entre solo e geogrelha (Rhodia, catálogo de produtos)

cisalhamento neste caso seria a mesma do solo envolvente (Mitchell e Villet, 1987). A influência da geometria da grelha é mostrada na Figura 3.7.

TIRAS METÁLICAS: A transferência de tensões entre o solo e tiras metálicas, típicas do sistema Terra Armada, é feita por atrito desenvolvido entre o solo e a superfície das mesmas, e o colapso da estrutura ocorrerá por ruptura ou arrancamento. Devido à importância do atrito solo-reforço para a eficiência do sistema, é preconizado o uso de material granular, com um valor mínimo de ângulo de atrito da ordem de 34° (Mitchell e Villet, 1987). As tiras metálicas são consideradas reforços inextensíveis, pois sua deformabilidade é muito menor que a do solo.

TIRAS PLÁSTICAS: O mecanismo de transferência de tensões entre o solo e os reforços se dá por atrito, de forma similar à que ocorre com tiras metálicas lisas. A diferença é que as tiras plásticas são muito mais deformáveis que as tiras metálicas, e por isso, as tiras plásticas são projetadas para resistir a cargas de trabalho muito menores que as das tiras metálicas. O colapso da estrutura poderá ocorrer por ruptura ou por arrancamento dos reforços, ou por deformação excessiva (Mitchell e Villet, 1987). As considerações de durabilidade e fluência são as mesmas para os geossintéticos em geral.

A influência da rigidez dos reforços é mostrada na Figura 3.8, que também indica superfícies potenciais de ruptura para o caso de reforços metálicos (mais rígidos) e de geotêxteis e geogrelhas (menos rígidos).

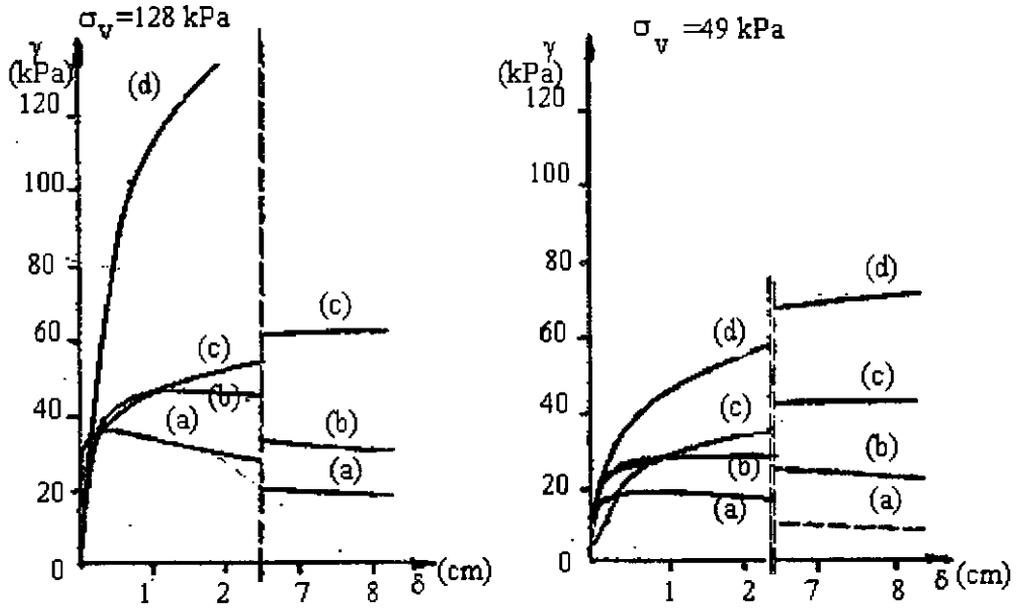
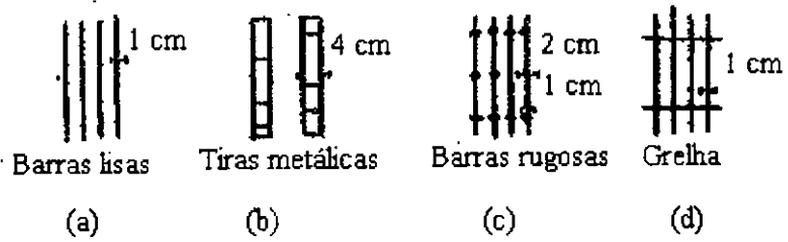
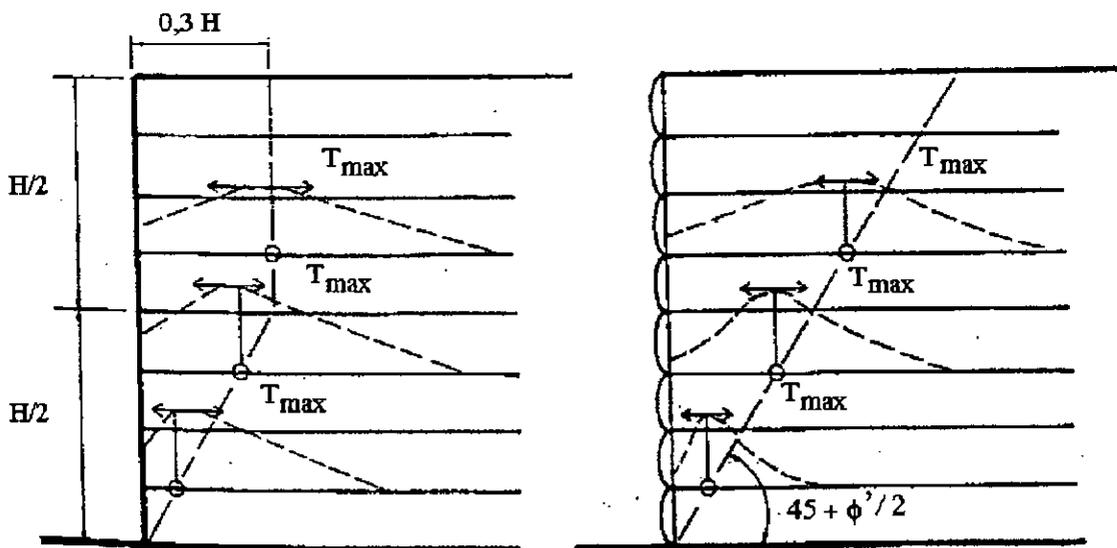


Figura 3.7 - Influência da geometria dos reforços na resistência ao arrancamento (Schlosser et al., 1985)



(a) Reforços Metálicos

(b) Geotêxteis e Geogrelhas

FIGURA 3.8 - Influência da rigidez dos reforços sobre a forma da superfície potencial de ruptura (Ehrlich e Silva, 1992)

SISTEMAS CELULARES: O mecanismo de interação do solo com o sistema celular é mostrado esquematicamente nas Figuras 3.9 e 3.10. O confinamento do solo nas células é garantido pela resistência à tração das tiras de polietileno que as compõem, pela resistência passiva das células adjacentes e pelo atrito desenvolvido entre as paredes das células e o solo confinado. As considerações de durabilidade e comportamento de fluência são as mesmas feitas para materiais geossintéticos em geral.

GEOTÊXTEIS: Dependendo da porometria do geotêxtil e da granulometria do solo envolvido, pode ocorrer que partículas do solo fiquem retidas nos poros ou aberturas dos reforços, dando origem ao fenômeno do intertravamento, que atua restringindo as deformações por extensão dos reforços. Resultados obtidos por Gomes (1992) em ensaios de cisalhamento direto, em diferentes tipos de solos indicam que o intertravamento pode induzir à formação de uma superfície de deslizamento que se desenvolve parcial ou totalmente numa zona de solo confinante adjacente à interface.

Fabian e Fourie (1988) executaram ensaios de arrancamento de geotêxteis confinados por um silte argiloso, com peso específico aparente seco máximo de $1,95 \text{ t/m}^3$ e umidade ótima de 12%, em uma caixa com 60 mm de lado e altura de 200 mm. Foram utilizados geotêxteis do tipo tecido e não tecido agulhado mecanicamente, e foi pesquisado nos ensaios de arrancamento o efeito do confinamento no módulo de rigidez à tração a pequenas deformações, no máximo 10%, típicas de muros de contenção. Os autores relatam não ter ocorrido estrição lateral das amostras e observam que durante a aplicação da tensão

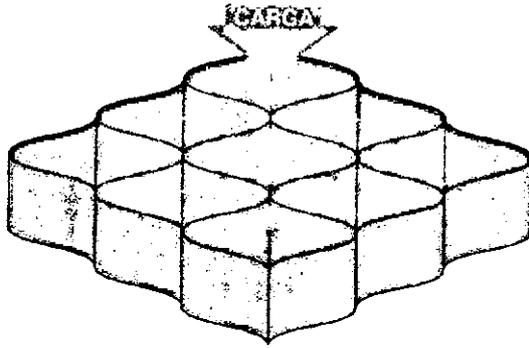


Figura 3.9 - Distribuição de esforços nas geocélulas (Rhodia - Geoweb)

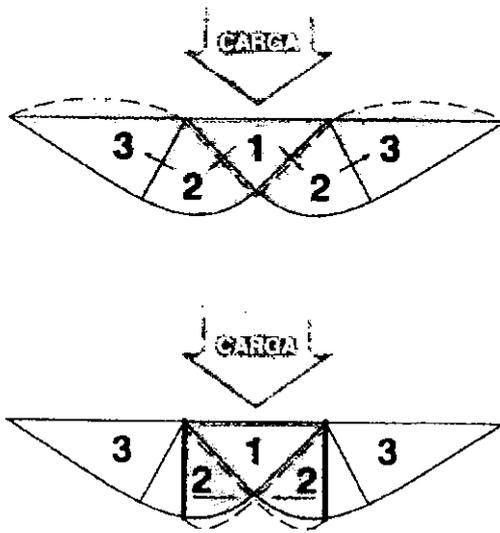


Figura 3.10 - Aplicação de cargas à superfície do terreno

(a) sem reforço; (b) com geocélula (Rhodia - Geoweb).

normal e da força de tração, o intertravamento se desenvolveu entre as partículas do solo e as fibras do geotêxtil, o que resultou no desenvolvimento de uma alta resistência por atrito na interface, aumentando o módulo de rigidez à tração. Também foi observado que o intertravamento foi menos eficiente nos geotêxteis tecidos do que nos não tecidos, devido à porometria destes ser mais próxima à granulometria do solo envolvente. Além disso, a não orientação dos filamentos do geotêxtil não tecido atua no sentido de aumentar o intertravamento em qualquer direção. Fabian e Fourie (1988) concluíram que:

- a) o módulo à tração dos geotêxteis é diretamente influenciado pelo processo de fabricação dos mesmos (tecidos ou não tecidos), pelo nível de deformações considerado e pelo confinamento.
- b) para pequenas deformações o módulo à tração confinada nos geotêxteis não tecidos aumentou cerca de 10 vezes em relação ao módulo não confinado, enquanto nos geotêxteis tecidos este aumento foi de cerca de 3 vezes.
- c) durante a aplicação da carga ocorre drenagem através dos geotêxteis.

Diversas pesquisas utilizando ensaios de cisalhamento direto e arrancamento têm mostrado que sob condições não drenadas a resistência por atrito ou adesão na interface solo argiloso-geotêxtil pode exceder a resistência não drenada do solo argiloso, o que ocorre devido à drenagem parcial promovida pelo geotêxtil se sua transmissividade for alta o bastante (Fabian e Fourie, 1989). O mesmo ocorre com a resistência à compressão em ensaios triaxiais não drenados. O confinamento aumenta o módulo do geotêxtil à tração,

principalmente os não tecidos, o que foi evidenciado em solos granulares (Leshchinsky e Field, 1987 cf. Fourie e Fabian, 1989) e em solos argilosos por Fabian e Fourie (1988).

Tupa e Palmeira (1995), utilizando metodologia semelhante à anteriormente descrita executaram ensaios de tração em geotêxteis não tecidos confinados por silte e areia fina, tendo obtido módulo de rigidez à tração confinada cerca de 8 vezes o módulo não confinado. A influência do confinamento é vista na Figura 3.11. Os autores concluíram que o silte foi mais eficiente no confinamento do geotêxtil que a areia fina, devido à maior facilidade das partículas do silte em penetrar na malha do geotêxtil, provocando maior restrição ao esticamento dos fios.

As características hidráulicas dos geotêxteis, isto é, a permissividade, a transmissividade e a porometria, vistas no Capítulo 2, têm influência significativa no comportamento mecânico do conjunto solo-geotêxtil, seja por possibilitar o intertravamento de partículas de solo, seja por consolidar o solo envolvente por drenagem.

Para avaliar a eficiência do contato entre solos finos e geotêxteis, Lafleur et al (1987, cf. Zornberg e Mitchell, 1992) executaram ensaios de cisalhamento direto em uma caixa com 60 mm de lado. O solo envolvente foi uma argila altamente plástica, com umidade natural de 40%. Foram ensaiados três tipos de geotêxteis: dois não tecidos agulhados, sendo um deles de maior espessura que o outro, e o outro do tipo tecido. A Figura 3.12 mostra os resultados dos ensaios de cisalhamento direto efetuados, onde pode ser observada a forte influência do nível de tensões confinantes e também os diferentes comportamentos dos 3 geotêxteis para um mesmo nível de tensões confinantes, que os autores atribuíram ao intertravamento, maior nos geotêxteis não tecidos, e às propriedades drenantes destes, que

nos casos de aplicação rápida de carga, possibilitam um aumento da resistência do solo na interface.

Lanz e Palmeira (1994) estudaram o comportamento de modelos reduzidos de estruturas de solo reforçado com geotêxtil com vários arranjos de reforços, sob diferentes tipos de carregamento. Com relação aos deslocamentos horizontais previstos da face, no caso de geotêxtil não tecido, o uso do módulo à tração não confinada, segundo os autores, pode levar a erros de mais de 300%.

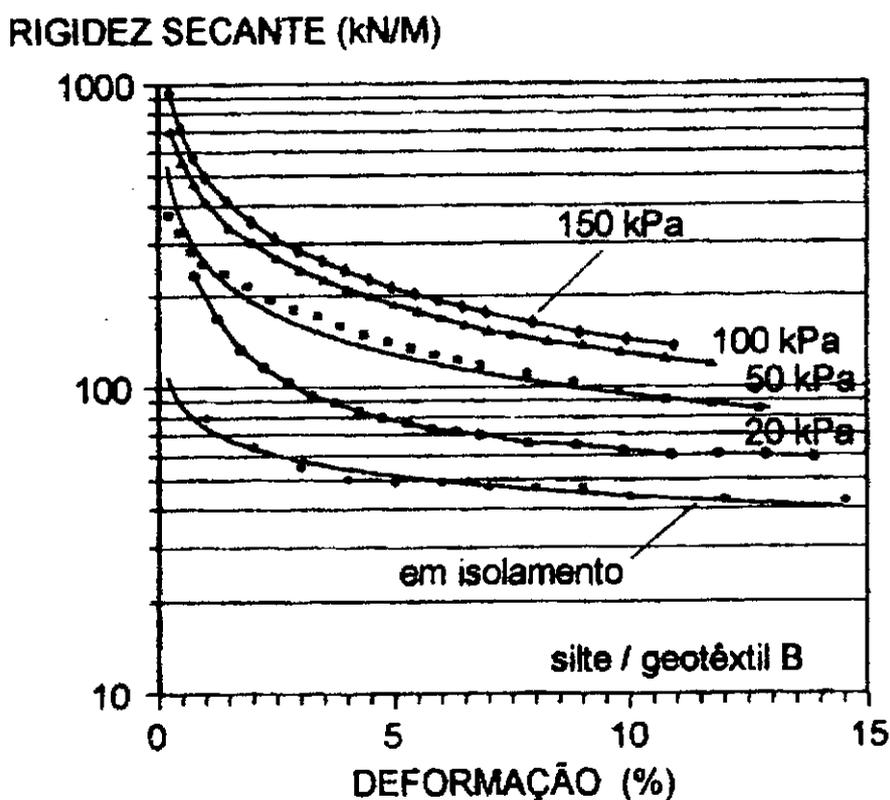


Figura 3.11 - Resultados de ensaios de tração de geotêxtil não tecido de poliéster, Confinados por silte, para várias tensões confinantes . (Tupa e Palmeira, 1995)

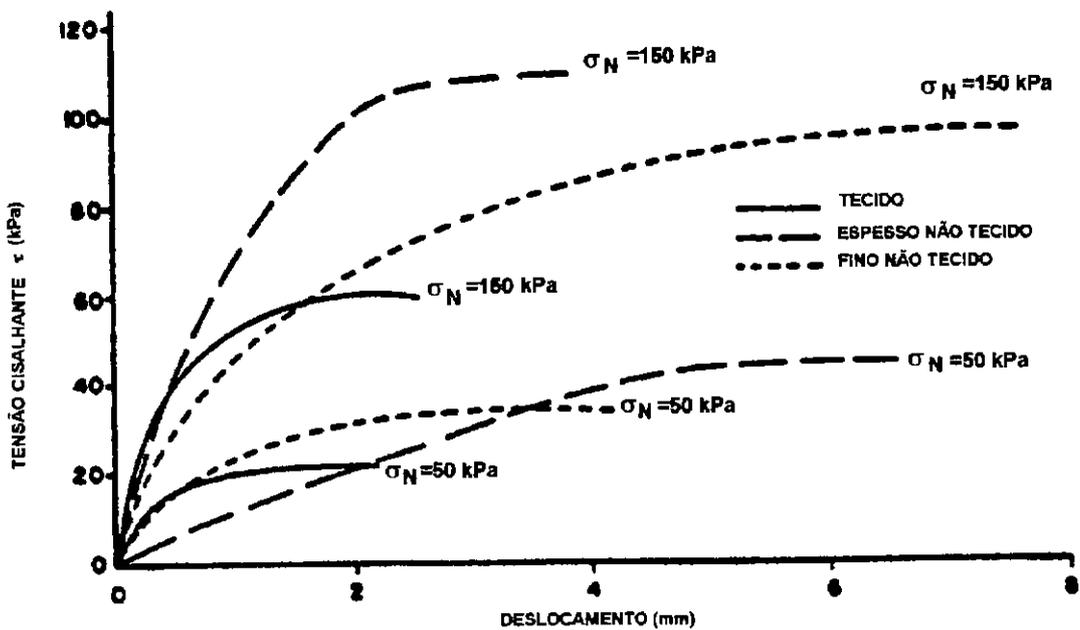


Figura 3.12 - Ensaio de cisalhamento direto, em argila muito plástica, mostrando a influência do tipo de geotêxtil e do nível de tensões confinantes. (Lafleur et al., 1987 cf. Zornberg e Mitchell, 1992)

3.3 - INFLUÊNCIA DA DIREÇÃO DOS REFORÇOS

A influência da orientação dos reforços foi pesquisada por Jewell e Wroth (1987), que apresentam resultados de uma série de ensaios de cisalhamento direto em areia (denominada Leighton Buzzard) reforçada. A variação da resistência ao cisalhamento da areia reforçada em função da orientação (direção) dos reforços é mostrada na Figura 3.13, onde também é traçada a curva de valores calculados de acordo com equações baseadas em métodos de equilíbrio limite. Os autores estabelecem que quando uma solicitação cisalhante é aplicada ao solo reforçado, ocorrerão deformações no solo em relação ao reforço. Se o reforço for rígido, de superfície rugosa e estiver orientado na direção da deformação de

tração, o solo resistirá a esta deformação. O estado de tensões no solo adjacente ao reforço irá mudar, e como resultado, os eixos principais de tensões sofrerão rotação, de forma a buscar o equilíbrio da tensão cisalhante gerada entre o solo e o reforço (Jewell e Wroth, 1987).

Dos estudos de Jewell e Wroth (1987) pode-se concluir que os reforços que atuam resistindo a esforços de tração são mais efetivos quando orientados na direção da máxima deformação de extensão. No caso dos reforços inclusos no solo *in situ*, tais como grampos em taludes de corte, é possível variar sua inclinação buscando sua maior eficiência, mas no caso de aterros reforçados, o processo construtivo determina que sejam instalados na posição horizontal.

3.4 - MECANISMOS DE COMPORTAMENTO

Sob condições de trabalho é razoável supor a aderência perfeita entre o solo e o reforço (Jewell, 1980; Dyer e Milligan, 1984 cf. Juran et al., 1990; Ehrlich e Mitchell, 1994). Isto equivale a dizer que na interface as deformações no solo e no reforço são as mesmas. Com a deformação as tensões horizontais no solo tendem a diminuir, caminhando da condição de repouso (K_0) para o estado ativo (K_a), enquanto no reforço a tensão inicial nula aumenta, devido à transferência de cargas, até a condição de equilíbrio mostrada na Figura 3.14 (Ehrlich, 1994b). A influência da rigidez dos reforços é mostrada esquematicamente na Figura 3.15 (a), onde reforços mais rígidos são associados a menores deformações e tensões maiores no solo e no reforço. A influência da compactação pode ser

simplisticamente representada conforme mostrado na Figura 3.15 (b), deslocando a curva tensão-deformação do solo para cima, fazendo com que o equilíbrio ocorra sob tensões mais elevadas no solo e no reforço (Ehrlich, 1994b).

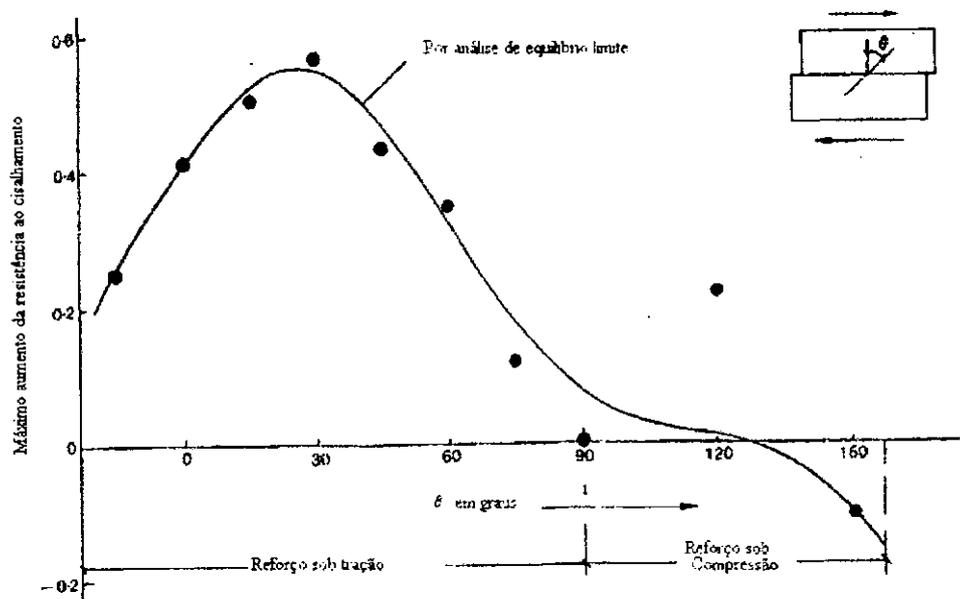


FIGURA 3.13 - Variação da resistência ao cisalhamento da areia reforçada em função da direção do reforço (Jewell e Wroth, 1987)

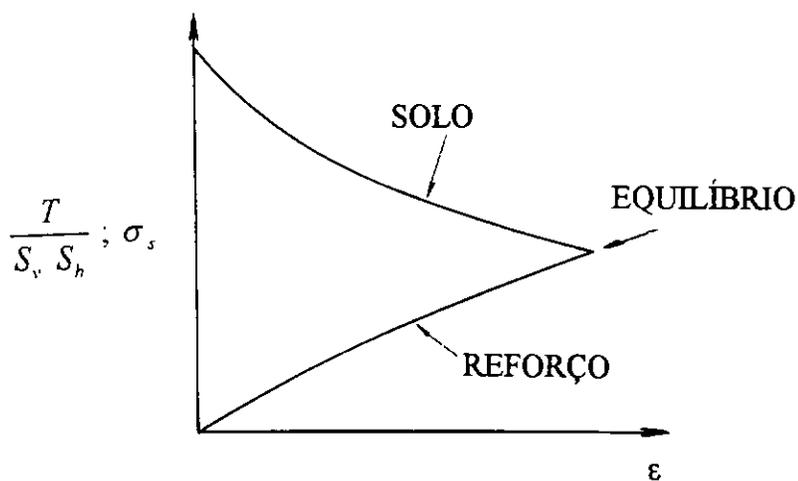


FIGURA 3.14 - Tensões e deformações no solo reforçado (Ehrlich, 1994b).

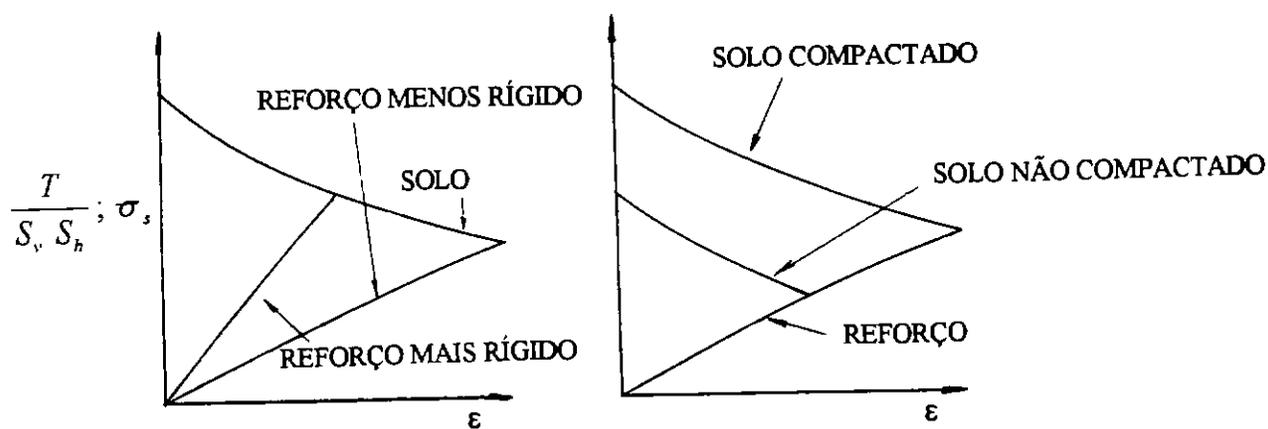


FIGURA 3.15 - (a) Influência da rigidez dos reforços; (b) influência da compactação (Ehrlich, 1994b).

CAPÍTULO 4 - DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE MUROS DE SOLO REFORÇADO

4.1 - INTRODUÇÃO

A análise da estabilidade externa dos muros de solos reforçados pode ser efetuada utilizando os mesmos procedimentos adotados para a análise de estruturas de contenção convencionais: segurança ao tombamento, ao deslizamento, verificação da capacidade de carga da fundação e estabilidade global. A análise da estabilidade interna consiste na verificação da segurança quanto à ruptura dos reforços e quanto ao arrancamento dos mesmos, e também quanto à sua durabilidade. Como foi visto no item 2.2, no caso dos reforços metálicos, o potencial de corrosão dos mesmos junto aos solos envolvidos deverá ser pesquisado. No caso dos polímeros, como foi visto no item 2.3, seu comportamento reológico deverá ser considerado.

As diferentes abordagens que foram desenvolvidas para a compreensão do comportamento das estruturas de solos reforçados, quanto à estabilidade interna, podem ser genericamente grupadas em análises sob condições de ruptura e análises baseadas em tensões de trabalho.

As análises sob condições de ruptura (métodos de equilíbrio limite) apresentam o mesmo enfoque dos métodos de análise de estabilidade de taludes convencionais, modificada de modo a considerar o efeito dos reforços na estabilidade global da massa de solo reforçado. Neste sentido, diversos métodos têm sido desenvolvidos, destacando-se o método proposto por Leshchinsky e Boedeker (1989).

Nas análises baseadas em tensões de trabalho, considera-se o comportamento tensão-deformação da massa de solo reforçado. É geralmente adotada a hipótese da perfeita aderência entre solo e reforços (Jewell, 1980; Dyer e Milligan, 1984 cf. Juran et al., 1990, Ehrlich e Mitchell, 1994).

Métodos de análise dos muros de solos reforçados são descritos e comentados por Silva (1991). Os métodos de equilíbrio limite não fornecem uma estimativa do valor da máxima tensão nos reforços sob cargas de trabalho. Portanto, não permitem a avaliação da estabilidade local da massa de solo reforçado no nível de cada reforço com relação ao potencial de ruptura ou arrancamento dos reforços, que pode ser mais significativamente crítico que a estabilidade global com relação ao arrancamento. A maior limitação dos métodos de equilíbrio limite reside na falta de uma consideração racional de projeto com respeito à compatibilidade de deformações entre reforços e solo. Mais ainda, tais métodos não permitem a avaliação do efeito da dilatância do solo e da extensibilidade dos reforços nas forças geradas e na estabilidade da estrutura (Juran et al., 1990).

A seguir, serão comentados os métodos de cálculo propostos por Leshchinsky e Boedeker (1989) e por Ehrlich e Mitchell (1994).

4.2 - LESHCHINSKY E BOEDEKER (1989)

O método considera que a superfície potencial de ruptura é uma espiral logarítmica e que a resistência ao arrancamento é igual à força de tração admissível no reforço. A resistência ao arrancamento t_j do reforço em uma camada genérica j é:

$$t_j = 2 K \operatorname{tg} \phi (\sigma l_e)_j \quad (\text{Eq. 4.1})$$

onde K é um fator de minoração de $\operatorname{tg} \phi$ relacionado à interação solo-geotêxtil; σ e l_e são, respectivamente, a tensão normal média e o comprimento do reforço embutido na zona resistente. O valor da tensão normal média é desconhecido, mas adota-se o valor σl_e como o peso de solo acima de l_e .

O método considera a possibilidade de t_j atuar formando um ângulo com a horizontal, conforme mostrado na Figura 4.1 (a), e são analisados dois casos extremos: o reforço atuando na posição horizontal ($\theta_j = 0$) e o reforço posicionado perpendicularmente ao raio de curvatura da superfície potencial de ruptura, sendo esta última sua posição mais eficiente.

O método adota o conceito de resistência mobilizada, e num estado limite ter-se-ia:

$$\tau_m = \sigma \frac{\psi}{FS} = \sigma \psi_m \quad (\text{Eq. 4.2})$$

$$t_{mj} = 2 K \frac{\psi}{FS} (\sigma l_e)_j = 2 K \psi_m (\sigma l_e)_j \quad (\text{Eq. 4.3})$$

onde τ é a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície potencial de ruptura e o índice m indica mobilizado; σ é a tensão normal ao longo da superfície potencial de

ruptura, que é desconhecida; $\psi = tg \phi$; FS é um fator de segurança e o solo considerado no método é granular.

O método considera uma distribuição linear de t_j com a profundidade. Portanto, e com base na Figura 4.1 (a) tem-se:

$$t_j = t_1 \left(1 - \frac{y_j}{H} \right) \text{ ou } t_{mj} = t_{m1} \left(1 - \frac{y_j}{H} \right) \quad (\text{Eq. 4.4})$$

O equilíbrio é obtido através da construção do polígono de forças mostrado na Figura 4.1 (b), onde por simplificação é considerada uma única camada de reforço, sendo esta análise extrapolada para as camadas restantes. No polígono são conhecidos W , peso da massa instável considerada e a direção de R_f , resultante dos esforços normais e tangenciais ao longo da superfície crítica. Da construção do polígono é obtido t_j , cuja direção é conhecida; $\theta_j = 0$ ou $\theta_j = \beta_j$. A direção de R_f é a mesma do raio vetor da espiral em cada ponto da mesma.

São pesquisadas possíveis superfícies críticas, adotando-se a que resulta em maiores valores de t_j . Como alternativa a este procedimento exaustivo, os autores apresentam ábacos que utilizam as seguintes variáveis: H e m , respectivamente, a altura e a inclinação da face da estrutura; y_j que é a altura, em relação ao pé, da camada considerada; γ e ϕ_m são o peso específico e o ângulo de atrito mobilizado do solo na camada considerada. O ábaco proposto pelos autores é mostrado na Figura 4.2. Do Ábaco resulta T_m , resistência normalizada ao arrancamento, dada por:

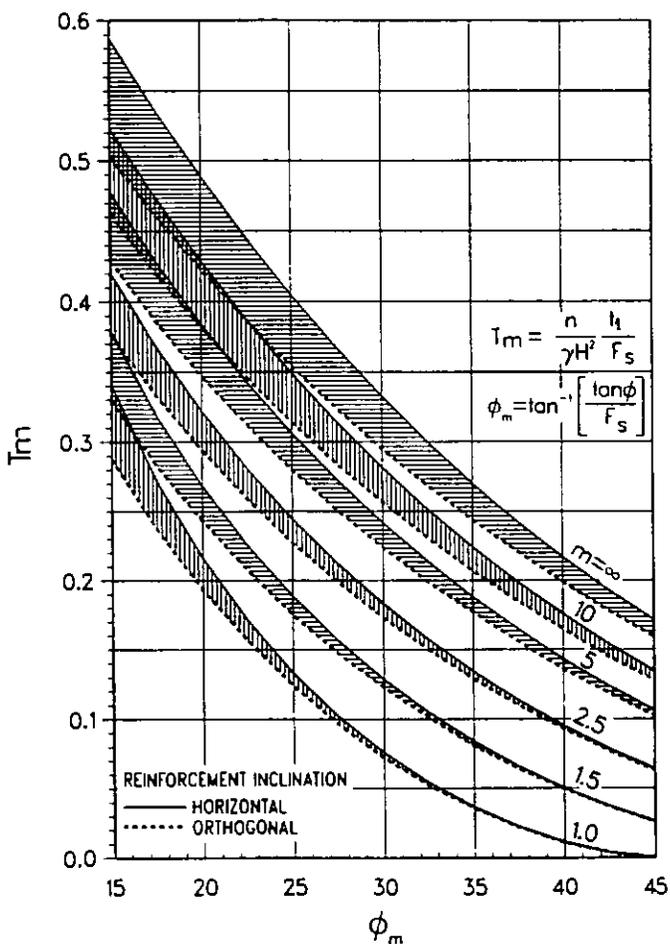


FIGURA 4.2 - Ábaco para determinação das tensões atuantes nos reforços (Leshchinsky e Boedeker, 1989).

$$T_m = \frac{n}{\gamma H^2} \frac{t_1}{FS} \quad (\text{Eq. 4.5})$$

onde n é o número de camadas de reforço consideradas. Obtido o valor de t_1 na Equação 4.5, obtém-se o valor de t_j na Equação 4.4, e finalmente, com este valor é obtido l_e na Equação 4.1.

4.3 - EHRLICH E MITCHELL (1994)

Trata-se de um método que considera as condições de trabalho e é aplicável a todos os tipos de sistemas. Nele são explicitamente consideradas a compatibilidade de deformações, as propriedades de rigidez do solo e do reforço e o efeito da compactação. O comportamento do reforço é considerado como sendo elástico-linear. É adotada a hipótese de aderência perfeita na interface no ponto de tensão máxima no reforço. Para o solo é adotada uma versão modificada do modelo hiperbólico proposto por Duncan et al. (1980) e do modelo das tensões induzidas pela compactação de Duncan e Seed (1986).

O método considera de forma explícita a influência das tensões induzidas pela compactação e da rigidez relativa entre solo e reforço.

DETERMINAÇÃO DA TENSÃO VERTICAL MÁXIMA INCLUINDO A COMPACTAÇÃO, σ'_{zc}

A tensão vertical máxima incluindo a compactação σ'_{zc} é definida por:

$$\sigma'_{zc} = \frac{\sigma'_{xp}}{K_0} \quad (\text{Eq. 4.6})$$

Na Equação 4.6, a máxima tensão horizontal σ'_{xp} inclui o peso das camadas sobrejacentes mais os acréscimos de tensões induzidas pelas operações de compactação, assumindo que não ocorram deformações laterais.

No processo de construções em camadas estas são pouco espessas, com 15 a 30 centímetros, e todos os pontos de cada camada podem ser considerados igualmente compactados. Portanto, as tensões induzidas pela compactação podem ser consideradas as mesmas em qualquer ponto de uma mesma camada. Deformações laterais de uma camada reforçada, na direção do reforço, reduzem a máxima tensão horizontal devida à compactação comparada à que ocorreria na ausência de deformação. Portanto, a máxima tensão horizontal induzida é também função da rigidez do reforço. A tensão vertical induzida pela compactação, $\sigma'_{zc,i}$, é considerada independente das deformações horizontais, e por conveniência, para a condição de deformação horizontal nula:

$$\sigma'_{zc,i} = \frac{\sigma'_{xp,i}}{K_0} \quad (\text{Eq. 4.7})$$

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi' \quad (\text{Eq. 4.8})$$

onde ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo e $\sigma'_{xp,i}$ é a máxima tensão horizontal induzida pela compactação, sem deformação lateral na direção do reforço. Considera-se

um rolo compactador típico, movendo-se na direção paralela à face do muro; na zona imediatamente abaixo do rolo, o solo encontra-se num estado de ruptura plástica. A máxima tensão horizontal induzida pela compactação, para um solo não coesivo, é dada por:

$$\sigma'_{x p, i} = \nu_0 (1 + K_a) \left[\left(\frac{1}{2} \right) \frac{\gamma' Q N_\gamma}{L} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (\text{Eq. 4.9})$$

$$K_a = tg^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (\text{Eq. 4.10})$$

onde Q e L são a força máxima e o comprimento do rolo e γ é o peso específico do solo. A razão de Poisson para condições K_0 , ν_0 é:

$$\nu_0 = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (\text{Eq. 4.11})$$

E o fator de capacidade de carga, N_γ , é:

$$N_\gamma = tg \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) \left[tg^4 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) - 1 \right] \quad (\text{Eq. 4.12})$$

O aumento de tensões em um nível do solo causado pela sobrecarga devida ao lançamento de novas camadas progressivamente supera as tensões induzidas pela compactação ($\sigma'_{zc,i}$). Para profundidades onde a tensão devida às camadas subjacentes, σ'_z , seja superior a $\sigma'_{zc,i}$, será adotado que a máxima tensão vertical aplicada σ'_{zc} é igual a σ'_z . Para profundidades menores, σ'_{zc} é igual a $\sigma'_{zc,i}$.

DETERMINAÇÃO DA MÁXIMA TRAÇÃO NOS REFORÇOS

A máxima tração em qualquer nível de reforços é determinada, para a configuração final da construção, por:

$$T = S_v S_h \sigma'_{xr} = S_v S_h K_r \sigma'_z \quad (\text{Eq. 4.13})$$

onde σ'_{xr} é a tensão horizontal residual ao final da construção; K_r é o coeficiente de pressão de terra horizontal residual, ao final da construção e σ'_z é a tensão vertical no solo atuando no ponto de máxima tensão no reforço.

A tensão vertical ao final da construção σ'_z é determinada utilizando o método proposto por Meyerhof (1953) para a condição de sobrecarga nula, de acordo com:

$$\sigma'_z = \frac{\gamma' Z}{1 - \frac{K_a}{3} \left(\frac{Z}{L_r} \right)^2} \quad (\text{Eq. 4.14})$$

em que γ' é o peso específico efetivo do solo; Z é a profundidade da camada considerada; e L_r é o comprimento do reforço. Deverá ser obtido o valor de K_r , como segue:

$$K_{aa} = \frac{K_a}{(1 - K_a) \frac{1}{R_f} + K_a} \quad (\text{Eq. 4.15})$$

onde K_{aa} é o coeficiente de empuxo de terra equivalente de Rankine, um parâmetro do modelo hiperbólico; c' é o intercepto de coesão efetiva; R_f é a razão de ruptura, outro parâmetro do modelo hiperbólico; K_a e ν_0 são obtidos de acordo com as Equações 4.10 e 4.11; K_0 é dado pela Equação 4.8, que é a conhecida relação entre K_0 e ϕ' (Jaky, 1944 cf. Ehrlich e Mitchell, 1994).

O coeficiente de empuxo correspondente ao estado de tensões incluindo o aumento de tensões induzido pela compactação, K_c , é determinado da equação a seguir, que deverá ser resolvida por tentativas:

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_{zc}}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_0^2) (1 - K_{aa})^2 (K_0 - K_c) K_0}{(K_c - K_{aa}) (K_0 - K_{aa}) K_c^n} \quad (\text{Eq. 4.16})$$

onde n é o módulo exponencial (Duncan et al., 1980); P_a é a pressão atmosférica e S_i é o índice de rigidez relativa solo-reforço, obtido por:

$$S_i = \frac{E_r A_r}{k P_a S_v S_h} \quad (\text{Eq. 4.17})$$

onde E_r é o módulo de rigidez do reforço; A_r é a área da seção transversal e k é o módulo numérico para carregamento (parâmetro do modelo hiperbólico de Duncan et al., 1980).

