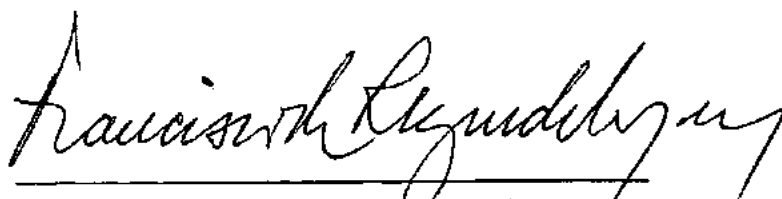


MICRO-ANCORAGENS

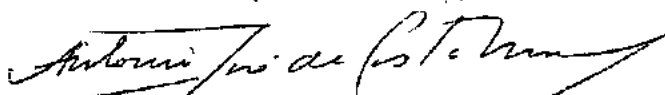
Waldemar Craizer

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

Aprovada por:



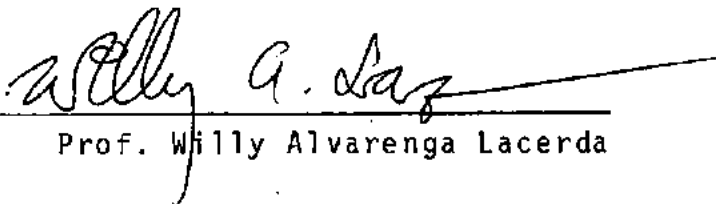
Prof. Francisco de Bezende Lopes
(Presidente)



Prof. Antonio José da Costa Nunes



Prof. Dirceu de Alencar Velloso



Prof. Willy Alvarenga Lacerda

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
FEVEREIRO DE 1981

À memória de meu pai

A minha mãe

A minha esposa

A meus filhos

CRAIZER, WALDEMAR

Micro-Ancoragens [Rio de Janeiro], 1981.

VII, 158p. 29,7cm (COPPE-UFRJ, M.Sc,
Engenharia Civil, 1981)

Tese - Univ. Fed. Rio de Janeiro. COPPE

1.Ancoragens I.COPPE/UFRJ II.Título(série)

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Antonio José da Costa Nunes, amigo e mestre (na tradicional Escola Politécnica - hoje Escola Nacional de Engenharia da UFRJ - do largo de São Francisco, de Física em 1940/1941 e de Mecânica dos Solos em 1952), pelo seu constante incentivo e apoio, pelos ensinamentos, conselhos, sugestões e discussões e pela paciente disponibilidade para a leitura e crítica deste texto em meio a seus inúmeros afazeres de professor e empresário, mostrando sua inesgotável capacidade de trabalho e boa vontade.

Ao Prof. Francisco de Rezende Lopes, orientador desta tese, pela orientação segura, que permitiu à tese alcançar sua forma final, por sua assistência, dedicação, boa vontade e incansável esforço, pela leitura e críticas dos textos parciais preliminares, que se sucediam com o desenvolvimento do trabalho, e pelas valiosas sugestões dadas.

Aos Profs. Willy Alvarenga Lacerda, Dirceu de Alencar Velloso e Maurício Ehrlich, pelas sugestões e discussões esclarecedoras em varias fases da preparação da tese.

Ao Prof. Fernando Luiz Lobo Barbosa Carneiro, Coordenador do Programa de Engenharia Civil da COPPE, distinto colega e amigo, a quem acompanho há mais de trinta anos, desde suas atividades no Instituto Nacional de Tecnologia e na DTE de Estruturas do Clube de Engenharia, e a quem admiro por sua probidade intelectual, capacidade técnica, dedicação e entusiasmo exemplares, totalmente voltados para os estudos e as pesquisas e que, em idade madura, teve disposição e ânimo para o estudo das novas técnicas computacionais e sua aplicação ao cálculo estrutural, por me estimular com seu exemplo a, também em fase idêntica da vida, em meio aos obstáculos de toda a ordem dela decorrentes, realizar o curso de pós-graduação do qual esta tese é o coroamento.

À TECNOSOLO S.A., pelo financiamento da parte experimental desta tese e pelas facilidades concedidas para os serviços de datilografia e de desenho.

À STUP S.A., pela aferição dos equipamentos utilizados nos ensaios.

RESUMO

O presente trabalho apresenta e discute um novo sistema construtivo, denominado "micro-ancoragem", que vem sendo aplicado, em associação com cortinas, na contenção de aterros. Esse sistema é constituído, basicamente, por placas, colocadas horizontalmente no interior de um aterro, conjugadas a tirantes, cujas extremidades, internas e externas, são fixadas por peças apropriadas, respectivamente, às placas referidas e às peças estruturais onde atuam as cargas do exterior a serem absorvidas pelo terreno. Estas peças estruturais são a própria cortina no caso das aplicações citadas, nas quais foram empregadas, como placas, lajotas de concreto armado e, como tirantes, fios de aço de 8mm de diâmetro, destinados a concreto protendido. Cada micro-ancoragem é protendida e ensaiada como uma ancoragem injetada, da qual difere, entre outros aspectos, por sua reduzida carga de trabalho (cerca de 3,0tf).

As cinco primeiras obras em que tal sistema foi usado estão descritas no trabalho. Os métodos de projeto dessas obras foram adaptados dos métodos de projeto de cortinas com ancoragem injetadas protendidas, que estão em uso há mais de vinte anos; esses métodos estão descritos no trabalho, no qual também é apresentado um processo, que se supõe original, para a determinação do comprimento livre da ancoragem.

Além dos ensaios rotineiros "de recebimento" (que deram resultados satisfatórios), aproveitaram-se duas das obras citadas para nelas introduzir lajotas de micro-ancoragens suplementares, em quantidade limitada, afim de realizar ensaios mais controlados. A intenção básica era a de forçar a rotura até a carga de ensaio máxima de 6,0/6,5tf, aproximadamente a carga limite de escoamento do aço de 8mm de diâmetro empregado (CP 150 RN); para esse fim, as lajotas suplementares tinham comprimentos e se situavam a profundidades muito menores que as da obra. Na realidade, somente pequena proporção delas rompeu, confirmando a segurança das obras realizadas. Os resultados desses ensaios são discutidos detalhadamente no texto e deles se obtiveram algumas indicações para o dimensionamento mais econômico das lajotas. Ainda procurou-se interpretar os resultados dos ensaios à luz de expressões analíticas de capacidade de carga, deduzidas de hipóteses formuladas para os mecanismos de roturas; considerando a pequena proporção de roturas verificada, dentro da quantidade, também pequena, de lajotas ensaiadas, não se chegaram a conclusões a respeito da confiabilidade dessas expressões. Novos ensaios "in situ", em maior quantidade e com tirantes de maior capacidade de carga (que possam levar as lajotas à rotura) são indicados; também serão úteis ensaios em modelo reduzido para a determinação dos mecanismos de rotura.

SUMMARY

This thesis presents and discusses a new constructive system called "micro-anchorage", which has been used, associated to walls, to retain fills. This system is basically constituted by plates, horizontally placed inside the fill, connected by ties to the retaining wall or to another structure. Those retaining structures can be sheet walls, as in case of the herein described applications, the plates can be small reinforced concrete slabs and the ties can be steel wires 8mm diameter used in prestressed concrete. Each micro-anchorage is prestressed and tested as a grouted anchorage, from which it differs, among other aspects, by its reduced working load (about 3.0tf).

The first five jobs in which this method was used are described. The design procedures used in these jobs followed those for conventional anchored walls in use for more than twenty years; these procedures are described here together with a solution, believed original, for determining the free length of the anchorage.

Besides the routine "acceptance" tests (with satisfactory results), in two of the mentioned jobs, supplementary micro-anchorage were introduced, in limited quantity, for more controlled tests. The basic intention was to induce failure before the maximum test load of 6,0/6,5tf, approximately the limit load of the 8mm diameter wire (CP 150 RN), used as tie. For that purpose, the supplementary anchor slabs were significantly shorter and were placed at shallower depths. In fact, only a small number of failures occurred, confirming the safety of the jobs. The test results were discussed and allowed recommendations for a more economic design of micro-anchorages.

An interpretation of test results based on analytical expressions, developed after hypothesis of the failure mechanism, was tried. Considering the small number of failures which occurred, within the also small number of test anchors, little can be said about the reliability of those expressions. New tests, in a larger number and with ties of higher capacity (which can take the anchors to failure) are indicated; model tests, for determining the failure mechanism, are also recommended.

I N D I C E

	<u>PÁGINA</u>
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO -----	1
1.1 - MUROS DE ARRIMO EM GERAL -----	1
1.2 - O SISTEMA MICRO-ANCORAGEM -----	3
1.2.1 - Comparação com as Ancoragens Injetadas Protendidas -----	4
1.2.2 - Comparação com a Terra Armada -----	5
1.3 - CONTEÚDO DESTE TRABALHO -----	5
CAPÍTULO 2 - CORTINAS ANCORADAS -----	8
- Terminologia empregada. -----	8
2.1 - TIPOS DE CORTINAS ANCORADAS -----	9
2.1.1 - Ancoragens não Protendidas -----	9
2.1.2 - Ancoragens Protendidas -----	10
2.1.3 - Cortinas de Estacas-Prancha -----	10
2.1.4 - Cortinas de Concreto Armado Moldadas "in Situ" ("Processo Brasileiro") -----	12
2.1.5 - Paredes Diafragma -----	12
2.1.6 - Cortinas Ancoradas para Arrimo de Aterros -----	13
2.2 - PROJETO DE CORTINAS ANCORADAS -----	14
2.2.1 - Determinação dos Esforços na Cortina e nas Ancoragens -----	15
- Cálculo Rigoroso -----	15
- Métodos Aproximados -----	16
- Método Brasileiro -----	17
- Método de Fatias -----	19
2.2.2 - Dimensionamento da Cortina -----	21
2.2.3 - Dimensionamento das Ancoragens -----	22
- Tirante -----	22
- Trecho Ancorado -----	23
(a) Aderência Tirante-Bulbo -----	23
(b) Ligação Bulbo-Terreno -----	24
(c) Influências de Vários Fatores na Resistência -----	

<i>do Bulbo</i> -----	26
+ (c.1) - <i>Influência da Pressão de Injeção</i> -----	26
- (c.2) - <i>Influência da Compacidade do Solo</i> -----	27
- (c.3) - <i>Influência da Profundidade</i> -----	28
- (c.4) - <i>Observações</i> -----	28
(d) <i>Método Prático para Determinação da Resistên</i> <i>cia do Bulbo</i> -----	29
(e) <i>Rotura Geral (Superficial) de Ancoragem Isola</i> <i>da</i> -----	30
(f) <i>Rotura Geral (Superficial) de Ancoragens As</i> <i>sociadas</i> -----	33
2.3 - <i>COMPRIMENTO LIVRE DA ANCORAGEM</i> -----	36
2.3.1 - <i>Trecho Livre de Tirante</i> -----	36
2.3.2 - <i>Trecho Livre de Ancoragem</i> -----	36
2.3.3 - <i>Possibilidades de Rotura do Maciço</i> -----	37
2.3.4 - <i>Fatores de Segurança</i> -----	38
2.3.5 - <i>Cálculo para uma Camada de Ancoragens</i> -----	39
- <i>Rotura Interna</i> -----	39
- <i>Rotura Externa</i> -----	41
2.3.6 - <i>Cálculo para Múltiplas Camadas de Ancora</i> <i>gens</i> -----	43
2.3.7 - <i>Estudo de um Caso Especial de Cortina com</i> <i>Ancoragens Múltiplas</i> -----	46
- <i>Rotura Interna</i> -----	46
- <i>Exemplo Numérico</i> -----	50
 CAPÍTULO 3 - <i>MICRO-ANCORAGENS ASSOCIADAS A CORTI</i> <i>NAS DE CONTENÇÃO</i> -----	 67
3.1 - <i>MATERIAIS</i> -----	67
3.1.1 - <i>Tirante</i> -----	68
3.1.2 - <i>Cabeça da Micro-Ancoragem</i> -----	68
3.1.3 - <i>Trecho Ancorado</i> -----	69
3.2 - <i>OBRAS REALIZADAS</i> -----	69
3.2.1 - <i>Viaduto sobre a BR-324 (Bahia)</i> -----	70
3.2.2 - <i>Aterro na RJ-116 (Rio de Janeiro)</i> -----	70
3.2.3 - <i>Variante Ferroviária Engº Bley-Curitiba</i> <i>(Paraná)</i> -----	70
3.2.4 - <i>Obras em Caxias (Rio de Janeiro)</i> -----	71

3.3 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS -----	71
3.3.1 - Construção da Cortina -----	73
- Cortina Moldada in-Situ -----	73
- Cortina Pré-Moldada -----	74
3.3.2 - Execução do Aterro -----	74
3.3.3 - Protensão, Ensaio e Incorporação -----	75
3.3.4 - Conclusão dos Aterros e Arremates -----	76
CAPÍTULO 4 - CAPACIDADE DE CARGA DE MICRO-ANCORAGENS -----	80
4.1.- CONSIDERAÇÕES INICIAIS -----	80
4.2 - ROTURA LOCAL DA LAJOTA ISOLADA -----	81
4.3 - ROTURA GERAL (SUPERFICIAL) DE LAJOTA ISOLADA -----	83
4.4 - ROTURA GERAL (SUPERFICIAL) DE LAJOTAS ASSOCIADAS -----	85
4.5 - COMPRIMENTO LIVRE DE ANCORAGEM -----	86
4.6 - PROJETO DE CORTINAS MICRO-ANCORADAS -----	87
4.6.1 - Cálculo das Solicitações na Cortina e nas Ancoragens -----	87
4.6.2 - Dimensionamento da Cortina -----	87
4.6.3 - Dimensionamento das Micro-ancoragens -----	88
- Tirante -----	88
- Lajota de Ancoragem -----	88
CAPÍTULO 5 - ENSAIOS DE MICRO-ANCORAGENS -----	91
5.1 - ENSAIOS NO ATERRO DA RJ-116 (RIO DE JANEIRO) -----	92
5.1.1 - Objetivos dos Ensaio -----	92
5.1.2 - Características do Aterro -----	92
5.1.3 - Metodologia dos Ensaio -----	92
- Aparelhos utilizados -----	93
- Aferição do Conjunto Macaco-Bomba-Manômetro -----	93
- Instalação dos Aparelhos -----	93
- Medições Efetuadas -----	94
5.1.4 - Resultados dos Ensaio -----	96
5.1.5 - Interpretação dos Ensaio -----	97
5.2 - ENSAIOS EM GRAMACHO (RIO DE JANEIRO) -----	98
5.2.1 - Objetivos dos Ensaio -----	98
5.2.2 - Características do Aterro -----	99
5.2.3 - Metodologia dos Ensaio -----	99

5.2.4 - Resultados dos Ensaios -----	100
5.2.5 - Interpretação dos Ensaios -----	102
5.3 - ENSAIOS NA BR-324 (BAHIA) -----	103
5.4 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS -----	105
CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES -----	138
6.1 - DOS ENSAIOS REALIZADOS -----	139
6.2 - DAS PESQUISAS FUTURAS -----	140
6.3 - DA PESQUISA BIBLIOGRÁFICA -----	141
REFERÊNCIAS -----	142
ANEXO 1 - SEPARATA DE "SOLOS E ROCHAS" -----	151
ANEXO 2 - CORRESPONDÊNCIA DA STUP -----	157

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - MUROS DE ARRIMO EM GERAL

A construção foi, fora de dúvida, uma das primeiras atividades desenvolvidas pelo ser humano ao se fixar e consolidar seu domínio sobre a Terra, impelido pela necessidade de se abrigar das intempéries, de se defender das feras e, também, de seus semelhantes. A busca da água e dos alimentos e seu armazenamento forçaram-no, à custa da sua inteligência, a realizar obras, aproveitando os materiais disponíveis; as ferramentas eram, inicialmente, apenas seus braços.