O valor de K_r , a ser utilizado no cálculo da máxima tensão nos reforços, será obtido da seguinte equação, resolvida por tentativas:

$$\frac{1}{S_i} \left(\frac{\sigma'_z}{P_a} \right)^n = \frac{(1 - \nu_{un}^2) [(K_r - K_{\Delta 2}) - (K_c - K_{\Delta 2}) OCR]}{\left(\frac{k_u}{k} \right) (K_c OCR - K_r) K_r^n} \quad (\text{Eq. 4.18})$$

onde k_u é o módulo numérico para descarregamento (Duncan et al., 1980). A razão de sobreadensamento OCR é:

$$OCR = \frac{\sigma'_{zc}}{\sigma'_z} \quad (\text{Eq. 4.19})$$

O valor de ν_{un} será obtido por:

$$\nu_{un} = \frac{K_{\Delta 2}}{1 + K_{\Delta 2}} \quad (\text{Eq. 4.20})$$

onde:

$$K_{\Delta 2} = \frac{K_0(OCR - OCR^\alpha)}{OCR - 1} \quad (\text{Eq. 4.21})$$

em que:

$$\alpha = 0.7 \text{ sen } \phi' \quad (\text{Eq. 4.22})$$

Em muros de pequena altura, as tensões horizontais induzidas no solo pela compactação comumente excedem as tensões geostáticas. Sob condições típicas a influência da compactação pode atingir cerca de 6 metros de profundidade (Ehrlich e Mitchell, 1994). Determinado o valor das trações máximas atuantes nos reforços, o dimensionamento é efetuado de forma a evitar a ruptura e o arrancamento dos reforços da zona resistente. Mitchell e Villet (1987) descrevem procedimentos para este dimensionamento. Na Figura 4.3 são mostrados ábacos para determinação da máxima tração atuante nos reforços, para solo não coesivo.

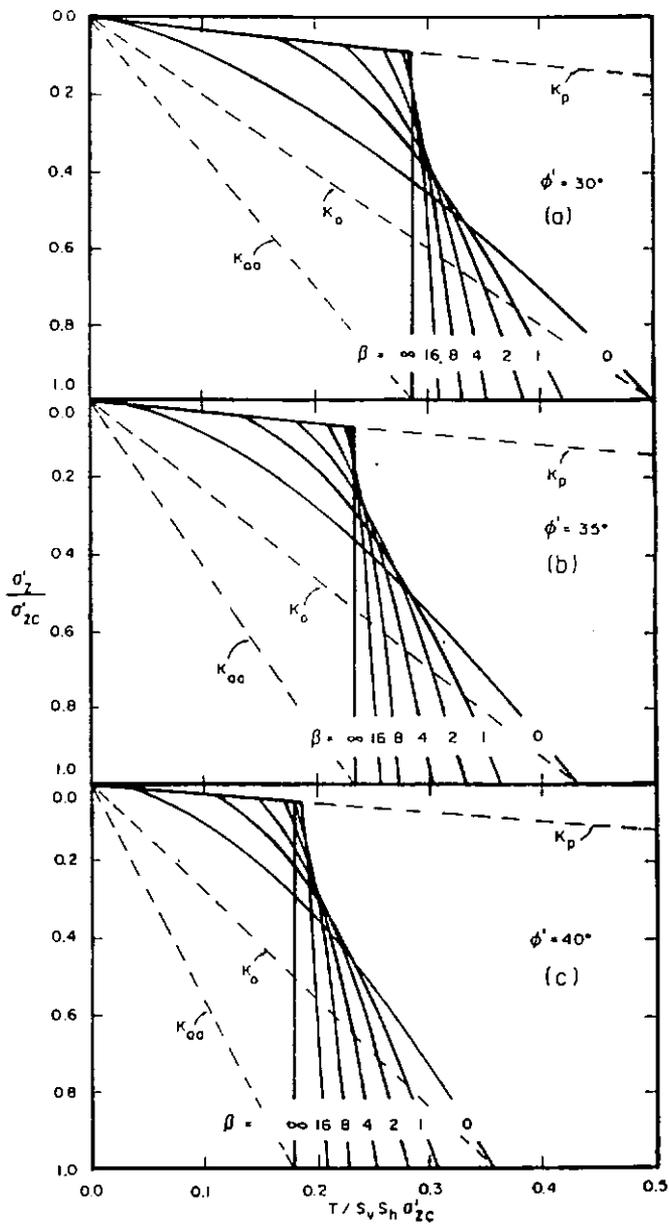


FIGURA 4.3 - Ábaco para determinação da máxima tensão atuante nos reforços (Ehrlich e Mitchell, 1994).

4.4 - DEFORMAÇÕES EM MUROS DE SOLOS REFORÇADOS

Ehrlich (1995) apresenta método para análise de deformações em estruturas de solo reforçado. As movimentações provocadas por recalques são avaliadas de acordo com os procedimentos empregados para o caso de sapatas rígidas. A rotação θ e o recalque S no centro da sapata são dados por:

$$\operatorname{tg} \theta = \left(\frac{M}{B^2} \right) I_m \frac{1 - \mu^2}{E_s} \quad (\text{Eq. 4.23})$$

$$S = q B I_w \frac{1 - \mu^2}{E_s} \quad (\text{Eq. 4.24})$$

onde M é o momento atuante na base do muro; B é a largura da base; E_s e m são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo; q é a tensão vertical média atuante na base do muro. Para muros de grande extensão $I_w = 3,40$ e $I_m = 5,06$.

A distorção e a deflexão da zona reforçada são avaliadas de acordo com:

$$\frac{d^2 v_z}{dz^2} = \frac{-M_z}{E_s I} \quad (\text{Eq. 4.25})$$

$$\frac{d^2 v_z}{dz^2} = \frac{-\alpha_s q_z}{G_s B} \quad (\text{Eq. 4.26})$$

onde v_z é o deslocamento horizontal no ponto situado a uma altura z da base; q_z e M_z são o empuxo de terra e o momento atuante no ponto z ; I é o momento de inércia; α_s é um fator de forma ($\alpha_s = 1,2$ para seção retangular) e G é o módulo cisalhante

$$\left(G_s = \frac{E_s}{2(1 + \mu)} \right).$$

Integrando-se as Equações 4.25 e 4.26 tem-se, no topo do muro, a uma altura h , para q_z linearmente crescente com a profundidade, a parcela de deslocamento horizontal devida à deflexão v_f é dada por:

$$\frac{v_f}{h} = \frac{\frac{2}{5} q_0 \left(\frac{h}{B} \right)^3}{E_s} \quad (\text{Eq. 4.27})$$

e a parcela de deslocamento horizontal devido às forças cisalhantes v_s é dada por:

$$\frac{v_s}{h} = \frac{\frac{2}{5} (1 + \mu) q_0 \frac{h}{B}}{E_s} \quad (\text{Eq. 4.28})$$

sendo q_0 o valor de q_z na profundidade correspondente à base do muro, onde z é igual a zero.

As movimentações devidas ao alongamento de cada uma das camadas são calculadas com base nos valores de tração máxima T_{\max} obtida pelo método de Ehrlich e Mitchell (1994), apresentado no item 4.3. A distensão de uma camada de reforço, v_{zr} , a uma altura z em relação à base do muro é calculada por:

$$v_{zr} = \left(\frac{1}{2}\right) \left[\frac{T_{max} B}{A_r E_r} \right] \left[1 + tg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \frac{z}{B} \right] \quad (\text{Eq. 4.29})$$

onde B é a largura da base do muro e z é a profundidade do reforço considerado.

Como o processo construtivo ocorre por etapas, o deslocamento total no tampo do muro, v_r , é calculado fazendo-se o somatório das movimentações parciais v_{zr} que se desenvolvem em cada camada. Considerando T_{max} constante com a profundidade v_r pode ser calculado utilizando-se a Equação 4.30:

$$v_r = \sum v_{zr} = \left(\frac{1}{4}\right) \left[\frac{T_{max} h}{A_r E_r} \right] \left[2 \left(\frac{B}{S_v} \right) + \left(1 + \frac{h}{S_v} \right) tg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (\text{Eq. 4.30}).$$

CAPÍTULO 5 - O MURO DE SOLO REFORÇADO COM GEOTÊXTIL DE JACAREPAGUÁ

5.1 - INTRODUÇÃO

A construção de um muro de solo reforçado com geotêxtil em Jacarepaguá foi incluída na programação de obras de recuperação e estabilização de encostas da cidade do Rio de Janeiro, a cargo da Fundação GEO-RIO, no ano de 1995. A obra teve por objetivo a recuperação e a estabilização de um trecho da rua Comandante Luís Souto, em frente ao nº 452, Jacarepaguá, que havia sido parcialmente danificado por sucessivos escorregamentos de terra, obrigando ao tráfego em meia-pista. No Anexo 3 apresenta-se os cálculos efetuados para o pré-dimensionamento da obra.

A instrumentação, instalada numa seção central da extensão do muro, consistiu de 3 inclinômetros e 3 diferentes níveis de reforços onde foram colados extensômetros elétricos, o que permitiu acompanhar a evolução das movimentações e das tensões atuantes nos reforços, durante a obra e cerca de seis meses após sua conclusão.

Os reforços instrumentados foram ensaiados à tração, o que permitiu a obtenção de seu módulo tensão-deformação. O módulo obtido é utilizado no cálculo das tensões e das movimentações. Estas são comparadas com as previstas pelo método proposto por Ehrlich e Mitchell, 1994 e por Ehrlich, 1995.

5.2 - DESCRIÇÃO DO LOCAL E APRESENTAÇÃO DO PROJETO

A rua Comandante Luís Souto é uma via de tráfego regular, que interliga a Taquara e a Praça Seca, em Jacarepaguá, na zona oeste da cidade. No trecho estudado para implantação do projeto foram feitas três sondagens à percussão, a partir das quais foram traçados dois perfis geotécnicos. O mapa de localização é mostrado na Figura A1.1 e os perfis geotécnicos são apresentados nas Figuras A1.2 e A1.3 (Anexo 1 - Localização, Sondagens e Perfis Geotécnicos).

O muro possui 13 metros de extensão e altura média de 3,90 metros. O espaçamento vertical entre os reforços é de 60 centímetros. A construção se deu por etapas, alternando-se camadas de reforços e camadas de solo compactado, obtendo-se a seção transversal típica mostrada na Figura 5.1. Um compactador à percussão Agrale foi utilizado e em função do esforço imposto e da área de contato do mesmo com o solo, a tensão vertical induzida foi estimada em 95 kPa.

O reforço utilizado foi o geotêxtil do tipo não tecido agulhado de filamentos contínuos de poliéster, cujo nome comercial é Bidim OP-30, fabricado por Rhodia.

O solo constituinte é argilo-siltoso, em parte obtido da escavação para regularização da seção transversal de projeto e parte oriundo de jazida próxima, ambos com características bastante semelhantes.

O revestimento da face foi feito com tijolos de concreto. O acabamento nas laterais do muro foi feito em concreto aplicado sobre tela metálica fixada por chumbadores curtos.

A conclusão da obra permitiu a recuperação do logradouro incluindo o passeio. As chuvas que atingiram a área de Jacarepaguá em fevereiro de 1996 provocaram grandes estragos na região, mas mesmo assim, esta obra teve excelente desempenho.

5.3 - ASPECTOS CONSTRUTIVOS DA OBRA

Por inexperiência da firma construtora, ocorreram problemas durante a execução da obra. A 1ª camada (inferior), formada por um colchão de areia, e a 2ª camada, formada por solo local, foram compactadas de forma deficiente, com umidade alta e equipamento inadequado. A umidade alta deveu-se à não proteção do aterro durante as chuvas; o equipamento inadequado era o compactador de placa vibratória, que era razoável na camada de areia, mas insuficiente para compactar as camadas argilosas. Além disso, na execução das dobras as mantas não estavam sendo convenientemente esticadas.

De acordo com o projeto, após a execução da 1ª e da 2ª camadas, foi colocada a 1ª manta instrumentada. Logo após a conclusão da 3ª camada foi retirado o escoramento, para que este subisse, acompanhando a subida do aterro. Imediatamente a 1ª e a 2ª camada se deformaram, o que durou alguns minutos e cessou. Esta deformação pode ser vista nas Fotos nºs 15 e 16 (Anexo 2 - Relatório Fotográfico).

O construtor, tentando compensar o recalque ocorrido, continuou espalhando e compactando solo na 3ª camada, só parando quando esta já tinha 90 centímetros de aterro compactado em alguns pontos. Como solução, o aterro foi escavado e retirado até que a 3ª camada ficasse com os 60 centímetros de conforme definido no projeto. Neste ponto foi colocada uma manta adicional de reforço, com comprimento de forma que sua

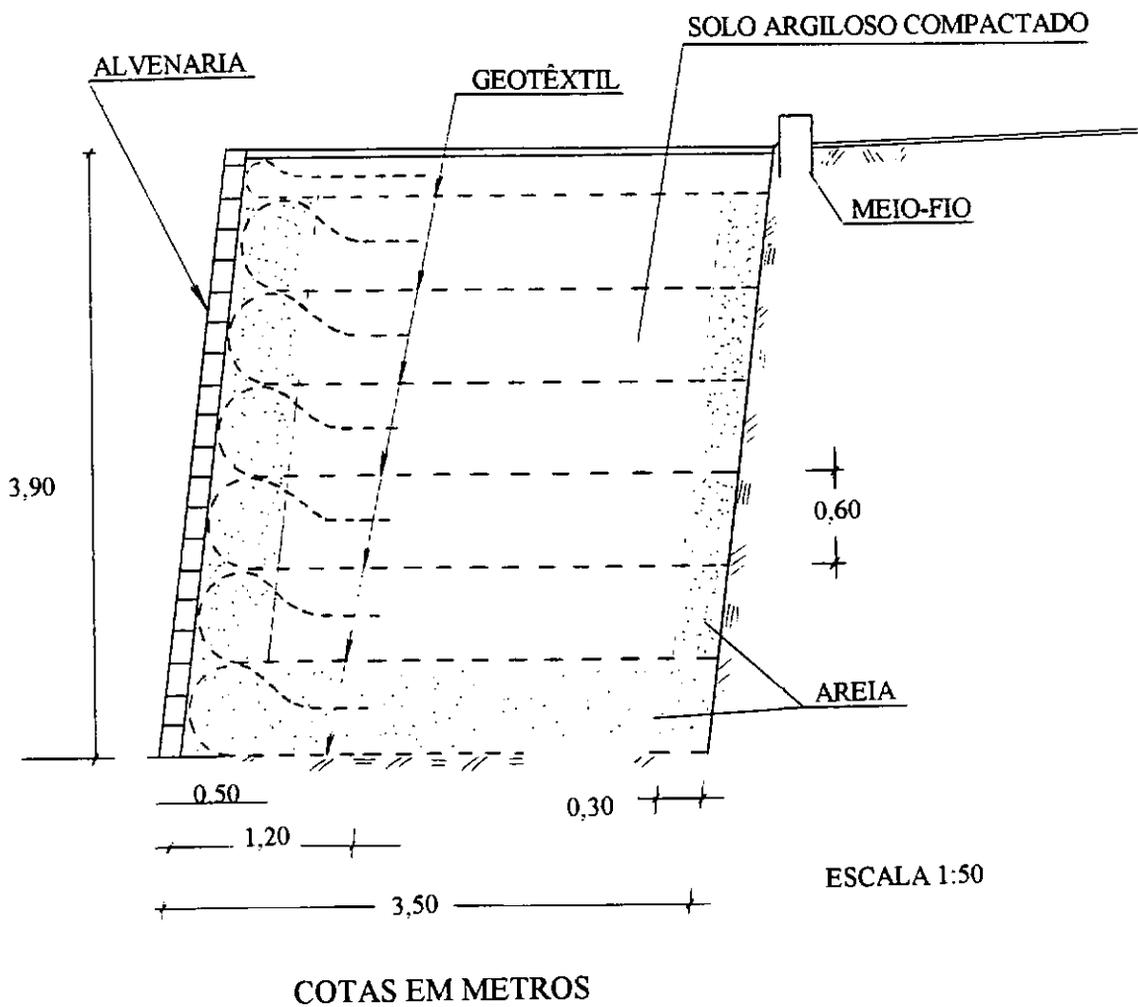


FIGURA 5.1 - Seção transversal (projeto).

extremidade final ficasse a cerca de 1 metro da face (Figura 5.2). A partir desta camada foi então lançada uma camada de solo e a construção prosseguiu até regularizar a superfície do aterro e atingir-se a altura prevista em projeto para a 3ª camada, compensando os recalques havidos.

As chuvas e a inexperiência do construtor prejudicaram bastante o andamento dos serviços. A preparação do terreno e execução de sondagens durou 1 mês. A execução do corpo do aterro consumiu 59 dias e foram necessários mais 20 dias para acabamentos finais (construção da parede de tijolos da face, proteção dos taludes laterais, construção de um acesso e recomposição do passeio).

5.4 - ENSAIOS DE SOLOS

Foram utilizados dois tipos de solos na composição da massa reforçada: o solo local, escavado e recompatado, denominado Solo Amarelo, e o solo trazido de uma jazida localizada a cerca de 1 quilômetro da obra, denominado Solo Vermelho. Nesta mesma jazida outros três tipos de solos foram analisados, tendo sido escolhido o de características mais parecidas com as do solo local. O resumo da granulometria dos solos ensaiados é mostrado na Tabela 5.1 e o das características geotécnicas e mostrado na Tabela 5.2.

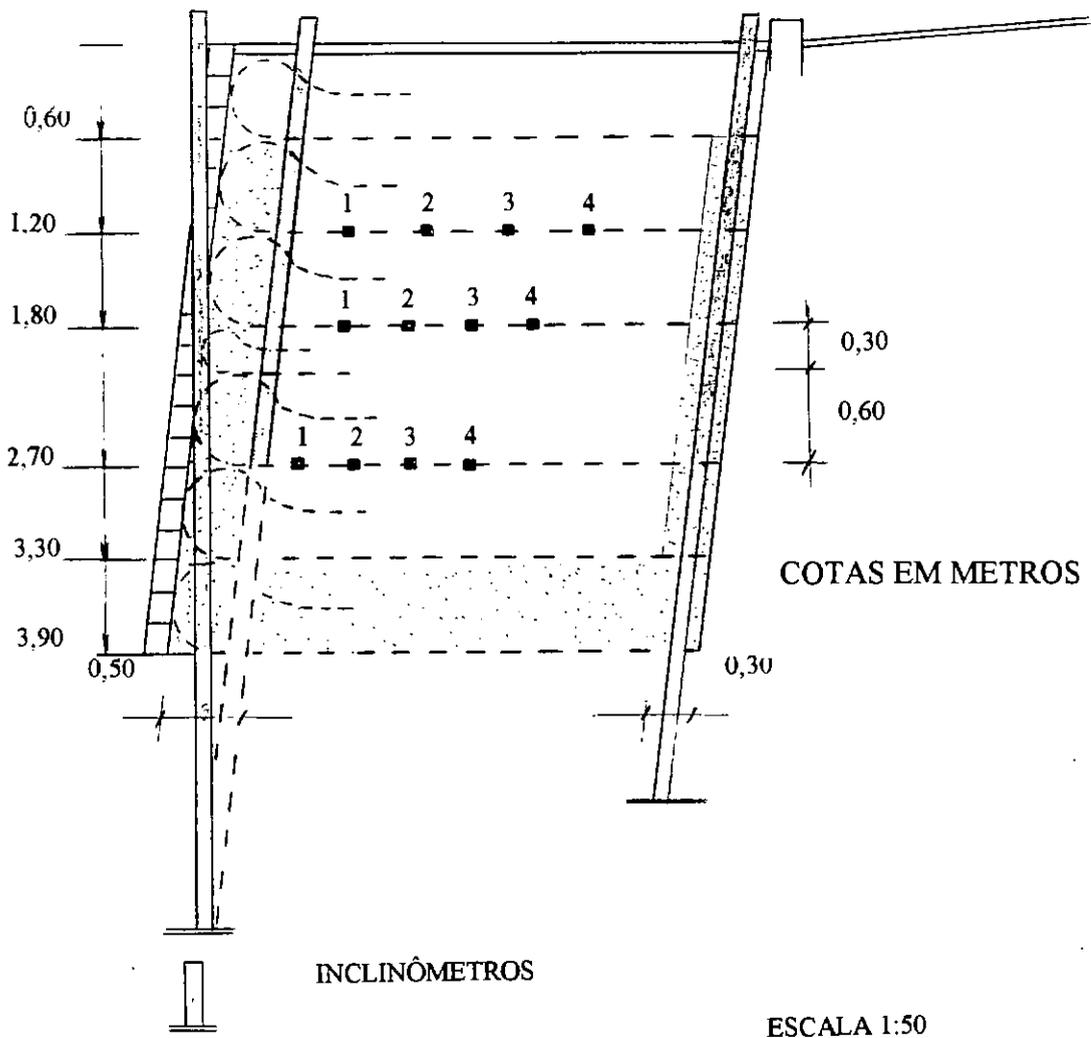


FIGURA 5.2 - Seção transversal construída, com instrumentação.

Tabela 5.1 - Granulometria dos solos ensaiados.

SOLO	GRANULOMETRIA (%) - ABNT					
	PEDREGULHO	AREIA			SILTE	ARGILA
		GROSSA	MÉDIA	FINA		
AMARELO	0,4	4	22	22	16	36
VERMELHO	1	6	17	19	19	37

O teor de umidade determinado no campo no aterro compactado variou entre 20 e 22%. Foram feitos ensaios triaxiais do tipo \overline{CIU} , em amostras saturadas, com medição de poropressões. As amostras foram preparadas sob condições de umidade e densidade representativas da condição de campo, cujos resultados são apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.2 - Características geotécnicas dos solos utilizados.

SOLO	Gs	LIM. ATTERBERG (%)			PROCTOR NORMAL	
		LL	LP	IP	W _{ótima} (%)	γ_s max (kN/m ³)
AMARELO	2,67	48	30	18	16,5	17,6
VERMELHO	2,71	48	33	15	15,5	18,6

Tabela 5.3 - Ensaio triaxiais do tipo \overline{CIU} nos solos utilizados.

SOLO	PARÂM. EFETIVOS		PARÂM. TOTAIS	
	c' (kPa)	ϕ' (graus)	c (kPa)	ϕ (graus)
AMARELO	0	36	25,25	22,5
VERMELHO	0	33	8,75	27

5.5 - INSTRUMENTAÇÃO DOS REFORÇOS E ENSAIOS DE TRAÇÃO NO LABORATÓRIO

A instrumentação instalada consistiu de faixas enrijecidas com cola e sensores elétricos de deformação (*strain gages*). Esta instrumentação teve por objetivo permitir o acompanhamento das cargas atuantes nos reforços no campo.

MODELO REDUZIDO DE UM REFORÇO INSTRUMENTADO

Visando avaliar a melhor forma de conduzir a instrumentação foi construído em laboratório o modelo reduzido de um reforço instrumentado, utilizando o mesmo geotêxtil que foi empregado na obra em escala real (Bidim OP-30). A instrumentação consistiu de extensômetros elétricos colados em faixas enrijecidas com cola. Este modelo foi submetido à tração, em ciclos de carregamento e descarregamento.

Não havia até este ponto certeza quanto ao melhor material a ser utilizado para formar as faixas instrumentadas, sob o aspecto da facilidade de aplicação e comportamento após a cura. Inicialmente, foram analisados os seguintes adesivos: araldite, resina epóxi, cianoacrilato e borracha de silicone. A borracha de silicone (nome comercial: Flexite, fabricado por Alba Quím., Ind., e Com. Ltda) foi descartada, pois após a cura permanece flexível, não atendendo ao objetivo de impedir a estrição durante a tração; além disso, o ácido acético presente na mesma ataca a liga metálica utilizada nos extensômetros elétricos (Dally e Rilley, 1991). A cola cianoacrilática (nome comercial: Superbonder, fabricado por Loctite) também foi descartada, pois após a cura fica excessivamente frágil. Assim, das duas faixas instrumentadas do modelo, uma foi enrijecida com resina epóxi (nome comercial: LB-130, fabricado por Reforplás Ltda) e a outra com composto epóxi polimercaptana (Araldite, fabricado por Ciba-Geigy). Com relação à facilidade de aplicação, as duas são equivalentes. Além das faixas onde seriam colados os extensômetros elétricos, foram enrijecidas as bordas paralelas às mesmas, para posterior aplicação dos esforços de tração através de barras metálicas fixas por parafusos (Fotos nº 1, 2, 3 e 4 - Anexo 2 - Relatório Fotográfico).

Seguindo as instruções dos fabricantes dos adesivos utilizados nas faixas a instrumentar, a cura se deu em 24 horas, e para melhor homogeneização, foram utilizados pesos uniformemente distribuídos sobre placas de vidro. Após a cura, foram colados os extensômetros elétricos nas faixas, em circuitos simples, atuando somente como resistores, conforme indicado na Figura 5.3, com adesivo específico, permanecendo os mesmos em repouso, prensados por pesos, até a cura do adesivo, 24 horas depois da aplicação. Com a soldagem dos fios nos extensômetros elétricos, o modelo reduzido estava pronto para o início do ensaio.

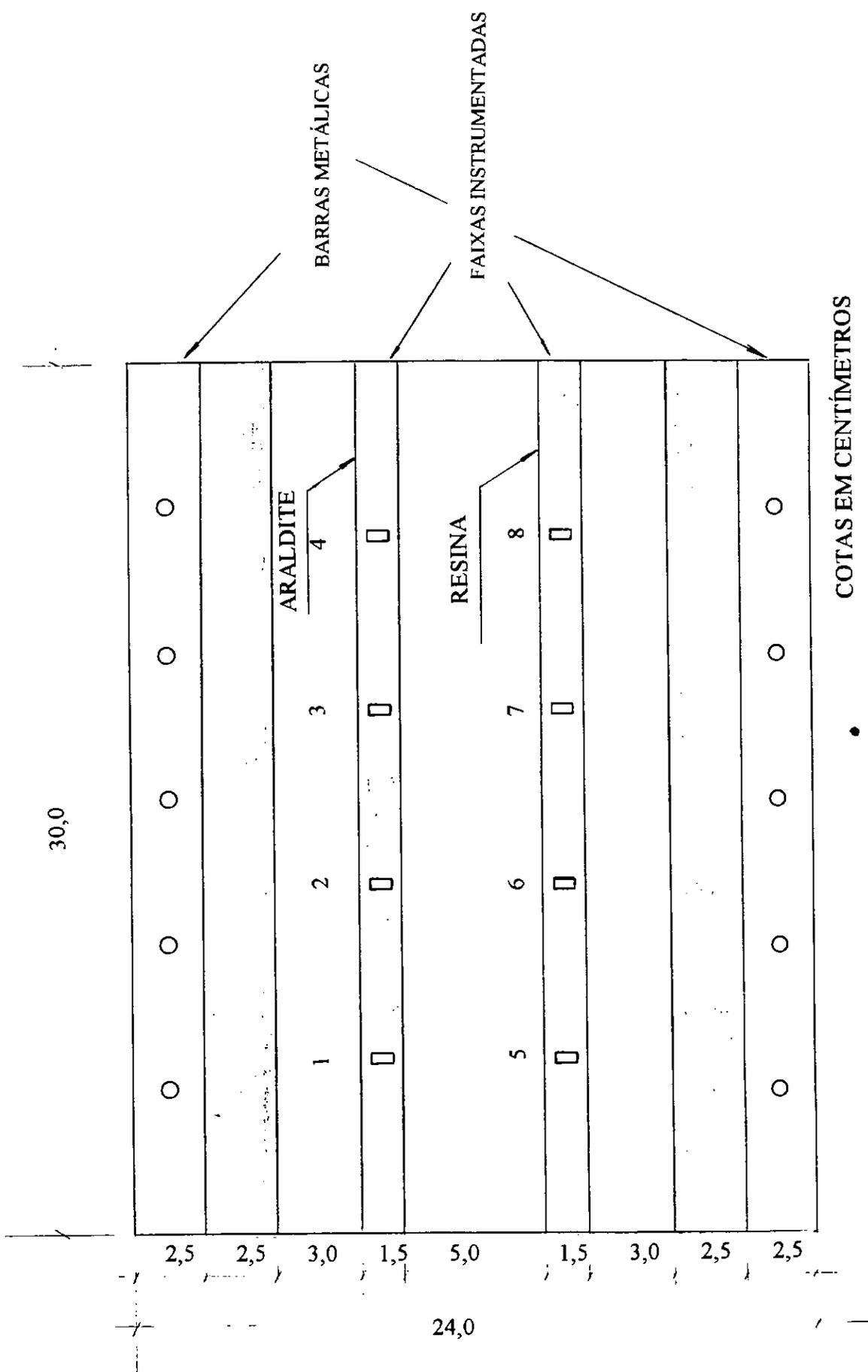


FIGURA 5.3 - Modelo de um reforço instrumentado.

Foi montado um sistema de reação do tipo pendural (Foto nº 3), onde os acréscimos de carga eram dados pela colocação de pesos. O ensaio foi de tração não confinada, e o enrijecimento das faixas reduziu em parte a estricção lateral.

Na faixa executada com araldite foram colados os extensômetros 1, 2, 3 e 4. Na faixa executada com resina foram colados os extensômetros 5, 6, 7 e 8. Como foram ligados isoladamente, atuaram como simples resistores. As leituras foram feitas utilizando-se um indicador digital de deformação, modelo P-350 A, fabricado por Vishay Instruments.

O modelo foi submetido a um ciclo de carregamento, descarregamento e recarregamento. As curvas apresentadas na Figura 5.4 mostram que a faixa de Araldite teve um comportamento mais elástico e mais linear que a faixa de Resina e com este dado, foi decidido utilizar o Araldite para o enrijecimento das faixas instrumentadas dos reforços utilizados na obra.

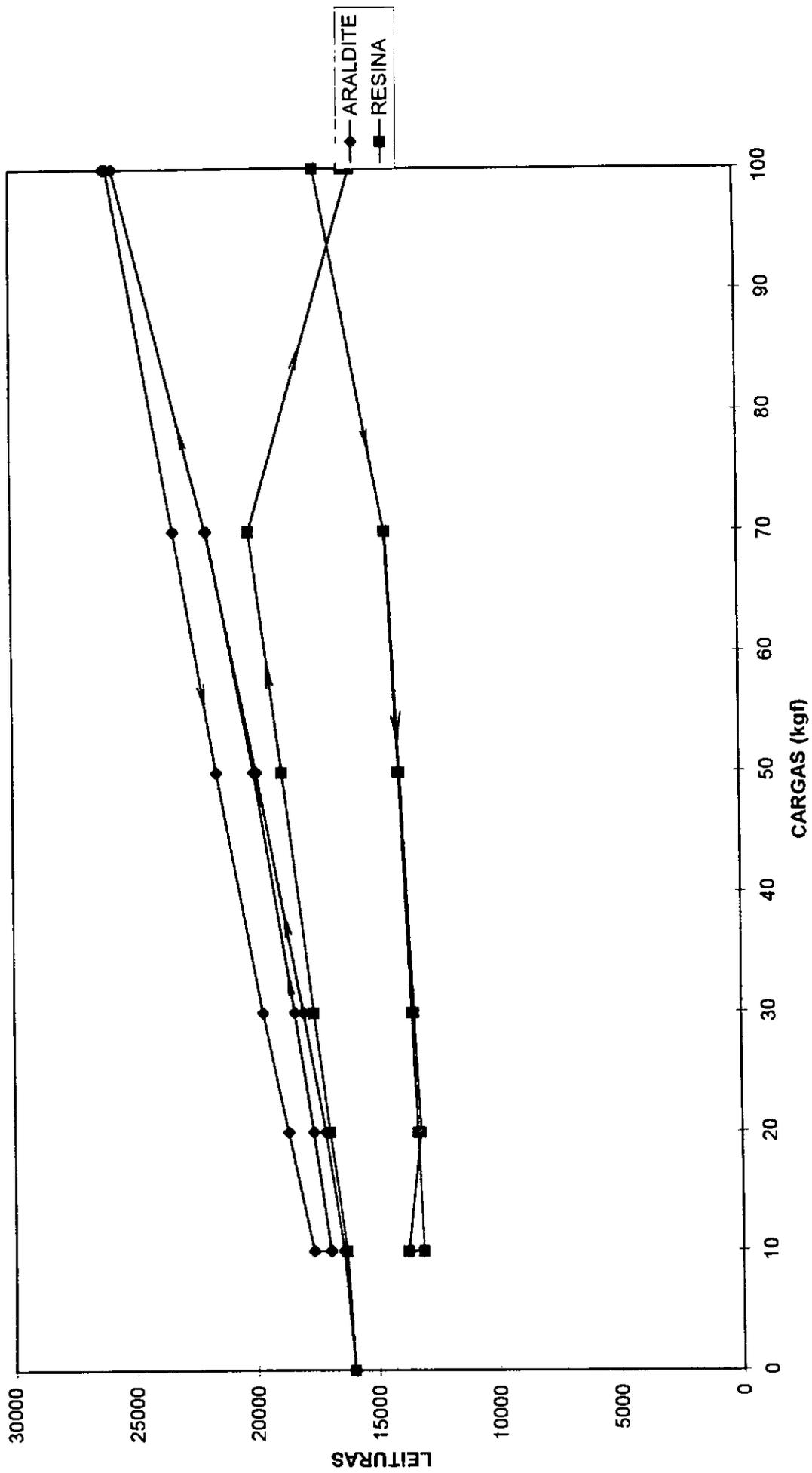


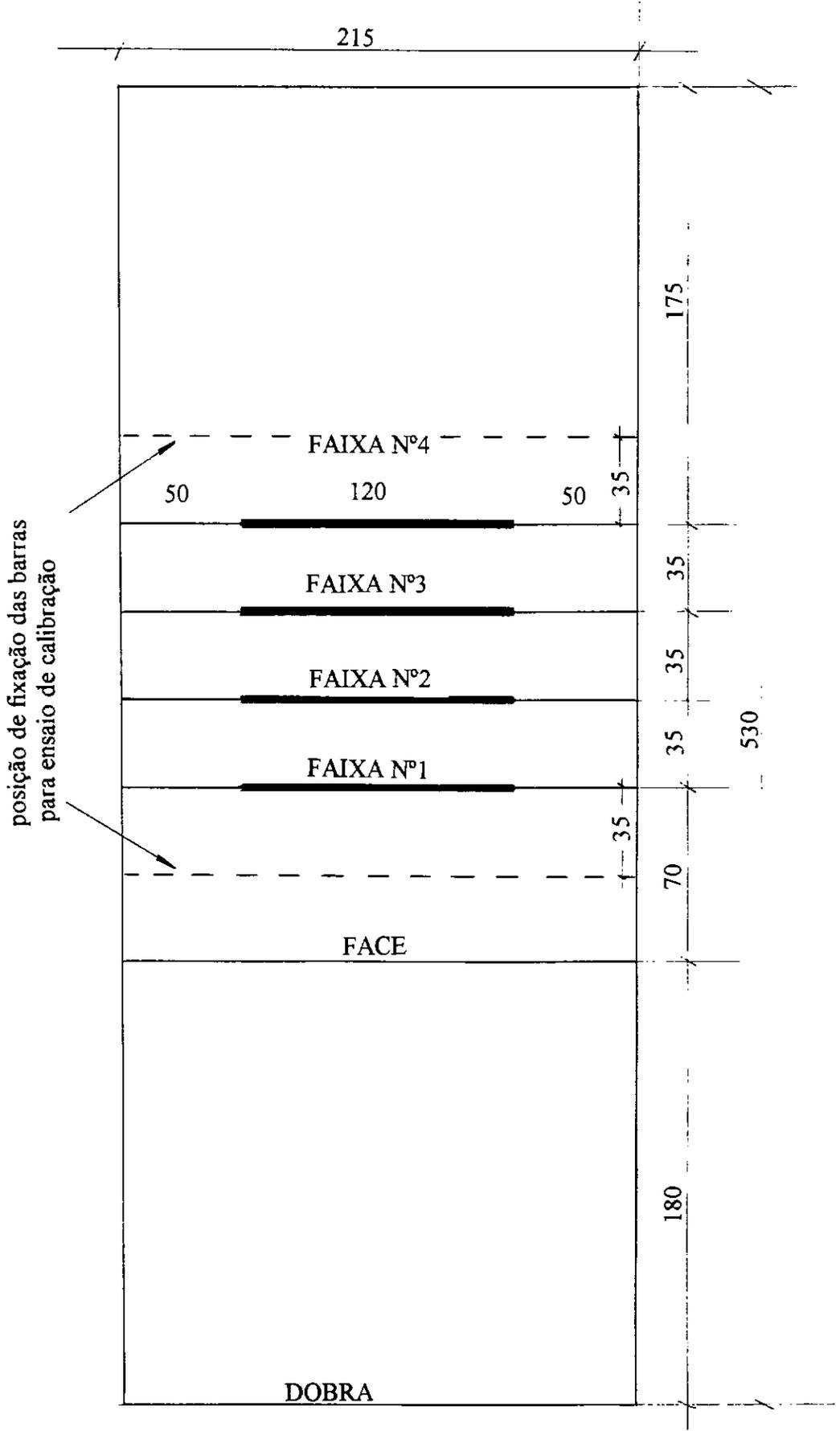
FIGURA 5.4 - Ensaio de tração no modelo reduzido.

INSTRUMENTAÇÃO DOS REFORÇOS E CALIBRAÇÃO EM LABORATÓRIO

Mantas de geotêxteis foram instrumentadas no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ e posteriormente incorporadas ao muro em estudo. Nas posições indicadas nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7 de cada manta foram enrijecidas 4 faixas, utilizando-se cola Araldite, preparada de acordo com instruções do fabricante e aplicada com uma pequena espátula. A cura se deu em 24 horas, sob aplicação de tensão uniforme de cerca de $0,01 \text{ kgf/cm}^2$, através de pesos distribuídos sobre placas de vidro reforçado, o que garantiu um bom acabamento da superfície (Foto nº 5 - Anexo 2 - Relatório Fotográfico).

Após a cura, os extensômetros elétricos foram colados sobre as faixas enrijecidas utilizando adesivo específico (etil α -cianoacrilato, denominado CC-33A) e segundo a técnica indicada pelo fabricante. Os extensômetros utilizados foram do tipo KFG - 5 - 120 - C1 - 11, fabricados por Kyowa. Cada faixa instrumentada possui 2 extensômetros (denominados SG1, SG2, etc.) e cada um deles é formado por um circuito com 4 extensômetros ligados em ponte de Wheatstone completa. Assim, em cada faixa foram utilizados 8 extensômetros, e como são 4 faixas, em cada reforço instrumentado foram utilizados 32 extensômetros elétricos. Finalmente, considerando os 3 reforços instrumentados, foram utilizados 96 extensômetros, originando 24 pontos onde foram feitas leituras utilizando o indicador digital de deformação anteriormente citado.

Na Tabela 5.4 é mostrada a numeração dos extensômetros, por faixa. Esta numeração coincide com a dos canais de leitura do indicador digital. O canal 10 foi utilizado porque os canais 8 e 9 estavam avariados.



ESCALA 1:25

FIGURA 5.5 - Posição das faixas (Reforço nº1).