Como não podia deixar de ser, a terra e as rochas eram seus materiais de construção básicos que, por outro lado, também lhe criavam problemas quando deslizavam. Para evitar tais deslizamentos deviam ser construídos os muros de arrimo; pode-se afirmar, sem medo de errar, que tais muros foram uma das primeiras estruturas cuja técnica, embora primitiva, foi dominada pelo homem.

A história da Humanidade é, em grande parte, a história das construções por ela realizadas; sua evolução é conhecida através de documentação deixada por nossos ancestrais e, também, pelas ruínas e até mesmo por obras

cuja qualidade vem desafiando os efeitos devastadores das intempéries ou do barbarismo de muitos períodos históricos.

Assim, como para outras espécies de obras, a técnica da construção dos muros de arrimo evoluiu. Inicialmente constituídos de pedra seca ou rejuntada, troncos de árvores e mesmo de grandes volumes de solo argiloso, sua capacidade resistente era devida precisamente a esse grande volume, ou melhor, a seu peso. Esta propriedade, o peso, que possuem todas as substâncias na superfície da Terra, ainda hoje é o fundamento da estabilidade (e também da instabilidade) da maioria dos muros de arrimo projetados.

O desenvolvimento de novos materiais de construção, o melhor conhecimento das propriedades dos solos e das rochas, os novos métodos de prospecção dos terrenos, as novas ferramentas e os equipamentos de construção, o gênio inventivo de Coulomb (1773), Collin (1846), Rankine (1857), Culmann (1866), Resal (1910), Terzaghi (1954) e outros, permitiram a evolução, até o estágio atual, das técnicas de projeto e construção de muros de arrimo.

Apenas para fixar idéias, citam-se dentro da categoria geral dos muros de peso, os de pedra seca, pedra argamassada, concreto ciclópico, concreto armado (com e sem contrafortes), os "crib-walls", as ensecadeiras, os gabiões, todos utilizados de acordo com as circunstâncias locais. Fora da categoria de muros de peso pode-se citar as cortinas de estacas-pranchas (de aço, madeira, concreto armado), em balanço, ancoradas ou escoradas. As ancoragens constituídas por simples placas ou massas de concreto, fixadas ou não sobre estacas, colocadas no terreno e ligadas à cortina por tirantes, tiveram e ainda têm vasto campo de aplicação.

Nos últimos vinte anos foi imaginada e posta em uso, com inteiro sucesso, a técnica de ancoragens injetadas protendidas no solo; tal técnica que, até então, só era utilizada em maciços rochosos, exige que o solo tenha determinadas qualidades para suportar, sem deformações comprometedoras, as forças transmitidas pelos tirantes.

Mais recentemente foi desenvolvida na França, por Henri Vidal (1964), a "Terra Armada", que vem sendo utilizada com sucesso na contenção de taludes verticais

de aterros. Consistem em cortinas delgadas ("pele") de elementos metálicos ou de pré-moldados de concreto armado, assentados verticalmente e ligados ao maciço, que constitui o aterro, por meio de tiras metálicas colocadas em camadas horizontais, com comprimento e espaçamento calculados; essas tiras metálicas, funcionando à tração, são assentadas à medida que o aterro é realizado.

Cada uma das técnicas mencionadas tem sua faixa de aplicação que, algumas vezes, se superpõe à de outras; circunstâncias ou razões de ordem topográfica, geotécnica, econômica, estética, psicológica, legal ou outras levam à escolha de uma em detrimento das demais, (E, nem sempre, a solução apresentada para um problema é totalmente satisfatória).

1.2 - O SISTEMA MICRO-ANCORAGEM

O objetivo do presente trabalho é apresentar e discutir o sistema denominado "micro-ancoragem", o qual pretende ocupar, com vantagem, uma faixa de aplicação entre os métodos disponíveis de contenção de aterros. A denominação micro-ancoragem decorre do fato dela funcionar do mesmo modo que as ancoragens injetadas pretendidas, suportando, no entanto, cargas muito inferiores, como, por exemplo, 3tf, enquanto que aquelas são projetadas para cargas, em geral, acima de 15tf.

A principal aplicação das micro-ancoragens é na contenção de aterros, preferencialmente com alturas iguais ou maiores do que 4m (não há limitação previsível para a altura máxima). Tal utilização é uma alternativa para o emprego dos muros de concreto armado em "L" (com ou sem contrafortes), especialmente quando não se dispõe de terreno firme para a fundação dos mesmos.

As micro-ancoragens, que serão descritas detalhadamente no Capítulo 3, são colocadas em camadas horizontais, no interior dos aterros, à medida em que estes vão sendo constituídos; as ancoragens, propriamente ditas, são, nas aplicações feitas, lajotas de concreto armado pré-moldadas, ligadas à cortina por fios de aço, existentes no mercado e destinados a concreto pretendido.

As comparações que, a seguir, se se rão feitas com os sistemas "ancoragens injetadas protendidas" e "Terra Armada" se destinam a posicionar as micro-ancoragens entre os demais sistemas afins existentes e já conhecidos.

1.2.1 - Comparação com as Ancoragens Injetadas Protendidas

As ancoragens injetadas protendidas são colocadas em perfurações abertas previamente no terre no; a ancoragem propriamente dita tem forma aproximadamente cilíndrica e é constituída por calda ou argamassa de cimento injetada, sob pressão. Os tirantes são, em geral, inclinados, seja para alcançar terreno mais firme, seja para se afastar da superfície do terreno (evitando a rotura geral superficial), seja para diminuir o comprimento livre de ancoragem, como se verá mais adiante; o terreno deve ter qualidades geotécnicas que lhe permita resistir, inicialmente, à pressão de injeção da calda e, posteriormente, às tensões oriundas das cargas elevadas que lhe são transmitidas, sem fluência exagerada.

Já as micro-ancoragens são, como se viu, assentadas sobre o aterro, à medida que este é cons tru í do, na posição horizontal, e têm a forma de prismas paralelepípedicos de pouca altura; não há injeção de calda ou de ar gam assa de cimento. O terreno é constituído por aterro compac tado, manual ou mecanicamente; o pequeno valor e o maior número de cargas atuantes produz menor concentração e melhor dis trib ui ç ã o das tensões no mesmo. Em consequência, elas são me nos exigentes no que diz respeito à qualidade do terreno onde se situam as lajotas de ancoragem, que podem, também, se locali zar mais perto da sua superfície.

Em ambos os casos, o terreno entre elas e a cortina fica protendido, com a mesma pressão média, ao se efetuarem as protensões. As ancoragens são submetidas a ensaios prévios, que verificam as respectivas capacidades de carga; somente após esses ensaios é que os tirantes são fixa dos com as cargas de incorporação do projeto. Como se verá mais adiante, são idênticos os métodos utilizados para o cálcu lo de estabilidade do maciço terroso, de determinação da quan tidade de ancoragens e do seu posicionamento.

1.2.2 - Comparação com a "Terra Armada"

O processo construtivo das cortinas micro-ancoradas lembra o da Terra Armada, já que esta, também empregada na contenção de aterros, se caracteriza pelo uso de camadas horizontais de tirantes assentados no aterro à medida que este vai sendo construído; as cargas transmitidas pelos tirantes são pequenas, em ambos os casos. Há, no entanto, algumas diferenças importantes entre os dois sistemas: a terra, nas micro-ancoragens, é protendida, enquanto na terra armada não o é, e os tirantes são ensaiados previamente, ocasião em que se verifica a capacidade resistente no sistema micro-ancoragem, o que não ocorre com a terra armada. No Quadro 1.1 são apresentadas as conclusões de um estudo comparativo entre os dois sistemas construtivos.

1.3 - CONTEÚDO DESTE TRABALHO

No Capítulo 2 são examinadas as técnicas correntes de projeto de cortinas ancoradas. No item 2.1, são passados em revista diversos tipos de cortinas ancoradas, entre as quais não se inclui, por razões conceituais, a terra armada. O item 2.2 é dedicado ao projeto de cortinas ancoradas. Ancoragens injetadas protendidas são examinadas com mais detalhe neste item, pelo fato das mesmas constituírem um sistema construtivo que, embora introduzido recentemente na prática da Engenharia, já é muito difundido e conhecido, e que funciona, em sua associação com o terreno, de maneira semelhante às micro-ancoragens; a falta de outras fontes de referência, são utilizados os conhecimentos adquiridos com este tipo de ancoragens para elaborar os projetos com micro-ancoragens, fazendo-se as adaptações adequadas. O item 2.3 foi reservado, exclusivamente, ao estudo do comprimento livre da ancoragem devido tanto à importância prática do assunto quanto ao fato do mesmo não ser tratado com a profundidade necessária nos vários textos que cuidam do assunto. Com base nos conceitos de rotura externa, e no trabalho de Kranz (1953), relativo a cortinas ancoradas de estacas-pranchas, o assunto, apresentado de maneira que se supõe original, conduz a conclusões interessantes.

O Capítulo 3 é destinado à apresentação das micro-ancoragens: os materiais que as constituem,

as obras realizadas até 1979 e os métodos construtivos utilizados.

No Capítulo 4 são desenvolvidas teorias para a avaliação das capacidades de carga das micro-ancoragens, adaptáveis às situações previsíveis; também se aborda o problema do comprimento livre de ancoragem, e o projeto das cortinas micro-ancoradas.

No Capítulo 5 são mostrados, interpretados e discutidos os resultados dos ensaios realizados, em verdadeira grandeza, com micro-ancoragens. Embora em pequeno número, tais ensaios fornecem resultados valiosos, já aproveitados em projetos. Ensaio e estudos de lajotas horizontais quase não são descritos na literatura técnica; encontra-se apenas os trabalhos de Hueckel e Kwasniewski (1961) e os de Jelinek e Ostermayer (1966). Os primeiros descrevem ensaios, em modelo reduzido, com vários tipos de placas e grelhas horizontais, comparando seus resultados com os obtidos, por eles mesmos, com placas verticais iguais. Os últimos, ao estudarem a resistência de ancoragens injetadas, próximas à superfície, colocadas em camadas, consideram que seus bulbos, quando suficientemente próximos, se associam, e constituem, praticamente, placas horizontais; e como tal são tratadas e dão origem a um método de cálculo de resistência, à rotura geral superficial, perfeitamente aplicável às lajotas das micro-ancoragens. Durante a maioria dos ensaios descritos neste Capítulo foram medidos e anotados as cargas atuantes e os deslocamentos das lajotas, do que resultam os diagramas carga-deslocamentos. Também se aplicaram as fórmulas derivadas das teorias apresentadas no Capítulo 4 e se compararam os valores obtidos com os dos ensaios.

O Capítulo 6 contém as conclusões que podem ser extraídas dos ensaios realizados e sugestões para pesquisas futuras.

ESTABILIZAÇÃO DE ATERROS		
ELEMENTOS CONSTITUTIVOS	COM TERRA ARMADA	COM MICRO - ANCORAGEM
SOLO	Aterro de terra natural ou de material artificial, em camadas horizontais; não deve ser utilizada a argila; 85% dos grãos de solo devem ser maiores do que 15μ e $\phi > 25^\circ$.	Aterro de terra natural, com elevado ângulo de atrito interno, com ou sem coesão, em camadas horizontais, compactadas.
ARMADURA (TIRANTES)	Qualquer material alongado, flexível, resistente à tração, à corrosão e com coeficiente de atrito apreciável, colocado em camadas horizontais. Usam-se tiras de aço galvanizado ($60 \times 3 \text{mm}^2$ e $80 \times 3 \text{mm}^2$) ou de liga de alumínio AG4 ($60 \times 3 \text{mm}^2$).	Barras ou fios de aço (CA-50, CA-60 ou CP), ou de resina reforçada com fibras de vidro, associados a lajotas horizontais de concreto armado, que atiram com o solo; colocados em camadas horizontais.
PARAMENTO	(PELE) - composta de elementos metálicos ou pré-moldados de concreto armado, articulados e flexíveis.	Cortina de concreto armado, moldada no local ou em elementos pré-moldados.
ESTABILIDADE		
MÉTODOS DE CÁLCULO	Diferem, de maneira geral; há semelhança no cálculo da seção e distribuição dos tirantes.	
SOLO	Resistente ao cisalhamento, não é protendido.	O solo é protendido.
ARMADURA (TIRANTES)	É passiva, isto é, acionada pelo atrito com os grãos do solo; tal se dá em toda sua extensão desde o paramento flexível; a estabilidade do conjunto se deve a esse atrito.	É protendida e isolada do solo em toda sua extensão; a estabilidade do conjunto é devida ao atrito e à adesão das lajotas com o solo e à resistência de ponta.
PARAMENTO	Não tem influência sobre a estabilidade do conjunto. Não pode ser rígido; dessa maneira mantém a terra armada com característica de material homogêneo. Os elementos do paramento são fixados nas camadas de terra adjacentes.	Influi na estabilidade, transmitindo ao maciço terroso as cargas dos tirantes, oriundas da protensão.
ENSAIOS PRÉVIOS	Não são realizados	Durante a protensão dos tirantes toda a ancoragem é testada.

Quadro 1.1 - Comparação entre sistemas de Estabilização de Aterros

CAPÍTULO 2

CORTINAS ANCORADAS

Neste Capítulo faz-se uma apresentação de diversos tipos de cortinas utilizadas na contenção de taludes de qualquer origem (naturais, de aterros ou de cortes) e das ancoragens utilizadas em conjugação com elas. Apresentam-se, também, os métodos utilizados nos projetos de cortinas ancoradas. O estudo da determinação dos comprimentos livres das ancoragens tem maior extensão que o das outras partes porque, apesar de sua importância prática, não é suficientemente desenvolvido nos diversos textos publicados.

Terminologia Empregada

Cortinas, segundo Caputo (1969), são estruturas destinadas à contenção de terras, que diferem dos muros clássicos pelo fato de serem flexíveis e terem peso próprio desprezível em face das demais forças atuantes.

Ancoragem é um dispositivo estrutural enterrado, constituído de uma ou de mais peças, destinado a receber e a transmitir ao meio que o envolve as cargas externas, cargas estas que atuam no sentido de arrancá-lo do terreno. A peça (ou trecho) da ancoragem, que, em contato íntimo com o terreno lhe transmite a carga externa, se denomina ancoragem propriamente dita ou, simplesmente, ancoragem. Assim, an

coragem pode ter um significado amplo (todo o conjunto de peças) ou restrito (uma dessas peças).

Ancoragem injetada é aquela constituída por injeção, de calda ou argamassa de cimento (ou outro material equivalente), no interior de uma perfuração realizada no terreno, onde já se tenha colocado a peça de ligação.