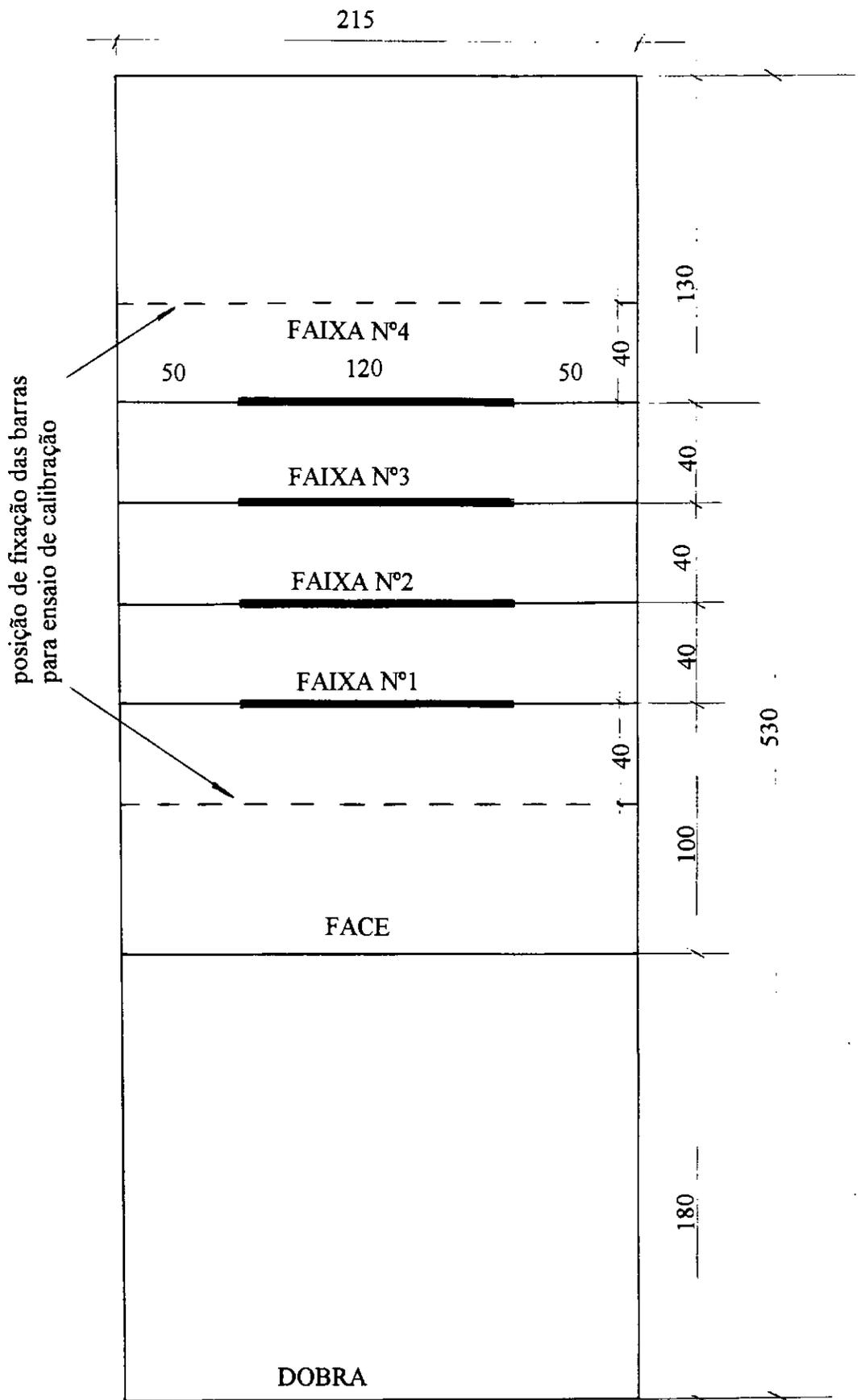


FIGURA 5.6 - Posição das faixas (Reforço nº2).

ESCALA 1:25

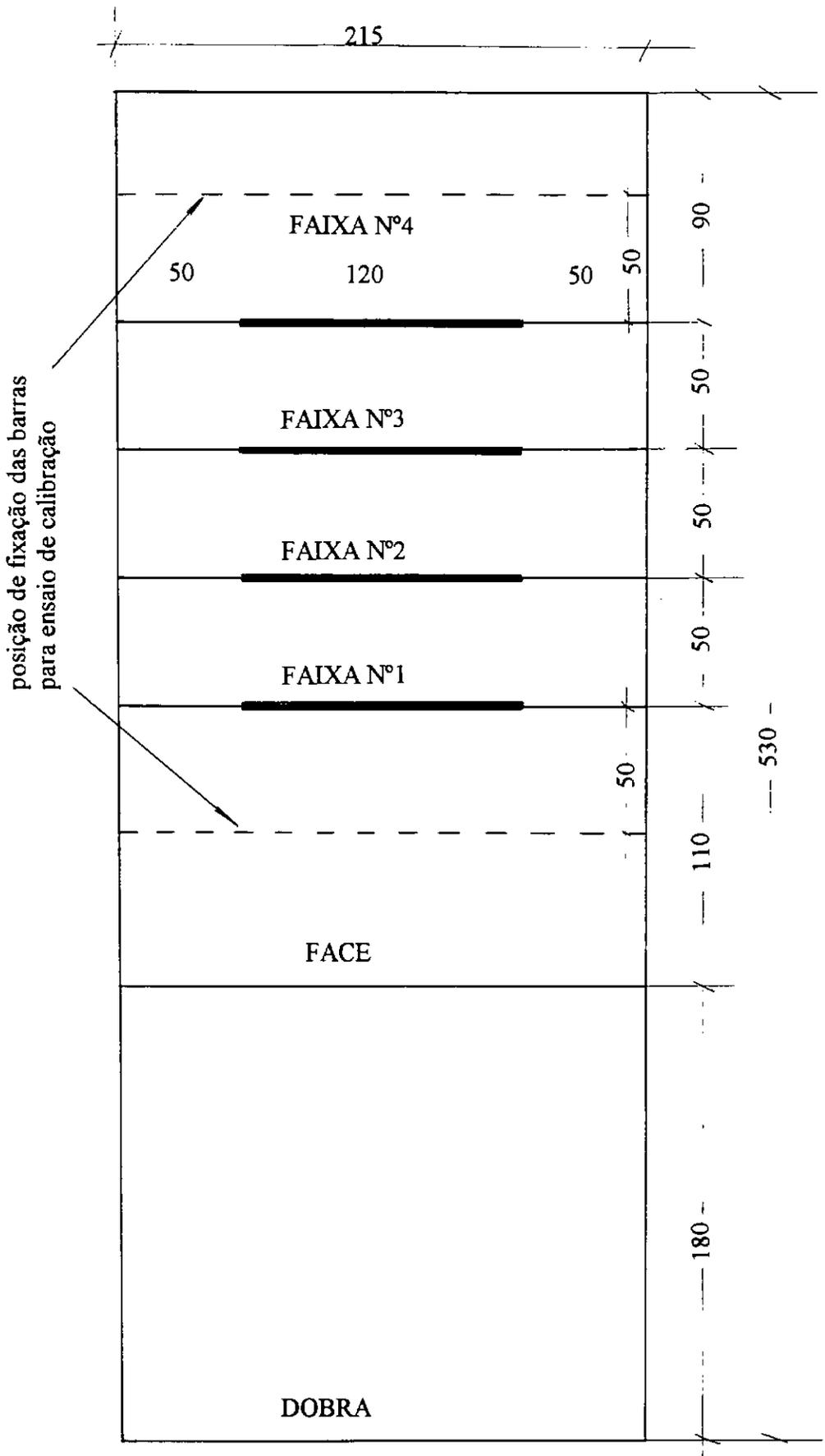


FIGURA 5.7 - Posição das faixas (Reforço nº3).

ESCALA 1:25

Tabela 5.4 - Extensômetros constituintes de cada faixa (válido para os 3 reforços instrumentados)

FAIXA	EXTENSÔMETRO
1	SG1, SG2
2	SG3, SG4
3	SG5, SG6
4	SG7, SG10

ENSAIOS NOS REFORÇOS NO LABORATÓRIO

Para os ensaios à tração, devido às dimensões das mantas, foi utilizado um pórtico com altura de 6 metros. As cargas foram aplicadas por tambores com água sendo obtidas as leituras correspondentes nos extensômetros (Fotos nº 6 e 7 - Anexo 2 - Relatório Fotográfico).

Os ensaios nos reforços instrumentados foram de tração não confinada. As mantas eram penduradas no pórtico com uma das extremidades enrolada a uma barra de aço e esta fixada ao pórtico por meio de parafusos. A outra extremidade era enrolada em outra barra de aço com ganchos onde eram pendurados os tambores com água, para aplicação das cargas de tração.

No reforço nº 1, durante o 1º ciclo de carregamento, foi constatado um erro na ligação dos extensômetros. Foram esvaziados e retirados os tambores, refeitas as ligações e reiniciado o ensaio. Por este motivo, neste reforço, não foi possível obter as leituras nos extensômetros correspondentes ao 1º carregamento, mas somente ao 2º carregamento.

No reforço nº 2, por razões de atendimento ao cronograma da obra, só foi feito o 1º estágio de carregamento.

No reforço nº 3 foram feitos 3 estágios de carregamento e descarregamento, cujo ciclo completo é visto na Figura 5.33.

O esforço de tração T (kN/m) foi obtido dividindo-se as cargas de tração pela largura da faixa carregada (no caso, a largura considerada foi $2/3$ da largura da manta Bidim OP-30, com 2,15 metros). Com a obtenção das deformações correspondentes aos esforços de tração aplicados, foi possível traçar curvas tensão-deformação e obter o módulo J (rigidez à tração não confinada). As taxas de carregamento são apresentadas na Tabela 5.5. Nas Figuras 5.8 a 5.12 são apresentadas as curvas carga versus deformação obtidas nos ensaios. Na Figura 5.34 são apresentadas curvas rigidez secante, J_{sec} (kN/m) versus deformação obtidas com base nestes resultados.

Verifica-se que o módulo J_{sec} no 1º carregamento é menor que no 2º carregamento, que por sua vez é aproximadamente igual ao do 3º carregamento. Este comportamento provavelmente se deve à reorientação dos fios na direção do esforço de tração durante o 1º carregamento, aumentando sua resistência. Os resultados correspondentes ao 1º carregamento têm boa correspondência com os obtidos em isolamento por Tupa e Palmeira (1995).

As curvas tensão-deformação medidas através dos sensores de deformação nas faixas de cola são mostradas nas Figuras 5.13 a 5.32. Através destas curvas determinou-se o módulo J_{FAIXA} .

É importante destacar que as mantas ensaiadas no laboratório são as mesmas que foram instaladas na obra. Portanto os módulos correspondentes à condição de campo correspondem ao recarregamento.

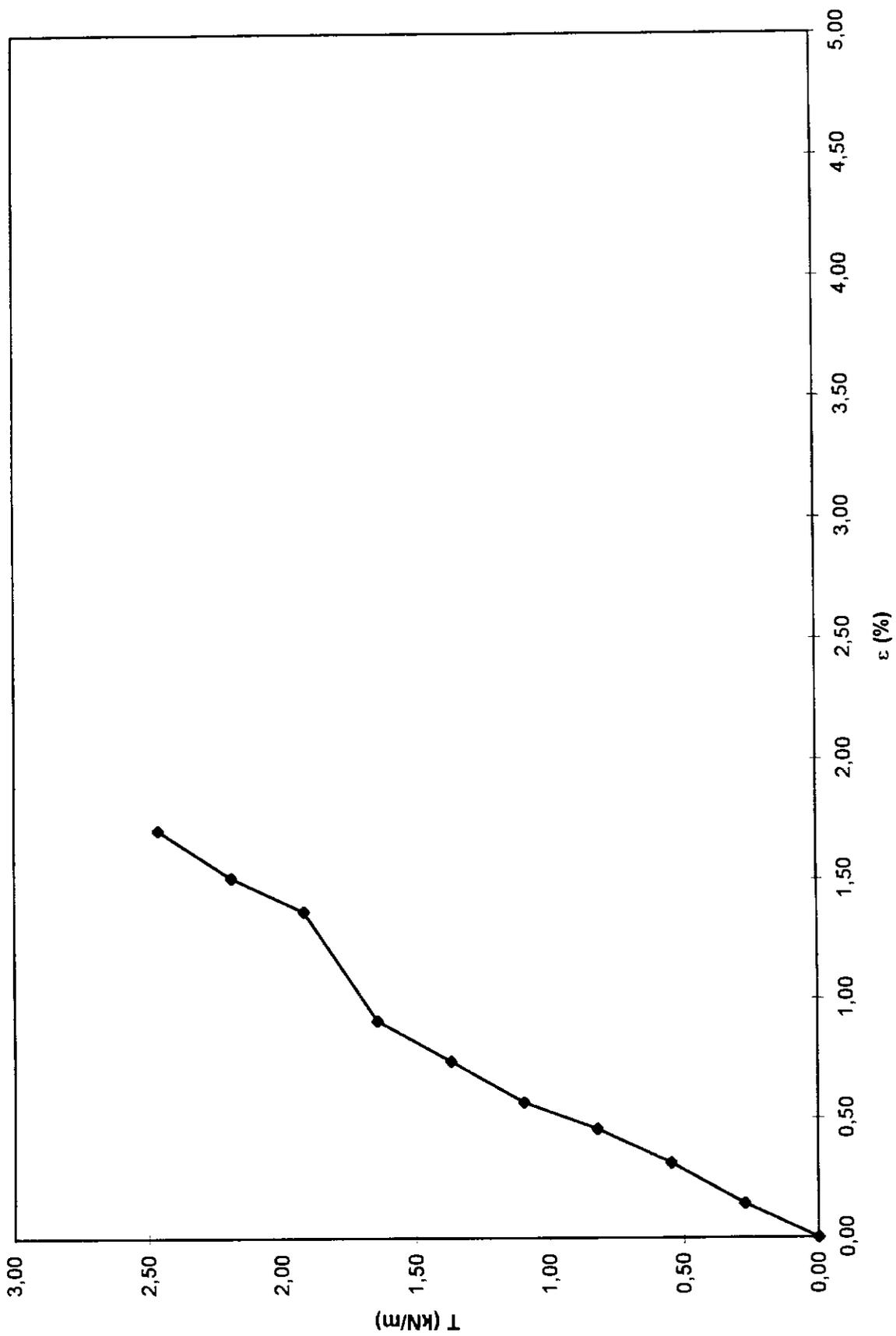


FIGURA 5.8 - Ensaio de tração no reforço n°1

(2° carregamento).

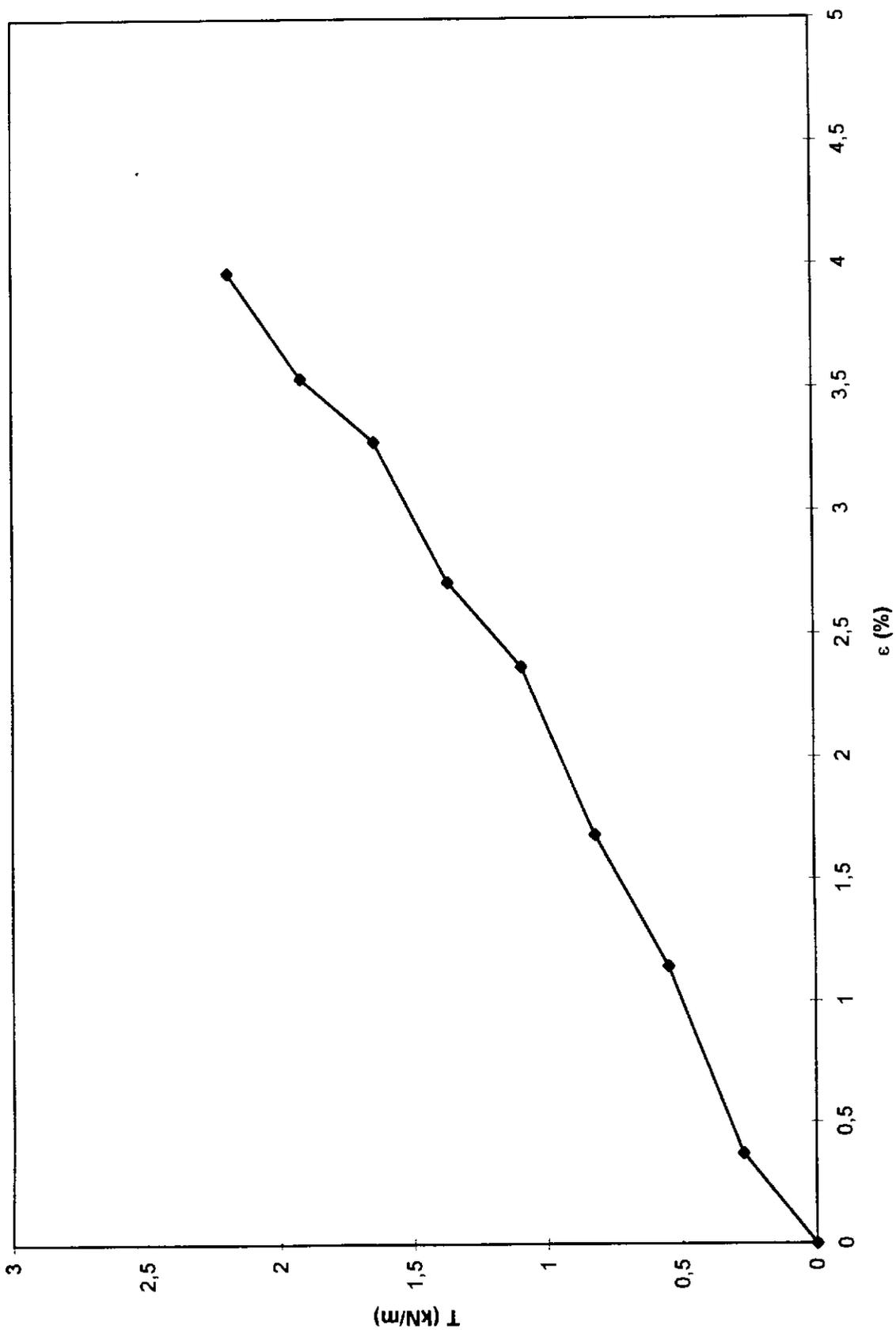


FIGURA 5.9 - Ensaio de tração no reforço nº2

(1º carregamento).

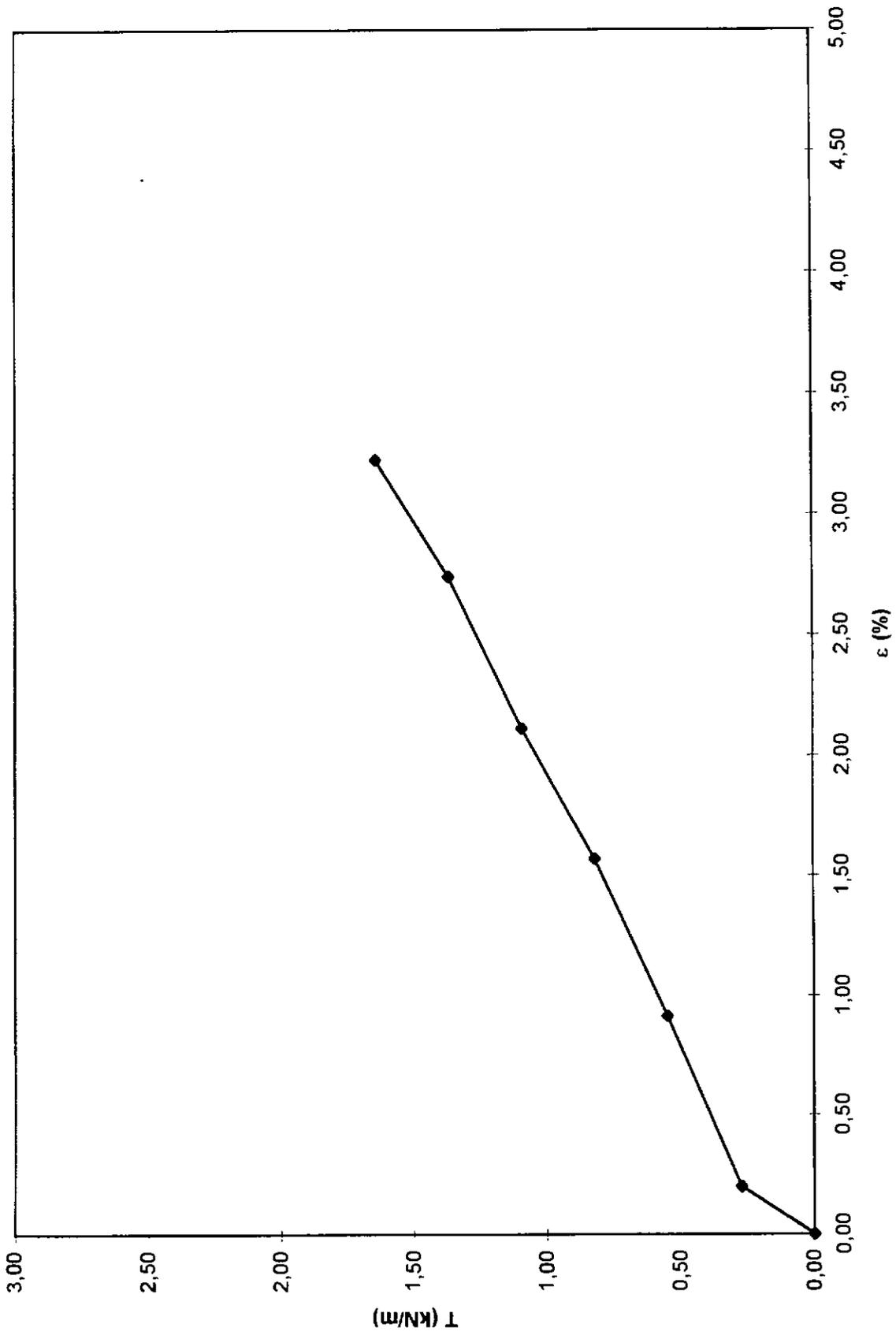


FIGURA 5.10 - Ensaio de tração no reforço n°3
(1° carregamento).

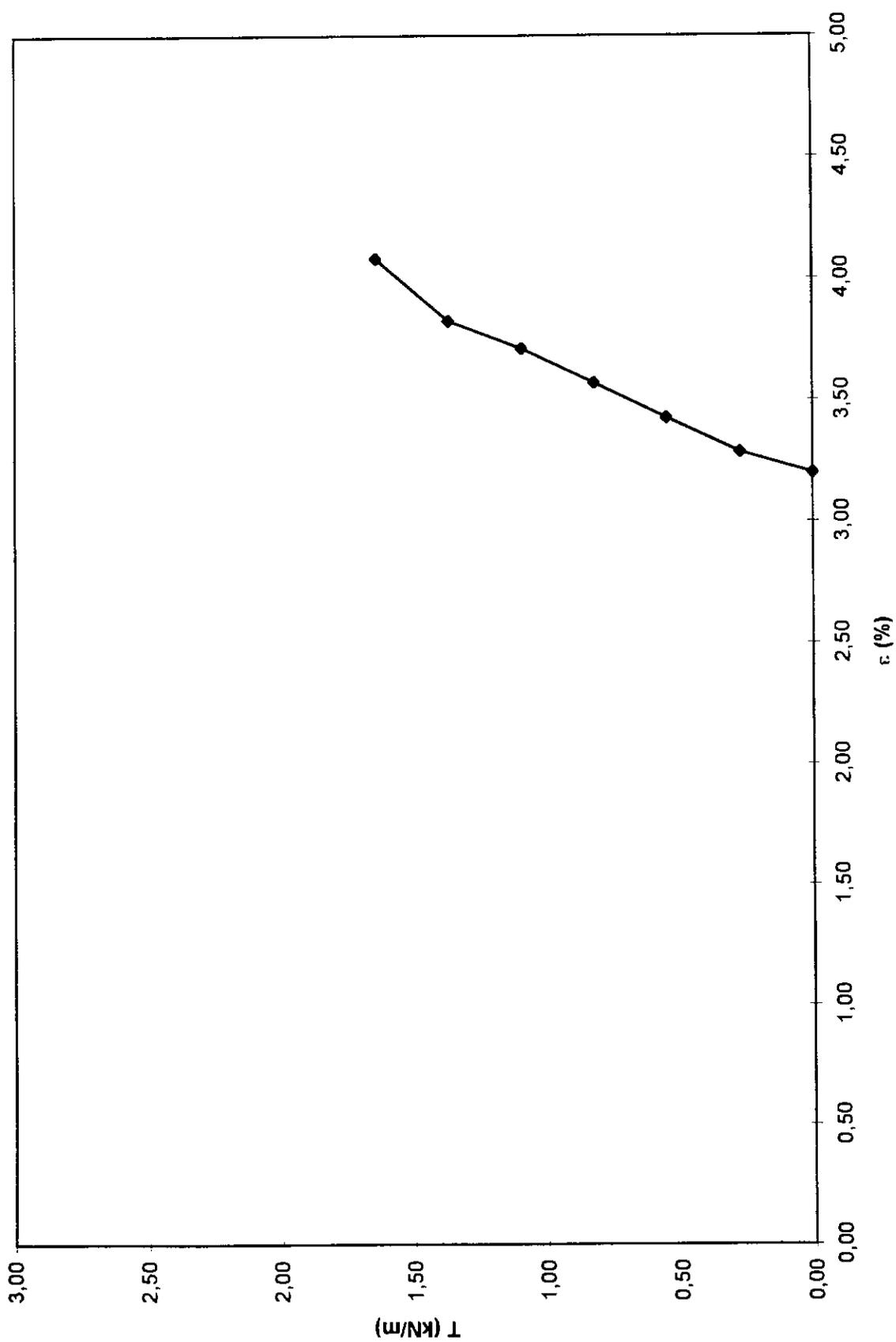


FIGURA 5.11 - Ensaio de tração no reforço nº3

(2º carregamento).

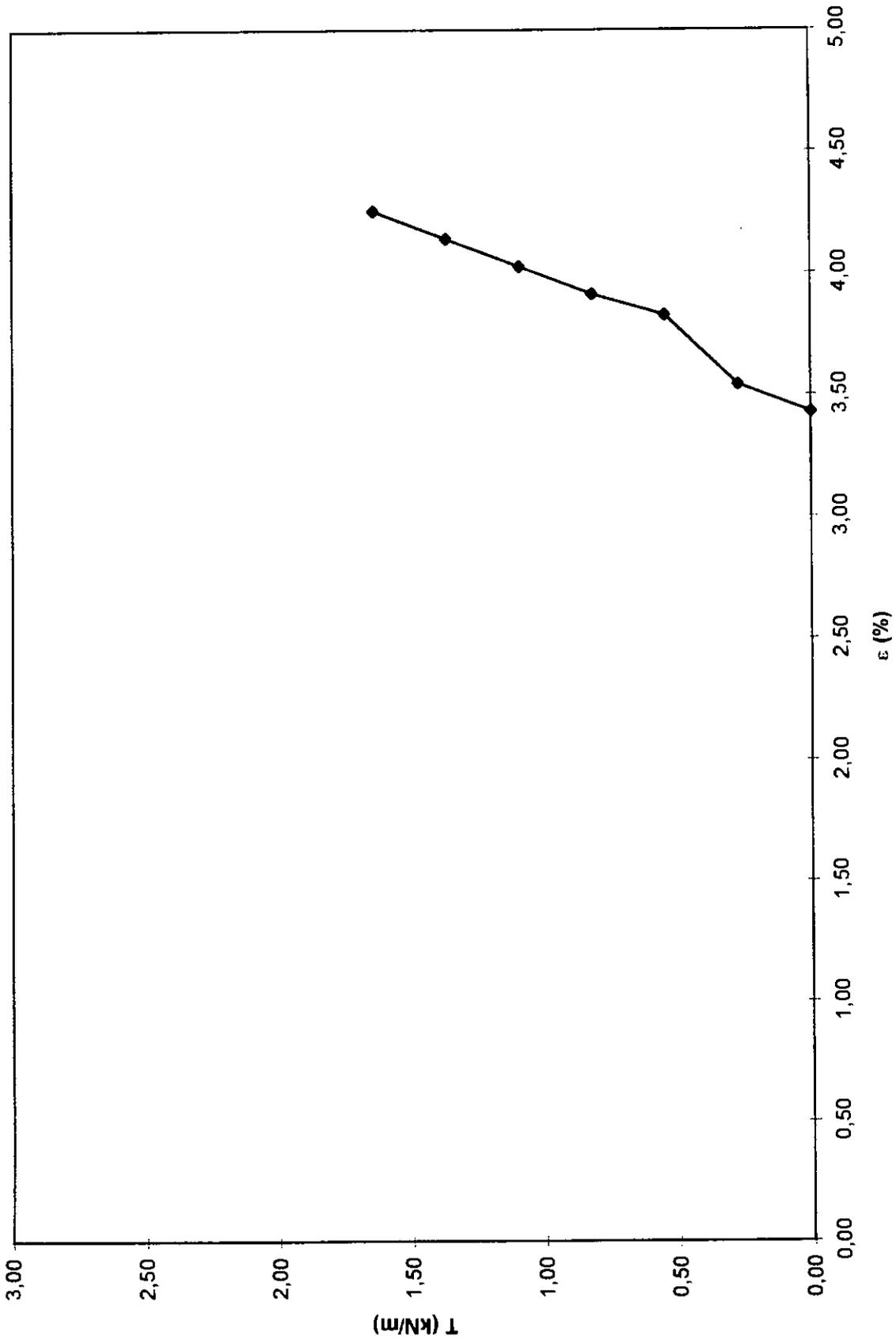


FIGURA 5.12- Ensaio de tração no reforço nº3
(3º carregamento).

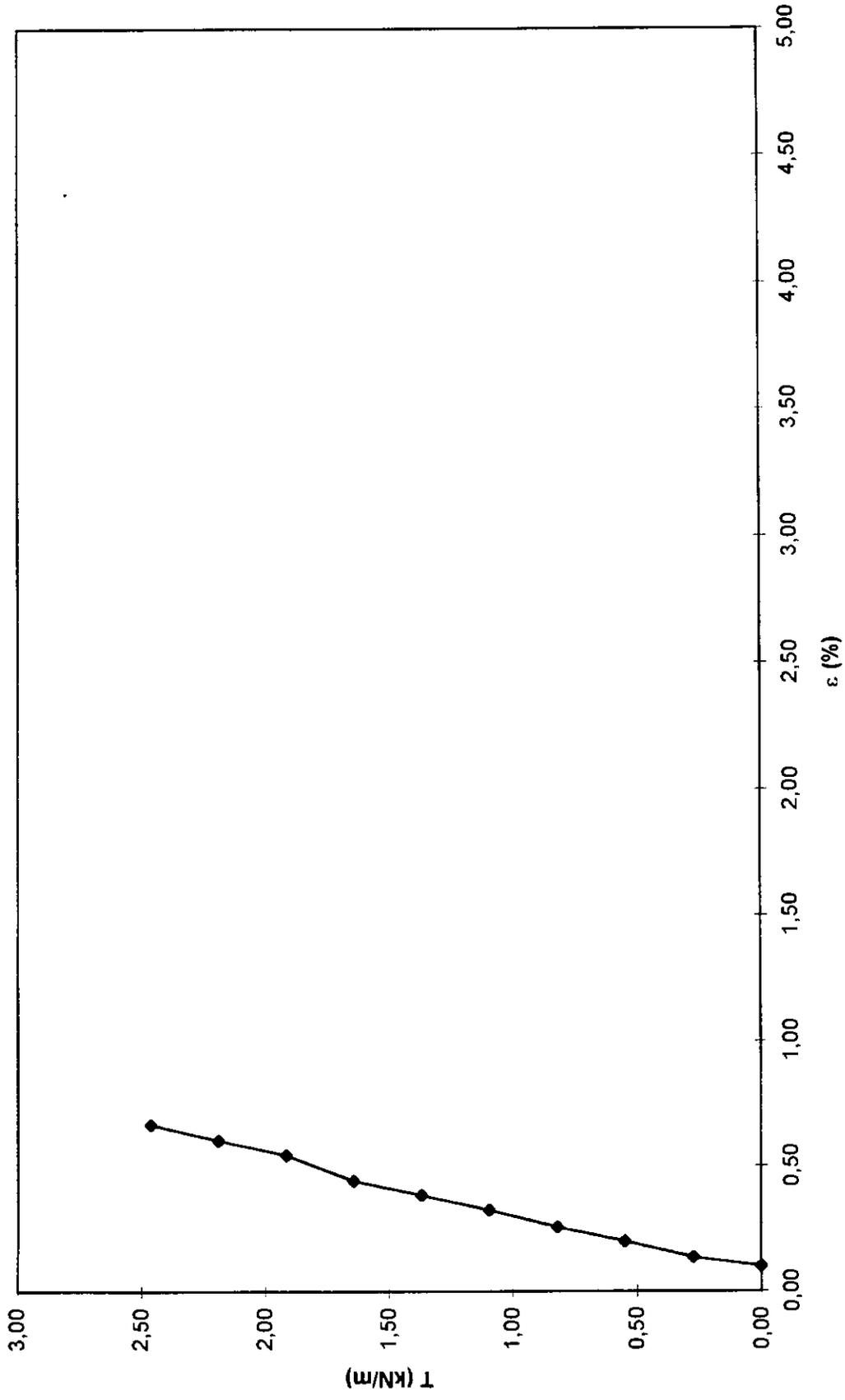


FIGURA 5.13 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº 1 - 2º carregamento)

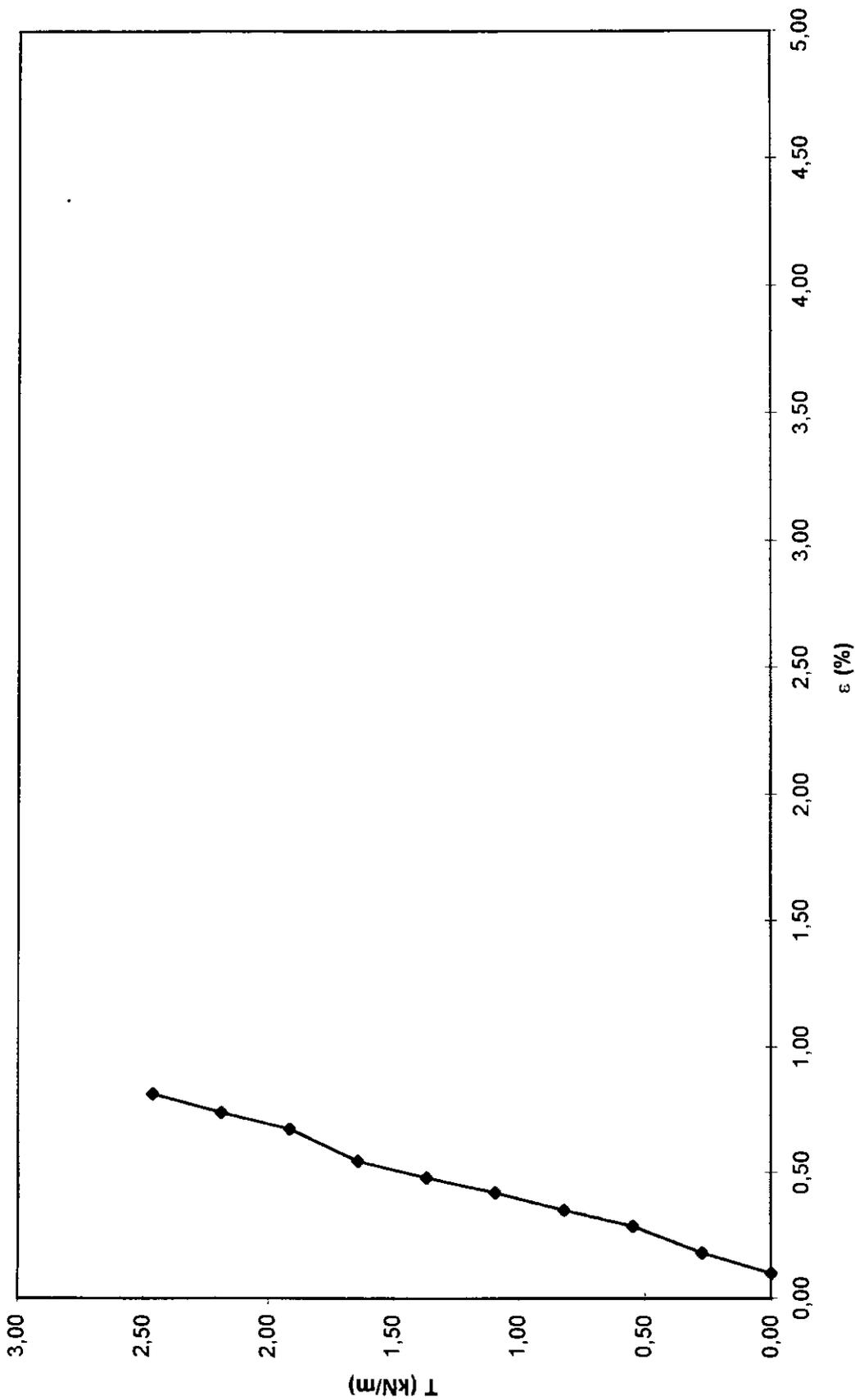
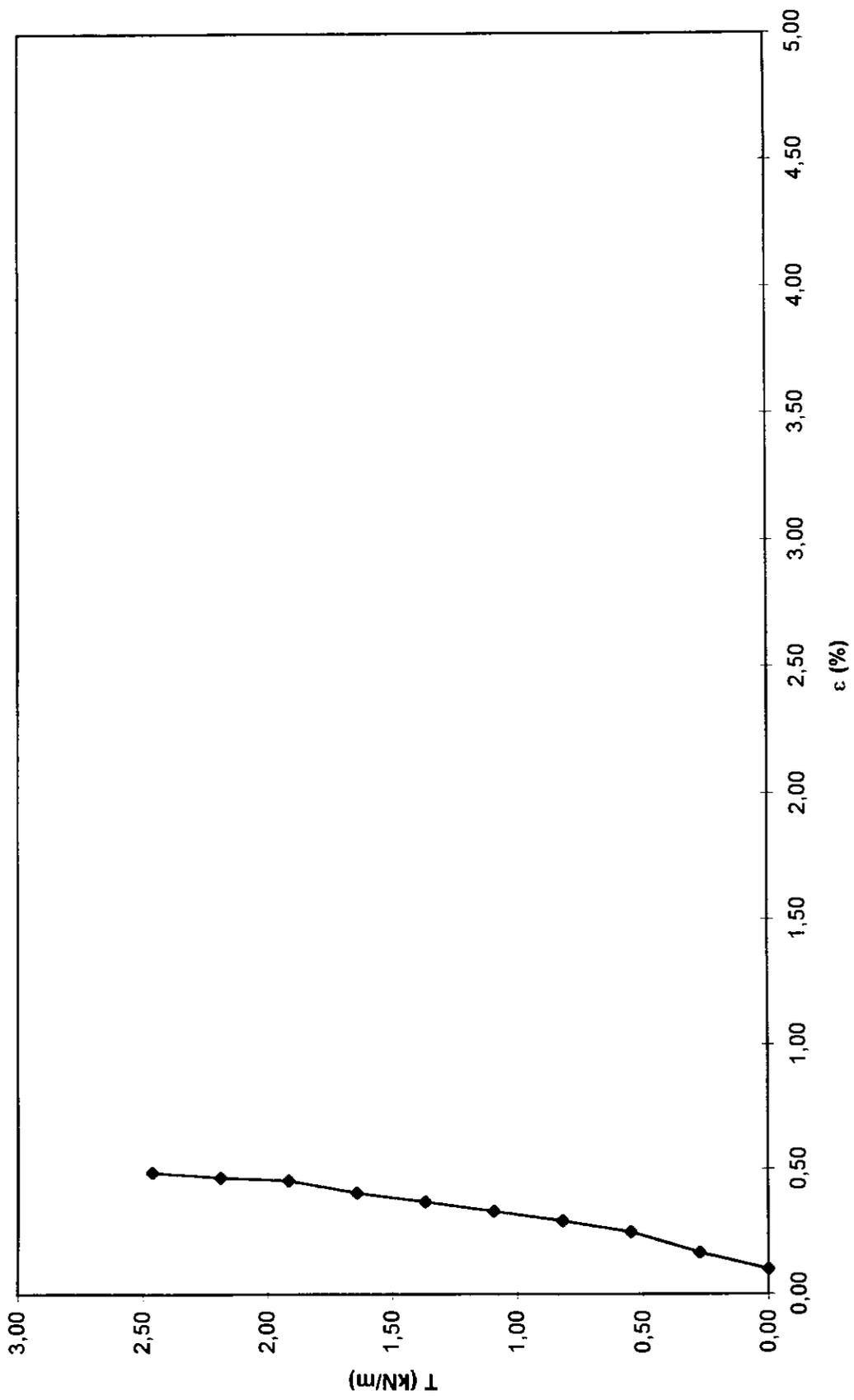
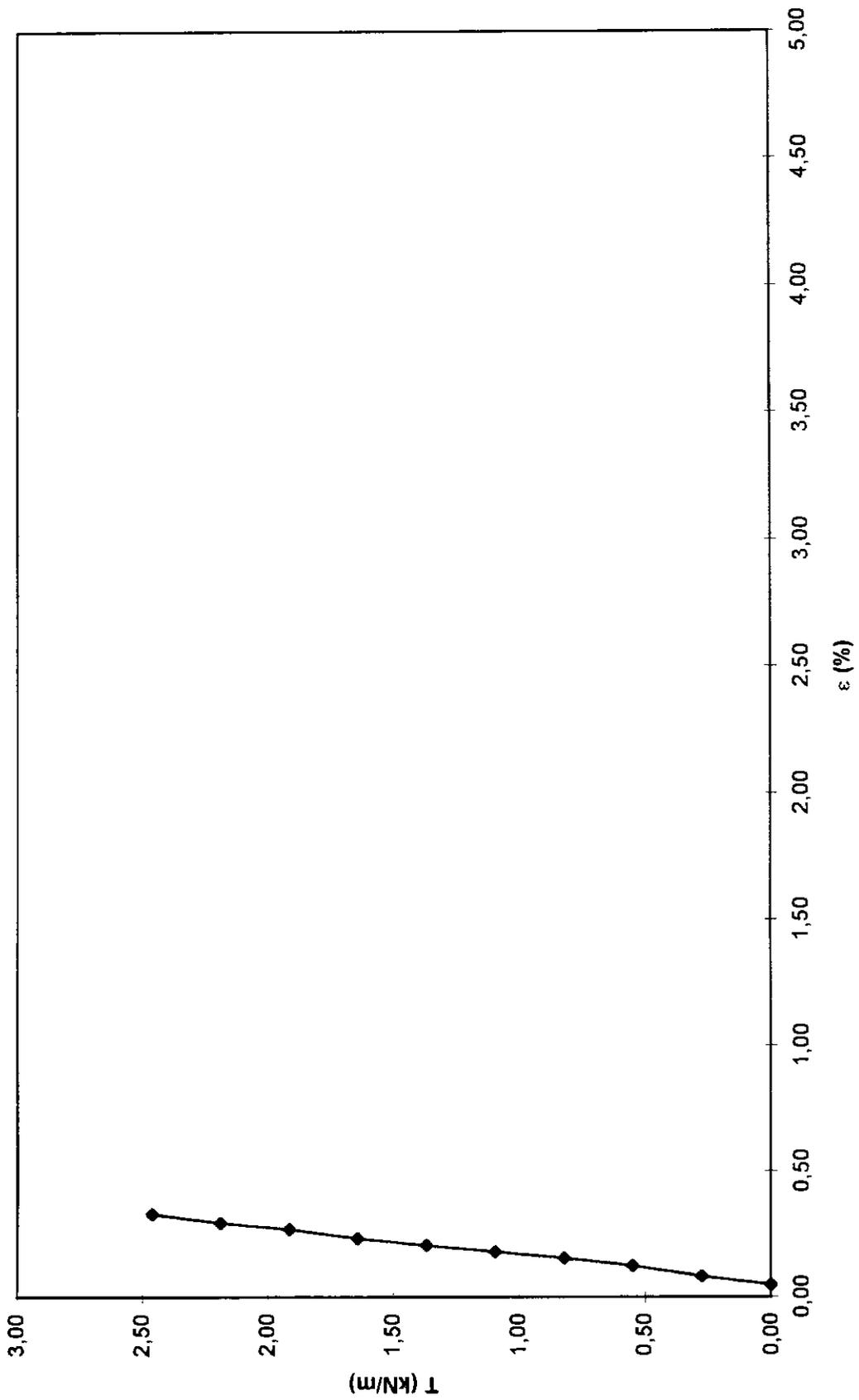


FIGURA 5.14 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº1 - 2º carregamento).



FAIXA Nº3

FIGURA 5.15 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº1 - 2º carregamento).



—◆— FAIXA Nº4

FIGURA 5.16 - Esforços de tração e deformações parciais (ref nº1 - 2º carregamento).

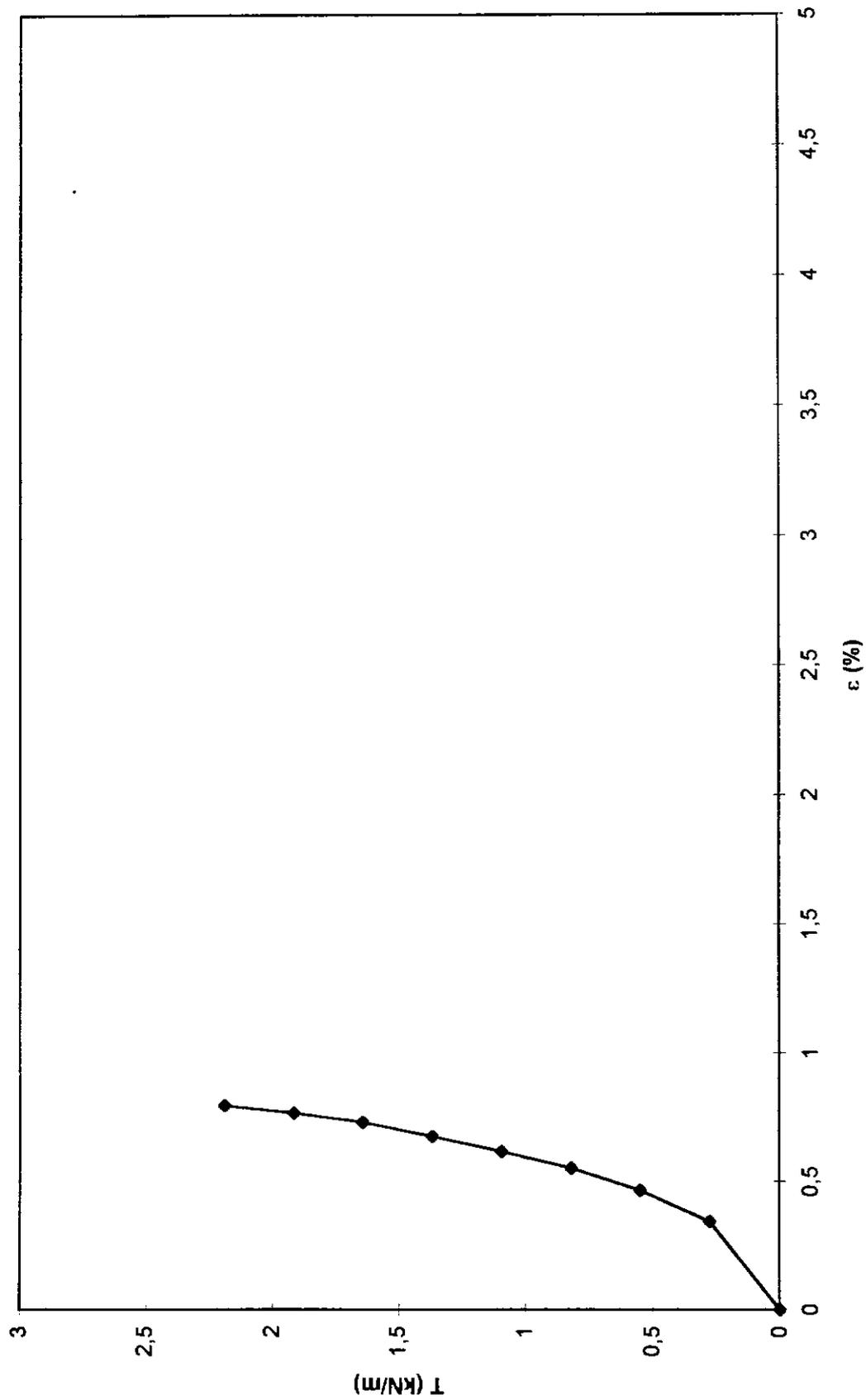
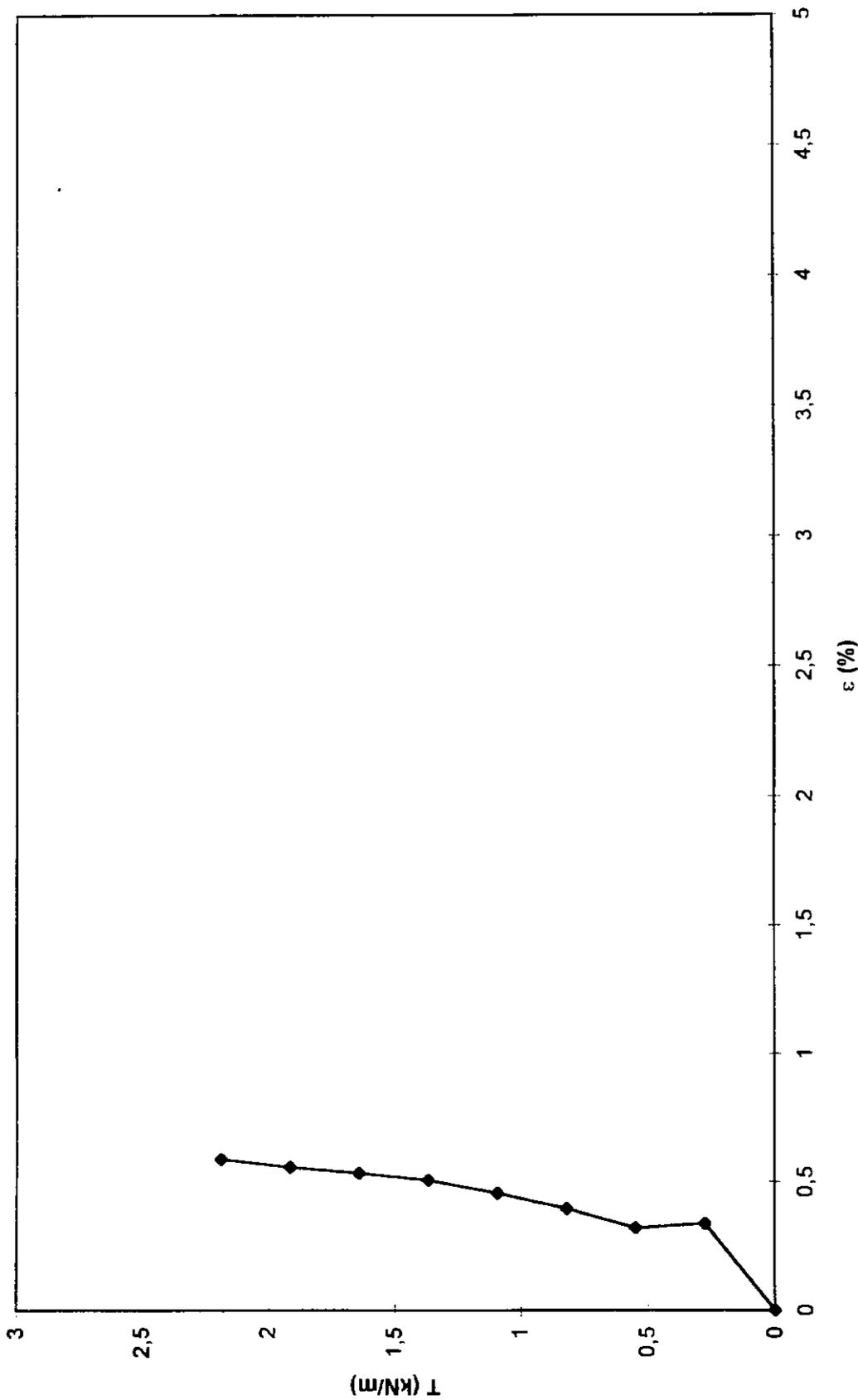


FIGURA 5.17 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº2 - 1º carregamento).



—◆— FAIXA Nº2

FIGURA 5.18 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº2 - 1º carregamento).

—●— FAIXA Nº3

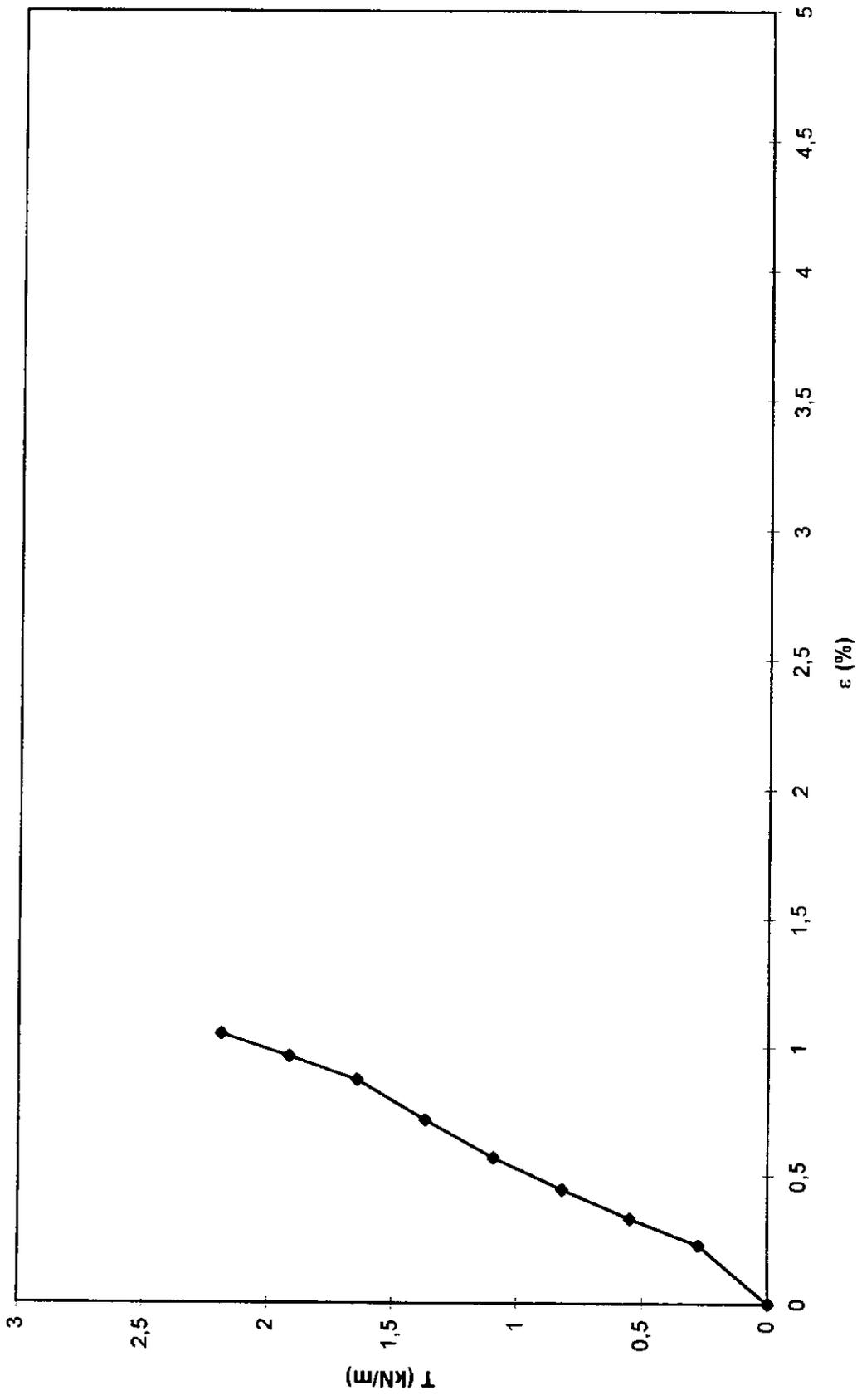
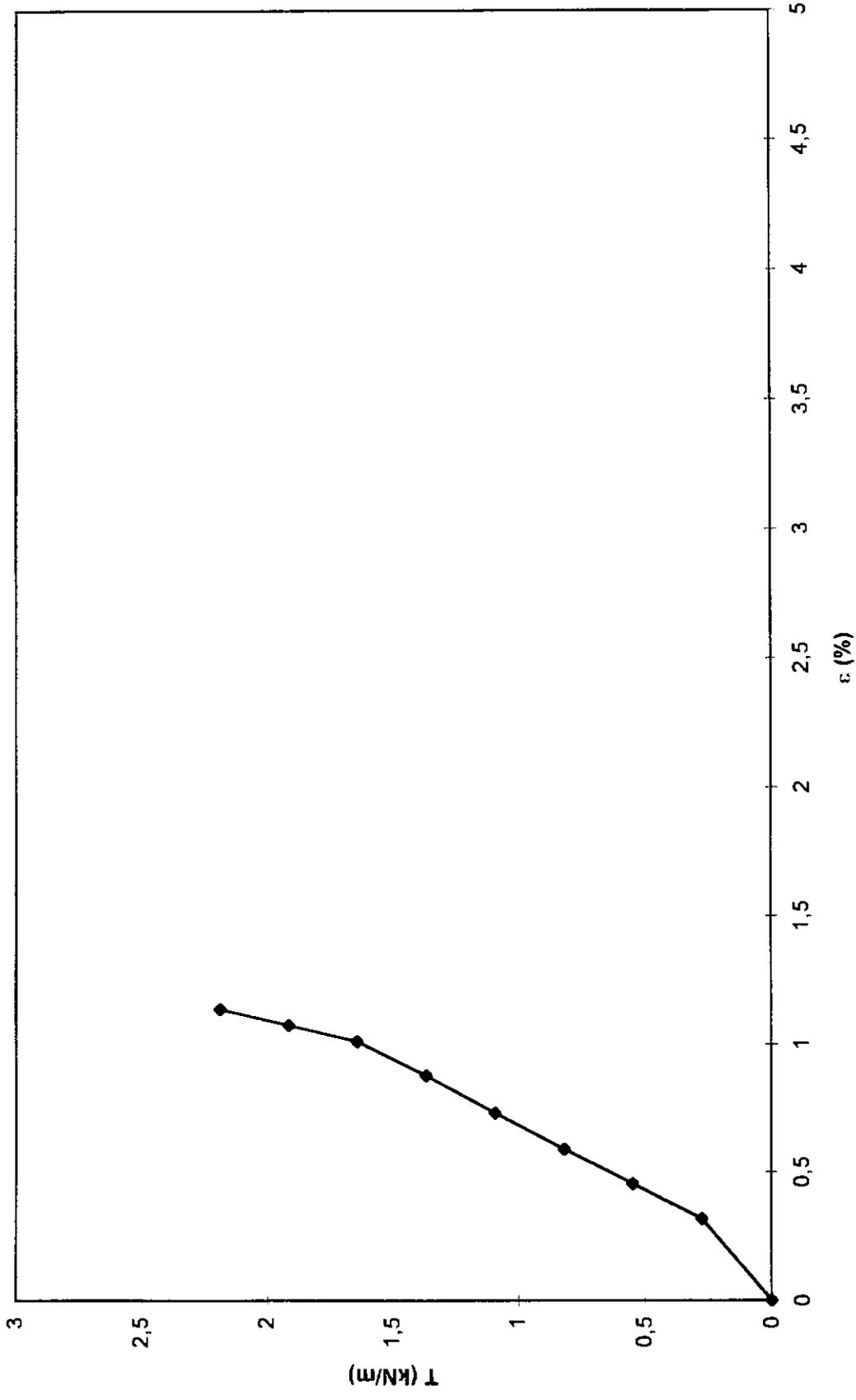
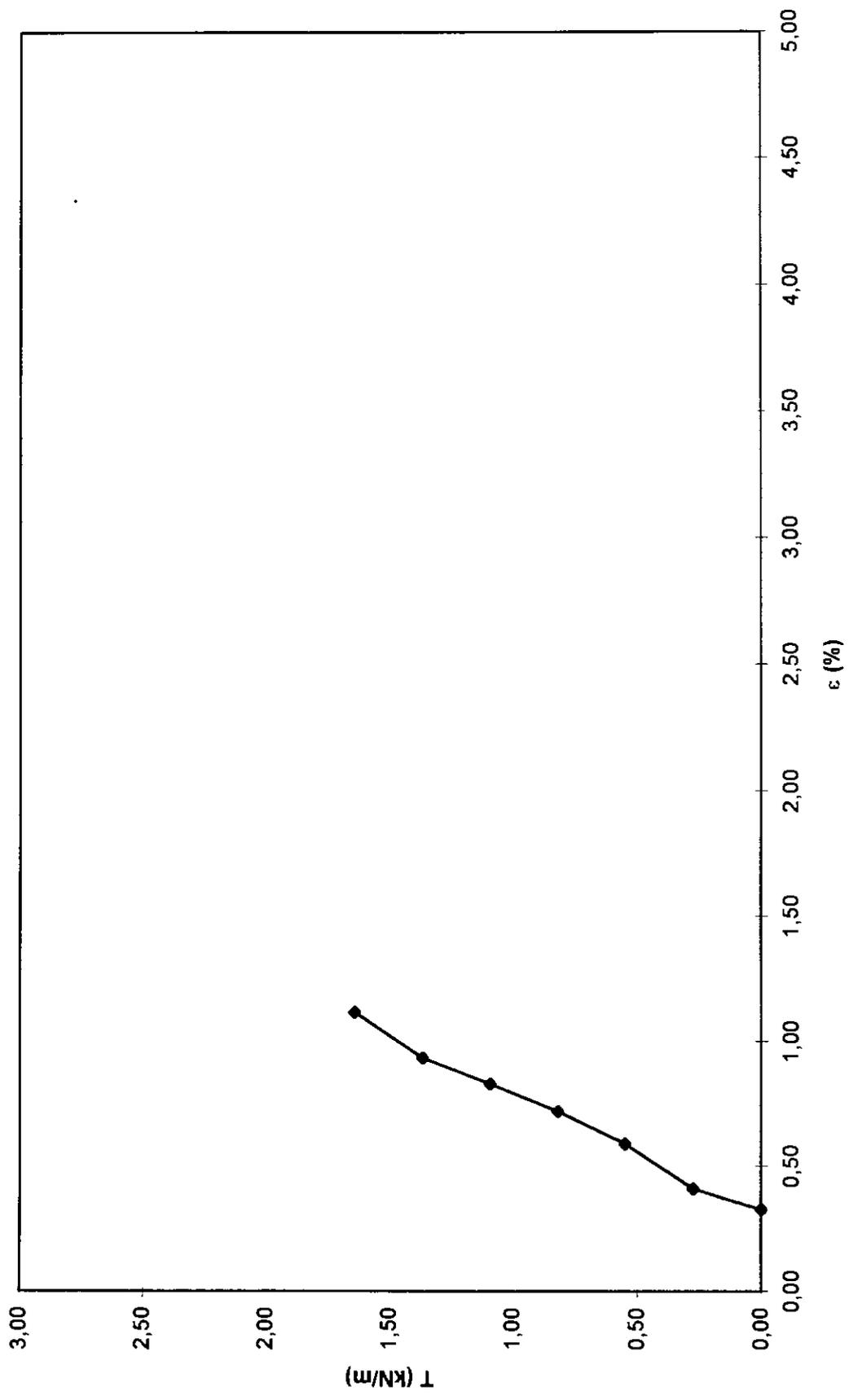


FIGURA 5.19 - Esforços de tração e deformações parciais (ref nº 2 - 1º carregamento).



—◆— FAIXA Nº4

FIGURA 5.20- Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº2 - 1º carregamento).



—◆— FAIXA Nº1

FIGURA 5.21- Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 1º carregamento).

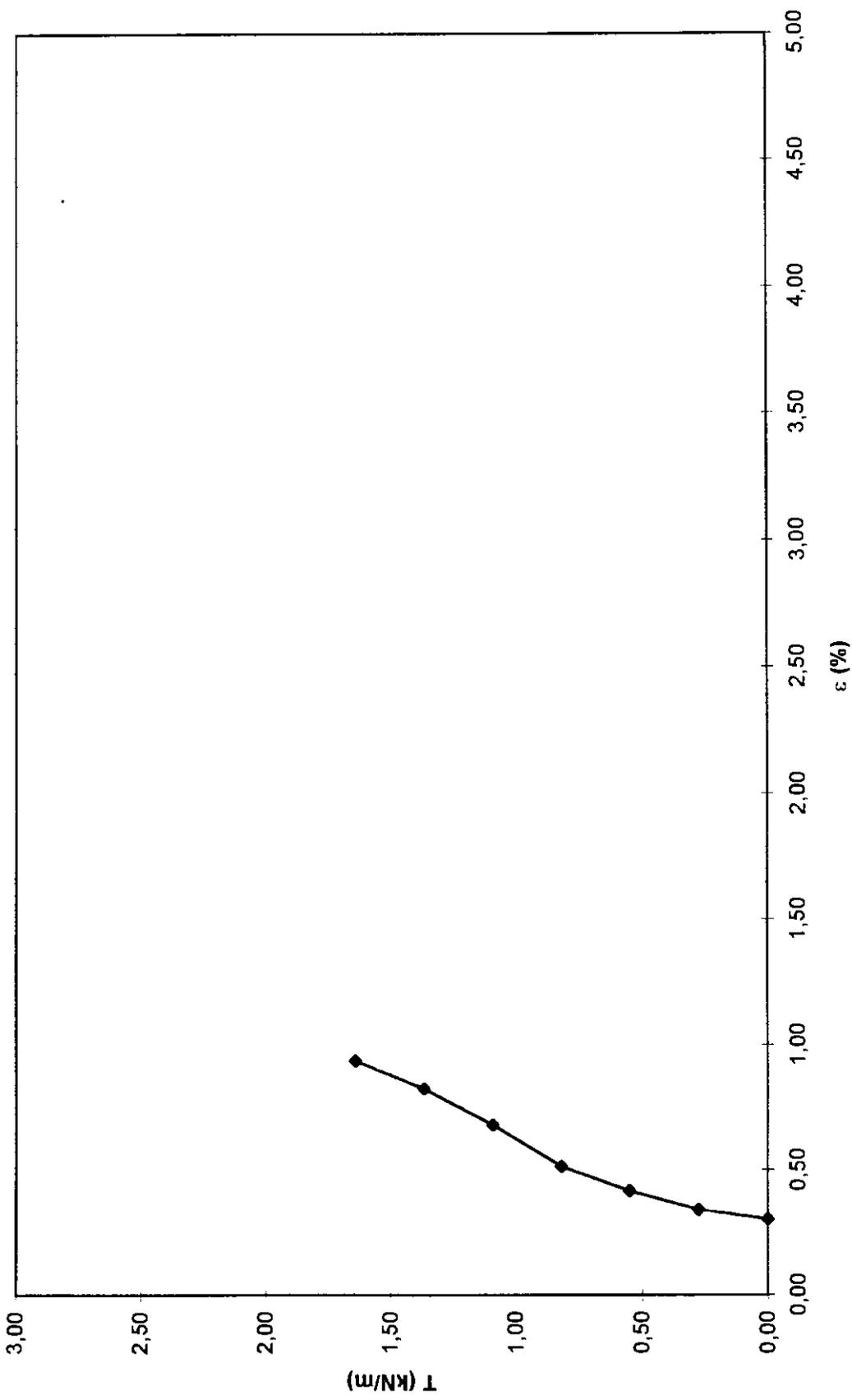


FIGURA 5.22 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 1º carregamento).

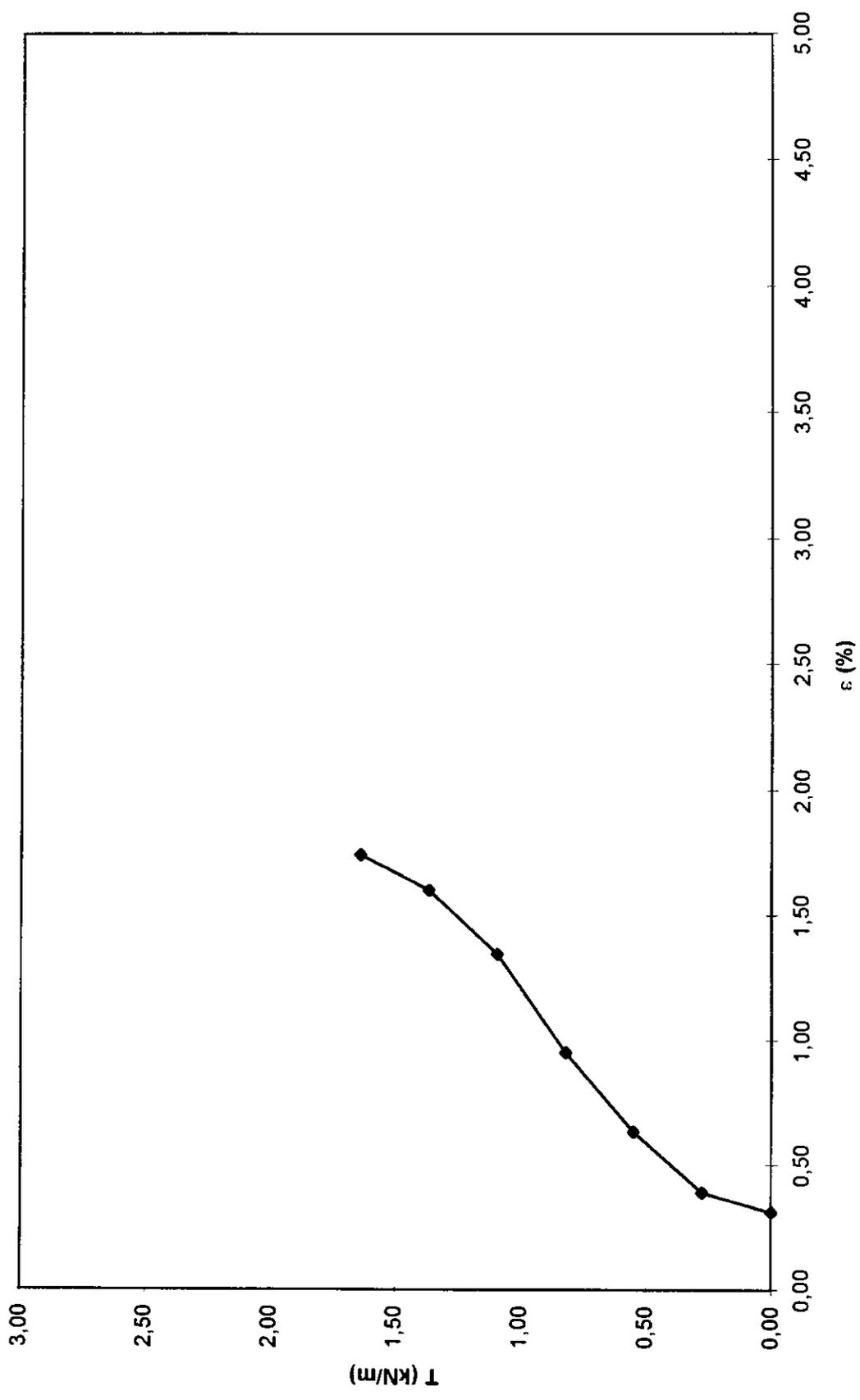
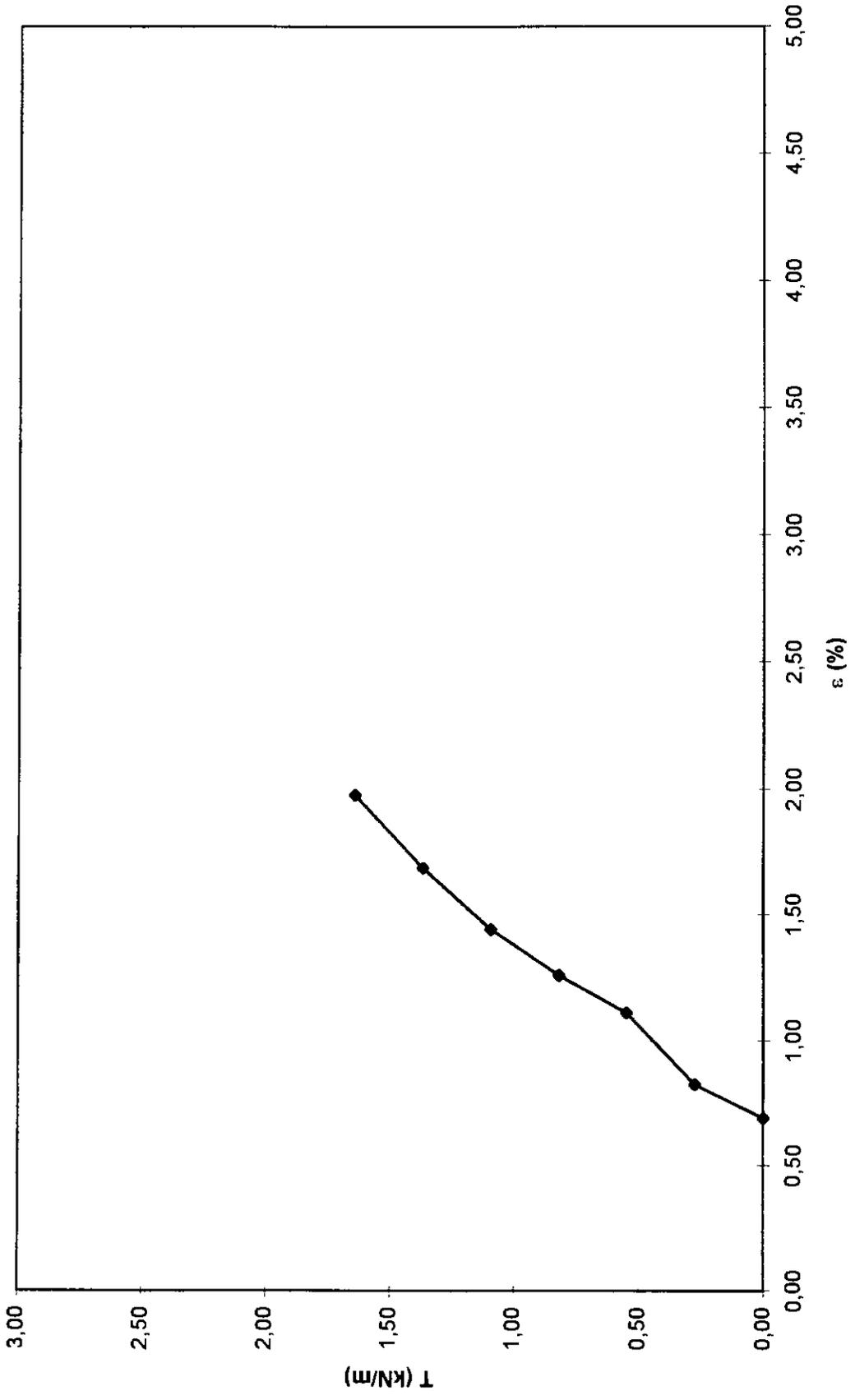
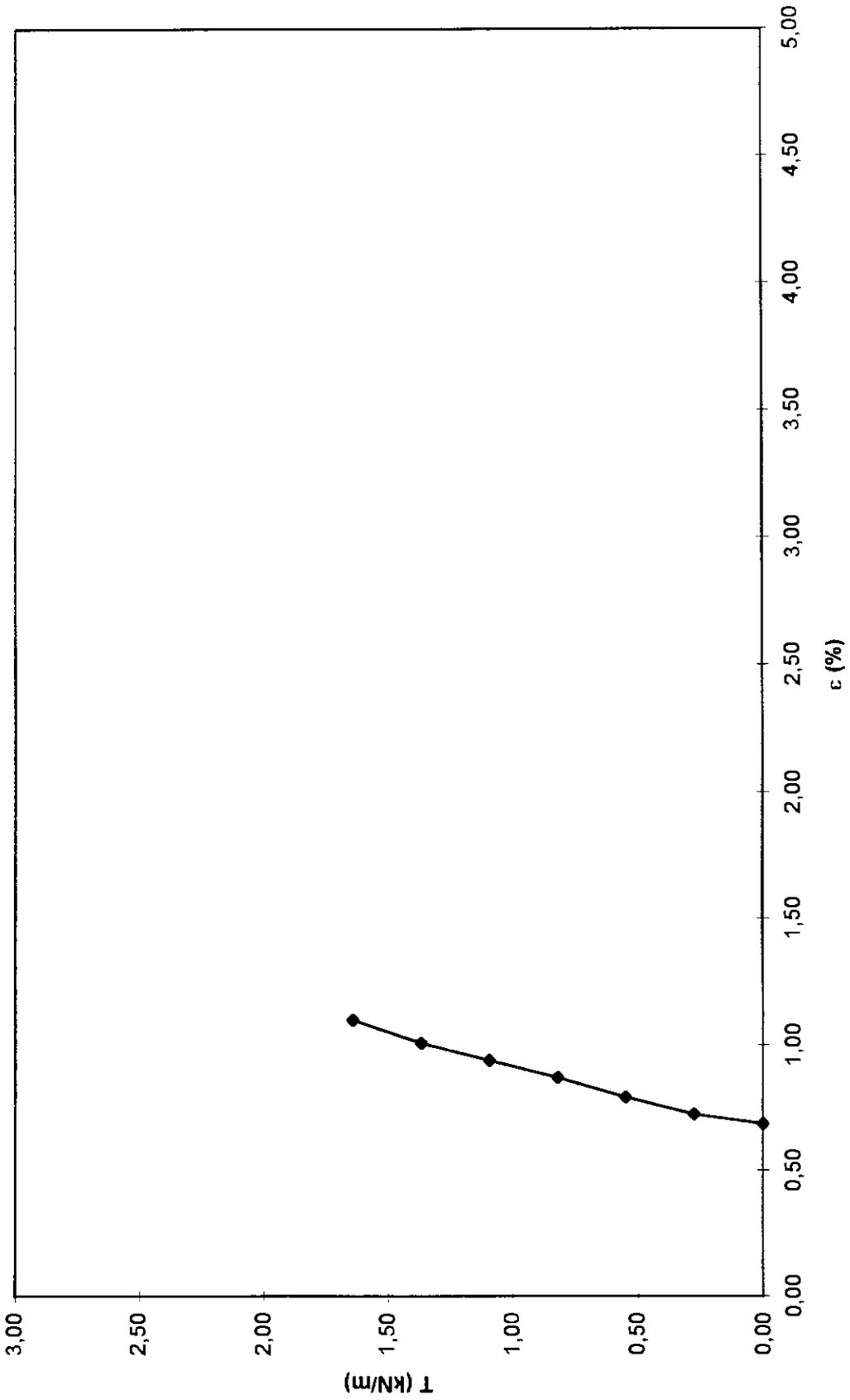


FIGURA 5.23 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 1º carregamento).



—●— FAIXA Nº4

FIGURA 5.24 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 1º carregamento).



—●— FAIXA Nº1

FIGURA 5.25 - Esforços de tração e deformações parciais (ref nº3 - 2º carregamento).