Numa ancoragem injetada distingue-se a *cabeça*, com a qual se liga à estrutura externa, o *corpo* ou *bulbo*, (ou *trecho ancorado* ou *ancoragem propriamente dita*, ou, simplesmente, *ancoragem*), peça que em contato com o terreno lhe transmite, por cisalhamento, as ações oriundas do exterior, e o *tirante* ou *tendão*, peça de ligação entre a cabeça e o bulbo da ancoragem. (Ver Fig. 2.1).

As ancoragens podem atuar *passivamente* (ancoragens *passivas* ou *mortas*), quando suas tensões são despertadas somente quando a estrutura exterior, a que servem, as solicita, e *ativamente* (ancoragens *ativas*), quando são mantidas tensionadas por dispositivos especiais, antes da solicitação pela estrutura externa; diz-se, também, neste último caso, que as ancoragens são *protendidas*, e que o terreno, que recebe e absorve as tensões oriundas da protensão das ancoragens é um *terreno protendido*. Neste capítulo, salvo menção em contrário, qualquer referência a "ancoragem" deve ser entendida como "ancoragem injetada protendida".

Cortina ancorada é a cortina cuja estabilidade se deve às ancoragens, injetadas ou não, às quais se associa.

2.1 - TIPOS DE CORTINAS ANCORADAS

Este ítem mostra diferentes tipos de cortinas ancoradas utilizadas na prática comum da Engenharia.

2.1.1 - Ancoragens Não Protendidas

São constituídas, em geral, por blocos ou placas de concreto, ou por estacas-pranchas cravadas no solo, ou por estacas, de qualquer material, fixados a uma das extremidades de tirantes de aço. A outra extremidade dos tirantes, quase sempre horizontais, é ligada à estrutura que

necessita, para seu equilíbrio, das forças que as ancoragens podem lhe fornecer. As ancoragens são sustentadas pelo empuxo passivo desenvolvido pelo terreno sobre o bloco, placa ou cortina de estacas-pranchas (Fig. 2.2a). Se o terreno não tiver capacidade para resistir à ação do tirante, pode-se adotar a solução esquematizada pela Figura 2.2b, na qual se vê o equilíbrio entre as forças T (do tirante), C (da estaca comprimida) e Z (da estaca tracionada).

Observe-se que as ancoragens injetadas, citadas mais adiante, podem funcionar como ancoragens passivas, se não lhes for dada protensão.

2.1.2 - Ancoragens Protendidas

São utilizadas para cargas pequenas (caso das micro-ancoragens), medias e grandes (acima de 100t) em solos e em rochas. As ancoragens injetadas protendidas em solo veem sendo utilizadas a partir de 1957. (Costa Nunes, 1965) e seu desenvolvimento é cada vez maior; o gráfico da Figura 2.3, extraído do trabalho de Ostermayer (1975), mostra essa evolução, relativamente a ancoragens provisórias e permanentes executadas por Bauer. O sistema que constitui uma "ancoragem injetada e protendida" apresenta muitas alternativas de realização.

2.1.3 - Cortinas de Estacas Prancha

As cortinas de estacas-pranchas, ancoradas ou não, especialmente as destinadas às obras marítimas e fluviais, constituem as primeiras cortinas a constar da história das obras de engenharia. As estacas-pranchas são, em geral, cravadas no terreno, uma a uma, e após sua ponta ter alcançado o nível previsto no projeto, passa-se à escavação (ou dragagem) das terras de um lado e ao aterro do outro.

À medida que aumenta a diferença entre os níveis das terras, de um e do outro lado da cortina, aumenta também o momento fletor nas estacas (não ancoradas ou não escoradas, "em balanço"), oriundo das pressões das terras a montante. A um valor maior desse momento fletor corresponde também uma seção resistente e um volume maiores, de tal maneira que a obra pode se tornar anti-econômica, seja pelo custo

dos materiais, seja pela necessidade de utilização de equipamentos mais pesados para movimentação e cravação das estacas-pranchas.

Uma maneira de resolver esse problema é o escoramento do trecho livre das estacas-pranchas; esta solução foi e é, ainda, muito utilizada, desde que se tenha uma estrutura (de terra ou de outra natureza) onde apoiar as escoras, que são peças comprimidas. No caso de estruturas marítimas ou fluviais, tais como cais, diques, etc, que exigem sua frente totalmente desobstruída, torna-se impossível utilizar as estruturas de apoio disponíveis, que seriam as terras a jusante. O recurso utilizado já há decênios tem sido a ancoragem (em vez do escoramento), com qualquer dos sistemas citados em 2.1.1. Dessa maneira se consegue:

(a) Diminuir a profundidade do engaste das estacas no terreno e, em consequência, diminuir seu comprimento;

(b) Diminuir a seção necessária da peça; em vez de viga em balanço tem-se, do ponto de vista do equilíbrio estático, uma viga com dois apoios (um deles, no solo, pode ser simples ou engastado).

A cortina de estaca-pranchas citada acima tem um só nível de ancoragens; no caso de alturas livres maiores poder-se-ia imaginar um outro nível de ancoragens. Note-se, no entanto, que neste sistema de construção, tanto a colocação dos tirantes quanto a das placas (ou blocos) é efetuada após escavação do terreno, o que dificulta as realizações com mais de um nível de ancoragens.

As forças que atuam sobre os tirantes são oriundas da pressão das terras sobre a cortina; em decorrência, os tirantes sofrem alongamentos e a cortina se desloca. Este deslocamento é, no entanto, muito menor do que aquele que ocorreria se não fossem usadas as ancoragens (ou as escoras). Esta é outra razão, que recomenda o emprego das ancoragens (ou escoras).

As cortinas de estacas-pranchas também podem ser suportadas por ancoragens injetadas. Neste caso não há dificuldade para utilização de duas ou mais camadas de ancoragens. Este sistema tem sido muito empregado na estabilização

zação de taludes verticais resultantes de escavações para a implantação de fundações e de sub-solos de edifícios, garages, metrô, etc., na forma de ancoragens injetadas protendidas.

2.1.4 - Cortinas de Concreto Armado Moldadas "in Situ" ("Processo Brasileiro").

Este processo, desenvolvido por Tecnosolo S.A., (Costa Nunes e Velloso, 1963); (Costa Nunes, 1965), tem sido utilizado juntamente com ancoragens injetadas protendidas. Ele consiste na implantação da cortina por partes, de cima para baixo, em solos estáveis, ao menos no trecho correspondente a um nicho (Fig. 2.4). O processo começa com a abertura de nichos na parte superior do talude a ser estabilizado, na colocação de uma placa de concreto armado, que integrará a cortina, sobre o talude, e em sua fixação por meio de uma ancoragem.

Após concluído o trecho da cortina, correspondente aos nichos abertos, abrem-se outros nichos, ao lado ou abaixo e procede-se da mesma maneira; e assim, sucessivamente, até cobrir toda a superfície do talude com uma só placa contínua. Muitas vezes, quando houver confiança na integridade do talude, faz-se apenas a implantação de placas isoladas que são fixadas pelas ancoragens; essas placas distribuem a carga da ancoragem sobre o talude.

Outras vezes ligam-se as placas por meio de "grelhas" para distribuir melhor as cargas sobre o talude; este foi o processo utilizado em 1957, em obra pioneira dessa natureza, o Hospital Santa Maria da Beneficência Portuguesa, Rio de Janeiro, e que tem sido descrita ou, pelo menos, citada em inúmeros textos que tratam desse assunto, inclusive no estrangeiro, como por exemplo, Costa Nunes (1965), Caquot et Kerisel (1966), Deere and Patton (1971), Tschebotarioff (1973) e Costet et Sanglerat (1969 e 1975).

2.1.5 - Paredes Diafragma

São paredes de concreto armado, construídas antes da formação do talude. No local previsto são abertas valas na largura projetada, de 60 a 100cm em geral, e na profundidade necessária à proteção da escavação a ser rea-

lizada, com a utilização de equipamentos de escavação especiais; as paredes dessas valas, antes de receberem o concreto, são mantidas na vertical graças a uma suspensão de Bentonita (uma lama tixotrópica). Em seguida se introduz a armação e se lança o concreto no fundo da vala, que aí se mantém por ser mais denso que a Bentonita; esta não se mistura com o concreto, é deslocada e é recolhida fora da vala (para maiores detalhes sobre a execução de diafragmas, ver, por exemplo, Velloso e Lopes, 1976). Construída a parede, segue-se com a escavação, que pode ir a mais do que 20m. de profundidade; à medida que se escava, procede-se ao estroncamento ou à ancoragem da cortina emergente. Neste tipo de obra são utilizadas, com frequência, as ancoragens injetadas protendidas, como, por exemplo, nas obras do Metrô do Rio de Janeiro. (Costa Nunes e outros, 1978).

Um tipo de cortina, que lembra as paredes diafragmas, são que usadas em obras de menor vulto, muito utilizadas há, pelo menos, 30 anos, é aquela realizada pela construção de séries justapostas de estacas verticais armadas, tipo "Strauss", de 20 a 30cm de diâmetro, nos limites do local onde ocorrerão as escavações, destinadas à execução de fundações ou a construção de sub-solos. As estacas são moldadas no local após as perfurações, realizadas a trado. Ao se proceder às escavações cuida-se de realizar os escoramentos das cortinas. A profundidade das escavações, permitidas por este método, é pequena, de 3 a 4m, em geral. Para profundidades maiores podem ser usados tubulões justapostos (tipo Benoto ou outros).

2.1.6 - Cortinas Ancoradas para Arrimo de Aterros

Neste ítem será mostrado como as ancoragens, especialmente as protendidas, são utilizadas juntamente com cortinas na contenção de aterros, nas várias formas com que se apresentam em decorrência das razões e circunstâncias que envolvem a construção de cada uma delas.

Na Figura 2.5a ve-se uma cortina em "L" destinada a suportar um aterro a ser construído. As ancoragens verticais promovem o equilíbrio da cortina pela força N , que evita o derrubamento e também o deslizamento (pelo atrito criado entre a sapata e o solo). A Figura 2.5b é uma variante da anterior em que se permite colocar a ancoragem por trás

da cortina. Nestes casos a cortina pode ser constituída por elementos prẽ-moldados (placas horizontais e contrafortes de concreto armado), como indicado nos desenhos, ou moldada no local; a escolha dependerã das circunstâncias de cada obra.

O tipo clãssico da cortina ancora da ã o da Figura 2.5c, em que as ancoragens, injetadas e fixadas em terreno firme, absorvem diretamente as forças de empuxo; a sapata se destina ã distribuição no solo das cargas devidas ao peso prõprio da cortina, da componente vertical do empuxo e das componentes verticais das cargas das ancoragens. Essas ancoragens podem, tambẽm, ser constituídas por micro-ancoragens, em maior quantidade do que ãquelas, como se vẽ na Figura 2.5d. A vantagem das micro-ancoragens (horizontais) sobre as ancoragens injetadas (inclinadas) se deve ã menor interferência das primeiras na execução do aterro, alẽm do custo.

E, finalmente, a Figura 2.5e, mostra o caso de cortina de estacas pranchas ancoradas; as ancoragens podem ser inclinadas, para atingir, mais rapidamente, as camadas resistentes.

2.2 - PROJETO DE CORTINAS ANCORADAS

Neste ítem passa-se em revista, resumidamente, as tẽcnicas atualmente empregadas no dimensionamento das cortinas ancoradas; o dimensionamento ã uma das partes mais importantes do projeto, do qual não serão aqui abordados alguns aspectos, tais como corrosão, fluência do solo, ensaios de ancoragens (para o assunto, o leitor ã referido ã norma NB-565 - 1977) e mêtodos de execução. Serão apenas examinadas cortinas verticais e solos compactados (não saturados, com portamento geralmente drenado, apresentando alguma coesão) tendo em vista que as micro-ancoragens, objetivo final deste trabalho, são empregadas em cortinas e solos com estas características. O dimensionamento da cortina e das ancoragens consiste, como estã implícito, na determinação das dimensões da cortina (espessura, armadura), dos trechos ancorados (dimensões, profundidade e afastamento da cortina), dos tirantes (inclinação, seção, tipo de aço), baseadas nos valores das solicitações na cortina e nas ancoragens, que dependem das características do solo, das sobrecargas e dos possíveis mecanismos de rotura do

maciço.

Convém lembrar que, no caso de solos fracos, existe a possibilidade de rotura debaixo da cortina por ação das componentes verticais das cargas inclinadas da ancoragem (Broms, 1968; Broms e Stille, 1976).

2.2.1 - Determinação dos Esforços na Cortina e nas Ancoragens.

As ações das terras sobre os muros de contenção, denominadas de empuxo das terras, são oriundas de seu peso próprio, das eventuais sobrecargas que atuam em sua superfície ou em seu interior, da pressão das águas intersticiais e de outras causas menos frequentes (como abalos sísmicos). No caso de cortinas ancoradas e sem ficha, as ações sobre as mesmas, de resultante E , são equilibradas pelas cargas dos tirantes, ΣT , e pela reação do solo, V , sobre a sapata de apoio da cortina (Fig. 2.6); se E for conhecido, o polígono define as demais forças, V e ΣT . O problema resume-se, portanto, na determinação do empuxo E e de sua distribuição sobre a cortina (ou na distribuição de ΣT entre os tirantes).

Cálculo Rigoroso

Uma determinação rigorosa do empuxo das terras e de sua distribuição entre as ancoragens que suportam a cortina é muito difícil, se forem levadas em consideração a flexibilidade da cortina (considerável devido a sua pequena espessura em relação à altura), a deformabilidade dos tirantes e a das terras, que envolvem e resistem aos deslocamentos dos bulbos. Sabe-se que o valor e a distribuição das pressões do empuxo é dependente das deformações da cortina, que, por sua vez, dependem das deformações das ancoragens e da distribuição do empuxo: há, portanto, uma interação solo-ancoragens-cortina, que dificulta extraordinariamente uma solução rigorosa do problema.

Somente com a utilização dos métodos dos numéricos, entre eles o Método dos Elementos Finitos, é possível resolver este problema de interação. No entanto, a dificuldade de se obter, com a precisão necessária, todos os parâmetros requeridos pelo Método dos Elementos Finitos e o próprio custo de uma solução pelo método faz com que, nos proje

tos correntes, se utilize métodos simplificados. Estes métodos, quando corretamente empregados, são capazes de conduzir a soluções satisfatórias dos pontos de vista da técnica, da segurança e da economia.

Métodos Aproximados

O deslocamento dos muros de contenção é condição necessária para o desenvolvimento do estado ativo de pressões no maciço. No caso das cortinas ancoradas, é natural supor-se que o empuxo ativo atua sobre elas já que ocorrem deslocamentos da cortina em consequência da deformabilidade dos tirantes; a distribuição das pressões seria, de acordo com as teorias clássicas, triangular (ou trapezoidal quando ha sobrecarga uniforme). No entanto, observações de obras indicam que a forma do citado diagrama se aproxima do retângulo. Sugere-se, então, tomar o valor médio entre as distribuições trapezoidal e retangular do empuxo ativo. Calculado pelas teorias clássicas o diagrama de pressões de empuxo, utiliza-se, em geral, um dos dois métodos, a seguir expostos, para calcular as cargas nos tirantes:

- (a) Divide-se em áreas iguais (correspondentes a cargas iguais) o diagrama de pressões e se faz corresponder, a cada uma dessas áreas ou cargas, uma ancoragem passando pelo centro de gravidade da área.
- (b) Escolhe-se os pontos de fixação dos tirantes sobre a cortina e considera-se a cortina como uma viga vertical apoiada nos tirantes, sujeita ao diagrama de empuxo; as reações desses apoios serão as cargas nos tirantes.