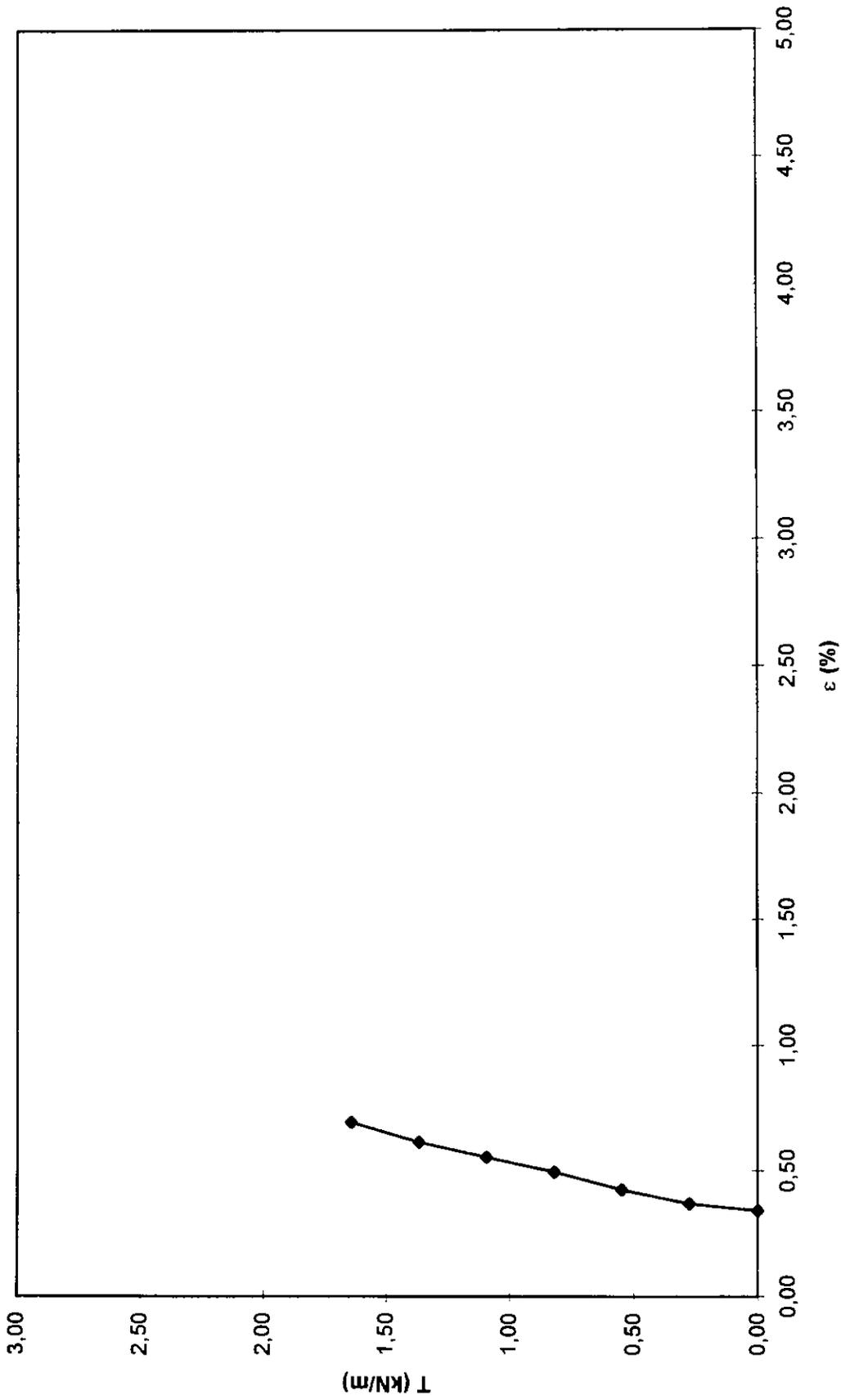


FIGURA 5.26 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 2º carregamento).

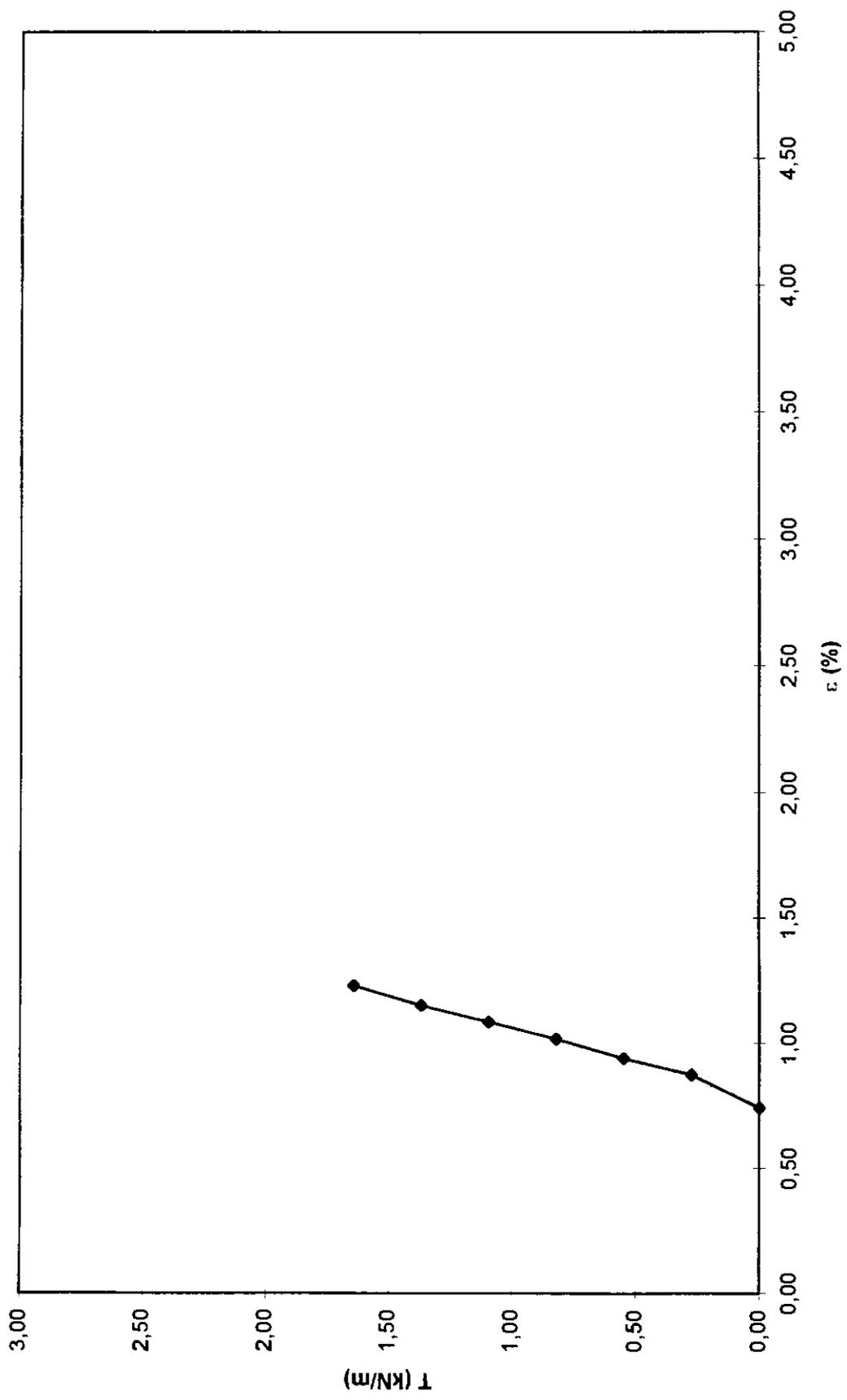


FIGURA 5.27- Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 2º carregamento).

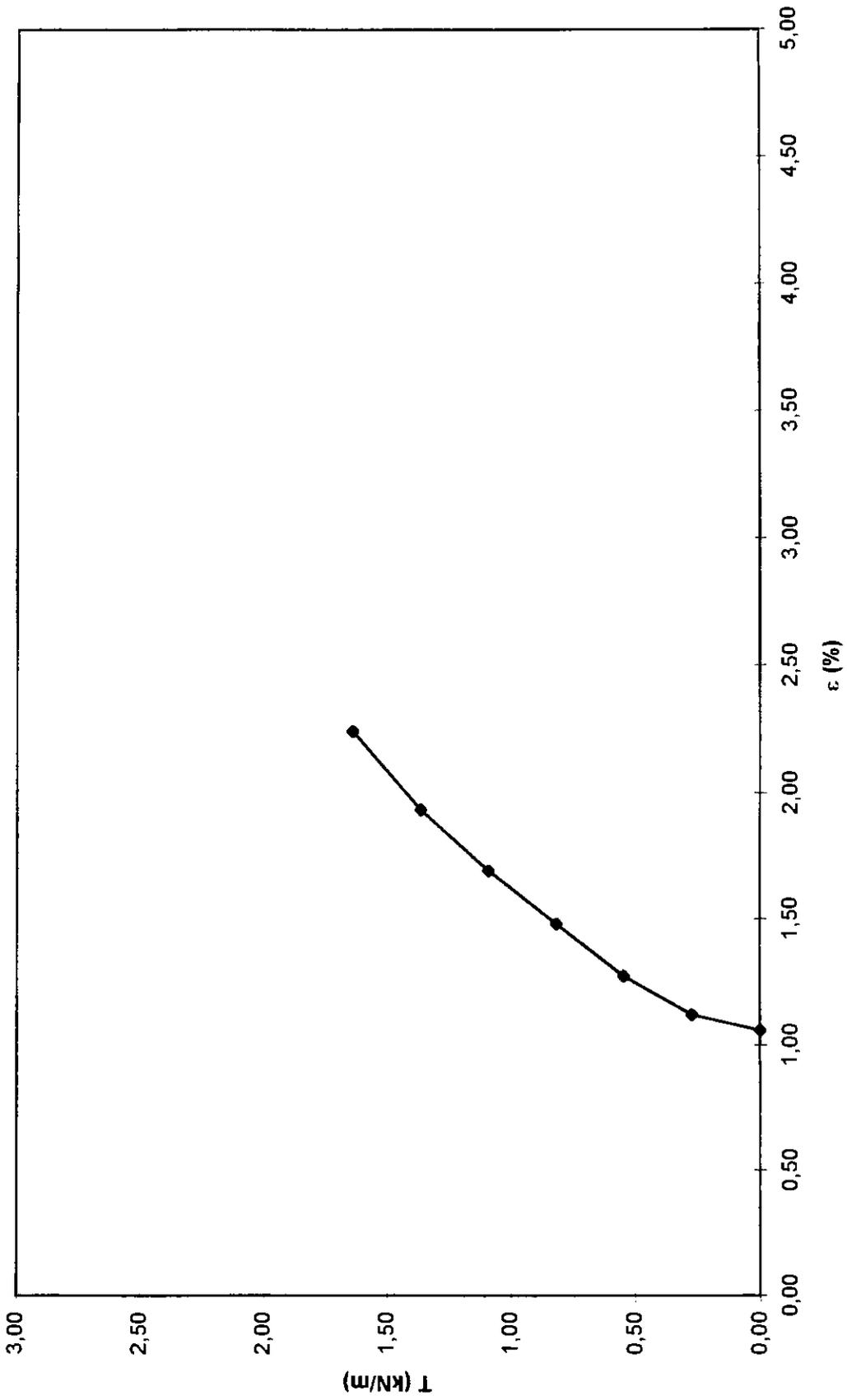
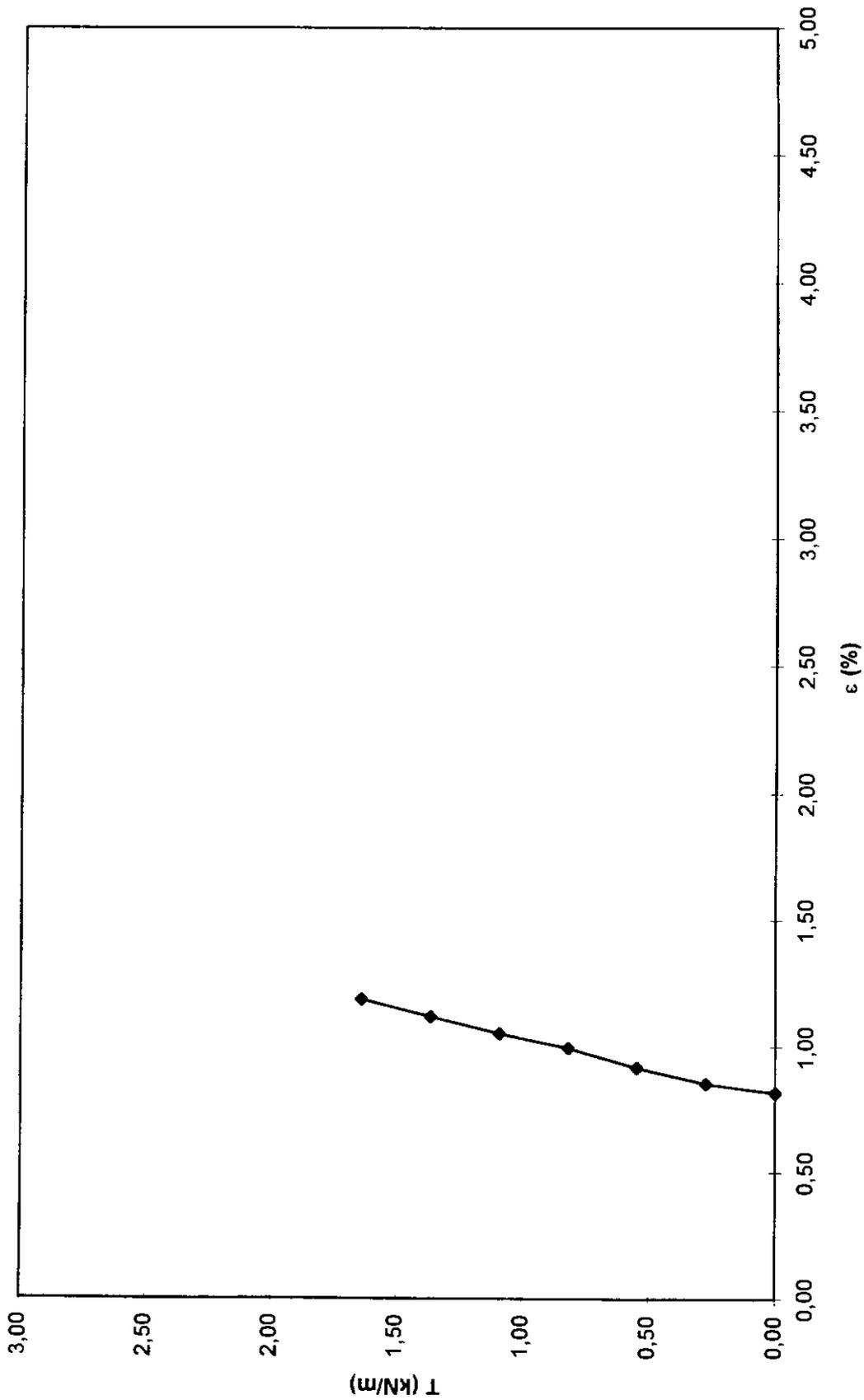


FIGURA 5.28 - Esforços de tração e deformações parciais (ref nº 3 - 2º carregamento).



—◆— FAIXA Nº1

FIGURA 5.29- Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 3º carregamento).

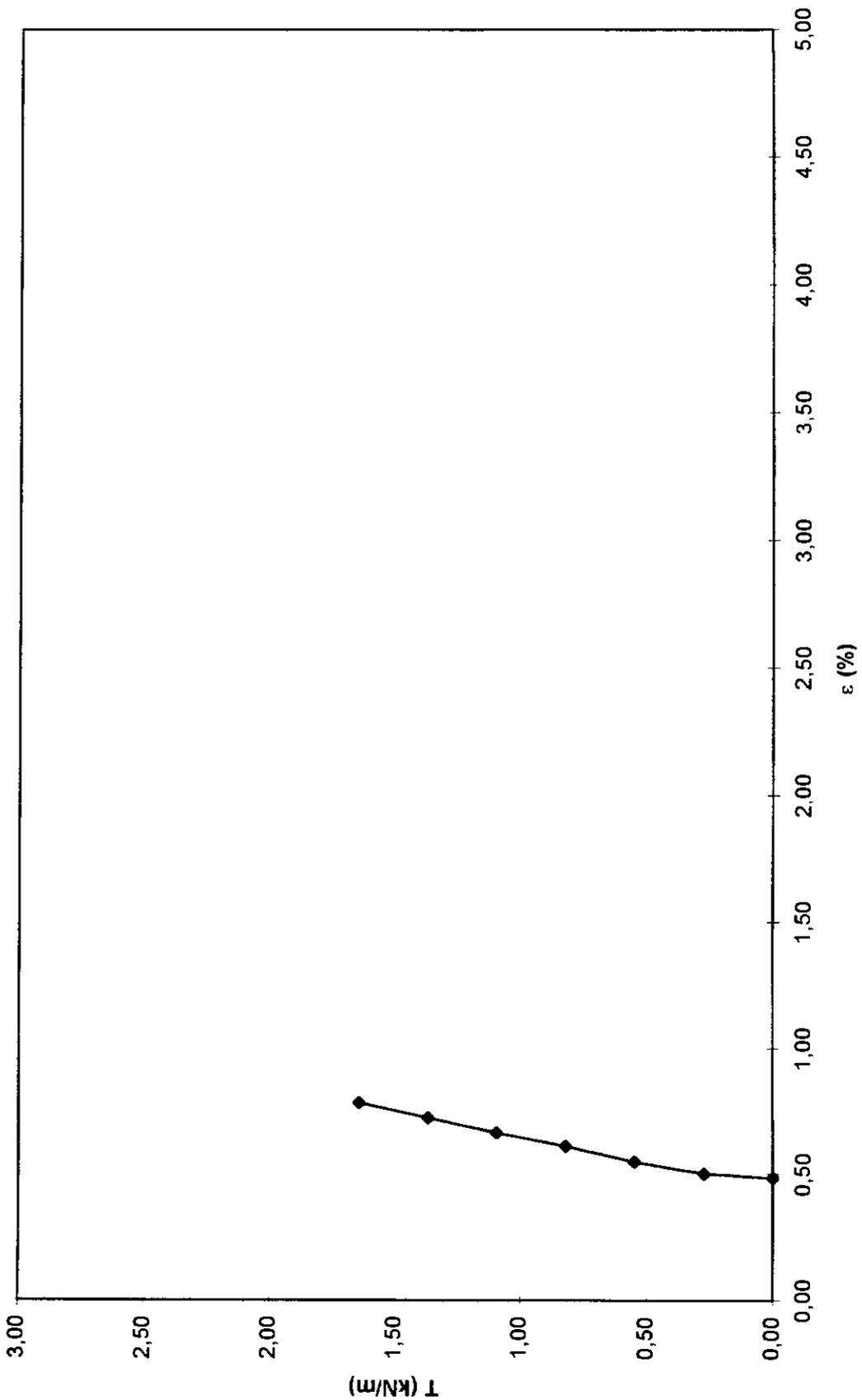


FIGURA 5.30- Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 3º carregamento).

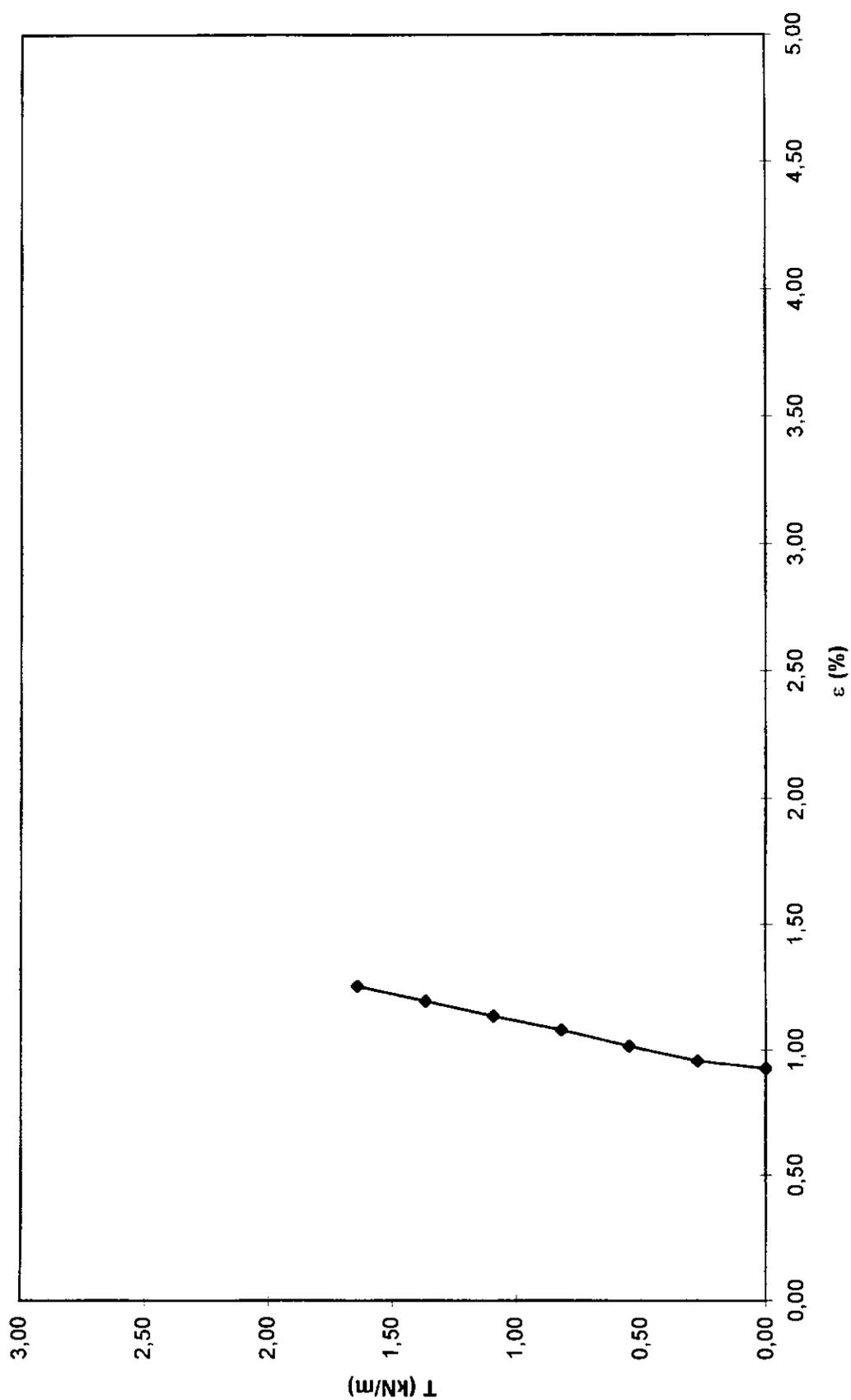


FIGURA 5.31 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. n°3 - 3° carregamento).

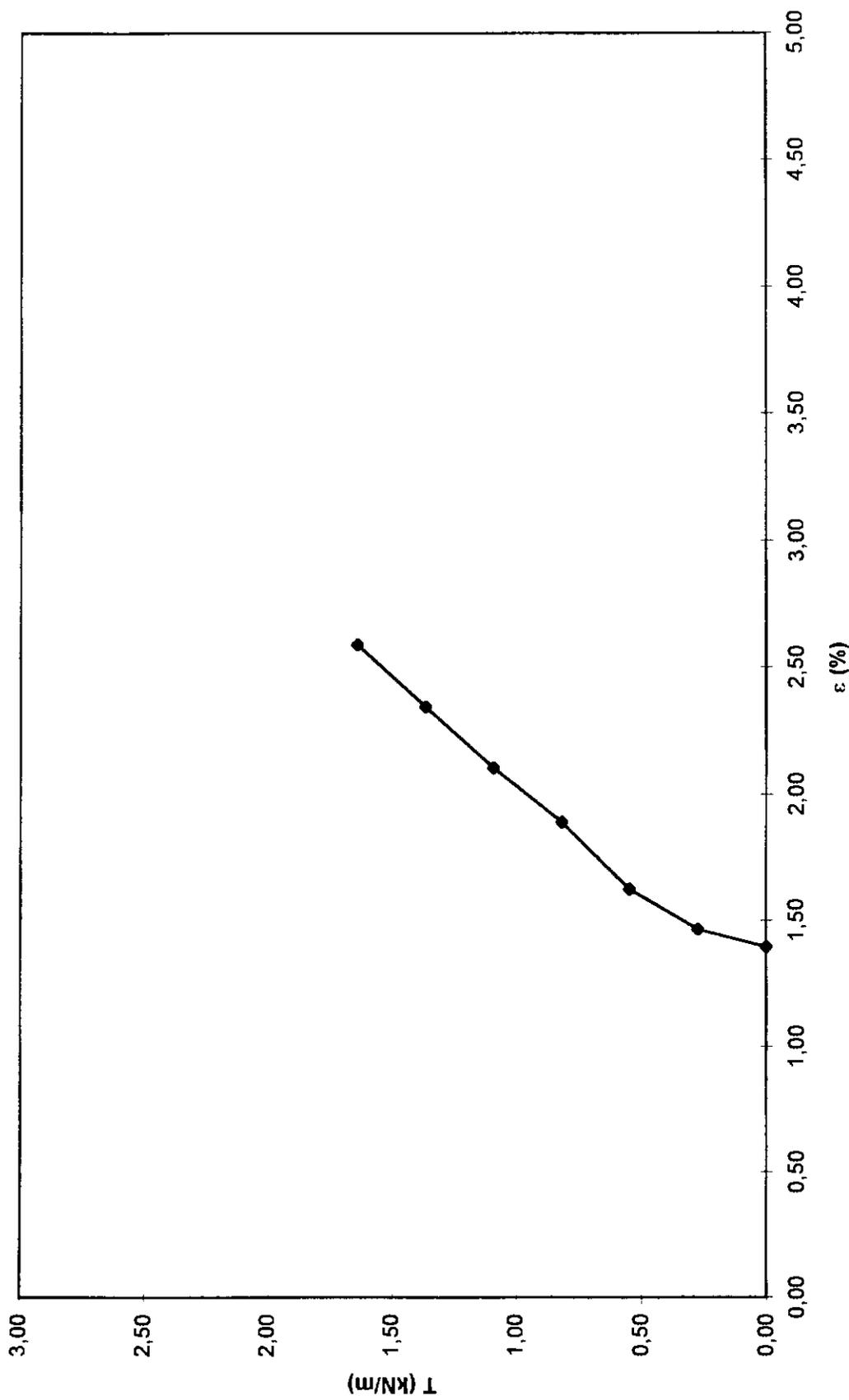


FIGURA 5.32 - Esforços de tração e deformações parciais (ref. nº3 - 3º carregamento).

As faixas instrumentadas com cola favoreceram que durante os ensaios se tivesse uma condição de restrição à deformação lateral das mantas. Durante os ensaios, foi observado que a estricção lateral na região próxima às faixas instrumentadas era bem menor do que a ocorrida nos trechos intermediários.

Na Tabela 5.5 apresenta-se um sumário dos valores de módulo J_{SEC} e J_{FAIXA} obtidos nos ensaios. São mostrados também nesta Tabela valores de módulo tangente, J_T .

Tabela 5.5 - Resumo dos resultados dos ensaios de tração nos reforços.

REFORÇO	TAXA DE CARGA (kN/h)	CARR.	J_{SEC} (kN/m)	J_T (kN/m)	J_{FAIXA} (kN/m)			
					1ª	2ª	3ª	4ª
1	0.87	2º	138-224	180	428	375	682	882
2	0.33	1º	46-64	52	455	577	214	192
3	0.71	1º	50-135	52	208	221	93	133
	0.23	2º	165-386	192	366	441	366	123
	0.60	3º	160-233	196	435	441	455	116

Como se verifica, os valores medidos de J e J_{FAIXA} apresentam consistência entre si. Adotou-se os valores de J e J_{FAIXA} iguais a 196 kN/m e 450 kN/m como representativos destas mantas.

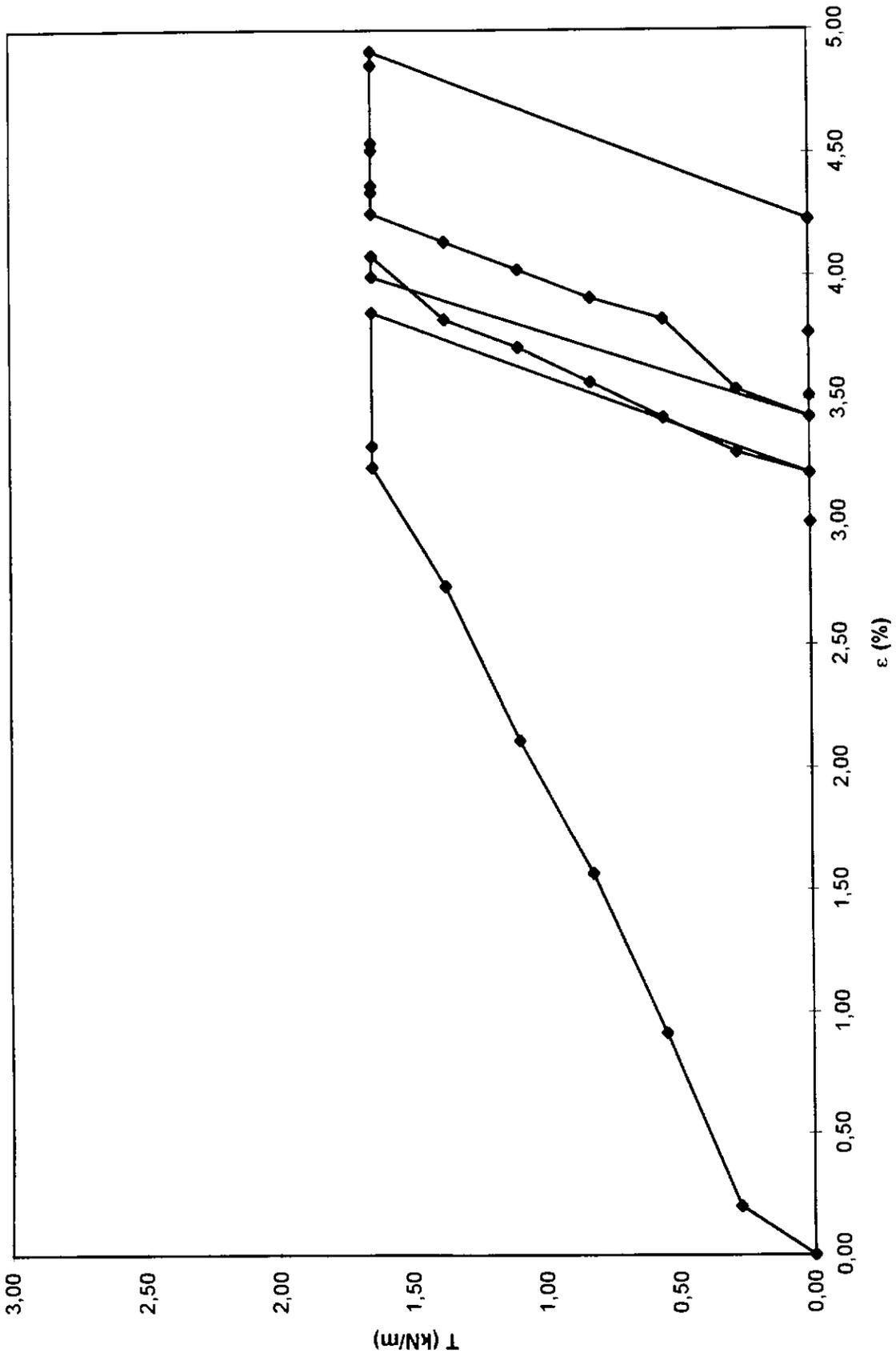


FIGURA 5.33 - Ciclo completo de carga e descarga
no reforço nº3.

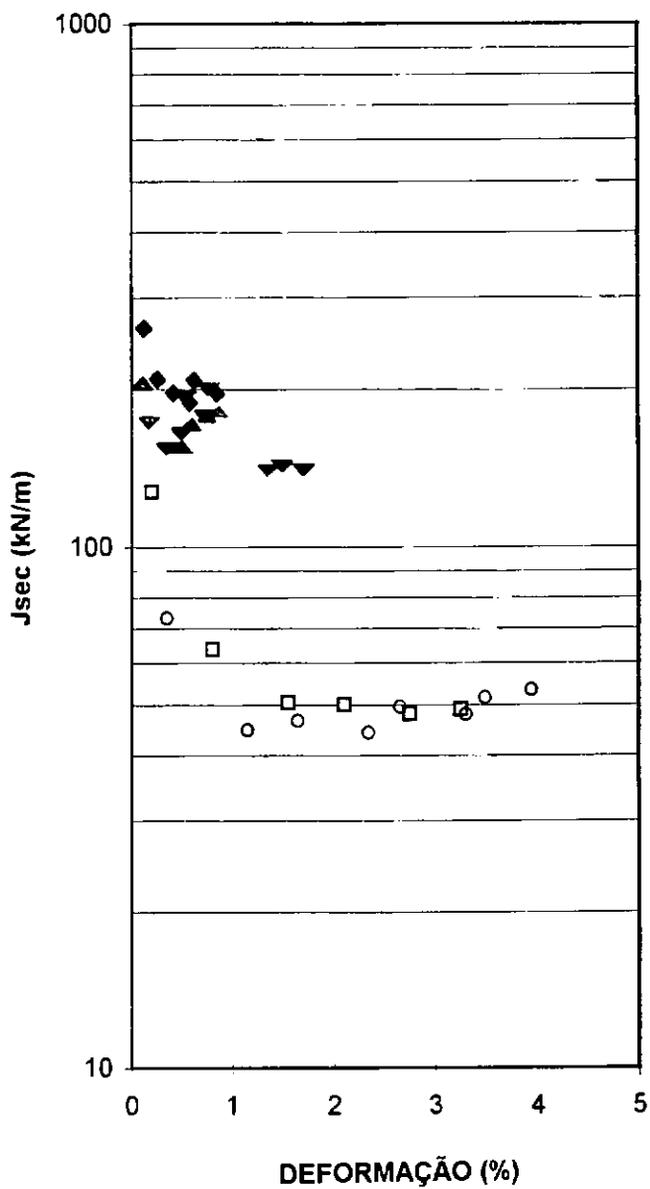


FIGURA 5.34 - Rigidez secante e deformações.

5.6 - INSTRUMENTAÇÃO E APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

REFORÇOS INSTRUMENTADOS

Os reforços instrumentados, descritos no ítem 5.6 , foram instalados nas posições mostradas na Figura 5.2, que mostra também as posições dos tubos de inclinômetros. De acordo com esta Figura, as faixas instrumentadas foram posicionadas de modo a permitir a localização dos pontos de máxima tensão nos reforços. Foram feitas leituras para cada altura de aterro compactado durante a obra e após sua conclusão. A leitura de cada faixa é dada pela média das leituras dos extensômetros que a compõem. Com estas leituras e o módulo J determinado por calibração em laboratório, conforme descrito no ítem 5.5, foram obtidas as tensões correspondentes às respectivas alturas de aterro compactado acima da faixa, sendo traçados os gráficos mostrados nas Figuras 5.35, 5.36 e 5.37.

Quando os reforços instrumentados foram colocados no campo, antes de ser espalhado e compactado solo sobre os mesmos, foi feita uma leitura que ficou sendo a de referência, $L_{0, campo}$. Nas Figuras 5.38, 5.39 e 5.40 apresentam-se curvas relacionando a tração medida no campo e as alturas de solo compactado acima da faixa. Estes resultados foram obtidos com base nas leituras de campo, L_{faixa} , e na Equação 5.1

Em cada reforço, o esforço de tração máximo é dado por:

$$T_{max} = J_{faixa} (L_{faixa} - L_{0, campo}) \quad (\text{Eq. 5.1}).$$

Nas curvas mostradas nas Figuras 5.38, 5.39 e 5.40 é possível observar a distribuição de esforços de tração em cada reforço, com os máximos ocorrendo próximo à 2ª faixa.

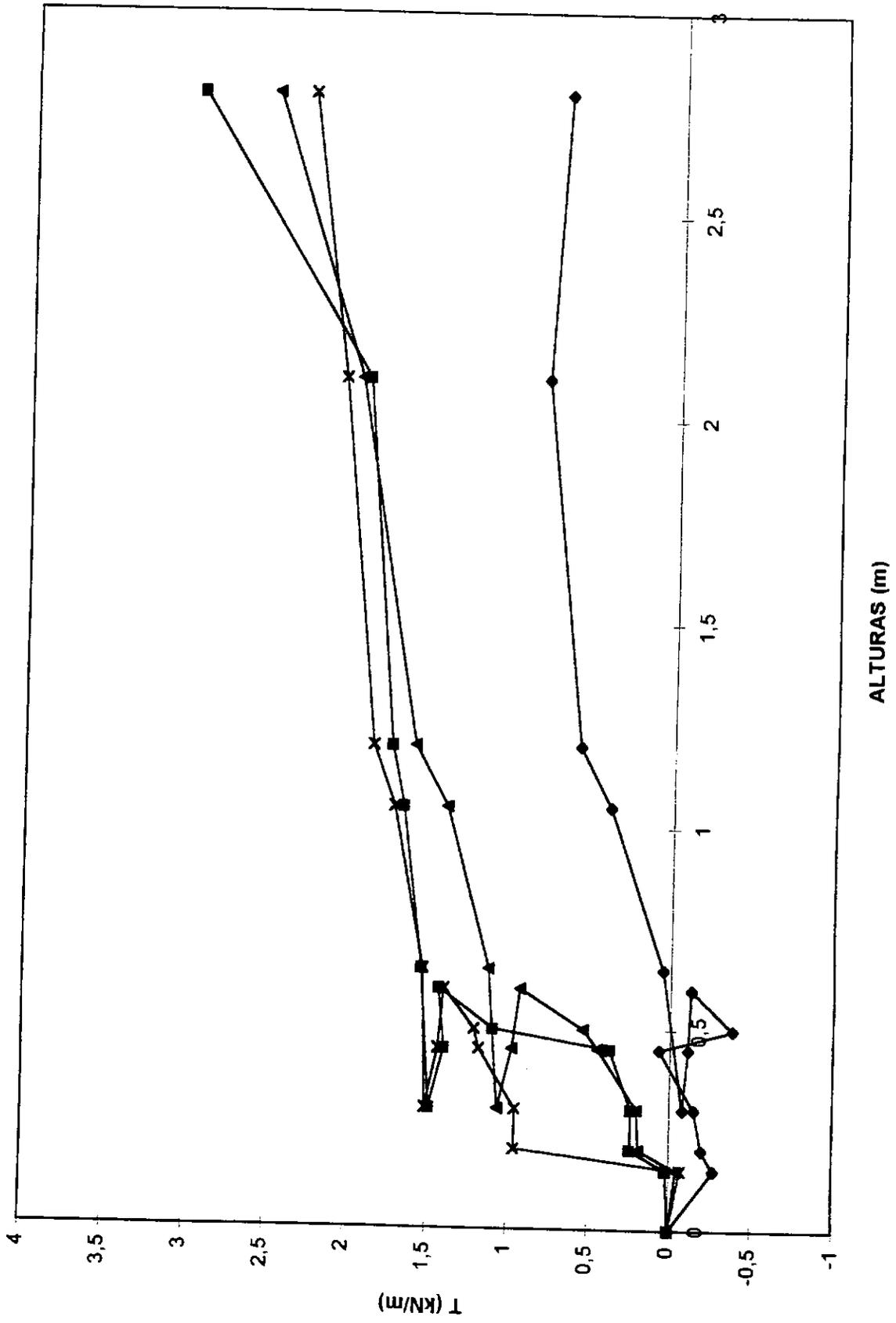


FIGURA 5.35 - Esforços de tração versus altura de aterro compactado (reforço nº1).

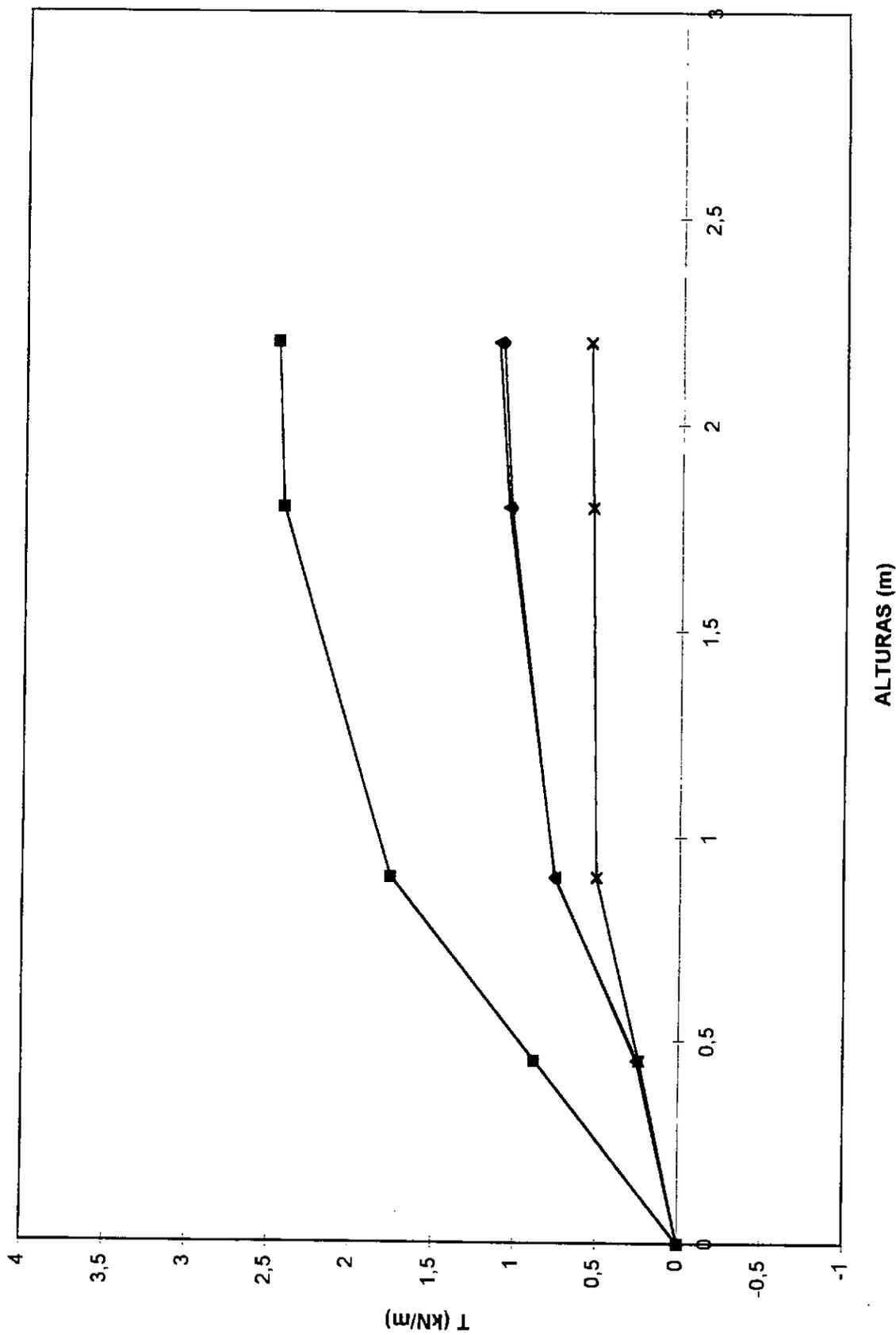
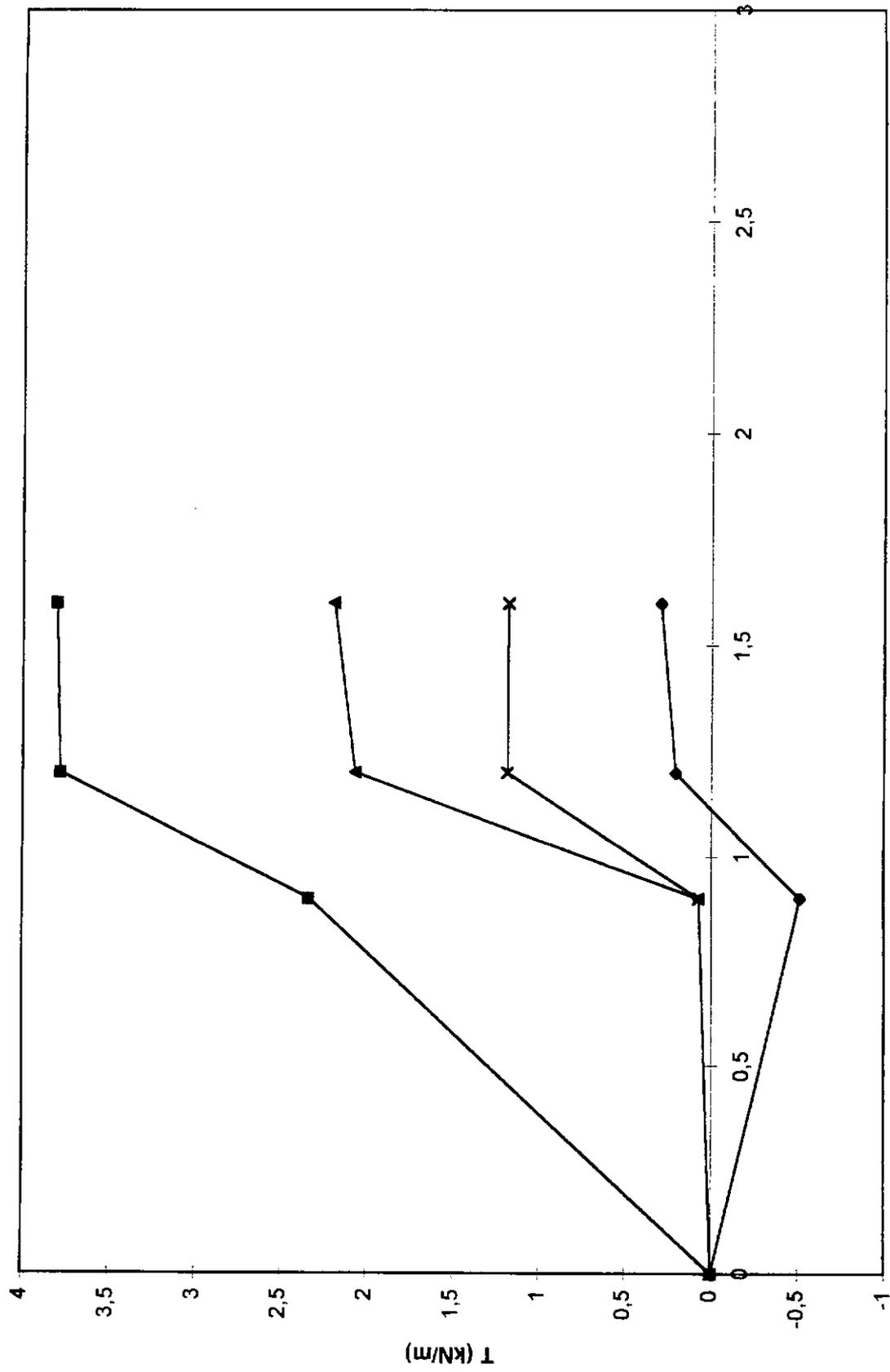
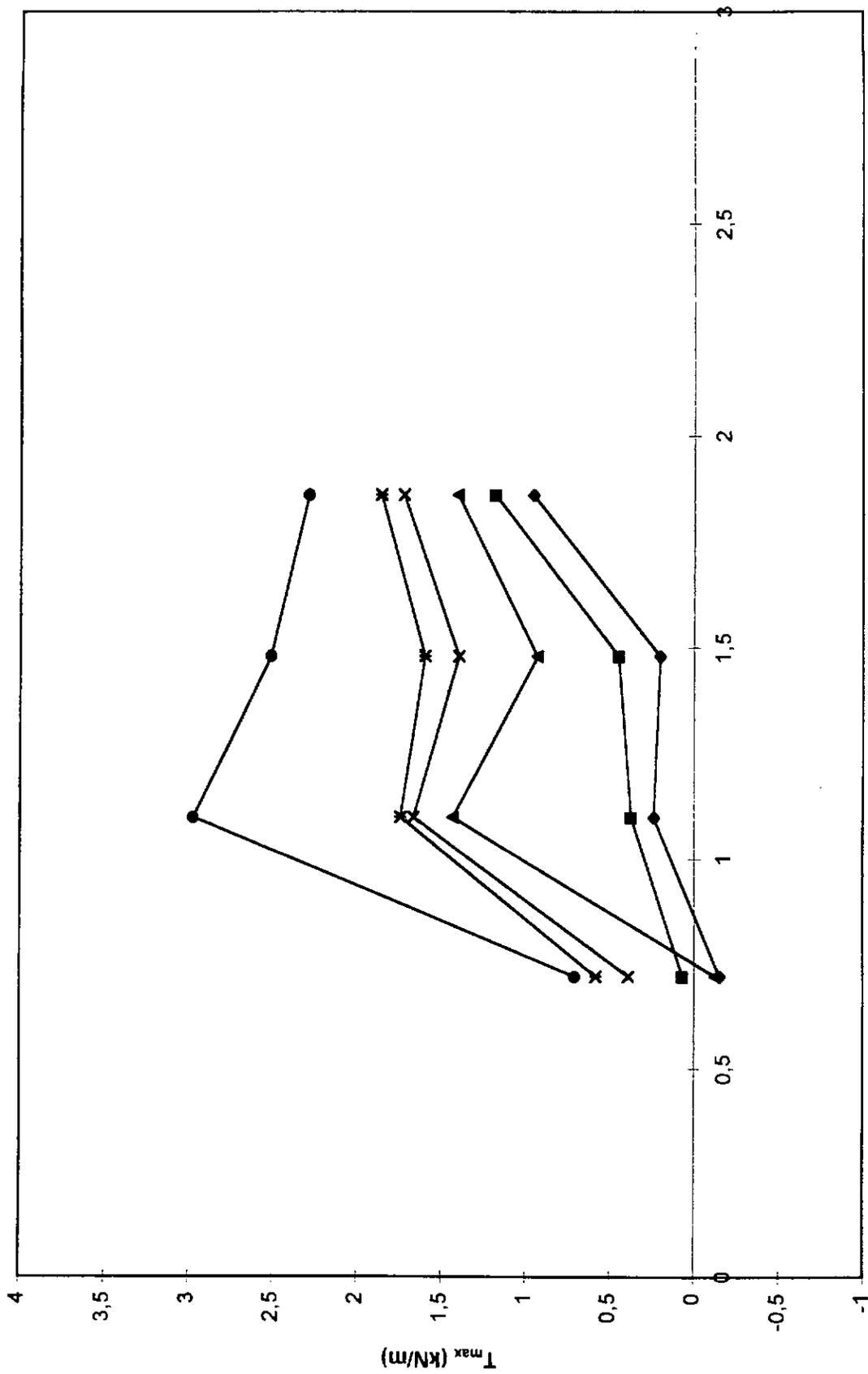


FIGURA 5.36 - Esforços de tração versus altura de aterro compactado (reforço nº2).



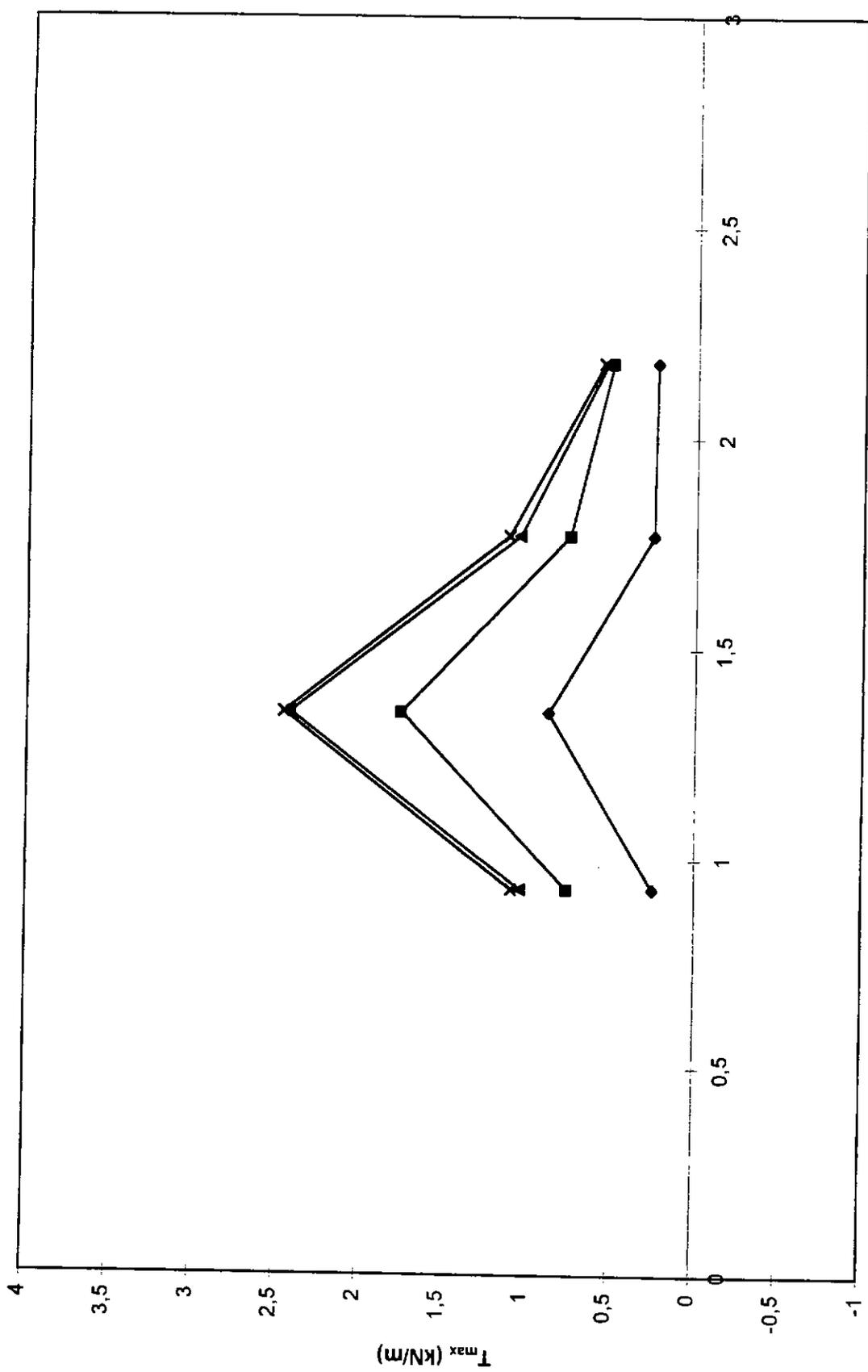
ALTURAS (m)

FIGURA 5.37 - Esforços de tração versus altura de aterro compactado (reforço nº3).

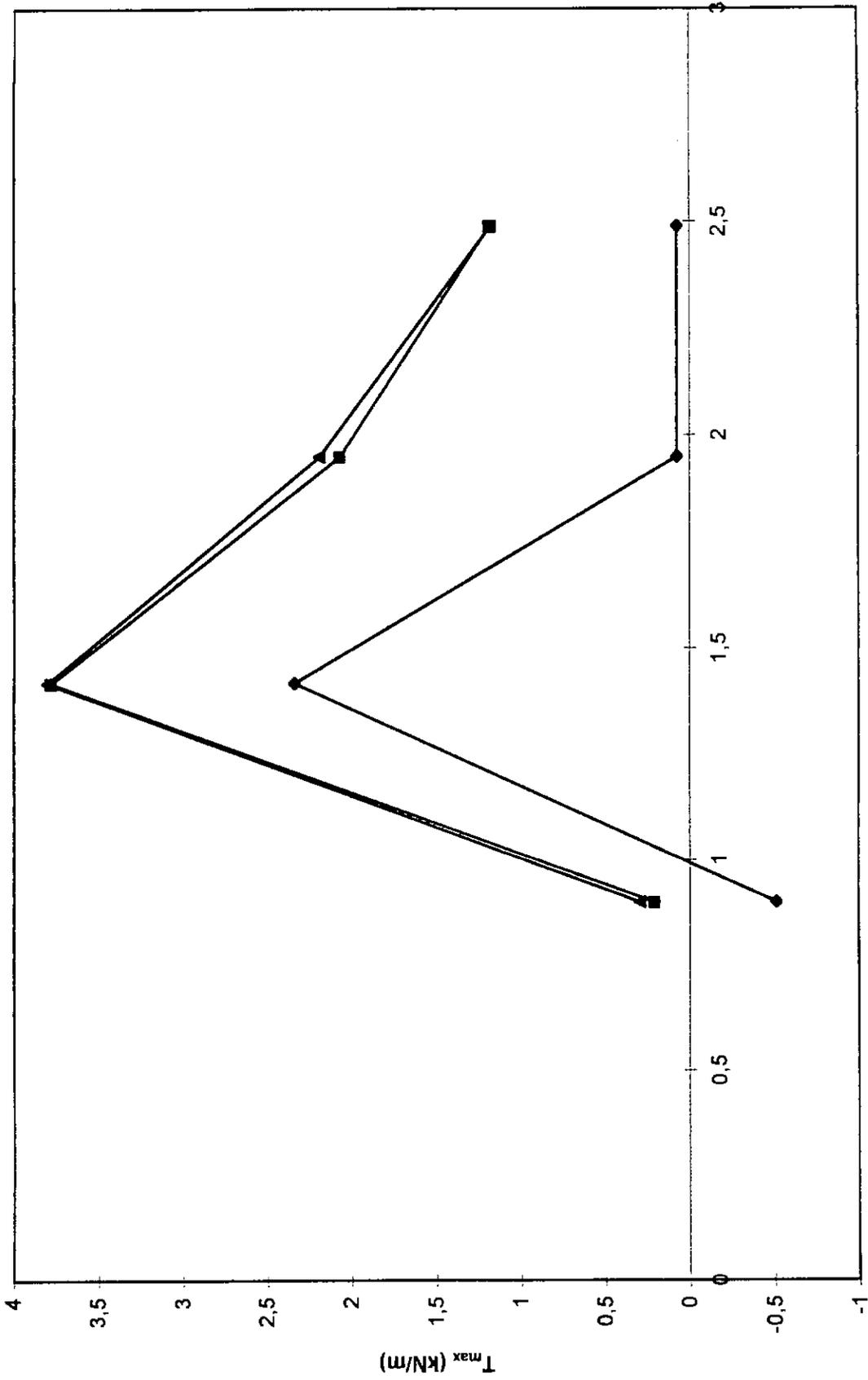


POSIÇÕES DAS FAIXAS A PARTIR DA FACE (m)

FIGURA 5.38 - Distribuição de esforços de tração versus altura de aterro compactado no reforço nº 1.



POSICÕES DAS FAIXAS A PARTIR DA FACE (m)
 FIGURA 5.39 - Distribuição de esforços de tração
 versus altura de aterro compactado no reforço nº2.



POSIÇÕES DAS FAIXAS A PARTIR DA FACE (m)

FIGURA 5.40 - Distribuição de esforços de tração versus altura de aterro compactado no reforço nº3.

INCLINÔMETROS

Tubos de inclinômetros foram instalados próximos à face e na extremidade final dos reforços, conforme indicado na Figura 5.2. Quando o aterro atingiu a altura correspondente à 3ª camada de reforço, as movimentações nas 1ª e 2ª camadas já relatadas provocaram um desalinhamento que levou o tubo de inclinômetro próximo à face a se projetar para fora do corpo do aterro. Por este motivo, resolveu-se instalar um 2º tubo de inclinômetro próximo à face, a partir do topo da 2ª camada, de forma a permitir acompanhar as movimentações das camadas superiores. Nas Figuras 5.41, 5.42, 5.43 e 5.44 apresentam-se as deformações medidas.

Os inclinômetros moveram-se em direções opostas, durante a obra, evidenciando a influência dos esforços de compactação. O inclinômetro instalado próximo à rua movimentou-se cerca de 35 milímetros em direção à mesma e o instalado junto à face movimentou-se cerca de 27 centímetros. Considerando-se que nesta seção o muro tem altura de 3,90 metros, pode-se considerar que a movimentação percentual da face foi de 6,92 %.

As fotos nº 8 a 26 ilustram as demais fases da obra.

Inclinômetro 01 - face do talude

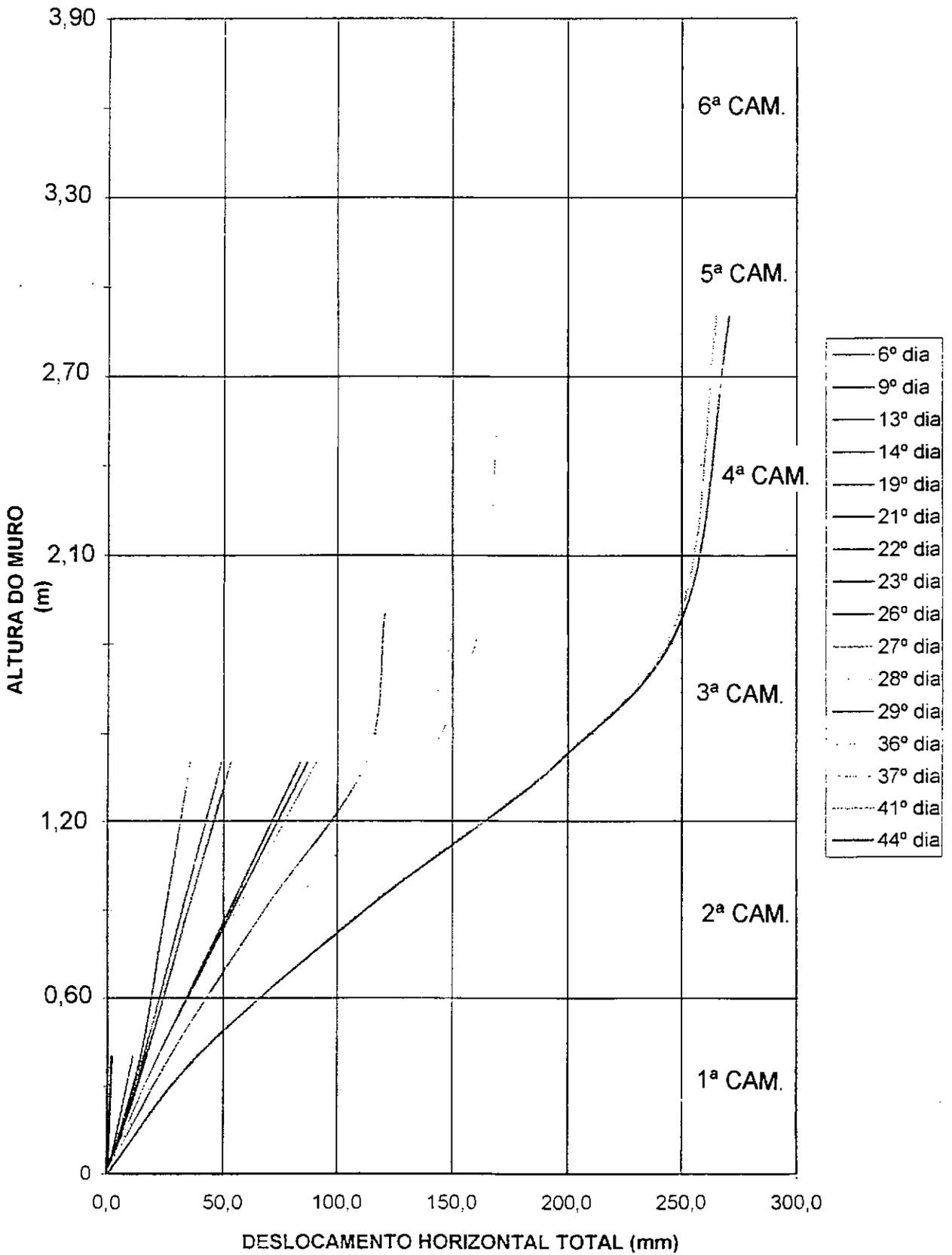


FIGURA 5.41 - Inclinômetro 01 (face),

deslocamentos transversais.

Inclinômetro 02 - próximo à rua

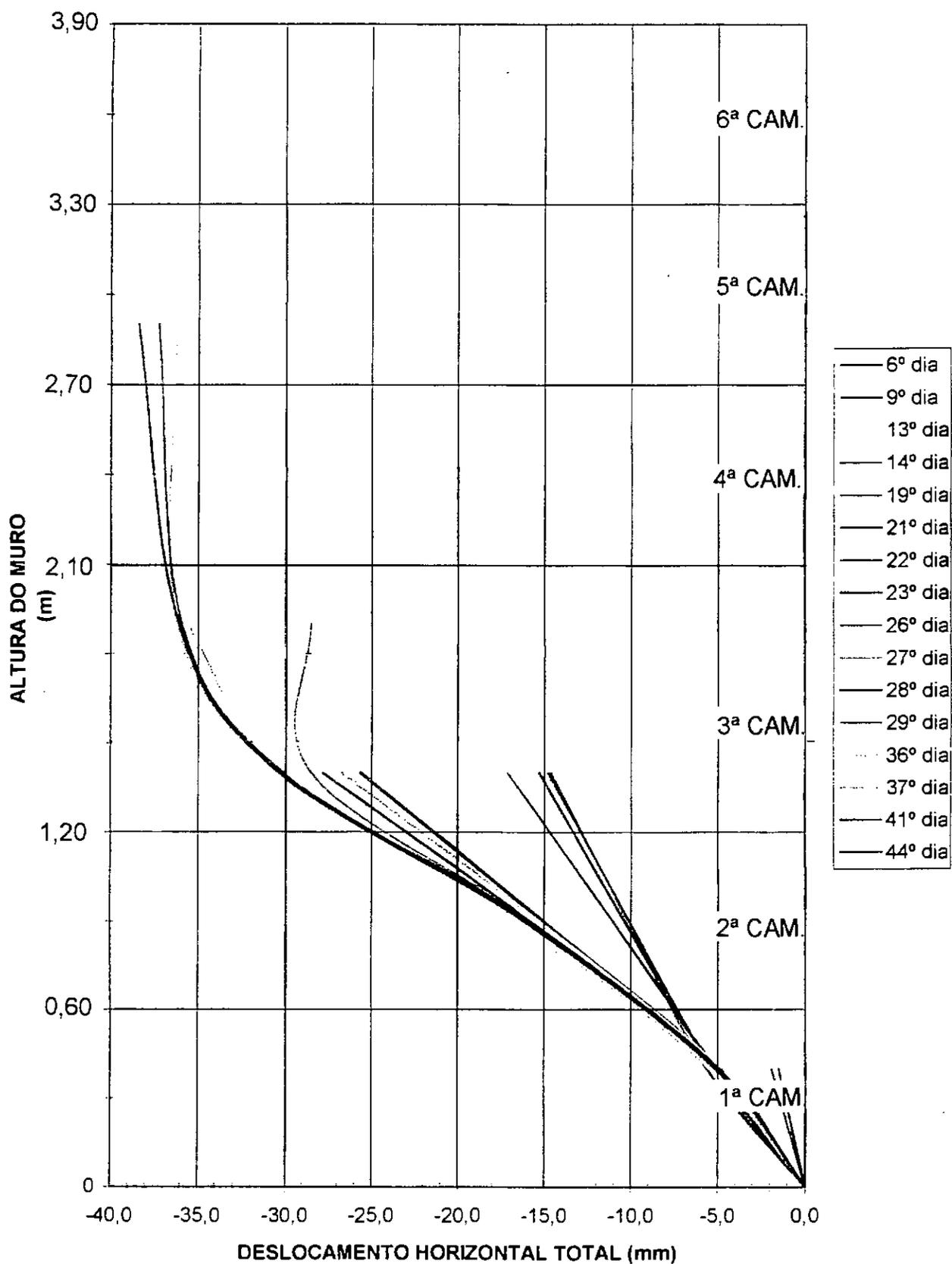


FIGURA 5.42 - Inclinômetro 02 (próximo à rua),
deslocamentos transversais.

Inclinômetro 01 - face do talude

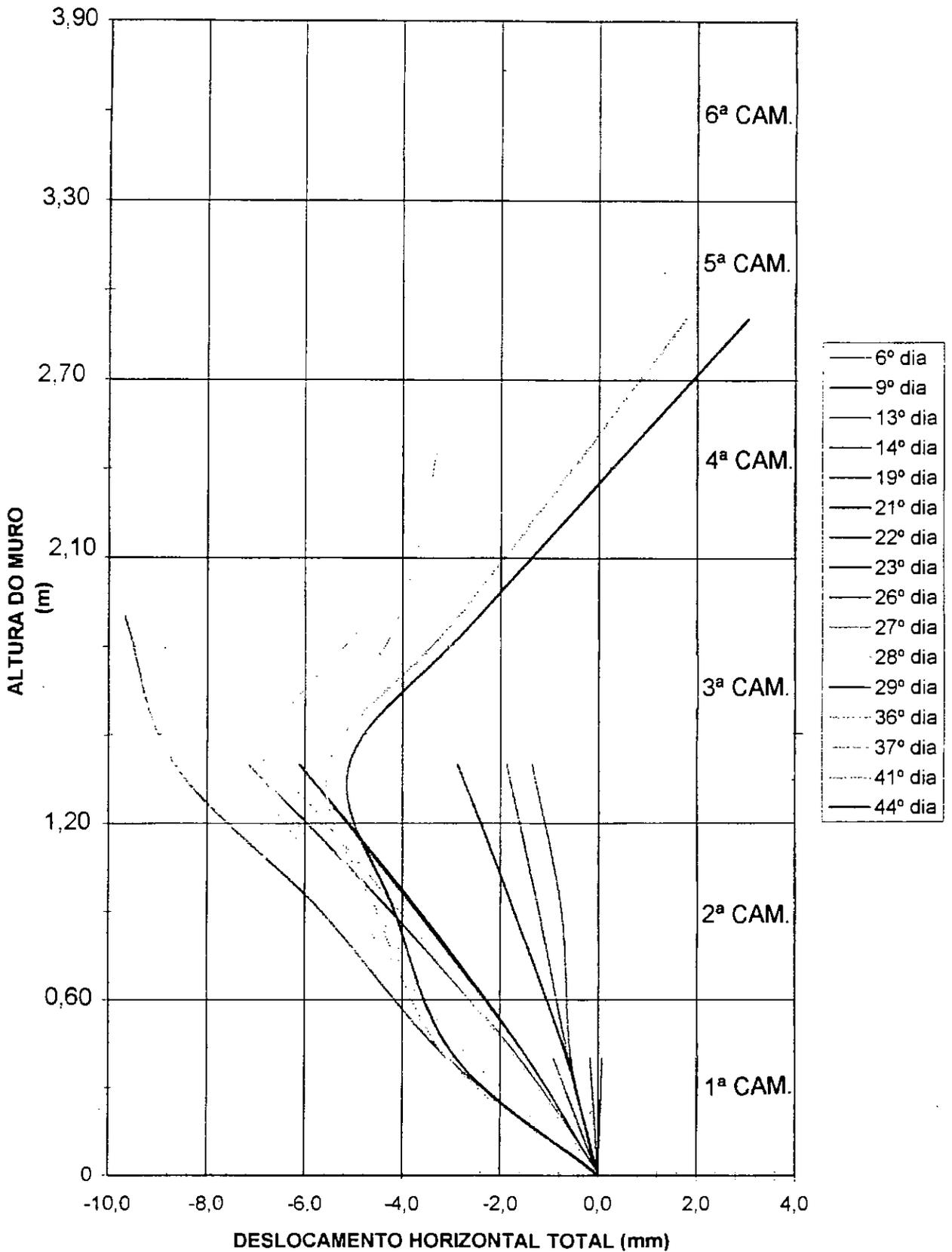


FIGURA 5.43 - Inclinômetro 01 (face),

deslocamentos longitudinais.

Inclinômetro 02 - próximo à rua

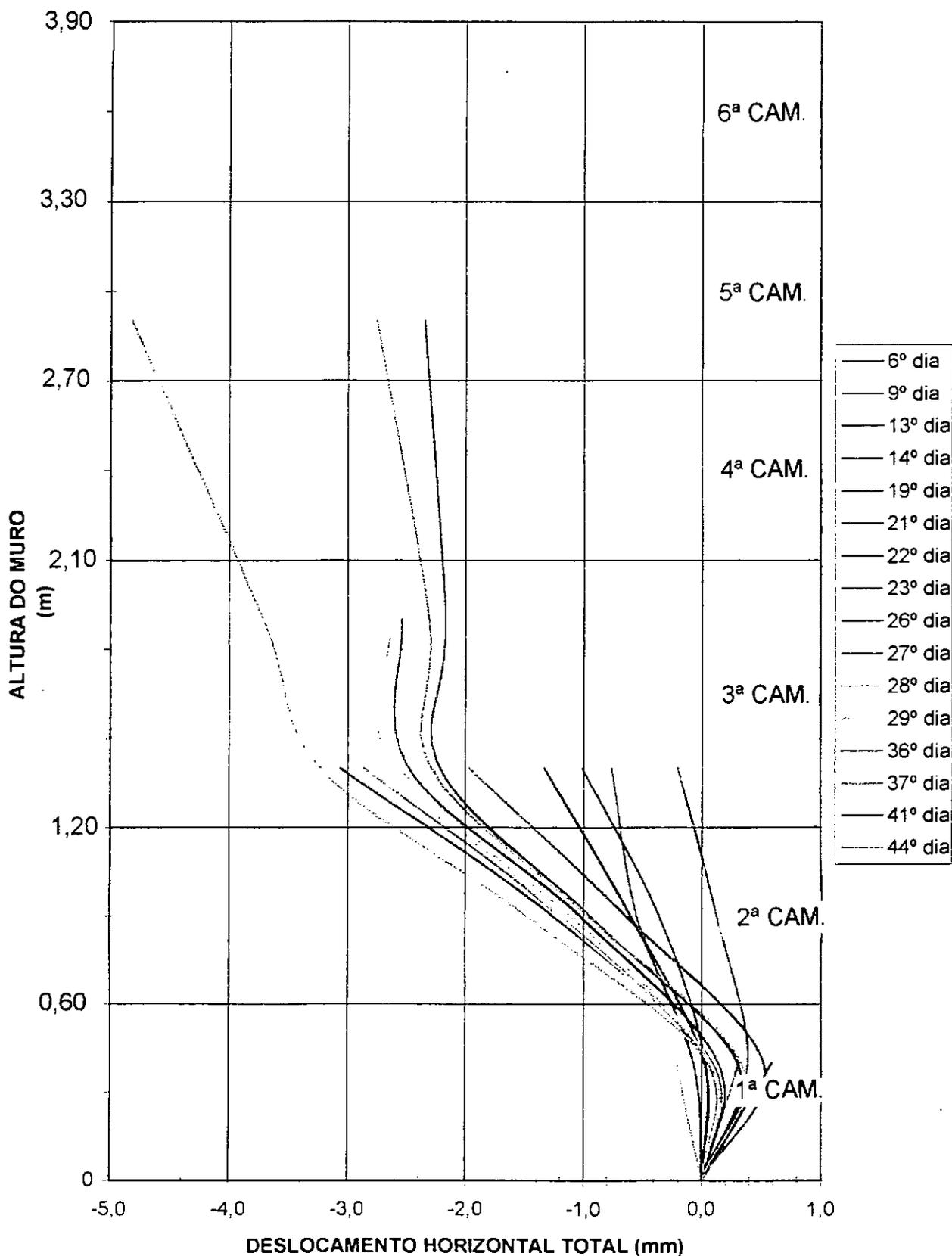


FIGURA 5.44 - Inclinômetro 02 (próximo à rua),
deslocamentos longitudinais.

CAPÍTULO 6 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 - TENSÕES ATUANTES NOS REFORÇOS

Utilizou-se nesta análise o método proposto por Ehrlich e Mitchell (1994). Esta análise foi efetuada com auxílio de uma planilha eletrônica (Microsoft Excel, Versão 5.0), com base nos parâmetros apresentados na Tabela 5.3; também foram considerados alguns valores para a coesão aparente, devido à condição de não-saturação do aterro. Na Tabela 6.1 apresentam-se os parâmetros utilizados nas análises.

Para o geotêxtil foi utilizado o módulo de rigidez à tração J , correspondente ao recarregamento, cuja obtenção é mostrada no Capítulo 5 deste trabalho de tese.

Os parâmetros hiperbólicos foram definidos com base no sugerido por Duncan et al., 1980, assumindo um grau de compactação do solo de 90%.

Tabela 6.1 - Resumo dos parâmetros utilizados nas análises.

c (kPa)	ϕ (graus)	γ (kN/m ³)	k	k_u	n	R_f	J (kN/m)
0							
5							
10	33	18,6	90	108	0,45	0,7	196
20							
50							

onde k , k_u , n e R_f são respectivamente o módulo numérico de carregamento e descarregamento, módulo exponencial e razão de ruptura (parâmetros do modelo hiperbólico de Duncan et al., 1980).

Na Figura 6.1 são mostradas curvas de T_{max} em função das profundidades z dos reforços, calculados para diferentes valores de coesão. Também são assinalados os resultados obtidos com a instrumentação. Com o intuito de avaliar a importância da rigidez dos reforços nos resultados efetuou-se um estudo paramétrico calculando-se T_{max} considerando uma majoração para J de 2, 4 e 8 vezes a rigidez adotada. Nas Figuras 6.2 a 6.4 são apresentados estes resultados.

A curva que melhor representa os resultados medidos corresponde à coesão de 50 kPa e rigidez à tração J de 196 kN/m. Visto o material apresentar-se parcialmente saturado pode-se considerar este valor da coesão aceitável. Quanto à rigidez à tração do reforço, este valor corresponde ao módulo de recarregamento. No campo, o reforço atua confinado; no entanto acredita-se que o módulo de recarregamento não seja significativamente influenciado pelo confinamento, já que as fibras nesta condição encontram-se mais alinhadas. Comparando-se a Figura 3.11, com os resultados obtidos por Tupa e Palmeira (1995) com a Figura 5.34 desta tese, obtida com base nos ensaios efetuados nas mantas, verifica-se que os valores do módulo de rigidez de recarregamento são similares aos obtidos sob tensões de confinamento da ordem de 50 a 100 kPa.