Conhecidas as cargas nos tirantes, passa-se à determinação dos momentos fletores na cortina. Cortinas lisas são usualmente calculadas como lajes cogumelo. A cortina está sujeita, ainda, a punção nos pontos de fixação dos tirantes.

Outra maneira de resolver, ainda aproximadamente, o problema da determinação das solicitações na cortina e nas ancoragens é a de, considerando as superfícies

de rotura do maciço, calcular as forças que devem ser introduzidas pelas ancoragens para impedir a referida rotura, com o fator de segurança desejado. Para aplicação do método, é feita a pesquisa da superfície crítica de rotura, isto é, aquela que, sem o auxílio das ancoragens, tem o menor fator de segurança (por onde, naturalmente, ocorreria o deslizamento). As ancoragens, pelas forças de protensão introduzidas no solo, elevam o fator de segurança original (sem ancoragens) até o valor desejado. Com o valor dessas forças, deduz-se o número de ancoragens a serem empregadas, que serão distribuídas ao longo da altura da cortina. Esta distribuição se faz de maneira a corresponder ao diagrama de pressões de terra (retangular ou trapezoidal). Definidas as posições das ancoragens, o cálculo dos esforços internos na cortina é realizado da maneira indicada antes, isto é, considerando-a como laje cogumelo apoiada sobre os tirantes (se for laje lisa). Dentro deste segundo enfoque, estão o chamado "Método Brasileiro" e os "Métodos de Fatias" (adaptados).

Método Brasileiro

Um processo muito empregado no Brasil, o chamado "Método Brasileiro" (Costa Nunes e Veloso, 1963) considera, como Culmann (1866), que a superfície de deslizamento crítica é um plano que passa pelo pé do talude; tal hipótese é considerada válida por Taylor (1948) para taludes verticais. Neste trabalho (Taylor, 1948) é dito: "pode-se concluir que a suposição da rotura plana conduz a aproximações geralmente aceitáveis se o talude é vertical, ou próximo da vertical; mas não dá aproximação satisfatória para taludes pouco inclinados".

A hipótese de superfície de rotura planas é também usada, modernamente, nos estudos da estabilidade de taludes rochosos, entre outros, por Kovary e Fritz (1975) e por Hoek e Bray (1974), conduzindo aos mesmos resultados indicados mais adiante para o caso particular do "Método de Fatias".

No caso de superfícies de rotura planas (ver Fig. 2.7), para cada ângulo θ , entre um plano possível de rotura e a horizontal, corresponde um fator de segurança

$$FS = \frac{c \ell}{T} = \frac{c \ell \cos \phi}{P \sin (\theta - \phi)} \quad (2.1)$$

onde P é a carga total atuante na cunha de rotura (abc), igual a $W + Q$, peso próprio de solo mais a sobrecarga vertical; c é a coesão do material; $l = \overline{ac}$; ϕ é o ângulo de atrito interno. Demonstra-se que FS passa por um mínimo, FS_m , quando:

$$\theta = \theta_c = \frac{(i + \phi)}{2} = 45^\circ + \frac{\phi}{2}, \text{ para } i = 90^\circ \quad (2.2)$$

Ao plano correspondente a esse valor crítico, θ_c , chama-se plano crítico ou de escorregamento e o valor mínimo de FS é:

$$FS_m = \frac{c \cdot l \cdot \cos \phi}{P \cdot \sin \left(\frac{i - \phi}{2} \right)} \quad (2.3)$$

válido para sobrecargas Q uniformemente distribuídas. Tem-se ainda:

$$FS_m = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{\sin i \cdot \cos \phi}{1 - \cos (i - \phi)}, \quad (2.4)$$

para $Q = 0$ e superfícies planas dos taludes.

Para um plano definido por θ qualquer, tem-se, igualmente,

$$FS = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot H} \cdot \frac{\sin i \cdot \cos \phi}{\sin (i - \theta) \cdot \sin (\theta - \phi)}, \quad (2.5)$$

Dado o FS, pode-se determinar, por tentativas, o ângulo θ' (e daí o plano) que lhe corresponde. Tal plano, se calculado para $FS = 1,50$, separa o espaço em duas regiões, a que necessita e a que dispensa, para o equilíbrio (com $FS = 1,50$), as forças de protensão dos tirantes.

O mérito do "Método Brasileiro" foi de levar em conta a protensão dos tirantes no estudo do equilíbrio da cunha de Culmann, objetivando elevar o valor de FS_m ao valor considerado satisfatório, em geral, 1,50. Chamando de FS_p esse valor, tem-se:

$$\lambda = \frac{FS_p}{FS_m} \quad (2.6)$$

A força F de protensão, por sua componente no plano de deslizamento crítico com a qual faz o ângulo β ,

$$F_T = \frac{\cos (\beta - \phi)}{\cos \phi} \cdot F \quad (2.7)$$

concorre para o equilíbrio, de tal maneira que se tem:

$$FS_p = \frac{c \cdot l}{(T - F_T)} \quad (2.8)$$

onde:

$$T = p \frac{\text{sen } (\theta - \phi)}{\cos \phi} \quad (2.9)$$

Considerando os valores de FS e

λ dados em (2.1), (2.6) e (2.8), tem-se:

$$\lambda = \frac{T}{(T - F_T)}; \quad \frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{T}{F_T} \quad (2.10)$$

daí:

$$\frac{P \text{ sen } (\theta_c - \phi)}{\cos \phi} = F \frac{\cos (\beta - \phi)}{\cos \phi} \cdot \frac{\lambda}{\lambda - 1} \quad (2.11)$$

$$e \quad F = \frac{\lambda - 1}{\lambda} \cdot \frac{\text{sen } (\theta_c - \phi)}{\cos (\beta - \phi)} P \quad (2.12)$$

expressão que dá a força necessária, de protensão nos tirantes, para FS_m , no plano crítico, ser multiplicado por λ , e se chegar ao FS_p desejado (em geral 1,50).

Para finalizar é interessante observar que o fator de segurança no "Método Brasileiro", para o plano crítico, com tirantes, pode ser escrito:

$$FS_p = \frac{c l}{T - F_T} = \frac{c l \cos \phi}{P \text{ sen } (\theta - \phi) - F \cos (\beta - \phi)} = \frac{c l}{(P \text{ sen } \theta - F \cos \beta) - (F \text{ sen } \beta + P \cos \theta) \text{ tg } \phi} \quad (2.13)$$

Comparando esta expressão com a do "Método de Fatias" para superfície plana, estudada logo em seguida, vê-se que diferem pela transposição de $(F \text{ sen } \beta + P \cos \theta) \cdot \text{tg } \phi$, do numerador desta (2.15) para o denominador daquela (2.13), com aumento do valor do FS_p .

Métodos de Fatias

Também são empregados os "métodos de fatias" (Fellenius, 1927; Bishop, 1955 e outros) dentro da metodologia que envolve a avaliação da segurança antes das ancoragens e a determinação da força de protensão necessária para elevar esta segurança, como exposto no trabalho de Cerqueira (1972). Segundo os mesmos, supõe-se ser cilíndrica e de diretriz circular, passando pelo pé da cortina, a superfície crítica de deslizamento. Na Figura 2.8, estão apresentados os esquemas das forças que atuam sobre as cunhas de terra limitadas por superfícies planas e cilíndricas circulares, e estão indicadas as componentes normais e tangenciais das forças atuantes em cada fa

tia, relativamente à superfície de deslizamento considerada de acordo com o método de Fellenius. O fator de segurança ao deslizamento (FS), por esse método, será obtido da relação entre os valores das forças resistentes (máximos possíveis) e os valores das forças atuantes, que são (ver Hobst, 1964 e 1977):

Fôrças	Fôrças Atuantes	Fôrças Resist. Máximas
Força dos tirantes	$-\Sigma \Delta F \cos \beta$	$\text{tg } \phi \Sigma \Delta F \sin \beta$
Peso próprio e sobre carga	$\Sigma \Delta(Q + W) \sin \theta$	$\text{tg } \phi \Sigma \Delta(Q + W) \cos \theta$
Coesão, se existir	----	$c \Sigma \Delta \ell$

O fator de segurança \bar{e} expresso

por:

$$FS = \frac{\text{tg } \phi [\Sigma \Delta F \sin \beta + \Sigma \Delta(Q + W) \cos \theta] + c \Sigma \Delta \ell}{\Sigma \Delta(Q + W) \sin \theta - \Sigma \Delta F \cos \beta} \quad (2.14)$$

Alguns autores sugerem ainda que o termo em $\Sigma \Delta F \cos \beta$, ao invés de figurar com sinal negativo no denominador da expressão acima, deva figurar com sinal positivo no numerador, o que conduz a um fator de segurança menor.

No caso da superfície plana, considerada como caso particular de superfície cilíndrica circular, θ é constante para todas as fatias, e, também β , se os tirantes forem paralelos; com isso a expressão acima fica muito simplificada, passando para:

$$FS = \frac{\text{tg } \phi (F \sin \beta + P \cos \theta) + c \ell}{P \sin \theta - F \cos \beta} \quad (2.15)$$

ao se fazer: $\Sigma \Delta F = F$, $\Sigma \Delta(Q + W) = Q + W = P$ e $\Sigma \Delta \ell = \ell$ (o termo em $c \ell$ desaparece se a coesão for nula).

Os FS correspondentes aos casos sem ancoragens são obtidos das expressões acima fazendo, nas mesmas, $F = 0$. Variando as possíveis superfícies de deslizamento ter-se-ão valores diferentes para FS; como já foi visto, a aquela para a qual FS é mínimo, é a denominada superfície crítica. Para elevar FS ao valor 1,40, recomendado pela DIN 4084

(1974), colocam-se os tirantes, que desenvolvem as forças F necessárias para isso; os valores dessas forças F podem ser obtidos através das expressões expostas anteriormente, explicitando o valor de F ou $\Sigma \Delta F$ em função dos demais. No caso da superfície de rotura plana, obtém-se:

$$F = \frac{FS \cdot \sin \theta - \cos \theta \cdot \text{tg } \phi - \frac{c \cdot l}{P}}{FS \cdot \cos \beta + \sin \beta \text{ tg } \phi} \cdot P \quad (2.16)$$

Note-se que $FS = 1,40$, segundo a DIN 4084, corresponde ao cálculo pelo processo de Bishop simplificado, que é uma variante mais rigorosa do método de fatias. O método de Fellenius conduz a FS menores, em geral, do que os obtidos por Bishop, de maneira que a recomendação de $FS = 1,40$ (da DIN 4084, para Bishop), corresponde a $FS < 1,40$ para Fellenius. O item 4.1.6 da NB-565 (1977) indica para FS o mínimo de 1,50.

2.2.2 - Dimensionamento da Cortina

Como foi dito no item anterior, o método simplificado de dimensionamento de cortinas lisas, consiste em considerá-las como uma laje cogumelo apoiada nos tirantes e em calculá-las por um dos vários métodos conhecidos, usando como carregamento o empuxo. A espessura é, em geral, definida pela solicitação de puncionamento, evitando-se o emprego de armação especial para combatê-la. Com as solicitações de momento fletor são definidas as armações, nas duas faces (positivas e negativas) da cortina; essas armações são distribuídas ortogonalmente considerando duas faixas em cada direção: a dos apoios (os tirantes) e a central.

De acordo com o item 4.1.7 da norma NB-565 (1977), "deverá ser assegurado que a deficiência de uma ancoragem de um grupo, não será motivo para a falha da parte da construção que será protegida por aquele grupo de ancoragens. Se, para isso, em casos específicos, for necessária uma verificação estrutural, esta poderá ser efetuada considerando-se todas as reservas, como, por exemplo, o aproveitamento das tensões de aço até o limite do escoamento, consideração da formação de arqueamento no solo, etc."

Os momentos negativos nos extremos, em balanço, devem ser tratados com cuidado para evitar sub

-dimensionamento, decorrente de pressões de empuxo reais maiores que as, por vezes, adotadas nos cálculos.

2.2.3 - Dimensionamento das Ancoragens

Uma ancoragem é constituída basicamente pelo tirante, pelo trecho ancorado e pela cabeça; a cabeça recebe as forças da estrutura externa que se pretende ancorar; o trecho ancorado é o elemento que transfere ao solo, que o envolve, as forças introduzidas na cabeça; o tirante é o elemento de ligação entre a cabeça e o trecho ancorado. Além desses elementos principais, tem-se os dispositivos de conexão cabeça-tirante e tirante-ancoragem e os dispositivos de proteção contra a corrosão; desses dispositivos, bem como de detalhes sobre a cabeça de ancoragem, não se cogitará neste trabalho; apenas será dito que os de proteção dependem da agressividade do meio ambiente e do período de vida útil previsto para a obra, daí as ancoragens provisórias (até dois anos) e permanentes; e que os de conexão dependem do valor da carga atuante na ancoragem. Aliás, desse valor depende, também, o dimensionamento de todos os elementos constituintes da ancoragem.

Tirante

Os tirantes são solicitados à tração; os valores dessas solicitações são obtidos da maneira descrita em 2.2.1. Com esses valores realiza-se o dimensionamento dos tirantes, o qual consiste em definir: a categoria e classe dos aços a serem utilizados e seu coeficiente de aderência, η , de acordo com as EB-3 (1972) ou EB-780 (1975), seu diâmetro e comprimento. O valor da tensão admissível do aço é 0,9 da tensão de escoamento dividida pelo coeficiente de segurança 1,75 (ancoragens permanentes) ou 1,50 (ancoragens provisórias), conforme itens 3.1.1 e 3.1.2 da NB-565 (1977); com esses valores, das solicitações e das tensões admissíveis, calculam-se as seções mínimas do aço dos tirantes, de acordo com a categoria e classe escolhidas. Os valores desnecessariamente elevados para o FS do aço se explicam porque o mesmo está associado ao corpo ancorado que necessita, este sim, FS relativamente alto, obrigando com isso o aço a acompanhá-lo; para evitar a rotura do

ço, durante o ensaio, atribui-se ainda, ao mesmo, um FS adicional de $1,0/0,9 = 1,11$. O comprimento dos tirantes é a soma do comprimento ancorado e do comprimento livre, determinados como se segue.

Trecho Ancorado

Para caracterizá-lo, precisa-se definir suas dimensões (diâmetro e comprimento, no caso injetado) e sua ligação com o tirante; também devem ser definidas a profundidade e as distâncias vertical e horizontal em relação aos outros trechos ancorados e à cortina. Como já se viu, a função do trecho ancorado é transferir sua carga ao terreno envolvente; precisa-se, pois, dar-lhe dimensões adequadas ao atendimento desse objetivo; ao ocorrer a transferência de tensões o terreno fica carregado e, portanto, deve ter características compatíveis com tais tensões; é fácil compreender que se os trechos ancorados de varias ancoragens estiverem muito próximos, as tensões no terreno se superporão e poderão ultrapassar os limites recomendáveis; daí a importância do problema e a cautela com que se deve analisá-lo; isto será feito nas seções (c.4) e (f). Do mesmo modo a distância do trecho ancorado à cortina influencia a resistência do terreno, como será visto no item 2.3. Na exposição que segue serão abordadas apenas as ancoragens injetadas e se referirá a seus trechos ancorados como bulbos.