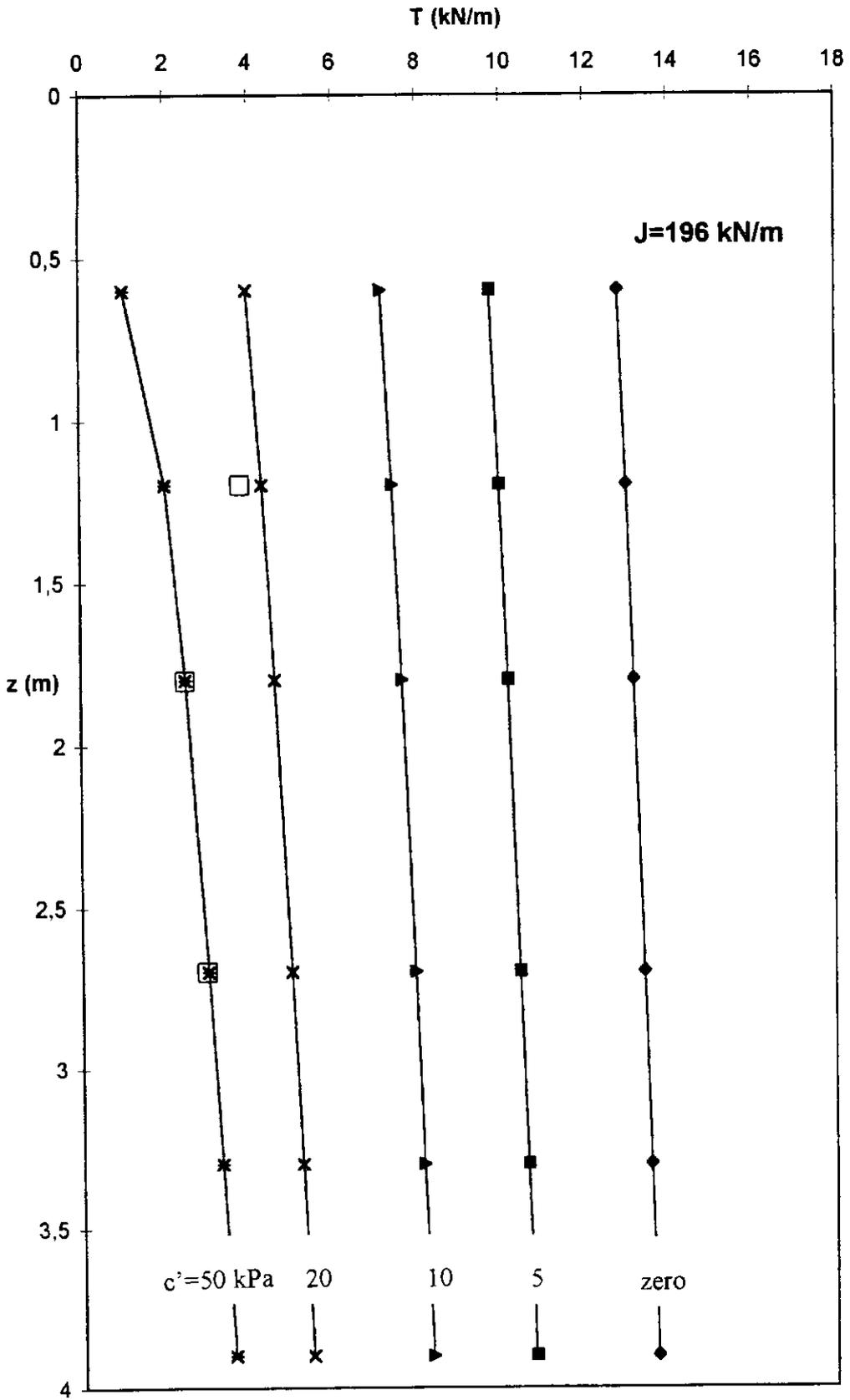


FIGURA 6.1 - Curvas de tração máxima em função da profundidade ($J=196$ kN/m)

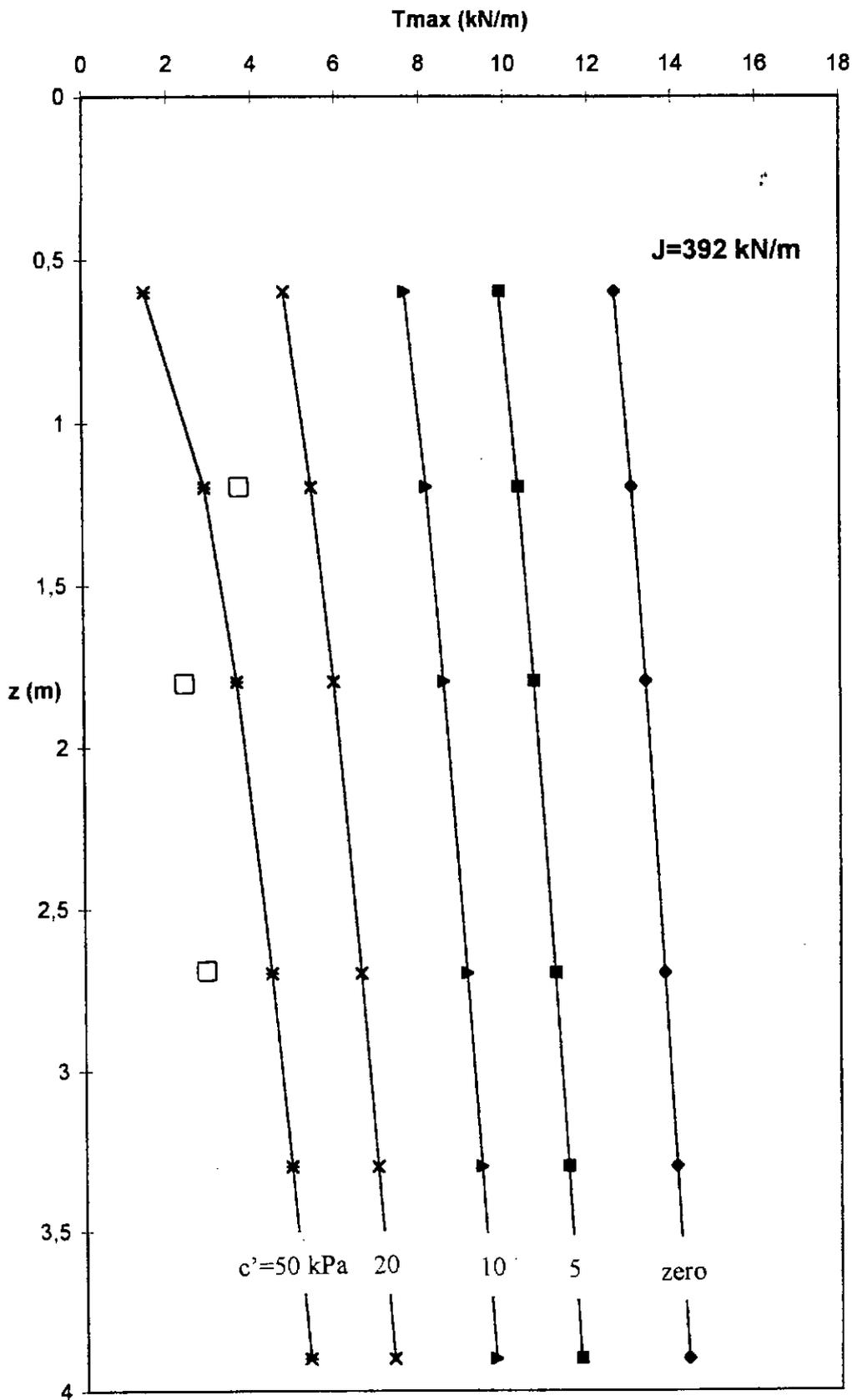


FIGURA 6.2 - Curvas de tração máxima em função da profundidade ($J=392$ kN/m)

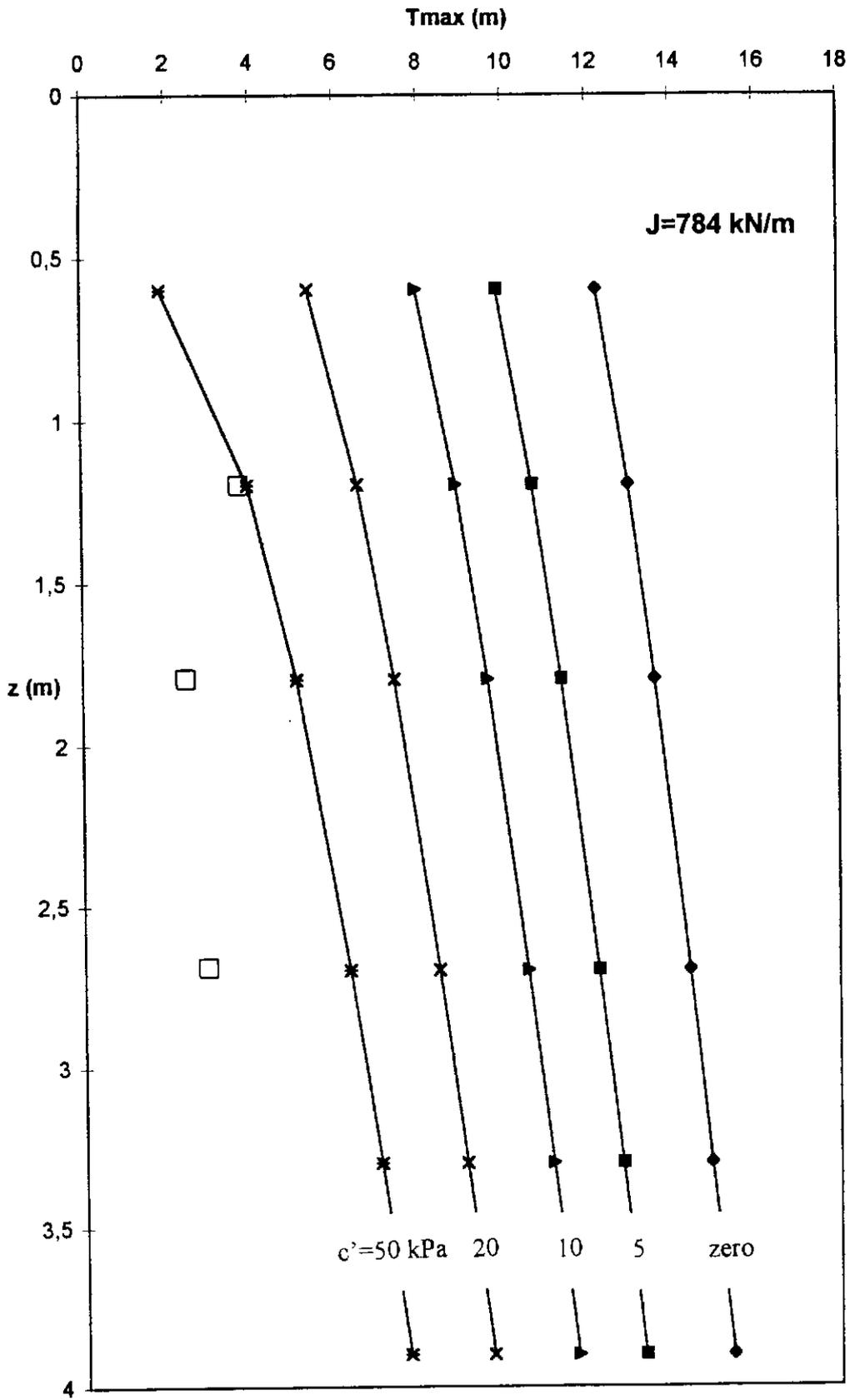


FIGURA 6.3 - Curvas de tração máxima em função da profundidade ($J=784$ kN/m)

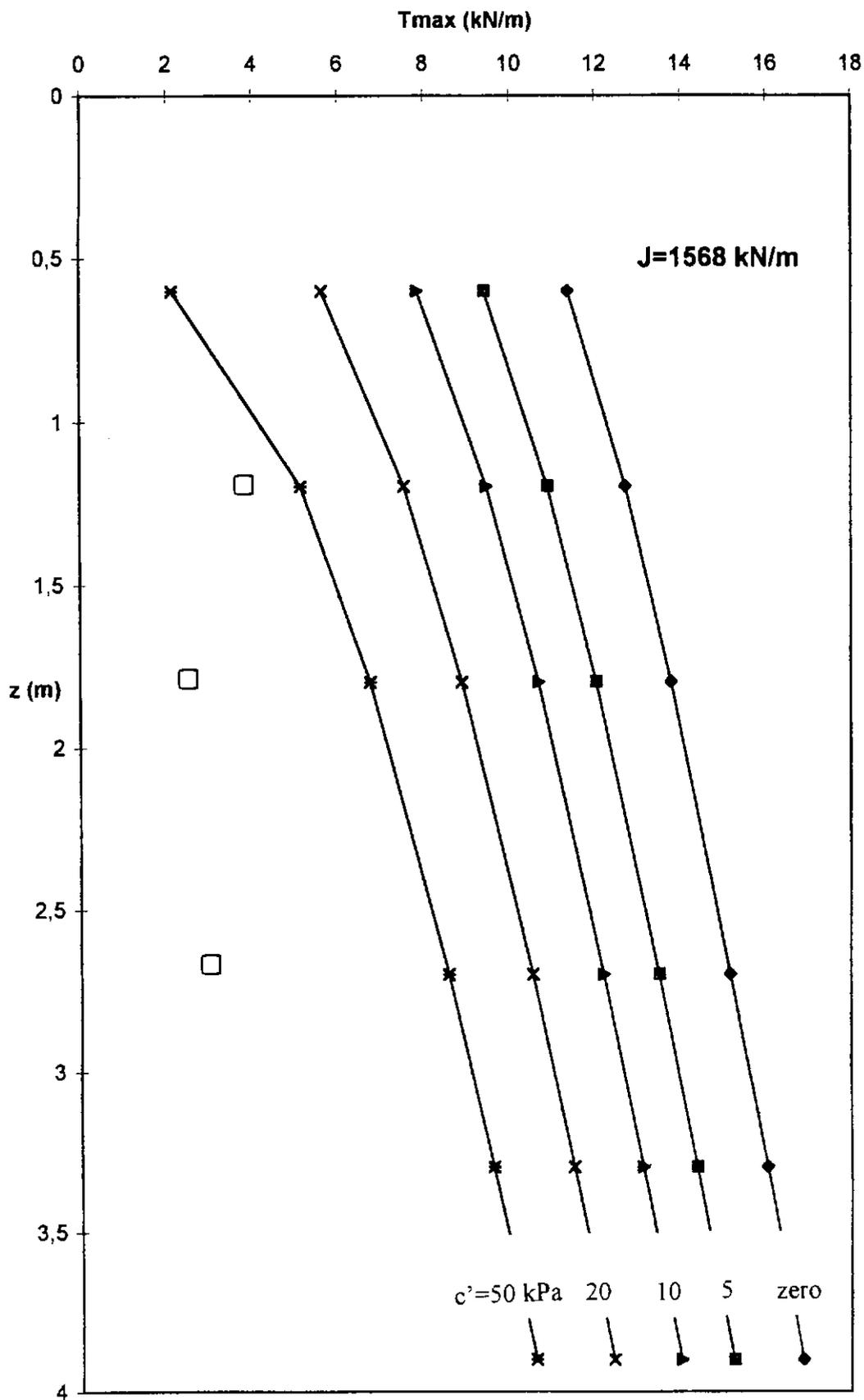


FIGURA 6.4 - Curvas de tração máxima em função da profundidade ($J=1568$ kN/m)

6.2 - CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES

Com base no procedimento sugerido por Ehrlich (1995) foram calculadas movimentações devidas ao alongamento dos reforços v_{zr} , conforme mostrado no item 4.4:

$$v_{zr} = \left(\frac{1}{2}\right) \left[\frac{T_{max} B}{A_r E_r} \right] \left[1 + tg \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \frac{z}{B} \right] \quad (\text{Eq. 4.29})$$

Considerou-se nesta análise os valores de T_{max} calculados no item 6.1, para $c = 50$ kPa.

Na Tabela 6.2 são apresentados os resultados desta análise. A movimentação total do topo do muro devido ao alongamento dos reforços v_{zr} é dada pelo somatório das movimentações parciais v_r . Na Tabela 6.3 é comparado o valor desta soma com os obtidos no campo pela inclinometria.

Tabela 6.2 - Valores de tensões máximas e distensões nos reforços, calculados segundo o método proposto por Ehrlich e Mitchell, 1994.

z (m)	T_{\max} (kN/m)	v_z (m)
0,60	1,02	0,0091
1,20	2,01	0,0108
1,80	2,48	0,0283
2,70	2,99	0,0379
3,30	3,29	0,0444
3,90	3,57	0,0512

Tabela 6.3- Movimentação da face do muro - valores calculados e obtidos da inclinometria, em centímetros.

CALCULADO	MEDIDO
18,17	27,00

CAPÍTULO 7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Acompanhou-se cargas e deformações em um muro de solo reforçado com geotêxtil. O procedimento adotado para instrumentação das mantas e da instrumentação em geral apresentou desempenho adequado. Inclínômetros posicionados junto à face e na extremidade oposta moveram-se em direções contrárias entre si, durante a execução da obra, evidenciando a influência dos esforços induzidos pela compactação.

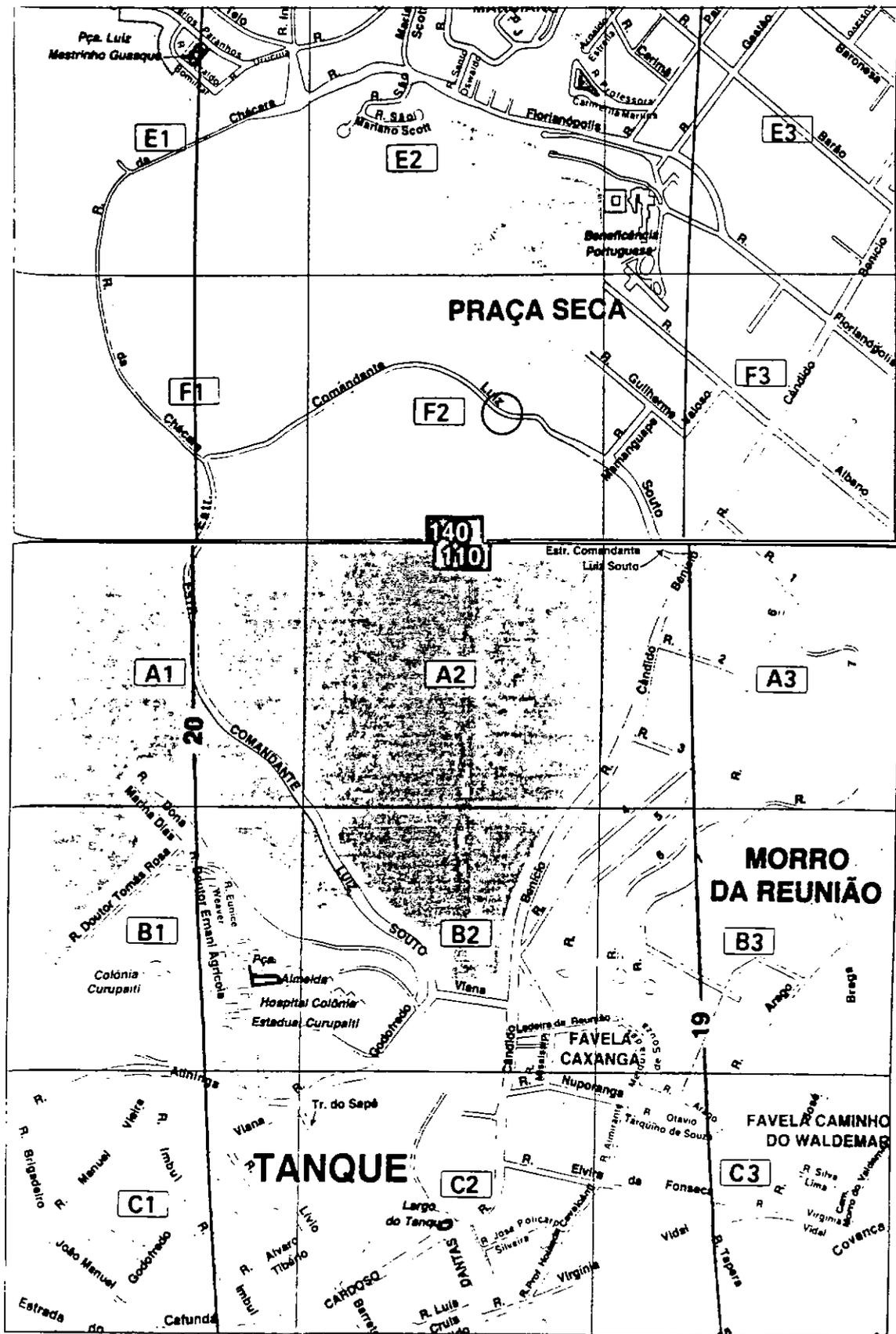
O sistema de acompanhamento de carga nas mantas apresentou-se adequado. A calibração efetuada em laboratório em três mantas instrumentadas apresentou resultados consistentes entre si e com a bibliografia. Evidenciou-se um comportamento diferenciado de módulo de deformação do geotêxtil quando comparado o primeiro carregamento e o recarregamento.

Valores de esforços de tração e deformação calculados mostram-se consistentes com os resultados medidos. Com relação à análise de tensões, este estudo foi conduzido com base numa análise paramétrica na qual se variou o módulo de rigidez do reforço e a coesão do solo. O módulo de rigidez do reforço de 196 kN/m e a coesão aparente de 50 kPa para o solo foram os valores que levaram a uma melhor correspondência com as medições. O valor de 196 kN/m para rigidez do reforço corresponde ao módulo obtido em isolamento sob condições de recarregamento. (as mantas instrumentadas foram todas previamente carregadas antes de serem instaladas no campo). Acredita-se que o módulo de recarregamento não seja significativamente influenciado pelas tensões confinantes e corresponda às condições de trabalho verificadas no campo. Esta afirmação se apresenta consistente com os resultados obtidos sob confinamento apresentados por Tupa e Palmeira (1995).

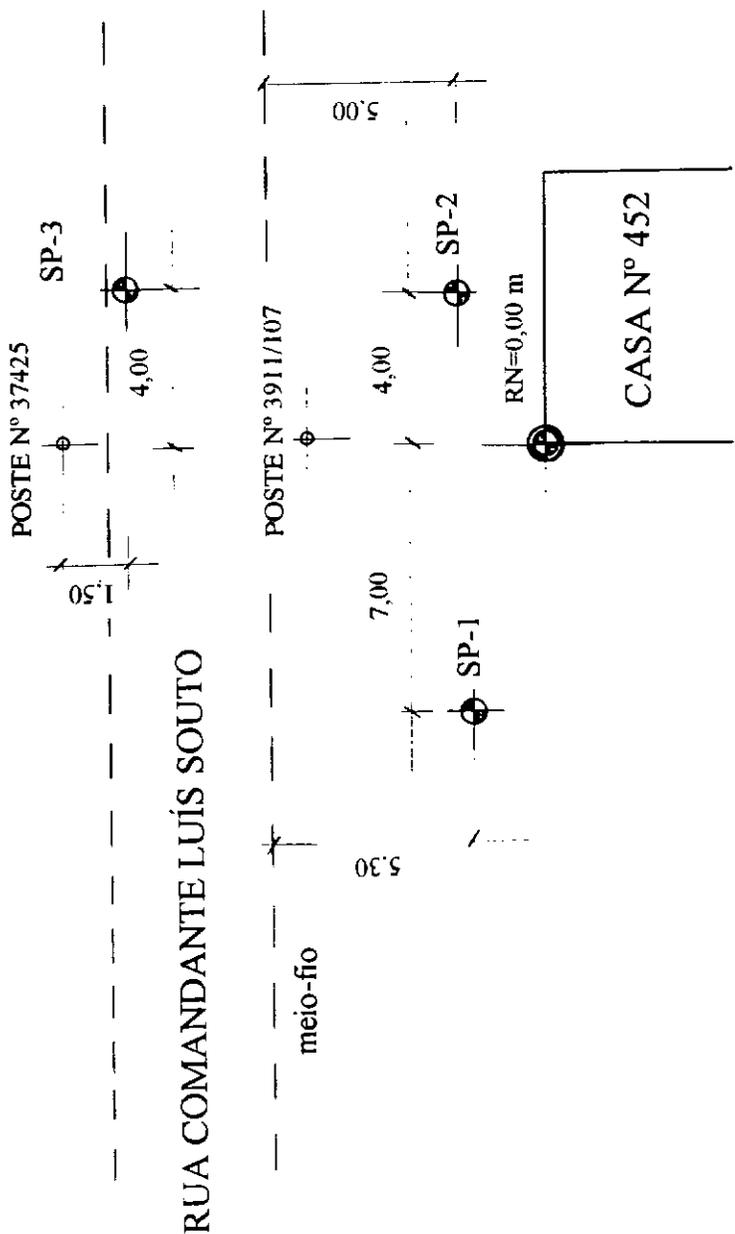
Cumprido ressaltar, em vista da execução da obra, um comportamento atípico do muro, que apresentou significativa deformação nas primeiras camadas. Apesar deste comportamento, a obra pode ser considerada adequada para seus fins, apresentando-se bastante estável na fase posterior à execução.

A respeito da execução da obra, destaca-se a importância da compactação e do correto esticamento das mantas, como forma de evitar deformações excessivas.

Faz-se necessário o aprofundamento do estudo da influência da compactação em solos finos. Os procedimentos sugeridos por Ehrlich e Mitchell (1994) são rigorosamente válidos para solos granulares. Estudos em laboratório procurando simular as solicitações de carga e descarga no campo, com medição das pressões de sucção e trajetórias de tensões efetivas permitiriam aferir a aplicabilidade desta formulação para solos finos.

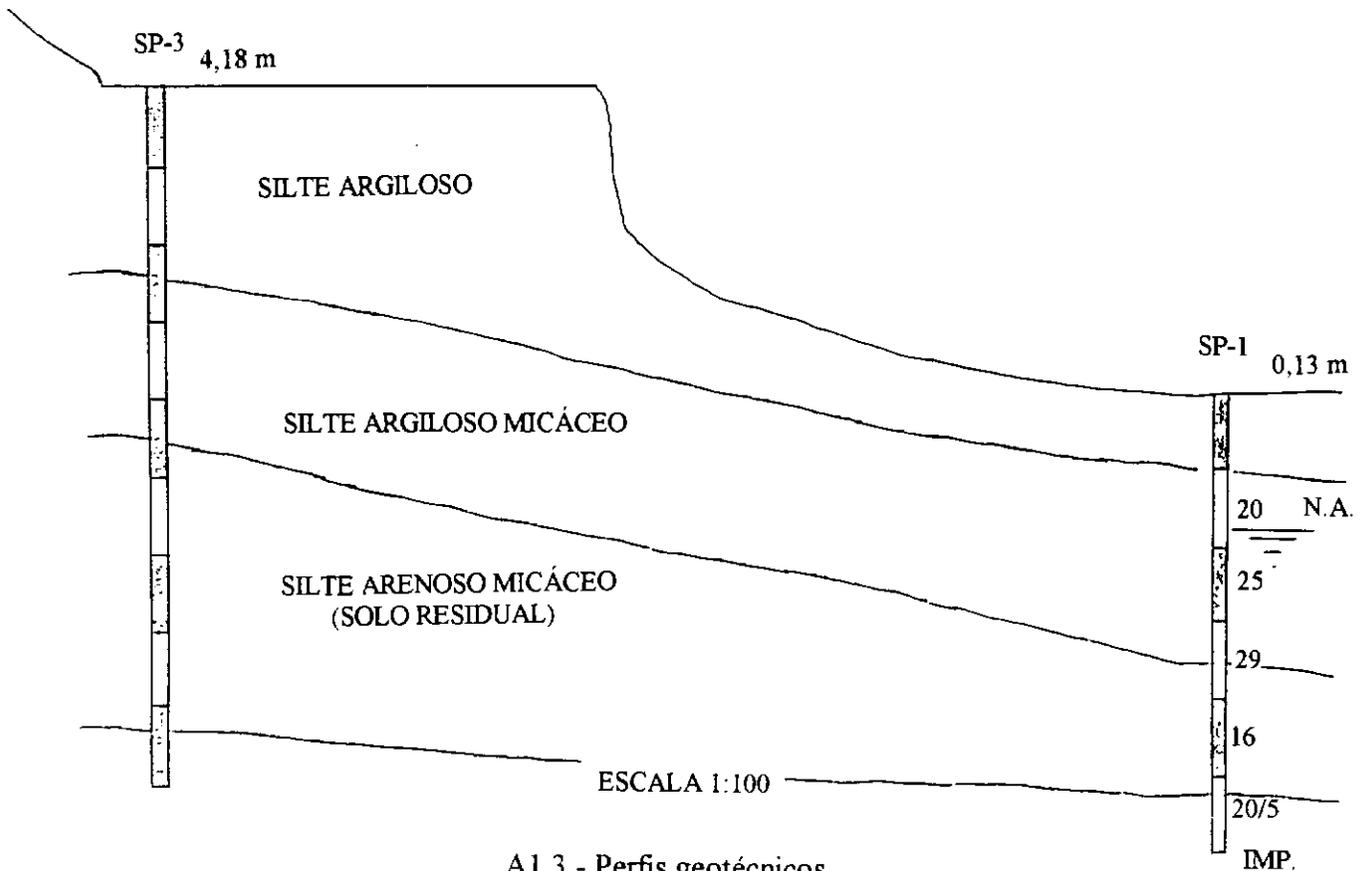
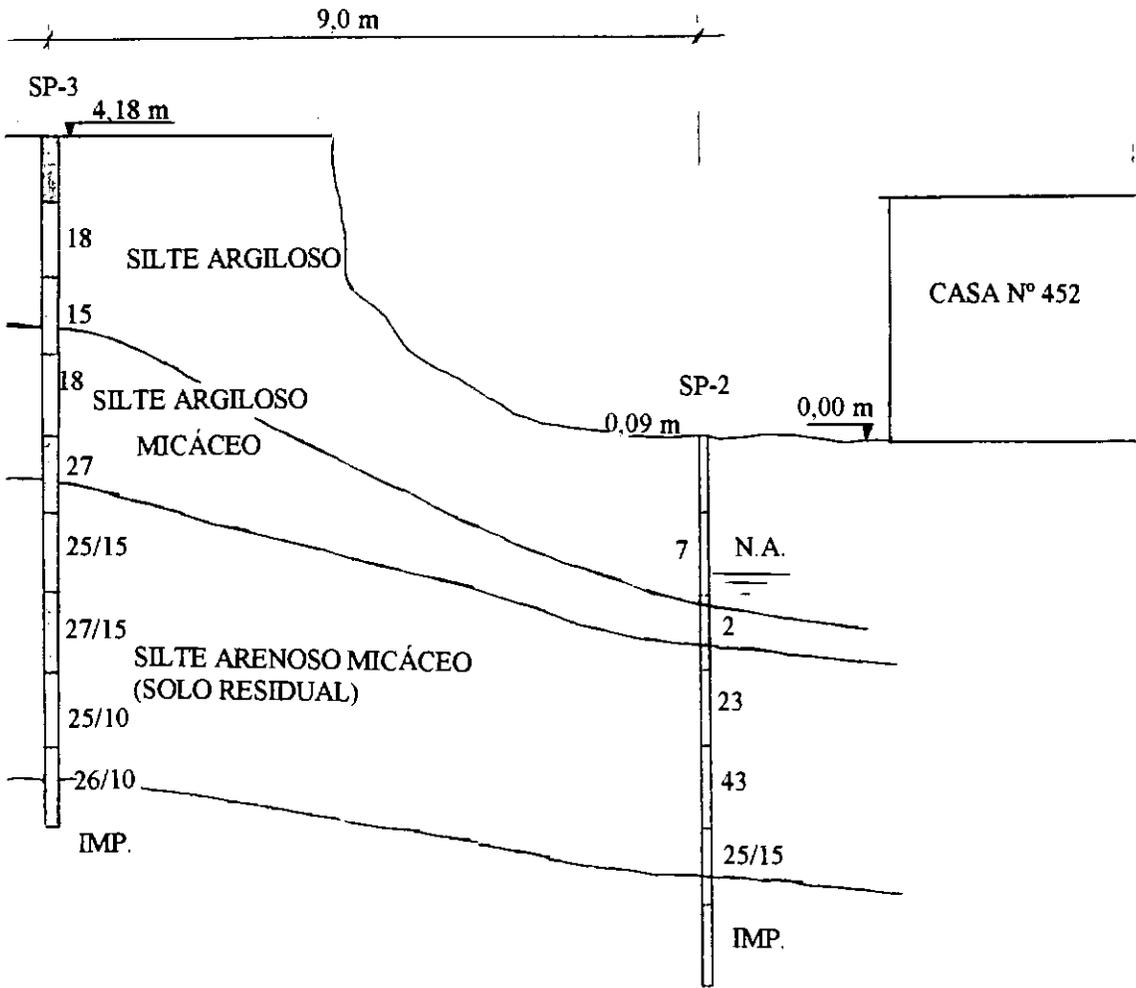


A1.1 - Localização da obra.



Al.2 - Locação das sondagens à percussão.

ESCALA 1:200



A1.3 - Perfis geotécnicos.

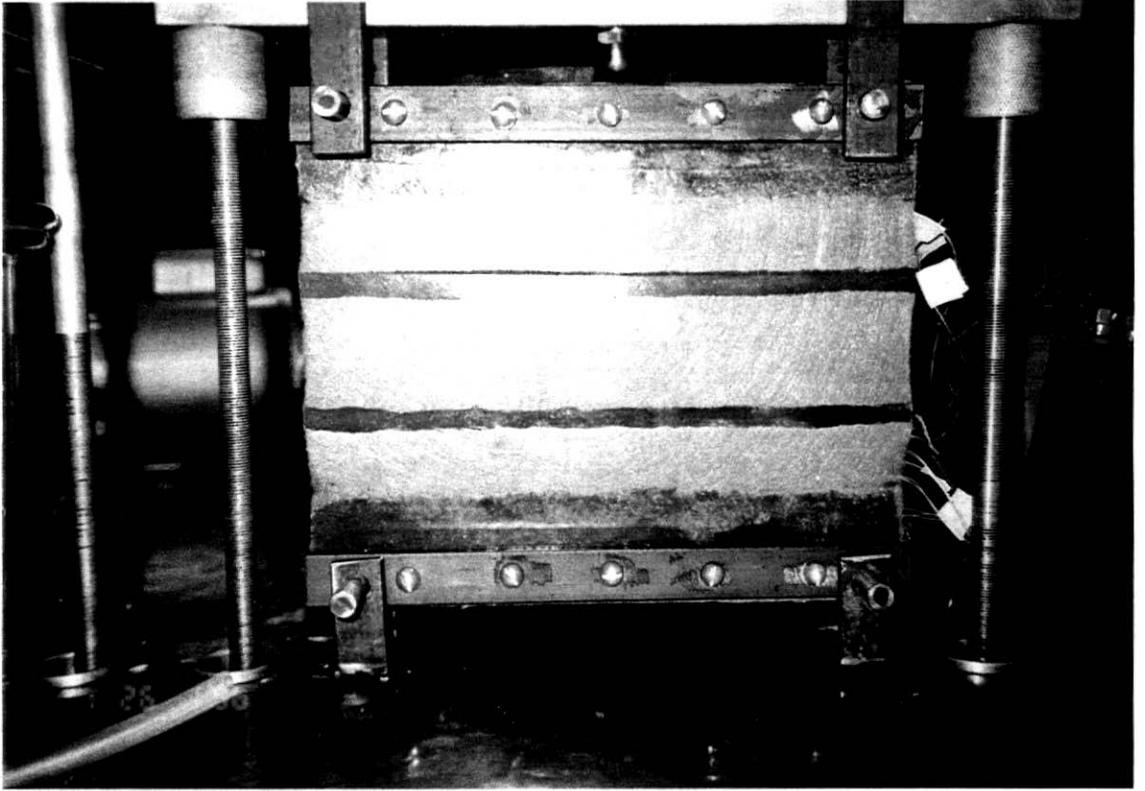


FOTO Nº1 - Modelo de um reforço
instrumentado

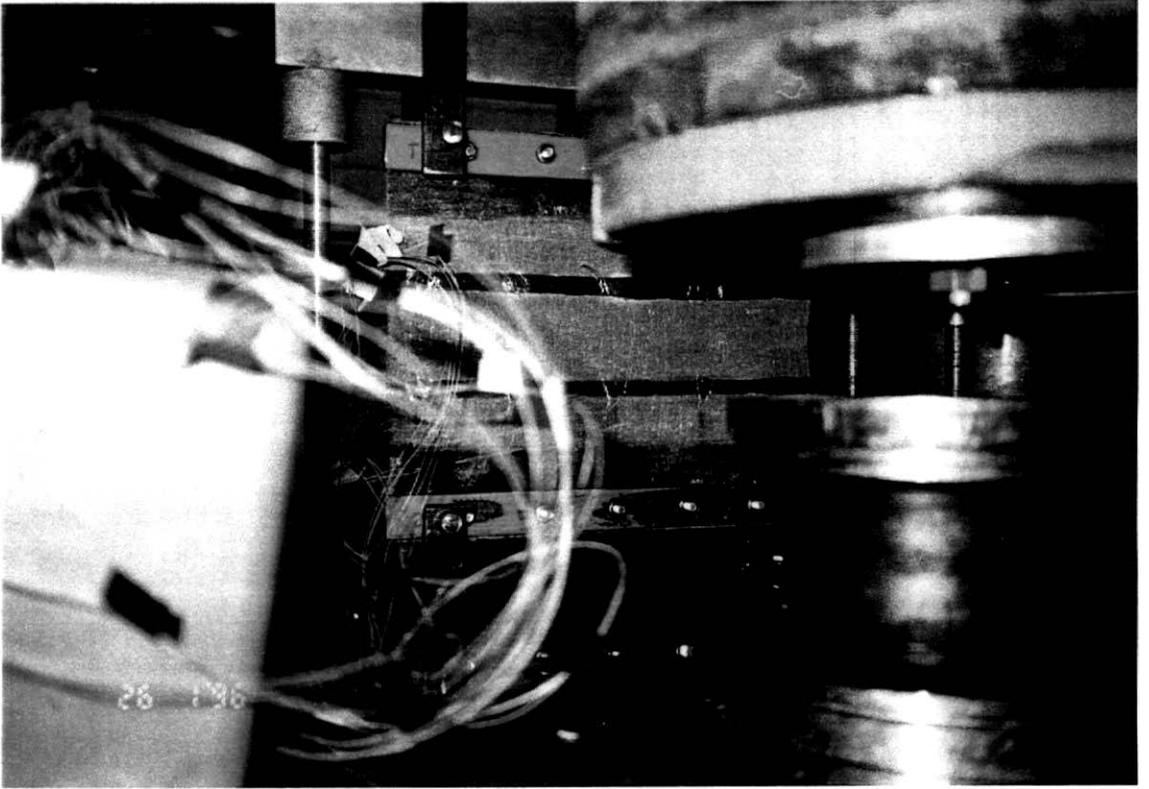


FOTO Nº2 - Modelo de um reforço instrumentado

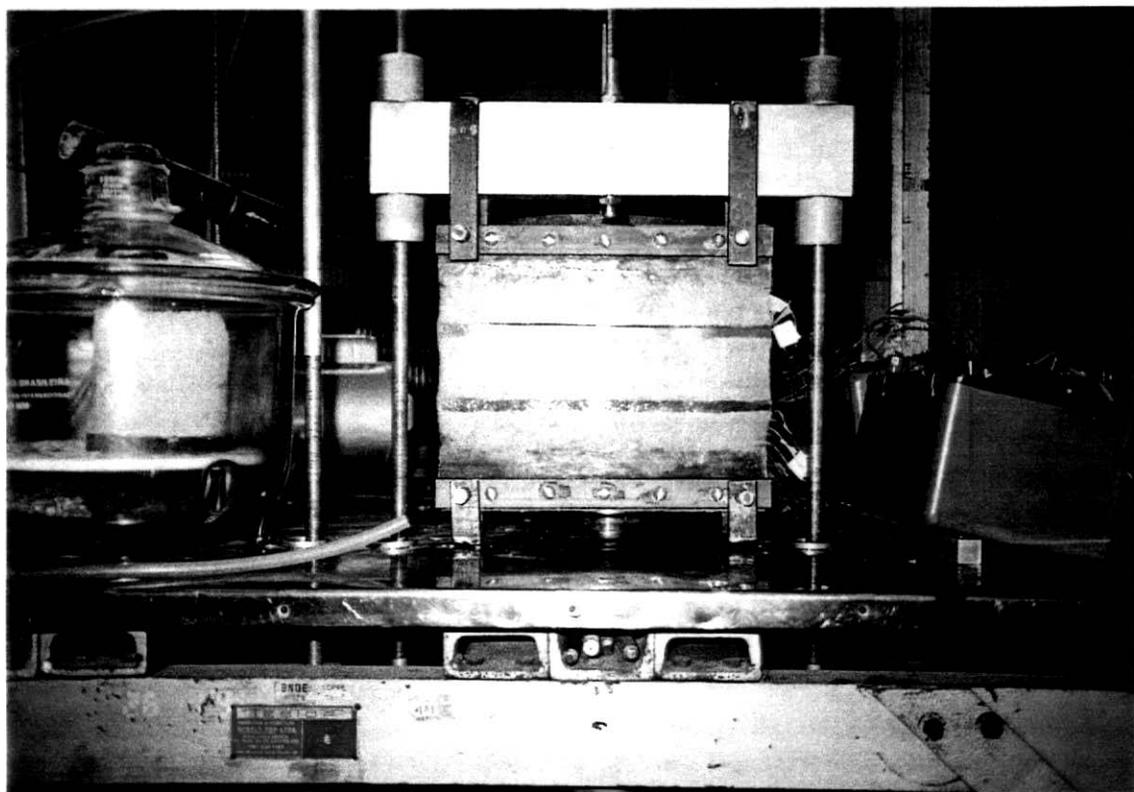


FOTO Nº3 - A faixa de araldite (superior) tem acabamento mais uniforme que a de resina.

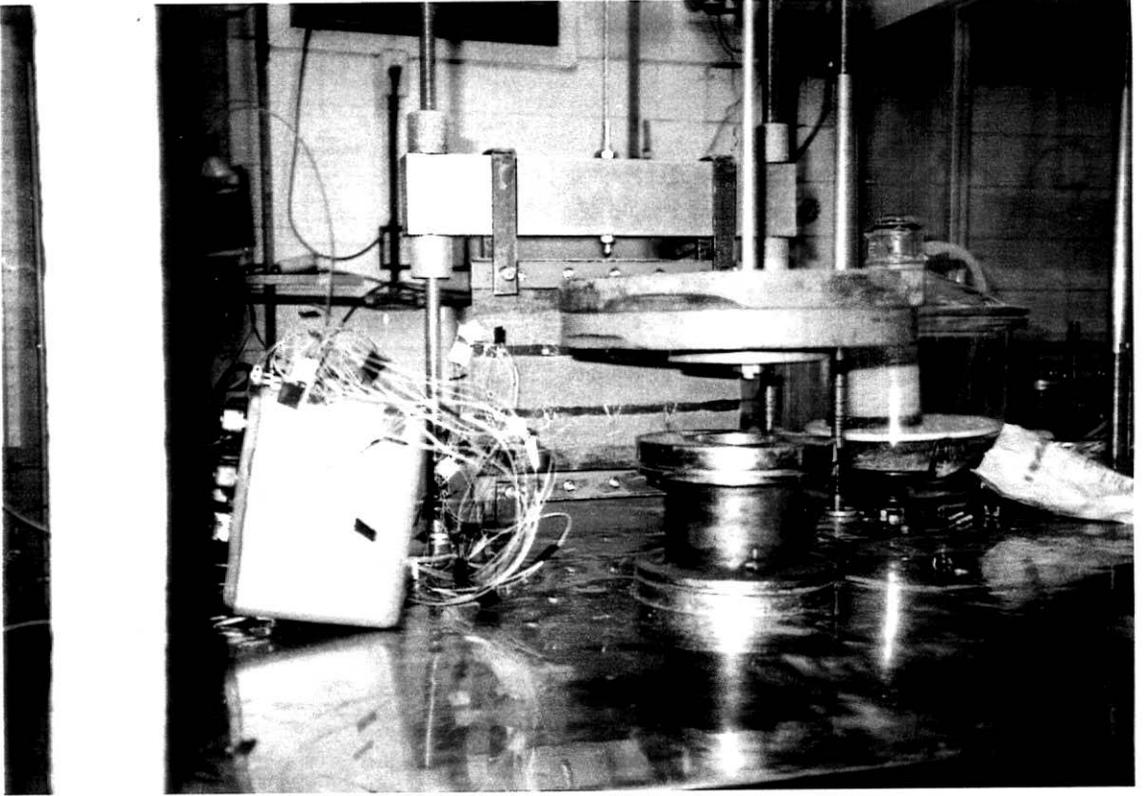


FOTO N°4 - Ensaio de tração no modelo.