(a) Aderência Tirante-Bulbo

Na maioria das ancoragens a transferência de carga do tirante para o bulbo se realiza pelas tensões de aderência aço-calda de cimento endurecida, que é bastante estudada, e permite que se calcule, com suficiente segurança, o comprimento necessário do bulbo, para a transferência da carga conhecida. Serão adotadas, para esse cálculo, as disposições da NB-1 (1978), a seguir expostas; também, é apresentado um exemplo numérico. Seja d , o diâmetro da barra (no caso de fios de aço o procedimento será similar), l o comprimento, f_{cd} a resistência do concreto à compressão, de cálculo, f_{ck} a resistência característica do concreto à compressão, $\gamma_c = 1,4$ (item 5.4.1) o coeficiente de minoração da resistência do concreto, τ_{bu} o valor último da tensão de cálculo da aderência, $\gamma_f = 1,4$

(item 5.4.2.1) o coeficiente de segurança das solicitações, η_b , o coeficiente de aderência do aço, suposto igual a 1,5, neste caso (vale 1,0 para barras lisas); supõe-se também $f_{ck} = 196 \text{ kgf/cm}^2$, $d = 3,18 \text{ cm}$ (1 1/4"), $\ell = 100 \text{ cm}$.

Tem-se, de 5.3.1.2-c,

$$\tau_{bu} = 0,9 \sqrt[3]{f_{cd}^2}, \quad (2.17)$$

onde:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; \quad \text{daí } f_{cd} = 196/1,4 = 140 \text{ e } \tau_{bu} = 24,2 \text{ kgf/cm}^2;$$

daí a resistência de aderência, de cálculo:

$$T_d = \pi d \ell \tau_{bu}$$

e a força de aderência admissível:

$$T_{adm} = \frac{T_d}{\gamma_f}$$

daí:

$$T_{adm} = \frac{3,14 \times 3,18 \times 100 \times 24,2}{1,4} \approx 17.000 \text{ kgf}$$

É essa a aderência admissível para cada metro de contato entre o tirante e o bulbo; o que mostra ser a resistência de aderência suficiente para a transferência de cargas elevadas, com uma segurança igual a $\gamma_f \times \gamma_c = 1,4 \times 1,4 = 2,0$.

(b) Ligação Bulbo-Terreno

Como já se viu, as cargas atuantes sobre o bulbo, ao longo de seu eixo longitudinal, são transferidas ao terreno circunvizinho pelas tensões de cisalhamento desenvolvidas entre ambos; para o dimensionamento do bulbo o que interessa conhecer é o valor da carga de rotura da ligação, isto é, a carga que produz tensões insuportáveis para a referida ligação; por ocasião da rotura, o bulbo, de forma aproximadamente cilíndrica com diretriz circular, se desloca em relação ao terreno, que sofre, sem romper, as deformações devidas às ten

sões atuantes. O bulbo é arrancado do terreno.

A teoria e a prática indicam que a carga de rotura da ligação bulbo-terreno depende das características do bulbo (profundidade = H , comprimento = ℓ , diâmetro = d e condições de rugosidade superficial), do terreno (coesão = c , ângulo de atrito interno = ϕ , peso específico = γ , densidade relativa = D_r ou grau de compactação = G_c , para solos arenosos) e dos processos utilizados na confecção do bulbo, inclusive da pressão de injeção da calda.

A resistência ao cisalhamento, de acordo com Coulomb (1976), é $\tau_{ult} = c + \sigma \text{tg } \phi$; a tensão normal σ é dada por γH ; daí a resistência do terreno ao arrancamento do bulbo:

$$T = \pi d \ell \tau_{ult} = \pi d \ell (c + \gamma H \text{tg } \phi); \quad (2.18)$$

esta é uma fórmula teórica que foi muito empregada nos primórdios da utilização das ancoragens injetadas, a partir de 1957. Aplicando-a no caso de:

$\ell = 5,0\text{m}$; D (do furo) = 10cm ; $c = 0$ (solo arenoso);
 $\gamma = 2,0\text{tf/m}^3$; $H = 5,0\text{m}$, $\phi = 35^\circ$ ($\text{tg } \phi = 0,70$), ter-se-á:

$$T = 3,14 \times 0,10 \times 5,0 \times 2,0 \times 5,0 \times 0,7 = 11,0\text{t};$$

este valor é menor do que os geralmente observados, em ensaios de bulbos e solos com características semelhantes; note-se, de passagem, que a pressão das terras sobre as ancoragens é, neste caso,

$$\gamma H = 10\text{tf/m}^2 = 1\text{kgf/cm}^2$$

A rigor, na fórmula (2.18), c e ϕ deveriam ser substituídos respectivamente por c_a e ψ , coeficientes de adesão e de atrito solo-bulbo. Valores desses coeficientes constam de um trabalho de Potyondi (1961).

(c) *Influências de Vários Fatores na Resistência do Bulbo*

(c.1) *Influência da Pressão de Injeção*

Uma explicação para os valores das resistências dos bulbos das ancoragens, mais elevadas do que os indicados pela fórmula (2.18), muitas vezes observados na prática, é a pressão de injeção utilizada durante a execução dos mesmos; sob o efeito dessa pressão, o solo em volta do bulbo é comprimido; parte, pelo menos, dessa protensão é mantida pelo solo durante a vida útil da ancoragem; essa pressão, entre o solo e o bulbo, garantiria a resistência mais elevada, ao arrancamento, do último.

É essa a opinião de técnicos e pesquisadores, de reconhecido valor, tais como Costa Nunes (1966, 1969, 1974, 1975, 1977); Broms (1968); Habib (1969); Jorge (1969); Mori (1969); Littlejohn (1970, 1972), Ostermayer (1975) e Hobst e Zajić (1977).

A Figura 2.9 é uma reprodução do trabalho de Jorge (1969), na qual se observa a variação da resistência ao arrancamento, em função de pressão de injeção, para varios tipos de solo. As pressões utilizadas na injeção, de 10 kg/cm^2 , ou maiores, são bem mais elevadas que as existentes, oriundas do peso do terreno, que, como visto na seção anterior, valem cerca de 1 kgf/cm^2 .

Essa influência consta da expressão geral, proposta por Costa Nunes (1974), para a resistência, ao arrancamento, dos bulbos das ancoragens:

$$A_c = A_{fr} + \pi d_a \times \eta_d \times l \times \eta_l \times (p \eta_p \eta_t \text{tg } \phi + c) \quad (2.19)$$

onde:

A_c = carga de arrancamento;

A_{fr} = resistência frontal; que é em geral desprezada;

d_a, η_d = diâmetro do furo e fator de aumento do mesmo;

p, η_p, η_t = pressão das terras no nível considerado, fator de aumento de pressão devido à injeção e fator de redução da profundidade;

c = coesão do solo;

ϕ = ângulo de atrito interno;

l, η_l = comprimento do bulbo e fator de redução do mesmo.

Essa expressão resulta da comparação entre varias outras, propostas por vários autores.

(c.2) Influencia da Compacidade do Solo

Outros autores atribuem os acréscimos de resistência dos bulbos, quando enterrados em areia, à dilatancia, por efeito do embricamento de seus grãos.

No trabalho de Werner (1972) constam os gráficos, reproduzidos na Figura 2.10, que mostram os fatores de acréscimo da resistencia, ao arrancamento, de ancoragens, obtidos em ensaios realizados sobre modelos reduzidos, em relação aos valores calculados com a fórmula teórica $\tau = c + \gamma H \operatorname{tg} \phi$ ou $\tau = \gamma H \operatorname{tg} \phi$, para $c = 0$; esses fatores são expressos por τ_m / τ_{m0} em função da densidade relativa, I_D , das areias utilizadas nos ensaios. Constata-se nos gráficos, que, para densidades relativas acima de 0,6, obtidas facilmente por compactação, como é usual nos aterros estabilizados por cortina micro-ancorada, o citado fator é maior do que 2.

Ostermayer e Werner (1972) apresentaram em seu trabalho a expressão seguinte para o cálculo da resistência ao arrancamento dos bulbos das ancoragens, situados em solos arenosos:

$$A_c = A_{fr} + \pi d_a \times \gamma \times t \times \eta_t \times \eta_p \times \operatorname{tg} \phi \times \eta_x \times \eta_z \quad (2.20)$$

onde: γ = peso específico do solo; t = profundidade do bulbo; $\eta_p = f(\tau_m / \tau_{m0})$ = fator de aumento de resistência, função do grau de compacidade do solo; os outros símbolos já foram definidos.

Os testes realizados por Ostermayer (1975), in-Situ, com ancoragens de dimensões normais, confirmam tais resultados: quanto maior a compacidade do solo, maior o fator de acréscimo de resistência ao arrancamento, que variou nesses ensaios entre 2 e 10.

Wernick (1978 e em outros trabalhos) também atribui a elevada resistência dos bulbos de ancoragem em terrenos granulares ao embricamento dos grãos, que ocorre quando se inicia a deformação do bulbo, ao ser solicitado; é a esse embricamento, que provoca uma resistência ao rolamento

de grãos de areia uns sobre os outros; tanto maior quanto mais compacta for a areia, que ele atribui o aumento da resistência do bulbo em relação à que resultaria, simplesmente, da pressão das terras sobrepostas.

Schlosser e Elias (1979), ao estudarem os resultados de ensaios de arrancamento de tiras metálicas enterradas em areia, comprovam esses efeitos do embricamento.

(c.3) Influência da Profundidade

A profundidade influencia diretamente a resistência do bulbo através da pressão normal, $\sigma = \gamma H$, das terras que o cobrem; há, no entanto, uma outra influência, pouco conhecida, e que já aparece nas expressões de Costa Nunes (1974 e 1977) e de Ostermeyer e Werner (1972), na forma do parâmetro η_t , denominado de fator de redução de profundidade. De acordo com o autor brasileiro, o citado fator se aplica a profundidades maiores do que 9m, sendo $\eta_t = 1$ para valores inferiores a este. Os autores alemães dizem que em ensaios, em escala natural, os bulbos quando situados em profundidades de até 4 a 9m (variável de acordo com os demais parâmetros) tem sua resistência avaliada com $\eta_t = 1$; para profundidades maiores, a resistência não aumenta, o que implica em se ter $\eta_t \times H = \text{constante}$, isto é, η_t passa a ser inversamente proporcional à profundidade.

No trabalho de Schlosser e Elias (1979) são citados os resultados de ensaios de arrancamento de tiras metálicas, enterradas em solo arenoso; tais resultados confirmam o que está dito acima, relativamente à influência da profundidade dos bulbos de ancoragem em suas resistências. Os fatos citados são atribuídos, pelos autores, às variações, para areias de mesma densidade, da dilatancia (por exemplo, a dilatancia passa de positiva a nula ou negativa quando γH varia de 0,1 a 1,0kgf/cm²) e do ângulo de atrito interno (ϕ passa de 50° a 35° quando ocorre a citada variação de pressões normais).

(c.4) Observações

É interessante observar que há um limite superior para a resistência ao arrancamento dos bulbos

de ancoragem, A_c , quando o mesmo depende da pressão de injeção p .

Observando a Figura 2.11, de acordo com Jelinek e Ostermayer (1966) tal pressão não pode ultrapassar a devida ao peso do prisma de terras indicado, quando atua sobre o bulbo, de diâmetro d , porque, se ultrapassasse, o prisma seria levantado. Esse peso, atuando sobre d , conduz à pressão:

$$p = \gamma H \left(1 + \frac{H}{d} \operatorname{tg} \phi \right) \quad (2.21)$$

e daí ao valor limite de arrancamento:

$$A_c = \pi d \ell p \operatorname{tg} \phi = \pi d \ell \gamma H \left(1 + \frac{H}{d} \operatorname{tg} \phi \right) \operatorname{tg} \phi \quad (2.22)$$

Observe-se que o limite acima só é válido se a distancia, Δ , entre dois bulbos paralelos, B_1 e B_2 , for maior do que $2H \operatorname{tg} \phi$; tal não ocorrerá se $\Delta < 2H \operatorname{tg} \phi$, em cujo caso o limite é menor, por causa da interferência entre os volumes de dois prismas adjacentes.

O valor das pressões, oriundas da dilatancia, também está limitado pelo peso dos prismas de terra aqui referidos.

(d) Método Prático para Determinação da Resistencia do Bulbo

Tudo o que está dito linhas atrás são tem valor teórico; na prática, a solução do problema é baseada nos resultados dos ensaios realizados, tanto em escala reduzida como em verdadeira grandeza (as normas, em geral, e a NB-565-1977, em particular, exigem a realização dos ensaios básicos, de qualificação e de recebimento, com o que são obtidos resultados satisfatórios, em todos os pontos de vista). Em resumo, o bulbo das ancoragens é dimensionado com base nos resultados dos ensaios realizados anteriormente com outros bulbos em terrenos de características semelhantes. Ao se fazer estas considerações, não se pode deixar de fazer referência aos trabalhos de Ostermayer (1975) e de Ostermayer e Scheele (1978), nos quais se apresentam, em forma de gráficos, as relações en

tre as resistências ao arrancamento de bulbos de ancoragens isoladas, com os respectivos comprimentos, e as características dos terrenos onde se situam, para diâmetros reais do bulbo de 10 a 15cm. Com esses gráficos pode-se fazer o prēdimensionamento dos bulbos, a ser confirmado, posteriormente, pelos ensaios prescritos pelas normas.

(e) Rotura Geral (Superficial) de Ancoragem Isolada)

Os valores da resistência ao arrancamento de um bulbo de ancoragem, que foi definido nas Seções (b), (c) e (d), correspondem à hipótese do mesmo estar mergulhado no interior de um solo de dimensões infinitas, ou então de estar situado a distâncias muito grandes de suas zonas limítrofes (p. ex., a cortina e a superfície livre), o que impede a formação de superfícies de rotura ligando o bulbo a essas zonas; nesta seção chamar-se-ã de rotura local a esse tipo de rotura na interface bulbo-solo, e de rotura geral ã que ocorre ao longo de uma superfície ligando o bulbo ã zona livre. Em qualquer dos casos, em que ocorre a rotura da ancoragem, há uma resistência ao cisalhamento insuficiente para as solicitações existentes.

No caso da rotura local, que ocorre nas condições expostas acima, o solo, ao longo do plano AA" (ver Fig. 2.12) tem suficiente resistência para se opor às tensões que aparecem entre AA" e BB" quando o bulbo ã carregado; acontece a rotura quando ã vencida a resistência local, $R_s + R_{il}$, de cisalhamento na interface bulbo-solo; o valor da resistência ao longo de AA" (resistencia de empuxo passivo), ã proporcional ao quadrado da altura H no trecho AA'; ã medida que esta diminui, o empuxo passivo diminui mais rapidamente e se chega a um ponto em que o empuxo passivo sobre AA' não pode sustentar a resultante R_s das tensões oriundas da força T , que atuam no volume de solo (AA'BB'); acontece então a rotura geral, ao longo da superfície B'A'C (Fig. 2.13a).