FOTO N° 5 - Preparo das faixas instrumentadas
(Reforço n° 1).

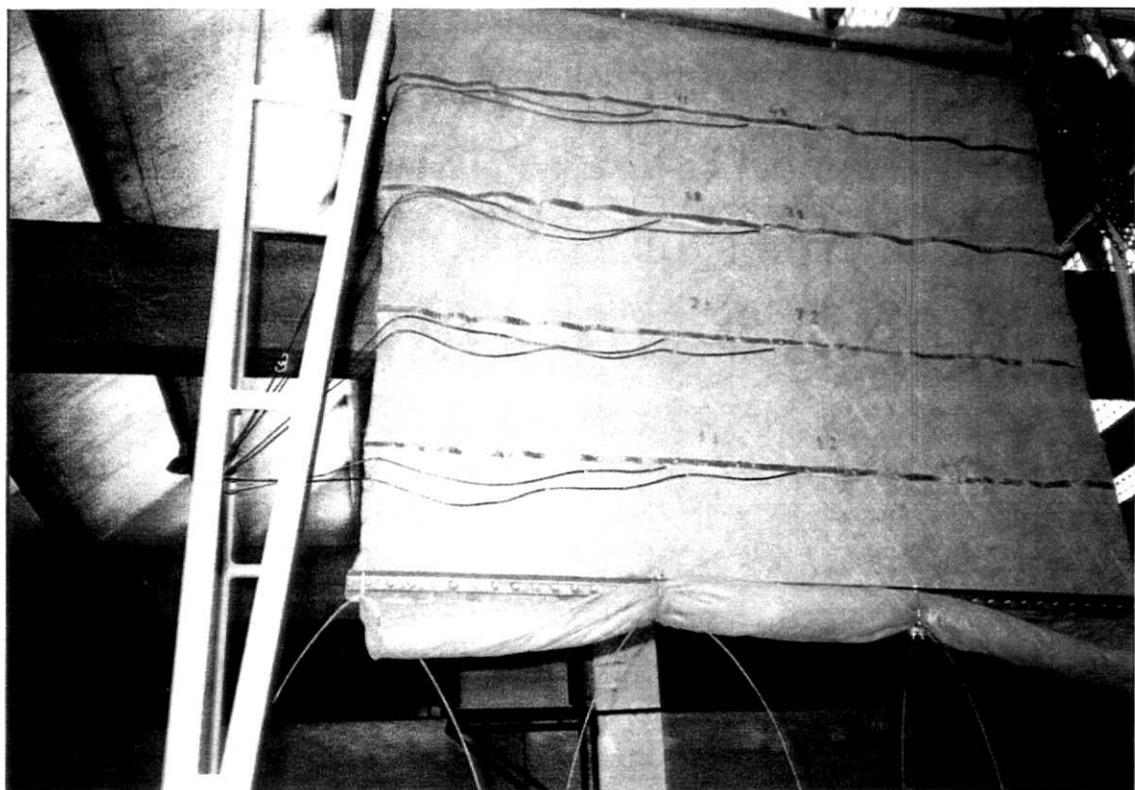


FOTO Nº 6 - Aparato do ensaio de tração no laboratório.



FOTO N°7 - Visão geral dos ensaios nos reforços.



FOTO Nº8 - Situação antes da obra.



FOTO Nº 9 - Situação antes da obra, por outro ângulo.



FOTO Nº10 - Situação logo após o preparo do local da obra.

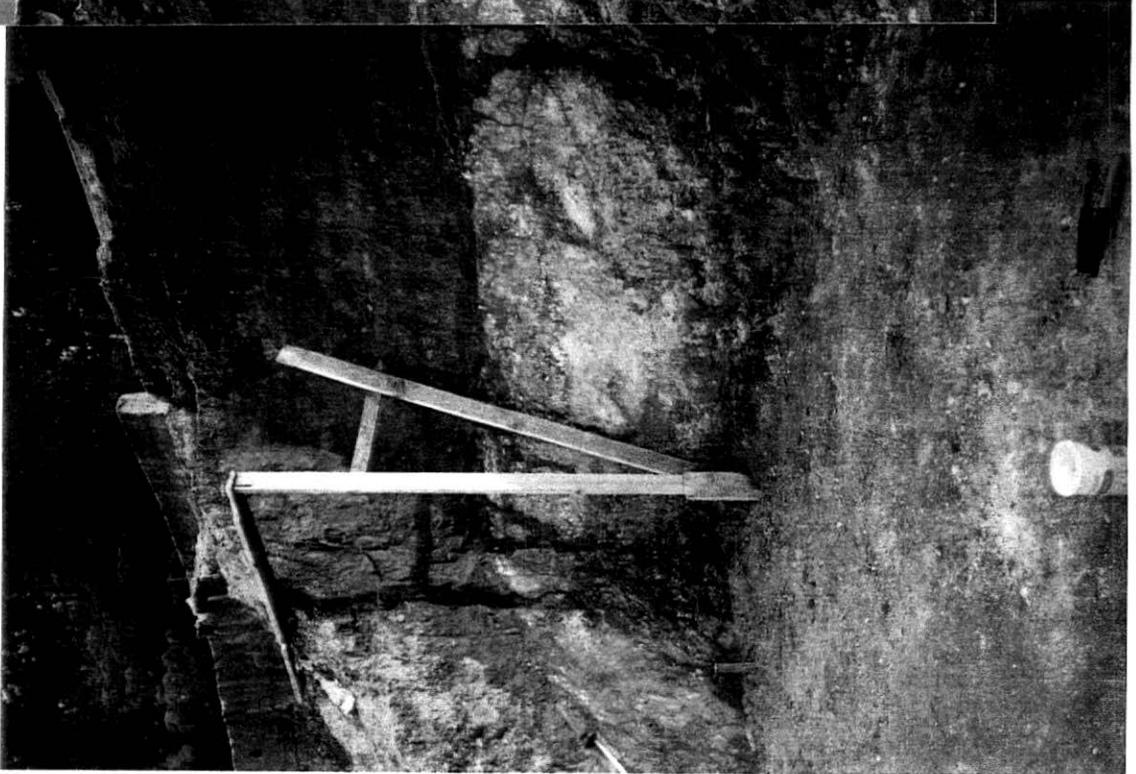




FOTO Nº 11 - Instalação dos inclinômetros.



FOTO N° 12 - Instalação da 1ª camada de reforço.

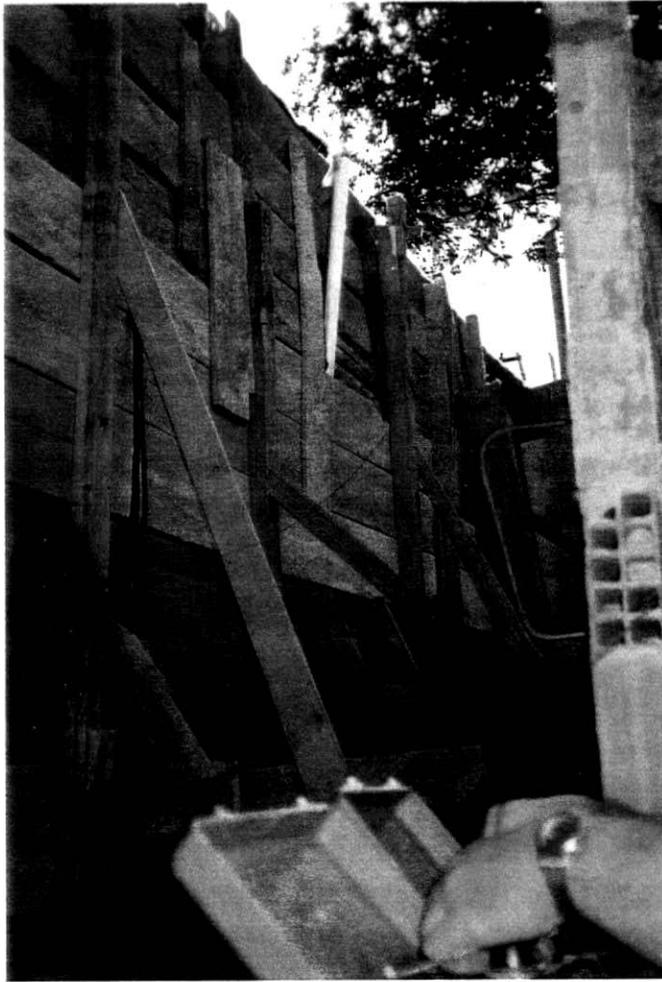


FOTO Nº 13 - Leituras nos extensômetros.

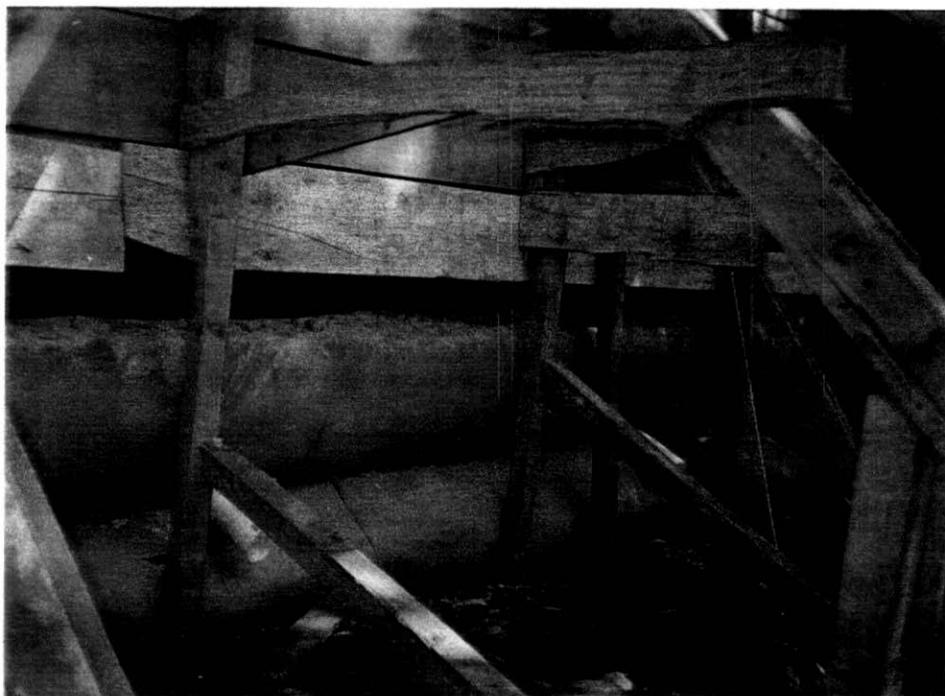


FOTO Nº 14 - Retirada do escoramento das 1ª e 2ª camadas, observando-se as mantas mal esticadas.

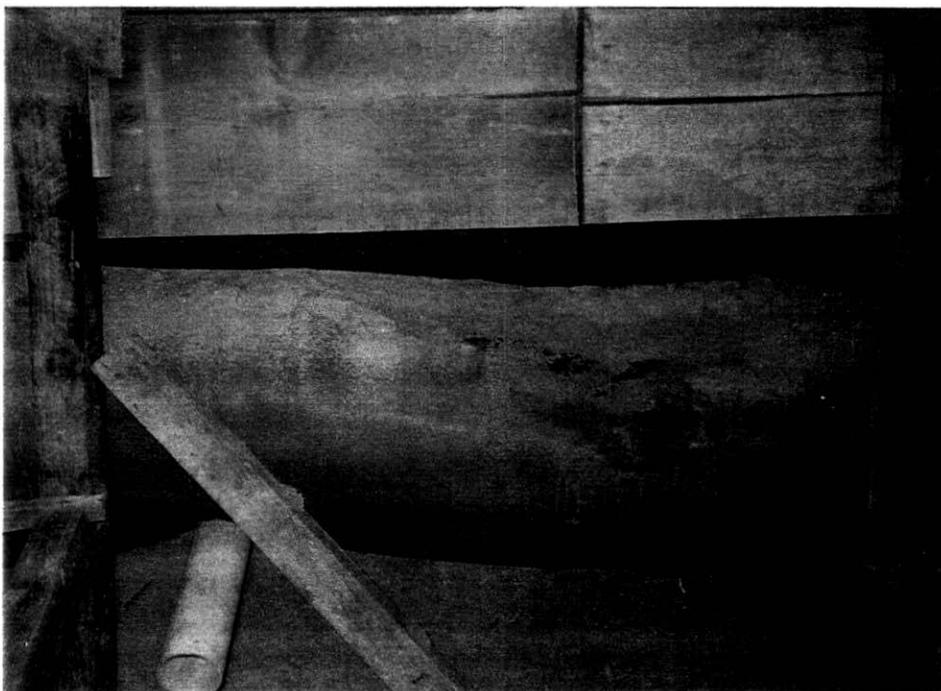


FOTO N° 15 - No detalhe, a deformação das 1^{as}
2 camadas.



FOTO N° 16 - Camada extra de reforço, com no máximo 30 cm.



FOTO Nº 17 - Vista geral do muro, com o inclinômetro evidenciando a deformação.

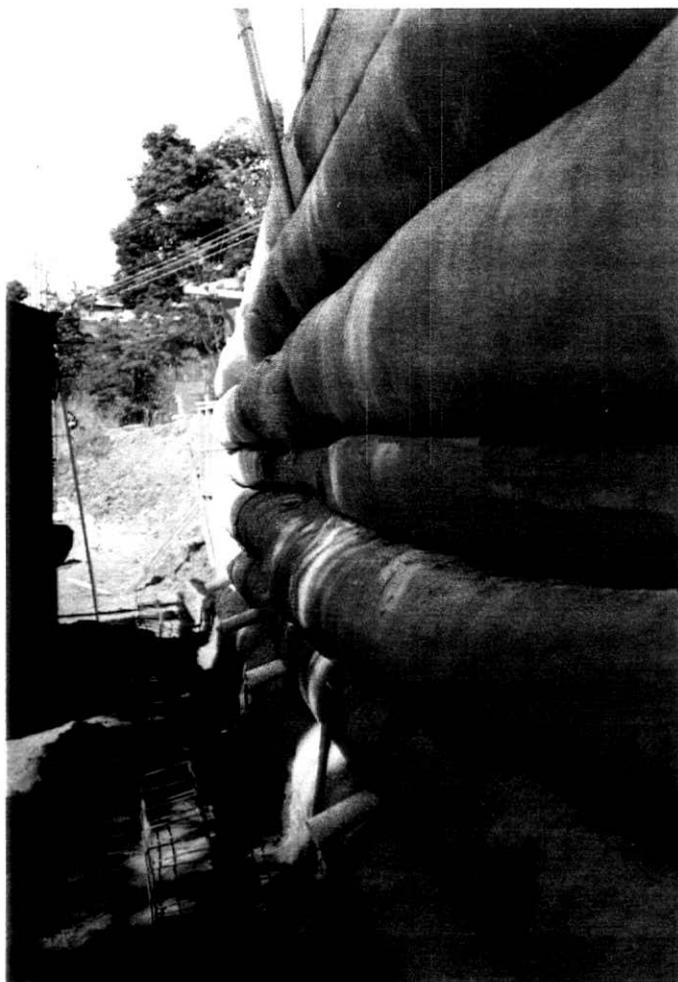


FOTO Nº 18 - Detalhe da construção da face.



FOTO Nº 19 - Fase de espalhamento.



FOTO Nº 20 - No detalhe, filtro de areia e inclinômetro.

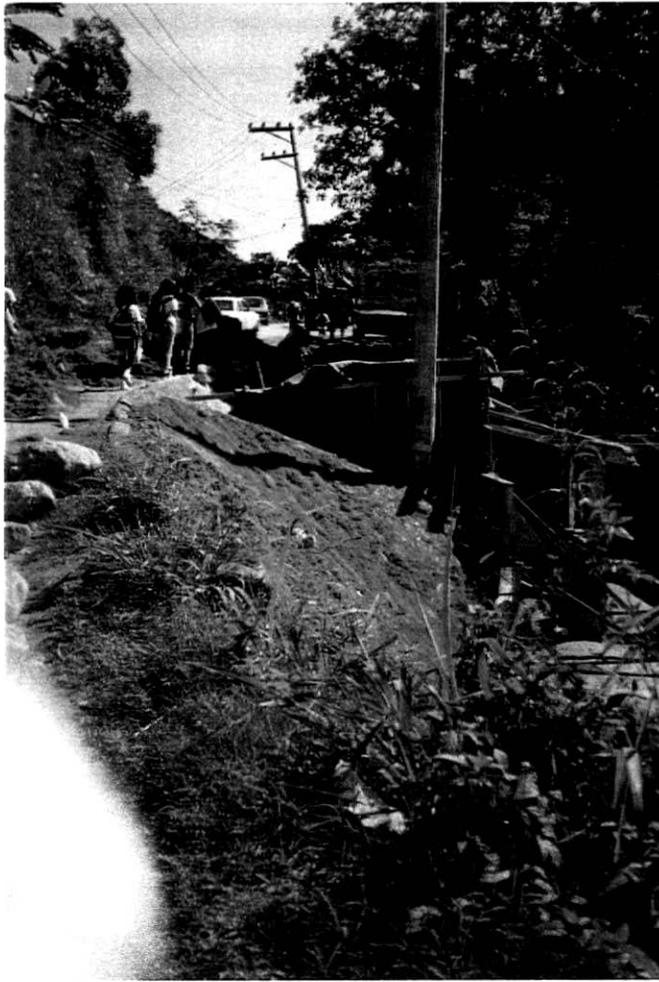


FOTO Nº 21 - Escoramento do lado direito do muro.



FOTO N° 22 - Escoramento do lado direito do muro.

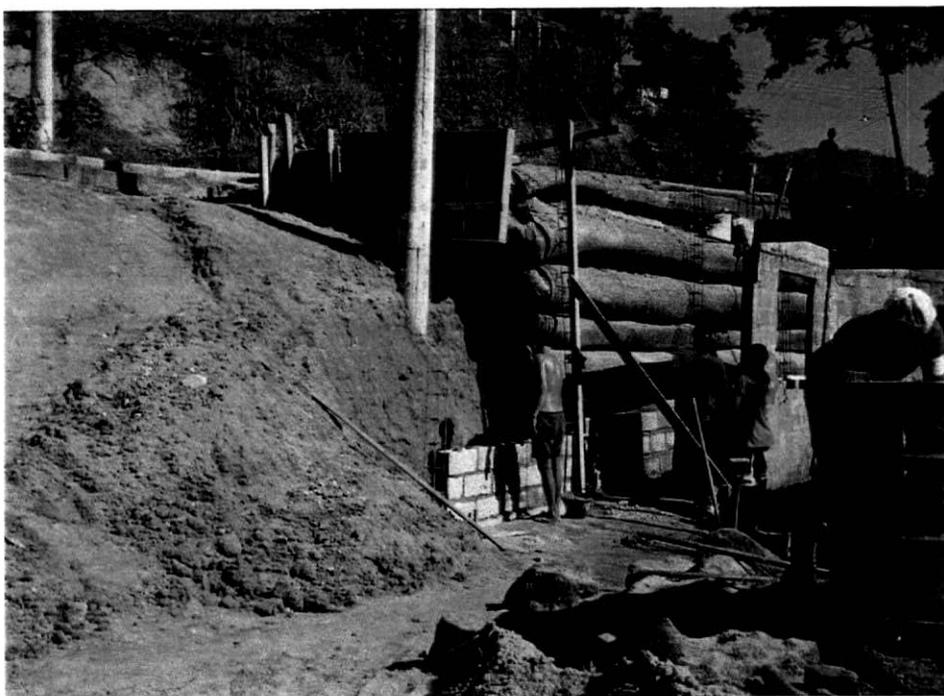


FOTO Nº 23 - Execução da face em tijolos de concreto.

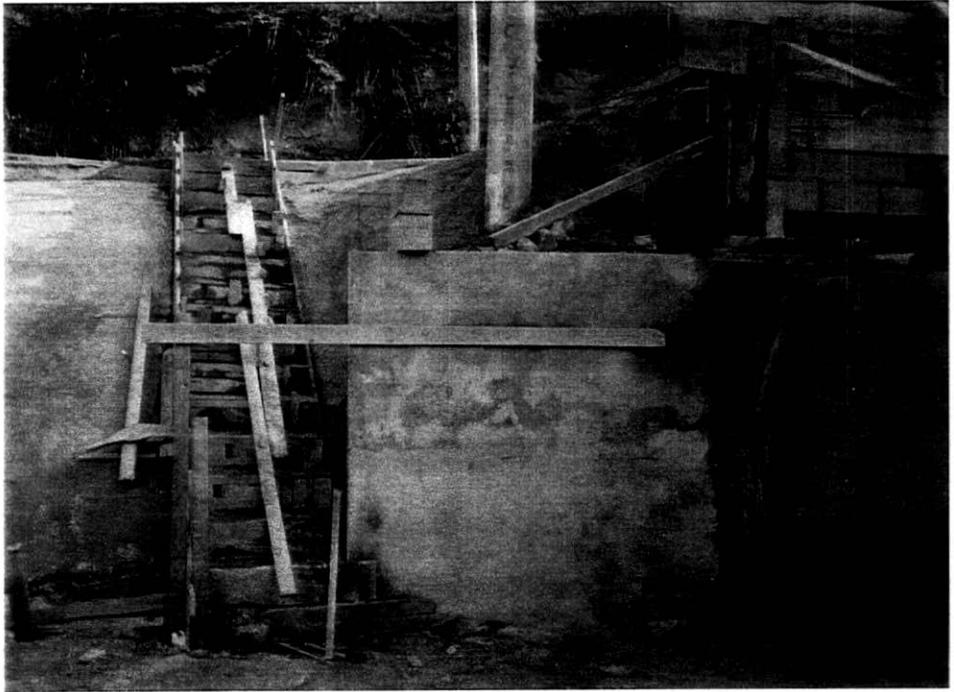


FOTO Nº 24 - Execução da face e construção de acesso por escadaria esticadas.



FOTO Nº 25 - No detalhe, o fechamento da lateral direita do muro.

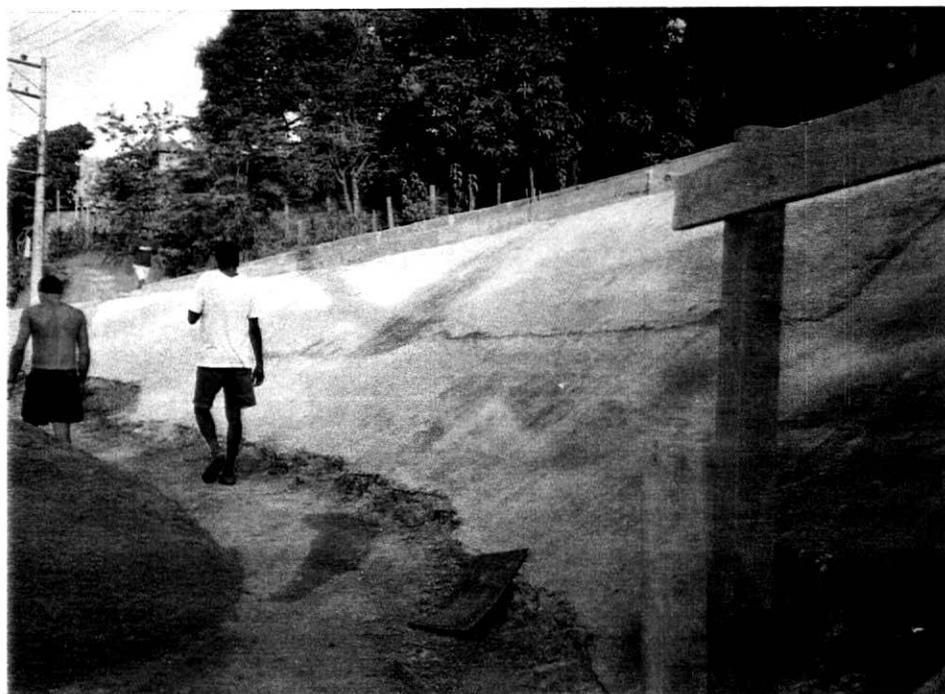


FOTO N° 26 - Acabamento em concreto sobre tela metálica.

ANEXO 3 - PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA OBRA

O cálculo será feito considerando-se a seção de máxima altura H com 4,50 metros. Devido ao tráfego, pouco intenso mas incluindo veículos de transporte de cargas, foi considerada uma sobrecarga q de 5 kPa (= 0,5 tf/m²). Preliminarmente foi adotado:

$$\gamma = 18 \text{ kPa} ; c = 0 ; \phi = 30^\circ$$

CÁLCULO DO EMPUXO DE TERRA

Para a situação mostrada na Figura A3.1, o empuxo de terra, de acordo com a teoria de Rankine, é:

$$E = \gamma H K_a \frac{H}{2} + q K_a H = (18)(4,5)^2 (0,33) \left(\frac{1}{2}\right) + (5)(0,33)(4,5) = 60,14 + 7,43$$

$$E = 67,57 \text{ kN/m}$$

$$\text{ponto de aplicação: } 67,57(y) = (60,14) \left(\frac{4,5}{3}\right) + (7,43) \left(\frac{4,5}{2}\right) = 90,21 + 16,72 \therefore y = 1,58 \text{ m}$$

ESTABILIDADE EXTERNA

a) SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO

$$FS = \frac{(W + qL)}{P_E + P_q} \text{tg } \phi \geq 1,5$$

$$\frac{[(4,5)(L)(18) + (5)(L)]}{60,14 + 7,43} \text{tg } 30 \geq 1,5 \therefore L \geq 2,04 \text{ m} \rightarrow \text{adotado: } L = 3,5 \text{ m}$$

(1) assumido para cálculo de resistência ao tombamento e ao arrancamento.

(2) assumido para cálculo da máxima tensão horizontal.

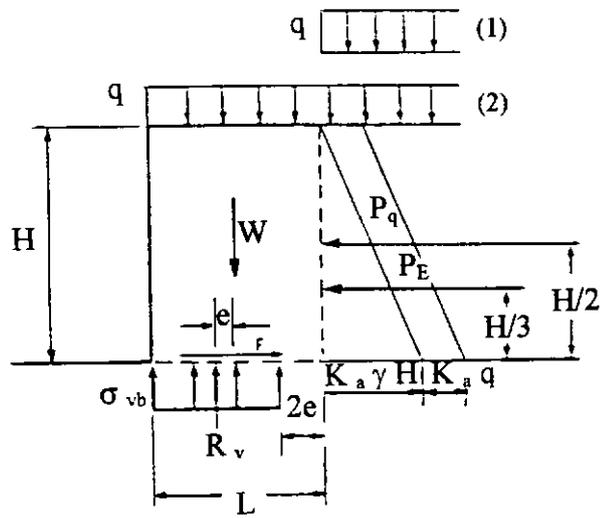


FIGURA 5.3 - Pré-dimensionamento da obra (Mitchell e Villet, 1987)

b) SEGURANÇA AO TOMBAMENTO

$$FS = \frac{[q + \gamma H](L)\left(\frac{L}{2}\right)}{P_E\left(\frac{H}{3}\right) + P_q\left(\frac{H}{2}\right)}$$

$$FS = \frac{[5 + (18)(4,5)](3,5)\left(\frac{3,5}{2}\right)}{(60,14)\left(\frac{4,5}{3}\right) + (7,43)\left(\frac{4,5}{2}\right)} = 4,93 > 2 \text{ (certo)}$$

c) VERIFICAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO

c.1) reação vertical: $R_v = qL + HL\gamma$

c.2) momentos em torno da base:

$$e = \frac{\sum M_{base}}{R_v}$$

$$e = \frac{(P_q)\left(\frac{H}{2}\right) + (P_E)\left(\frac{H}{3}\right)}{R_v} = \frac{(7,43)\left(\frac{4,5}{2}\right) + (60,14)\left(\frac{4,5}{3}\right)}{(5)(3,5) + (4,5)(3,5)(18)} = \frac{106,93}{301,00} = 0,35 \text{ m}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{3,5}{6} = 0,58 > 0,35 \text{ (a resultante está dentro do terço central)}$$

$$\sigma_{vb} = \frac{R_v}{L - 2e} = \frac{301,00}{3,5 - (2)(0,35)} = 107,50 \text{ kPa}$$

Adotando-se $FS=2,0$: $(2,0)(107,50) = 215,00\text{kPa} = 2,15 \text{ kgf/cm}^2$. O terreno de fundação deverá ter capacidade de carga superior a este valor.

c.3) capacidade de carga do terreno de fundação: o cálculo será feito utilizando-se a equação de Meyerhof (1963, in Bowles, 1996), de acordo com:

$$q_{ult} = c N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

onde os fatores de forma, profundidade e inclinação são dados por:

$$s_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

$$s_q = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

$$s_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$$

$$d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$$

No caso, $B=3,5 \text{ m}$ (largura da base), $L=1 \text{ m}$ e $D=0$ (a base do muro é apoiada na superfície do terreno); $K_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{22,5}{2} \right) = 2,24$. Então:

$s_c = 2,57$; $d_c = d_q = d_\gamma = 1$; $s_q = s_\gamma = 1,784$. Os fatores da equação de capacidade de carga de Meyerhof são:

$N_c = 17,77$; $N_q = 8,55$; $N_\gamma = 4,85$. Substituindo os valores:

$$q_{ult} = (2,52)(17,77)(2,57)(1) + (0,5)(8,55)(1,784)(1) + (0,5)(1,76)(3,5)(4,85)(1,784)(1) =$$

$$q_{ult} = 149,36 \text{ tf/m}^2 = 14,94 \text{ kgf/cm}^2 > 2,15 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (certo)}$$

ESTABILIDADE INTERNA

a) cálculo do espaçamento vertical dos reforços S_v :

No caso do reforço utilizado (Bidim OP-30), a resistência última à tração T_u é:

$$T_u = 22 \text{ kN/m}$$

O esforço de tração admissível T_a é dado por:

$$T_a = \frac{T_u}{3} = \frac{22}{3} = 7,33 \text{ kN/m}$$

O espaçamento vertical entre os reforços é:

$$S_v = \frac{T_a}{\sigma_{hc} FS}$$

onde para FS é adotado o valor 1,5 e σ_{hc} é a pressão horizontal no meio da camada considerada, a uma profundidade z de 2,25 m.

$$\sigma_{hc} = K_0 \gamma z = (1 - \text{sen } 30)(18)(2,25) = 20,25 \text{ kPa}$$

$$S_v = \frac{7,33}{(20,25)(1,5)} = 0,24 \text{ m}$$

Devido à experiência acumulada em obras deste porte, como exemplo, os muros construídos na cidade de Petrópolis, com solo semelhante, onde o espaçamento vertical

adotado foi de 30 centímetros, não tendo havido problemas de deformações excessivas, foi adotado um espaçamento vertical entre reforços de 60 centímetros.

$$S_v = 0,60 \text{ m}$$

b) verificação da segurança ao arrancamento dos reforços:

A força horizontal por metro linear do muro é expressa por:

$$FH = S_v K_0 z_m \gamma$$

onde z_m é a profundidade do meio da camada considerada:

$$FH = (0,60) (1 - \text{sen } 30) (2,25) (18) = 12,15 \text{ kN/m}$$

A resistência ao arrancamento é expressa por:

$$P = L_e 2 z_b \gamma \text{tg} \frac{2\phi}{3}$$

onde z_b é a profundidade da base da camada considerada, de acordo com:

$$z_b = 2,25 - 0,30 = 1,95 \text{ m}$$

e L_e é o comprimento de ancoragem, isto é, o comprimento do reforço no interior da zona resistente. O método assume a superfície planar de ruptura, de acordo com a teoria de Rankine, entre as zonas ativa e resistente, formando um ângulo com a horizontal de

$45 + \frac{\phi}{2}$. Então:

$$L_e = B - \left[\text{tg} \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) (H - z_b) \right]$$

$$L_e = 3,5 - \left[\text{tg} \left(45 - \frac{30}{2} \right) (4,5 - 1,95) \right] = 2,03 \text{ m}$$

A resistência ao arrancamento é:

$$P = (2,03)(2)(1,95)(18) \left(\operatorname{tg} \frac{(2)(30)}{3} \right) = 51,87 \text{ kN/m}$$

$$FS_{\text{arranc}} = \frac{P}{FH} = \frac{51,87}{12,15} = 4,27 > 1,5 \text{ (certo)}$$

c) comprimento da dobra L_0 :

$$L_0 = \frac{\sigma_{hc} S_v (FS)}{2 z_f \gamma \operatorname{tg} \left(\frac{2\phi}{3} \right)}$$

onde z_f é a profundidade do topo da camada considerada, como segue:

$$z_f = 2,25 + 0,30 = 2,55 \text{ m}$$

Do cálculo do espaçamento vertical:

$$\sigma_{hc} = 20,25 \text{ kPa}$$

$$L_0 = \frac{(20,25)(0,60)(1,5)}{(2)(2,55)(18) \operatorname{tg} \left(\frac{(2)(30)}{3} \right)} = 0,55 \text{ m}$$

Foi adotado um comprimento da dobra de 1,20m.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AMOCO - Catálogo de Produtos, 1996.
2. BOWLES, J. E. (1996) - “Foundation Analysis and Design” - 5th Edition - Mc Graw-Hill.
3. DALLY, J. W. e RILEY, W. F. (1991) - “Experimental Stress Analysis” - 3rd Edition - Mc Graw-Hill.
4. DANZIGER, F. A. B. et alli (1992) - “Soluções de Estabilização de Encostas na Cidade de Petrópolis” - 1^a Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Rio de Janeiro - Vol. 1 - pp. 119 - 133.
5. DUNCAN, J. M. e SEED, R. B. (1986) - “Compaction-Induced Earth Pressures under K_σ -Conditions”, Journal of Geotechnical Engineering (ASCE) - Vol. 112 (1) - pp. 1 - 21.
6. DUNCAN, J. M., BYRNE, P., WONG, K. S. e MABRY, P. - (1980) - “Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses” - Report n° UCB/GT/80-01 - University of California - Berkeley.
7. EHRLICH, M. (1994a) - Curso de Estruturas de Contenção na COPPE/UFRJ - Notas de Aulas.
8. EHRLICH, M. (1994b) - 1^a Mesa Redonda - Contribuição ao Debate - X COBRAMSEF - Volume Pós-Congresso - pp. 273 - 280.
9. EHRLICH, M. (1995) - “Deformação em Muros de Solos Reforçados” - 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos - São Paulo - pp. 31 - 40.

10. EHRLICH, M. e MITCHELL, J. K. (1994) - "Working Stress Design Method for Reinforced Soil Walls", *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)* - Vol. 120 (4) - pp. 625 - 645.
11. EHRLICH, M. e SILVA, L. F. M. da (1992) - "Sistemas de CONTENÇÃO de Solos Reforçados" - 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Rio de Janeiro - Vol. 1 - pp. 35 - 45.
12. EHRLICH, M., VIANNA, A.J.D. e FUSARO, F. (1994) - "Comportamento de um Muro de Solo Reforçado" - X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Foz do Iguaçu - Vol. 3 - pp. 819 - 824.
13. FABIAN, K.J. e FOURIE, A.B. (1988) - "Clay Geotextile Interaction in in-soil Tensile Tests - Proceedings International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement - Fukuoka - Japan - outubro.
14. FOURIE, A.B. e FABIAN, K.J. (1989) - "Geotextile Reinforced Clay Retaining Wall Models" - *Proceedings Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* - Rio de Janeiro - pp. 1243 - 1248.
15. GOMES, R. C. (1992) - "Mecanismos de Interação Solos-Geotêxteis" - Seminário sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia - Brasília - pp. 35 - 60.
16. JEWELL, R.A. e WROTH, C.P. (1987) - "Direct Shear Tests on Reinforced Sand" - *Géotechnique* - Vol. 37 (1) - pp. 53 - 68.
17. JONES, C. J. F. P. (1985) - "Earth Reinforcement and Soil Structures" - Butterworths and Co. Publishers - London.
18. KYOWA - Catálogo de Produtos, 1990.

19. LANZ, D. e PALMEIRA, E.M. (1994) - "Distribuição de Tensões e Deformações em Estruturas de Arrimo Reforçadas com Geossintéticos - X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Foz do Iguaçu - pp. 833 - 840.
20. LESHCHINSKY, D. e BOEDEKER, R. H. (1989) - "Geosynthetic Reinforced Soil Structures", *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)* - Vol. 115 (10) - pp. 1459 - 1478.
21. LESHCHINSKY, D. e PERRY, E. B. (1987) - "A Design Procedure for Geotextile-Reinforced Walls" - *Proceedings - Geosynthetics, 87 Conference - New Orleans - Session 1B* - pp. 95 - 107.
22. MCGOWN, A., ANDRAWES, K. Z. e KABIR, M. H. (1982) - "Load extension testing of geotextiles confined in soil." - *Proceedings of Second International Conference on Geotextiles - Las Vegas* - pp. 793 - 798.
23. MITCHELL, J. K. e VILLET, W. (1987) - "Reinforcement of Earth Slopes and Embankments", NCHRP nº 290, Transportation Research Board.
24. PALMEIRA, E. M. (1992) - "Utilização de Geossintéticos na Recuperação e Estabilização de Taludes" - 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Rio de Janeiro - Vol. 1 - pp. 1 - 13.
25. PALMEIRA, E.M. e MILLIGAN, G.W.E. (1989) - "Scale and Other Factors Affecting the Results of Pull-Out Tests of Grids Buried in Sands" - *Géotechnique* - 39 (3) - pp. 511 - 524.
26. QUEIROZ, N. L. (1996) - "Uso de Solos Finos Residuais em Sistemas de Solo Reforçado com Elementos Metálicos" - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ.

27. SCHLOSSER, F., MAGNAN, J. P. e HOLTZ, R. D. - "Construction Geotechnique"
- 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - San Francisco - 1985 - Vol. 1 - pp. 211 - 254.
28. SILVA, L. F. M. da (1991) - "Métodos de Análise de Sistemas de Contenção de Solos Reforçados com Geotêxteis" - Tese de Mestrado - COPPE/UFRJ.
29. SILVA, L. F. M. da e EHRLICH, M. (1992) - "Muros de Solos Reforçados com Geotêxteis. Uma Opção para Estabilização de Taludes" - 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas - Rio de Janeiro - Vol. 1 - pp. 15 - 33.
30. SRIDHARAN, A. et alli (1991) - "Technique for Using Fine-Grained Soil in Reinforced Earth" - Journal of Geotechnical Engineering - ASCE - Vol. 117 (8) - pp. 1174 - 1190.
31. TUPA, N. e PALMEIRA, E. M. (1995) - "Comportamento de Geotêxteis Não Tecidos Confinados em Solos Finos" - 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos - São Paulo - pp. 139 - 147.
32. VIDAL, D. - Geotêxtil - Propriedades e Ensaio - Manual Técnico Geotêxtil Bidim - Rhodia - 1990.
33. VIDAL, D. e PADILHA, R.Q. (1995) - "Resistência à Tração Não Confinada de Geotêxteis: Análise de Alguns Fatores de Influência"- 2º Simpósio Brasileiro sobre Aplicações de Geossintéticos - São Paulo - pp. 181 - 189.
34. ZORNBERG, J. e MITCHELL, J. K. (1992) - "Poorly Draining Backfills for Reinforced Soil Structures - A State of the Art Review", Geotechnical Engineering Report nº UCB/GT/92-10 - Department of Civil Engineering - University of California - Berkeley.