O valor da força T_l , de rotura local, ã calculada por um dos métodos discutidos anteriormente.

O valor T_g , quando se tratar de rotura geral superficial, em que a superfície da rotura atinge a superfície livre, ã difícil de estimar corretamente; há uma mo

bilização das terras, em volta da ancoragem, para todos os lados, de extensão desconhecida. O que vai exposto a seguir, de caráter especulativo, é uma extrapolação da seção (f), seguinte, que estuda o caso de ancoragens associadas, quando as mesmas se afastam até o valor $\delta = 2 \ell \operatorname{tg} \phi$. Com essa restrição, e com as hipóteses seguintes, passa-se ao cálculo de T_g .

A resistência R_{ig} , oposta pelo solo (que não se desloca), abaixo do bulbo, vale:

$$R_{ig} = W \operatorname{tg} \phi \quad (2.23)$$

onde:

W é o peso do prisma de terras situado acima de $A'B'$, que acompanha o bulbo em seu deslocamento, quando a resistência de empuxo passivo, sobre AA' , é vencida.

Esse prisma de terras, de altura H , será suposto ter a base triangular como o indicado na Figura 2.13b; a área desse triângulo é:

$$\frac{1}{2} \delta \ell = \ell^2 \operatorname{tg} \phi \quad (2.24)$$

e

$$W = \gamma H \ell^2 \operatorname{tg} \phi \quad (2.25)$$

- Supõe-se, também, que seja nula a resistência de ponta do bulbo;

Dessas hipóteses, se deduz que no momento da rotura geral se tem:

$$T_g = R_{ig} + \delta (E_p - E_a) \quad (2.26)$$

onde:

E_p e E_a são os empuxos, passivo e ativo, por unidade de largura;

As forças em jogo nessa relação estão indicadas na Figura 2.13; tal relação é válida sempre que $T_g < T_\ell$. Supondo T_ℓ (local) $\approx R_{i\ell} + R_s = R_{ig} + R_s$, tem-se:

$$\delta (E_p - E_a) < R_s \quad (2.27)$$

em que se supõe:

$R_s = R_{i\ell} = R_{ig} = W \operatorname{tg} \phi$, o que é uma aproximação grosseira. Fazendo as substituições, a condição $\delta (E_p - E_a) < R_s$, com $R_s = W \operatorname{tg} \phi$, é verificada quando:

$$\frac{\gamma H^2}{2} (K_p - K_a) 2 \ell \operatorname{tg} \phi < \gamma H \ell^2 \operatorname{tg} \phi \times \operatorname{tg} \phi$$

daí:

$$H (K_p - K_a) < \ell \operatorname{tg} \phi$$

ou

$$\frac{H}{\ell} < \frac{\operatorname{tg} \phi}{(K_p - K_a)} \quad (2.28)$$

Se a K_p e a K_a forem atribuídos os valores da teoria de Rankine, teremos, para:

$$\phi = 30^\circ \quad \text{e} \quad c = 0.$$

$$\frac{H}{\ell} < \frac{0,58}{\left(3 - \frac{1}{3}\right)} = 0,22$$

Esta relação define o limite entre as roturas local e geral.

Não se deve esquecer que a relação entre H e ℓ só foi deduzida à custa de uma série enorme de hipóteses simplificadoras; daí sua limitação à obtenção de valores apenas aproximados da realidade; contudo, a ordem de grandeza dos mesmos não é para ser desprezada.

Antes de encerrar esta seção lem-bra-se que uma rotura geral pode ocorrer mesmo para bulbo de ancoragem profundo, desde que o mesmo se situe próximo à cortina, ou seja, quando o comprimento livre de ancoragem for pequeno; neste caso a superfície de rotura liga o bulbo ao pé

da cortina. Trata-se, então, da rotura geral profunda e será estudada no ítem 2.3.

O exposto, nesta seção, para o bulbo colocado horizontalmente se aplica, também, ao caso do bulbo que tenha pequena inclinação em relação à horizontal, até cerca de 10° a 15° . Inclinações maiores exigem considerações de outra natureza que não serão apresentadas aqui.

(f) Rotura Geral (Superficial) de Ancoragens Associadas

Seja o caso de varias ancoragens paralelas, com seus bulbos colocados lado a lado, com o espaçamento, δ , suposto pequeno, conforme a Figura 2.14; supomos também que os citados bulbos estão colocados num mesmo plano horizontal a uma profundidade H , pequena. A rotura geral superficial ocorre com o deslizamento simultâneo dos bulbos de ancoragem relativamente ao solo situado por baixo deles. Neste deslocamento é arrastado todo o solo situado no meio e acima dos bulbos, conforme indicação em tracejado, correspondendo ao volume do paralelepípedo de altura H e de base $a \times \delta$ (relativamente a um bulbo),

onde:

$$a = \lambda' - \frac{\delta}{4 \operatorname{tg} \phi} \quad (2.29)$$

segundo Jelinek e Ostermayer (1966).

Tudo se passa como se houvesse uma placa horizontal, de dimensões $a \times \delta$, na profundidade H , sob ação da força T_g , de cada um dos tirantes. A equação de equilíbrio das forças atuantes é, por unidade de largura:

$$\frac{T_g}{\delta} = (E_p - E_a) + R_{ig} \quad (2.30)$$

onde:

$$R_{ig} = \gamma H \times a \times \operatorname{tg} \phi \quad (2.31)$$

$$E_p = \frac{\gamma H^2}{2} K_p \quad (2.32)$$

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} K_a \quad (2.33)$$

(desprezando a coesão do solo); daí:

$$\frac{T_g}{\delta} = (E_p - E_a) + \gamma H a \operatorname{tg} \phi \quad (2.34)$$

É essa força, por unidade de largura, que ocasiona a rotura geral superficial ao longo de CA'B' (Fig. 2.13).

A condição para essa forma de rotura geral é a verificação da desigualdade:

$$T_g < T_\ell \quad (\text{local}) \quad (2.35)$$

referente a uma ancoragem, onde:

$$T_\ell = R_{i\ell} + R_s \quad (2.36)$$

Supondo, como antes, para simplificar, que:

$$R_{i\ell} = R_s = R_{ig} \delta \quad (2.37)$$

o que é uma aproximação grosseira, chega-se a:

$$(E_p - E_a) \delta + R_{ig} \delta < R_{i\ell} + R_s \quad (2.38)$$

e daí a:

$$(E_p - E_a) \delta < \gamma H a \delta \operatorname{tg} \phi \quad (2.39)$$

Fazendo as substituições de E_p e E_a por seus valores conhecidos, tem-se:

$$\frac{\gamma H^2}{2} (K_p - K_a) < \gamma H a \operatorname{tg} \phi \quad (2.40)$$

dõnde:

$$H < \frac{2 a \operatorname{tg} \phi}{(K_p - K_a)} \quad (2.41)$$

Quando:

$$\delta = 2 \ell \operatorname{tg} \phi$$

e

$$a = \ell - \frac{\delta}{4 \operatorname{tg} \phi} = \ell - \frac{2 \ell \operatorname{tg} \phi}{4 \operatorname{tg} \phi} = \ell - \frac{\ell}{2} = \frac{\ell}{2}$$

Estamos no caso particular de ancoragem isolada, estudada na seção (e), anterior; a condição para a rotura geral é, neste caso, substituindo $2a$ por ℓ :

$$H < \frac{\ell \operatorname{tg} \phi}{(K_p - K_a)} \quad (2.42)$$

a mesma já obtida em (2.28).

Caso não se verifique tal desigualdade, ocorrerão roturas locais, nas interfaces bulbo-solo, em todas as ancoragens; neste caso, o empuxo passivo do solo é suficiente para resistir às resultantes das tensões oriundas das forças que atuam nos bulbos. Quando a distância δ aumenta e atinge o valor $2 \ell \operatorname{tg} \phi$, a diminui até $\ell - \ell/2 = \ell/2$; para este afastamento cada ancoragem funciona sem interferência de outra, como se fosse isolada; assim foi feito na seção (e), anterior, deste ítem; neste caso a resistência de dois bulbos de ancoragem é o dobro da resistência de um único; quando $\delta < 2 \ell \operatorname{tg} \phi$, a resistência de dois bulbos é menor do que o dobro da resistência de um só, quando isolado (caso as hipóteses da seção (e) estejam corretas).

A NB 565 (1977), em seu ítem 4.1.6, diz que "quando as ancoragens injetadas estão instaladas uma perto da outra (menos que 1,30m de distância entre eixos de bul

bos de ancoragem);, com recobrimento de terra reduzido (menos que 5,0m), deverá ser verificada se existe uma segurança suficiente contra a rotura do solo de ancoragem".

2.3 - COMPRIMENTO LIVRE DA ANCORAGEM

O *trecho livre da ancoragem* é aquele situado entre a cabeça da ancoragem e o início do trecho ancorado. Não se deve confundí-lo com o *livre do tirante*, situado entre a cabeça da ancoragem e o início de sua fixação com o bulbo (Fig. 2.1), embora estes comprimentos sejam, em geral, aproximadamente iguais. Cada um desses trechos livres desempenha funções diferentes no trabalho da ancoragem injetada, contribuindo para suas características. A NB 565 (1977) dispõe que o comprimento mínimo do trecho livre seja de 3,0m quando não for feita verificação e justificativa especial.

2.3.1 - Trecho Livre do Tirante

Graças à existência do trecho livre do tirante, é possível o deslocamento elástico da cabeça da ancoragem (supõe-se, aqui, o bulbo indeslocável e a inexistência de atrito tirante-solo) quando a mesma é carregada ou descarregada. Esses deslocamentos serão, para a mesma carga, tanto maiores quanto sejam mais longos; e um mesmo deslocamento exigirá cargas maiores para comprimentos livres menores, e vice-versa. Em suma, a relação cargas-deslocamentos-comprimentos, é, nesse caso, regida pela Lei de Hooke. Em muitas situações, estes deslocamentos são vantajosos quando associados à protensão, como pode ser visto no Anexo I, 1.

2.3.2 - Trecho Livre da Ancoragem

O trecho livre da ancoragem também não tem, como seu próprio nome indica, nenhuma ligação mecânica com o terreno (em geral, os "trechos" livres coincidem fisicamente); do ponto de vista funcional o trecho livre de ancoragem se destina a afastar o bulbo da estrutura a ser contida, marcando, com seu comprimento, esse afastamento. Como se verá a seguir, esse afastamento tem importância fundamental para o equilíbrio das terras; no entanto, quanto maior ele seja, maior será o custo da ancoragem. Deve-se, pois, utilizar um comprimento

livre de ancoragem que dê segurança suficiente associada a custos razoáveis. Para a determinação do comprimento livre da ancoragem começa-se por estudar as diversas formas possíveis de rotura das cortinas ancoradas, verificam-se os critérios de segurança e o comportamento do maciço sob ação das ancoragens.

2.3.3 - Possibilidades de Rotura do Maciço

Seja uma cortina ancorada simples, isto é, com apenas uma linha, ou camada, de ancoragens. Segundo Ranke e Ostermayer (1968), dois tipos básicos de rotura total ou geral podem ocorrer. O primeiro tipo, chamado de "rotura interna", tem como características básicas (Fig. 2.15b):

- (a) A cortina se inclina para a frente, girando em torno de um eixo fixo passando por seu pé;
- (b) O terreno entre a cortina e a ancoragem, sofre uma movimentação para baixo, acompanhando as superfícies de escorregamento indicadas; há uma superfície curva de cisalhamento profunda, ligando a ancoragem ao pé da cortina (considerada plana por Kranz, 1953, para efeito de cálculo da estabilidade);
- (c) Há um deslocamento relativo entre a cortina e as terras que estão em contato com a mesma.

Os alemães chamam de "interna" a este tipo de rotura por razões óbvias: a rotura do maciço é interna, entre a ancoragem e a cortina.

O segundo tipo de rotura que pode ocorrer, e que independe da capacidade de carga da ancoragem, embora dependa de sua localização, é caracterizado por (Fig. 2.15a):

- (a) O topo da cortina se desloca para trás e seu pé para a frente, ao longo de uma superfície de escorregamento cilíndrica de diretriz curva; todo o terreno, acima dessa superfície, desliza, como um sólido, ao longo dela, inclusive a cortina e as ancoragens.
- (b) Não há deslocamentos relativos entre a cortina e o terreno.

Os alemães dão a denominação de "rotura externa" a esse tipo de rotura, por razões, também, óbvias: a rotura ocorre externamente ao volume constituído pelo solo, ancoragens e cortina, considerados como um monolito.

As roturas descritas acima, para a

cortina ancorada simples, são estendidas facilmente para os ca sos das ancoragens múltiplas e, assim, serão consideradas no que se seguirá.

2.3.4 - Fatores de Segurança

Ao se estudar, no ítem 2.2.3, as cargas admissíveis para as ancoragens, não houve preocupação com a repercussão, que as tensões, por elas introduzidas no terreno, em suas proximidades, produziam mais adiante, no próprio terreno. Como foi visto, então, a carga admissível para a ancoragem é o valor da carga de rotura, conhecida, dividida pelo fator de segurança FS; fez-se a análise dos elementos mais importantes, tais como o tirante, a ligação tirante-calda e a ligação calda-terreno e foram considerados os FS a eles referentes.

Numa espécie de antecipação com o que se vai, agora, discutir, foram feitas restrições ao assentamento das ancoragens próximo à superfície do terreno. Também, no caso de ancoragens associadas, assinalou-se que a distância entre as mesmas deve ser superior a um valor mínimo, para que se possa considerar cada uma delas como independente da(s) outra(s); evitando, assim, a superposição de efeitos, das reações de cada ancoragem, em pontos mais afastados, pondo em risco a estabilidade geral, muito embora cada uma delas, individualmente, estivesse bem dimensionada.

O enfoque de agora é outro; não é apenas a superfície livre do terreno, o elemento de descont nuidade. Supõe-se que o talude (e a cortina) não se encontrem longe das ancoragens, concorrendo, com essa proximidade, para

perturbar o equilíbrio da cortina em terreno; parte-se do pressuposto lógico de que a ancoragem, considerada isoladamente, está bem dimensionada; a variável de que se dispõe para o estudo e a obtenção da segurança, maior ou menor, é o comprimento livre da ancoragem. Em resumo: a segurança depende do comprimento livre da ancoragem e vice-versa; e a ruína da estrutura pode ocorrer como consequência da insuficiência desse comprimento. Serão introduzidos Fatores de Segurança (FS), diferentes, em conceito, daqueles de que se falou no início deste item; são os referentes à rotura geral do terreno, a externa e a interna. Como se verá a seguir, a própria definição desses fatores de segurança se apresenta com algumas variantes.

2.3.5 - Cálculo Para Uma Camada de Ancoragens.

Considera-se, inicialmente, a cortina com uma única camada de ancoragens.

Rotura Interna

Para a rotura interna, EAU* (1970), assimila as ancoragens injetadas às placas verticais de ancoragem de estacas-pranchas, estudadas por Kranz (1953); de acordo com esse autor, a rotura do maciço ocorre quando a resistência ao cisalhamento ao longo da superfície profunda de rotura (considerada por ele como plana) é insuficiente em face das solicitações; para essa análise, o prisma de terras (abde) é considerado como rígido e sujeito às cargas indicadas na Figura 2.16a.

Nessa Figura:

W = peso próprio mais sobrecargas eventuais;

E = reação ao empuxo ativo, provida pela ancoragem e pelo terreno a jusante;

(*) Ver abreviaturas nas Referências.

E' = empuxo ativo na parede fictícia \overline{de} (também chamada de parede equivalente de ancoragem) que passa pelo centro e , da ancoragem;

R' = reação (ângulo ϕ' com a normal) do terreno abaixo do su posto plano de deslizamento \overline{ae} ;

T = a carga na ancoragem.

O polígono dessas forças, em equilíbrio (Fig. 2.16b) inclui a reação R' , fazendo ângulo $\phi' \ll \phi$ com a normal; vê-se que o equilíbrio é possível, ainda, para valores maiores de T , até o valor $T_{\text{máx}}$, quando R' coincide com R (ângulo ϕ com a normal).

Baseado no que se acabou de expor, tem-se o critério de Kranz (1953), para estudar a roturna de terras submetidas à ação da força T , de ancoragem, com o conseqüente fator de segurança:

$$FS = \frac{T_{\text{máx.}}}{T} \quad (2.43)$$

O aumento do comprimento livre da ancoragem aproxima o plano de rotura \overline{ae} da horizontal; a normal N , ao mesmo, se aproxima da vertical e desloca R , de tal modo que aumenta o $T_{\text{máx}}$ e portanto o FS.

A extensão do critério de Kranz (1953) às ancoragens injetadas foi idéia de Bauer (1960) e até hoje tem grande número de adeptos. Ostermayer (1977) aconselha o afastamento máximo de 4m, entre os bulbos de ancoragem da camada, para que, ao se utilizar o critério de Kranz, se possa supor toda a carga concentrada em seu centro.

No caso da existência de várias camadras de ancoragens paralelas, o fator de segurança, FS, será verificado da mesma maneira, considerando-se T como a soma das forças que atuam no interior e/ou periferia do prisma de terras correspondente a cada ancoragem.

Outro, critério, dito de "Método de Kranz Modificado", sugerido por Locher (1969) é preferido por Littlejohn (1970). A estabilidade do maciço é verificada da

seguinte maneira: atribui-se um ângulo, ϕ_n , ao atrito interno do solo; com esse ângulo se calcula E' e se verifica se há equilíbrio entre as forças E' , W e R ; R deve fazer o ângulo ϕ_n com a normal ao plano de deslizamento \overline{ae} (ver Fig. 2.17). No caso do equilíbrio não se verificar; faz-se nova tentativa, atribuindo outro valor para ϕ_n ; daí resultam outros valores para E' e para R . Verifica-se, novamente, o equilíbrio das forças e repete-se a operação até que ele seja obtido. Quando isso ocorrer, correspondendo a um ângulo ϕ_n , tem-se definido o fator de segurança:

$$FS = \frac{\text{tg } \phi}{\text{tg } \phi_n} \quad (2.44)$$

onde:

ϕ é o valor real do ângulo de atrito interno.

Essa definição corresponde ao conceito de "fatores de segurança parciais", proposto por Brinch-Hansen (1960). O maior atrativo para esse método é sua simplicidade; no cálculo de FS se despreza, a favor da segurança, o efeito estabilizador do empuxo passivo do solo, E_p , onde a cortina está enterrada.

Um outro critério, para avaliar a estabilidade da cortina sustentada por uma única ancoragem é o proposto por Broms (1968), que considera, no cálculo, a resistência derivada do empuxo passivo das terras, disponível, a jusante. O fator de segurança é a relação entre a resistência disponível $E_p \text{ disp.}$ e a resistência mobilizada $E_p \text{ mob.}$ (ver Fig. 2.18):

$$FS = \frac{E_p \text{ disp.}}{E_p \text{ mob.}} \quad (2.45)$$

Rotura Externa

Observe-se, inicialmente, que a rotura externa ocorre por deslizamento, ao longo de uma superfície cilíndrica curva (tendo para diretriz, um arco de circunfe

rência, de espiral logarítmica ou outras, menos utilizadas) , das terras, da cortina, levando consigo as ancoragens e tudo o mais que estiver acima dela; e, também, que a existência das ancoragens - devido à protensão que induzem ao terreno que se situa entre elas e a cortina - inibe a formação dessas superfícies ao aumentar as pressões normais atuantes e, conseqüentemente, as resistências ao cisalhamento. Em vista do exposto, conclui-se que, para melhorar a resistência à rotura externa, deve-se afastar os bulbos em relação à cortina, como já foi dito antes, no item 2.3.2. Supondo que a superfície de rotura tem para diretriz um arco de circunferência, investiga-se o maciço fazendo passar tais arcos no pé da cortina; fixando um FS desejável, procura-se localizar os arcos que correspondem a esse FS; observe-se que os arcos de FS menor estão mais próximos da cortina e os de FS maior estão mais longe. Se os centros dos bulbos (ver Fig. 2.19) forem colocados sobre ou além desse arco de circunferência desejado, estar-se-á com o FS, relativo à rotura externa, assegurado. Para FS costuma-se adotar o valor 1,40 (ver 2.2.1). Littlejohn prefere, a favor da segurança, locar sobre essa circunferência o início do bulbo de ancoragem em vez do centro do bulbo (ver discussões em Ostermayer, 1977).

A verificação do FS correspondente a uma possível circunferência de rotura se faz, geralmente, por meio do "método de fatias", estudado no item 2.2.1, pelo qual se chega à expressão abaixo, após se anular as forças de ancoragem em (2.14).

$$FS = \frac{\sum \Delta l \left(\text{tg } \phi \sum \Delta(Q + W) \cos \theta + c \right)}{\sum (Q + W) \sin \theta} \quad (2.46)$$

O significado das variáveis dessa expressão está no citado item. A expressão original se aplicará sempre que existir um ou mais tirantes cortados pela circunferência pesquisada, como exemplificado na Figura 2.20.

O "Método Brasileiro" de cálculo das ancoragens (Costa Nunes e Velloso, 1963), já mencionado no item 2.2.1, inclui a verificação da estabilidade externa considerando planas as superfícies de rotura, o que conduz a simplificações de cálculo, e determina os planos a partir dos quais

devem ser colocados os centros, ou as extremidades mais próximas dos bulbos, conforme o critério adotado.

2.3.6 - Cálculo para Múltiplas Camadas de Ancoragens

Ver-se-á, agora, como estudar a estabilidade das ancoragens múltiplas, considerando, como antes, as possibilidades das roturas interna e externa:

Rotura Interna

O trabalho de Ranke e Ostermayer (1968) trata deste problema e apresenta vários exemplos com situações diferentes de duas ancoragens e um exemplo numérico com três ancoragens, indicando o caminho a seguir para resolver o caso de maior número de ancoragens. Utiliza-se o artifício de isolar a cortina do maciço substituindo-se a ligação pelas forças que entre eles atuam, e que são representadas pelo empuxo ativo E_a . Esta força de empuxo é equilibrada pelas reações dos tirantes, pelo empuxo passivo do terreno à esquerda e pela reação do solo, debaixo para cima, sobre a extremidade da cortina. A seguir é apresentada um resumo de parte do citado trabalho.

(Caso 1) A ancoragem superior é mais curta do que a inferior (Fig. 2.21a); a segurança da ancoragem superior obtem-se do equilíbrio do corpo (abce), suposto separado da cortina e do resto do maciço e sujeito à ação das forças E_a , E_1 , A_1 , Q_1 e G_1 (peso do corpo acrescido da sobrecarga, caso $v_1 > \phi$). A força A_2 não interfere nesse equilíbrio; do polígono de forças obtem-se $A_{h\text{ poss}}$ (ou $A_{h\text{ poss}}$); segundo Kranz, o fator de segurança é (Fig. 2.21b):

$$\eta_{bc} = \frac{A_{h\text{ (bc) poss}}}{A_{1h\text{ exist.}}} = \frac{A_{\text{(bc) poss}}}{A_1\text{ exist.}} \quad (2.47)$$

A verificação da estabilidade na superfície inferior (bf) obtem-se, de maneira idêntica, considerando o corpo (abfh), sujeito à ação das forças E_a , $E_1(2)$, Q_2 , A_1 , A_2 e G_2 (Fig. 2.21c). Observe-se, neste caso, que o bulbo de ancoragem, relativo à carga A_1 , está agindo dentro do corpo (abfh) e, portanto, deve ser levado em conta no equilíbrio.

Tem-se então:

$$\eta_{bf} = \frac{A_h (bf)_{\text{poss}}}{(A_{1h} + A_{2h})_{\text{exist}}} = \frac{A_{(bf)_{\text{poss}}}}{(A_1 + A_2)_{\text{exist}}} \quad (2.48)$$

Note-se que a sobrecarga $s\bar{o}$ \bar{e} leva da em conta no caso em que $\nu > \phi$; isto se deve a que o efeito de G_1 ou de G_2 \bar{e} estabilizador para $\nu < \phi$; qualquer acr \bar{e} scimo ΔG_1 em G_1 provoca, neste \bar{u} ltimo caso, um acr \bar{e} scimo ΔA_{poss} em A_{poss} com conseq \bar{u} ente aumento do fator de seguran \bar{c} a η (Ver Fig. 2.22). E n \bar{a} o \bar{e} correto acreditar num η maior, que seja oriundo da a \bar{c} o de uma carga eventual, como \bar{e} a sobrecarga.

(Caso 2) Neste caso a ancoragem superior \bar{e} mais longa que a inferior (Fig. 2.23); o centro dela, onde se ima gina concentrada toda a carga, est \bar{a} no interior da cunha ativa de deslizamento da ancoragem inferior (fgh). Da \bar{i} se deduzem os coeficientes de seguran \bar{c} a da rotura interna, relativos \bar{a} s superf \bar{i} cies de rotura (bc) e (bf), da mesma maneira que no Caso 1:

$$\eta_{bc} = \frac{A_h (bc)_{\text{poss}}}{A_{1h} \text{ exist}} = \frac{A_{(bc)_{\text{poss}}}}{A_1 \text{ exist}} \quad (2.49)$$

$$\eta_{bf} = \frac{A_h (bf)_{\text{poss}}}{(A_{1h} + A_{2h})_{\text{exist}}} = \frac{A_{(bf)_{\text{poss}}}}{(A_1 + A_2)_{\text{exist}}} \quad (2.50)$$

(Caso 3) Neste caso o centro do bulbo da an coragem superior se situa fora da cunha de deslizamento da anco ragem inferior (Fig. 2.24). A seguran \bar{c} a da ancoragem superior ca \bar{i} cula-se como no Caso 1 (Fig. 2.21a):

$$\eta_{bc} = \frac{A_h (bc)_{\text{poss}}}{A_{1h} \text{ exist}} = \frac{A_{(bc)_{\text{poss}}}}{A_1 \text{ exist}} \quad (2.51)$$

Da ancoragem inferior podem imergir superf \bar{i} cies de deslizamento (bfg) ou (bfcd), para as quais deve-se demonstrar a seguran \bar{c} a. Para (bfg), a for \bar{c} a A_1 \bar{e} exclu \bar{i} da da pesquisa [equil \bar{i} brio do corpo (abfh)], de modo que:

$$\eta_{bf} = \frac{A_h (bf)_{\text{poss}}}{A_{2h} \text{ exist}} = \frac{A_{(bf)_{\text{poss}}}}{A_2 \text{ exist}} \quad (2.52)$$

Para a superfície de deslizamento (bfc) deve-se considerar a soma das forças $(A_1 + A_2)$ e, com isto, a segurança:

$$\eta_{bfc} = \frac{A_h (bfc) \text{ poss}}{(A_{1h} + A_{2h}) \text{ exist}} = \frac{A (bfc) \text{ poss}}{(A_1 + A_2) \text{ exist}} \quad (2.53)$$

Os valores para $A_h (bf)$ e $A_h (bfc)$ são obtidos no polígono das forças (Fig. 2.24c). Na prática usa-se, muitas vezes, em vez de η_{bf} e de η_{bfc} , apenas a comprovação (a favor da segurança) de que a superfície de deslizamento (bf) pode suportar a soma das forças A_1 e A_2 :

$$\eta' (bf) = \frac{A_h (bf) \text{ poss.}}{(A_{1h} + A_{2h}) \text{ exist}} = \frac{A (bf) \text{ poss}}{(A_1 + A_2) \text{ exist}} \quad (2.54)$$

Despreza-se a força $\Delta A_h \text{ poss}$, que o volume (hfce), de peso G_1 , pode fornecer.

(Caso 4) É o caso que acontece, principalmente, quando se encontram, somente, em maior profundidade, solos favoráveis à ancoragem; de modo que o comprimento livre da ancoragem é determinado pela capacidade de carga de cada ancoragem isoladamente (Fig. 2.25).

Para a superfície de deslizamento (bc), tem-se o coeficiente de segurança:

$$\eta_{bc} = \frac{A_h (bc) \text{ poss}}{(A_{1h} + A_{2h}) \text{ exist}} = \frac{A (bc) \text{ poss}}{(A_1 + A_2) \text{ exist}} \quad (2.55)$$

Pela ancoragem inferior passam as superfícies de rotura (bfg) e (bfc).

Para a superfície (bf), temos:

$$\eta (bf) = \frac{A_h (bf) \text{ poss}}{A_{2h} \text{ exist}} = \frac{A (bf) \text{ poss}}{A_2 \text{ exist}} \quad (2.56)$$

Poder-se-ia, também, como no Caso 3, verificar, a favor da segurança:

$$\eta' (bf) = \frac{A_h (bf) \text{ poss}}{(A_{1h} + A_{2h}) \text{ exist}} = \frac{A (bf) \text{ poss}}{(A_1 + A_2) \text{ exist}} \quad (2.57)$$

que conduziria, talvez, a resultados anti-econômicos, para o comprimento livre da ancoragem A_2 .

Finalmente, para (bfcd), observe-se que a pesquisa ao longo da reta (bc) fornece sempre valores mais desfavoráveis do coeficiente de segurança do que a linha quebrada (bfcd); de modo que η_{bfc} não precisa ser determinado, quando já se tem η_{bc} .

Um exemplo numérico de uma cortina com três níveis de ancoragens encontra-se também no trabalho de Ranke e Ostermayer (1968). Os cálculos das forças $A_{h\text{ poss}}$ foram efetuados analiticamente, com expressões apresentadas no início do referido trabalho. Daí se obtiveram os valores η_{A1} , η_{A2} e η_{A3} , considerando que a disposição das ancoragens assemelha o Caso 2, já estudado. Assim foram obtidos:

$$\eta_{A1} = \frac{A_{1h\text{ poss}}}{A_{1h\text{ exist}}} \quad (2.58)$$

$$\eta_{A2} = \frac{A_{2h\text{ poss}}}{(A_{1h} + A_{2h})\text{ exist}} \quad (2.59)$$

$$\eta_{A3} = \frac{A_{3h\text{ poss}}}{(A_{1h} + A_{2h} + A_{3h})\text{ exist}} \quad (2.60)$$

Os índices das notações acima são as mesmas que se encontram no trabalho citado, diferindo das anteriores, também do mesmo trabalho.

Rotura Externa

Tudo o que foi dito para o caso das ancoragens simples se aplica às ancoragens múltiplas.

2.3.7 - Estudo de um Caso Especial de Cortina com Ancoragens Múltiplas

Rotura Interna

Seja a cortina ancorada indicada na Figura 2.26, cujos bulbos têm seus centros sobre um plano paralelo à cortina; a estabilidade interna estará assegurada se se verificar para todos os tirantes que $FS > 1,50$, onde:

$$FS = \frac{T_{\max}}{\Sigma T} \quad (\text{ver ítem 2.3.5}) \quad (2.61)$$

sendo:

T_{\max} = a força máxima que pode atuar no prisma correspondente ao tirante em estudo, mantendo o equilíbrio;

ΣT = a soma das cargas das ancoragens que atuam no prisma em estudo (na periferia ou interior).

Observando o equilíbrio do prisma (abde), sendo e o centro do bulbo (tirante T_3), com as forças que nele atuam, chega-se ao polígono de forças indicado, onde se encontra T_{\max} . Para o ponto e , escolhido, na profundidade H' , $\Sigma T = \Sigma T_{H'} = T_1 + T_2 + T_3$, que são as forças situadas no interior e/ou na periferia do prisma (abfe); pode-se então calcular o FS relativo ao tirante T_3 . Passando aos demais tirantes, formam-se novos prismas de deslizamento, indicados em tracejado, dos quais se calculam outros T_{\max} e $T_{H'}$, do que resultam novos valores para FS. Se a desigualdade acima for sempre satisfeita, o equilíbrio interno estará garantido. Para simplicidade supõe-se ser E horizontal, isto é, não haver atrito maciço-cortina e que os tirantes também são horizontais.

A seguir serão estabelecidas algumas relações entre as diversas grandezas envolvidas, para que se tenha FS, quando são dados λ e H' (distância à cortina e à superfície, do centro do bulbo); supor-se-á que as ancoragens estão muito próximas, uma das outras, de tal maneira que a cada H' corresponda uma ancoragem.

Têm-se as seguintes igualdades, no caso de distribuição das pressões de empuxo sobre a cortina, e das ancoragens, ser triangular:

$$\Sigma T_{H'} = E' = \frac{\gamma H'^2}{2} K_a = \frac{\gamma H^2}{2} \mu^2 K_a = \mu^2 E \quad (2.62)$$

onde:

$$\mu = \frac{H'}{H}$$

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} K_a$$

$$T_{\max} = E - E' - W \operatorname{tg} \alpha \quad (2.63)$$

$$W = \frac{H + H'}{2} \ell \quad \gamma = \frac{\gamma H' \ell}{2} \quad (1 + \mu) \quad (2.64)$$

$$\operatorname{tg} \nu = \operatorname{tg} (\alpha + \phi) = \frac{H - H'}{\ell} = \frac{H}{\ell} (1 - \mu) = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \phi}{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi} \quad (2.65)$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{H}{\ell} (1 - \mu) - \operatorname{tg} \phi}{1 + \frac{H}{\ell} (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi} \quad (2.66)$$

Se a distribuição das pressões (e das ancoragens) for uniforme, tem-se, (com o valor do empuxo total, E , mantido igual a $0,5 \gamma H^2 K_a$):

$$\Sigma T_{H'} = E' = E \frac{H'}{H} = \mu E \quad (2.67)$$

Se na expressão de FS, foram feitas as substituições, acha-se (os índices, \underline{t} e \underline{u} , referem-se, respectivamente, às distribuições triangular e uniforme):

$$\begin{aligned} FS_t &= \frac{T_{\max}}{\Sigma T_{H'}} = \frac{E - E' - W \operatorname{tg} \alpha}{\mu^2 E} = \frac{1}{\mu^2} - 1 - \frac{W \operatorname{tg} \alpha}{\mu^2 E} = \\ &= \frac{1}{\mu^2} - 1 - \frac{\frac{\gamma H \ell}{2} (1 + \mu) \cdot \frac{\frac{H}{\ell} (1 - \mu) - \operatorname{tg} \phi}{1 + \frac{H}{\ell} (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi}}{\mu^2 E} \quad (2.68) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} FS_t &= \frac{1}{\mu^2} - 1 - \frac{\ell (1 + \mu)}{\mu^2 H K_a} \cdot \frac{\frac{H}{\ell} (1 - \mu) - \operatorname{tg} \phi}{1 + \frac{H}{\ell} (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi} = \\ &= \frac{1}{\mu^2} - 1 - \frac{1 + \mu}{\mu^2 K_a} \cdot \frac{\frac{\ell}{H} (1 - \mu) - \left(\frac{\ell}{H}\right)^2 \operatorname{tg} \phi}{\frac{\ell}{H} + (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi} \quad (2.69) \end{aligned}$$

daí:

$$\frac{K_a}{1 + \mu} \left[(1 + FS_t) \mu^2 - 1 \right] = - \frac{\frac{\ell}{H} (1 - \mu) - \left(\frac{\ell}{H}\right)^2 \operatorname{tg} \phi}{\frac{\ell}{H} + (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi} \quad (2.70)$$

e

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \phi & \left(\frac{\ell}{H} \right)^2 + \left\{ \frac{K_a}{1 + \mu} \right\} \left[1 - (1 + FS_t) \mu^2 \right] - \\ & - (1 - \mu) \left\{ \frac{\ell}{H} + \frac{K_a}{1 + \mu} \cdot \left[1 - (1 + FS_t) \mu^2 \right] \right\} \\ & \cdot (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi = 0. \end{aligned} \quad (2.71)$$

Esta equação é do 2º grau, com incógnitas $\frac{\ell}{H}$, determinadas quando se conhecem $\mu = \frac{H'}{H}$, FS_t e ϕ .

Essas incógnitas são as distâncias em que devem ser colocados os centros dos bulbos de ancoragem para que se obtenham os FS_t desejados.

No caso de distribuição uniforme das pressões do empuxo, tem-se ($\Sigma T_H = \mu E$):

$$\begin{aligned} FS_u & = \frac{E - E' - W \operatorname{tg} \alpha}{\mu E} = \frac{1}{\mu} - \mu - \frac{W \operatorname{tg} \alpha}{\mu E} = \mu \left(\frac{1}{\mu^2} - \right. \\ & \left. - 1 - \frac{W \operatorname{tg} \alpha}{\mu^2 \cdot E} \right). \end{aligned} \quad (2.72)$$

ou

$$\frac{FS_u}{\mu} = \frac{1}{\mu^2} - 1 - \frac{W \operatorname{tg} \alpha}{\mu^2 \cdot E} \quad (2.73)$$

Substituindo $\frac{FS_u}{\mu}$ por FS_t , recai-se na equação anterior; e do resultado resultado obtido antes, conclui-se que:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \phi & \left(\frac{\ell}{H} \right)^2 + \left\{ \frac{K_a}{1 + \mu} \right\} \left[1 - \left(1 + \frac{FS_u}{\mu} \right) \mu^2 \right] - (1 - \mu) \left\{ \frac{\ell}{H} + \right. \\ & \left. + \frac{K_a}{1 + \mu} \left[1 - \left(1 + \frac{FS_u}{\mu} \right) \mu^2 \right] \right\} (1 - \mu) \operatorname{tg} \phi = 0; \end{aligned} \quad (2.74)$$

é uma equação do 2º grau, dando $\frac{\ell}{H}$ em função de K_a (ou ϕ),

$\mu = \frac{H'}{H}$ e de FS_u .

A aplicação das expressões ... acima

(para as distribuições de pressões triangular e uniforme) conduz, para os valores de ϕ e FS indicados nos mesmos, aos gráficos da Figura 2.27.

Pelos gráficos se observa que quando os centros dos bulbos (para $\phi=30^\circ$) estão no plano vertical distante $0,6H$ da cortina, o FS é sempre maior do que $1,0$ e que para $L > 0,75H$, o FS é sempre maior do que $2,0$ (com a distribuição triangular da pressão). Observe-se também ser desnecessário que todos os centros dos bulbos distem igualmente da cortina para que se possam utilizar os gráficos; o essencial é a manutenção das condições de cálculo do gráfico; isto é, que os bulbos acima de cada um dos níveis considerados estejam dentro e/ou na periferia do prisma a eles referentes e que os situadas abaixo dos citados níveis estejam fora do prisma. Também, de maneira geral, a mudança da posição de qualquer bulbo, afastando-o da cortina, mantém ou faz crescer o valor do FS correspondente a todos os bulbos de ancoragem.

Exemplo Numérico

Como aplicação do que se acaba de expor procura-se a estabilidade interna da estrutura da Figura 2.28a, constituída por uma cortina ancorada em placas situadas num plano vertical à distância $\lambda = 0,578H$. O material contido pela cortina é areia com $\phi = 30^\circ$ e $c = 0$; supondo distribuição triangular de ancoragens e de pressões sobre a cortina, pesquisa-se o fator de segurança, à rotura interna, para o prisma de terras indicado na Figura 2.28b, caracterizado pelo plano de deslizamento passando pelo pé da placa na altura $0,8H = H'$. De acordo com o exposto tem-se (ver fig. 2.28c):

$$\phi = 30^\circ, K_a = \frac{1}{3}, \operatorname{tg} \phi = 0,577$$

$$E' = (0,8)^2 H^2 \frac{\gamma}{2} K_a = 0,107 \gamma H^2 \quad (\text{Ver 2.62})$$

$$E = \frac{\gamma H^2}{2} K_a = 0,167 \gamma H^2$$

$$W = \frac{0,8 + 1,0}{2} H \cdot 0,578 \gamma H = 0,520 \gamma H^2 \quad (\text{Ver 2.64})$$

$$\operatorname{tg}(\alpha + \phi) = \frac{0,2}{0,578} = 0,346 = \frac{\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg} \phi}{1 - \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \phi} \quad (\text{ver 2.65})$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \alpha &= \frac{0,346 - \operatorname{tg} \phi}{1 + 0,346 \operatorname{tg} \phi} = \frac{0,346 - 0,577}{1 + 0,346 \cdot 0,577} = \\ &= \frac{-0,231}{1,200} = -0,192 \end{aligned}$$

$$\alpha = -10^{\circ}52'$$

$$FS = \frac{T_{\max}}{\Sigma T} \quad (\text{ver 2.61})$$

$$\begin{aligned} T_{\max} &= E - E' - W \operatorname{tg} \alpha = (0,167 - 0,107 + 0,520 \cdot 0,192) \gamma H^2 = \\ &= 0,160 \gamma H^2 \quad (\text{ver 2.63}) \end{aligned}$$

$$\Sigma T = E' = 0,107 \gamma H^2 \quad (\text{ver 2.62})$$

$$FS = \frac{0,160}{0,107} = 1,50$$

Este valor poderia ser obtido utilizando-se o ábaco da Figura 2.27 no qual, para $\phi = 30^{\circ}$, $\frac{\ell}{H} = 0,578$ e $\frac{H'}{H} = 0,8$, tem-se $FS = 1,5$. Se se repetir o cálculo, para outros valores de H' , ob têm-se valores diferentes para FS ; de acordo com o ábaco citado, deve-se obter $FS = 0,9$ para $H' = 0,2H$, $FS = 1,2$ para $H' = 0,5H$, $FS = 1,4$ para $H' = 0,7H$, e assim, sucessivamente.

O abaco mostra que para obter $FS \geq 1,5$, para qualquer H' , com as placas distribuídas num plano vertical, deve-se ter $\ell > 0,65H$.

Outro modo de se obter $FS \geq 1,5$, para qualquer H' , é distribuir as placas para além da parte convexa da curva do ábaco $FS = 1,5$, em vez de distribuí-las num plano vertical.

Em conclusão, a estrutura apresentada não tem estabilidade interna. Prolongando alguns ou todos os tirantes, da maneira indicada, garante-se tal estabilidade.

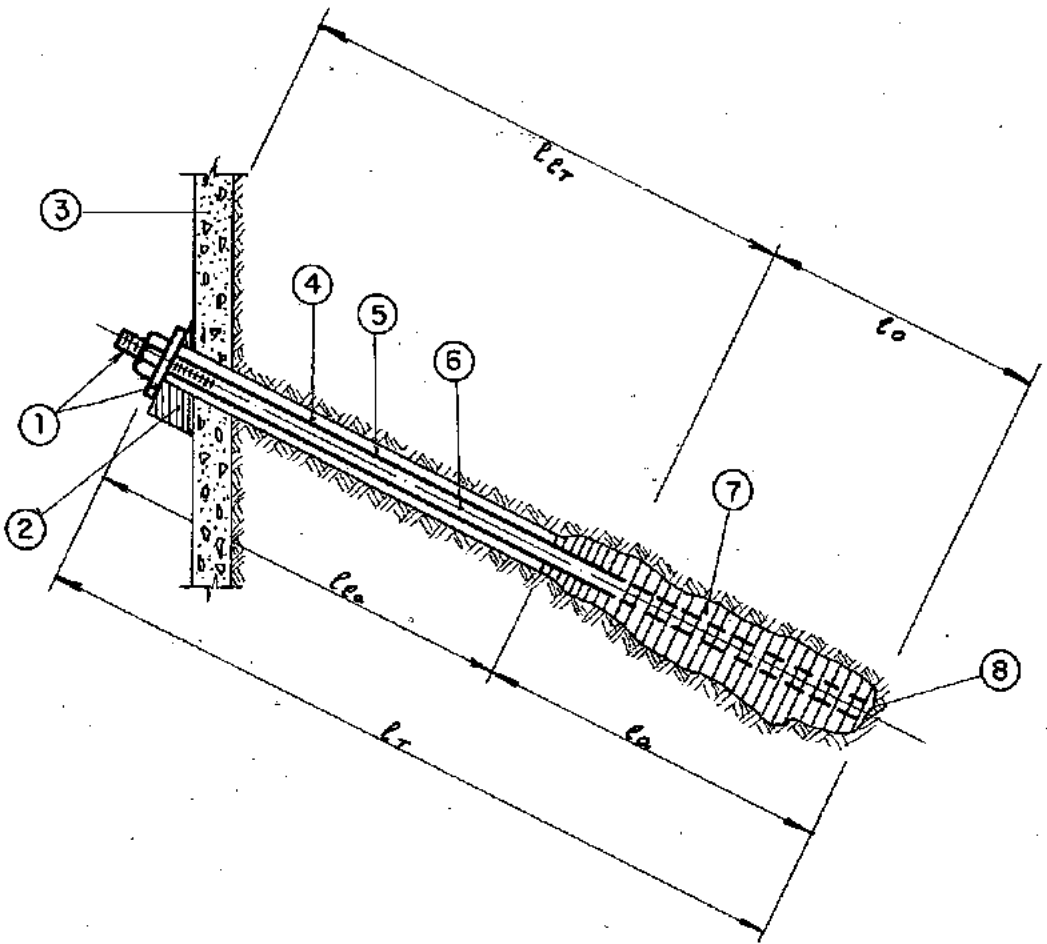


Figura 2.1 - Ancoragem Injetada Protendida

- 1 - Cabeça de ancoragem
- 2 - Bloco de apoio
- 3 - Estrutura de apoio
- 4 - Perfuração
- 5 - Bainha de proteção
- 6 - Tirante
- 7 - Bulbo de ancoragem
- 8 - Pé da ancoragem

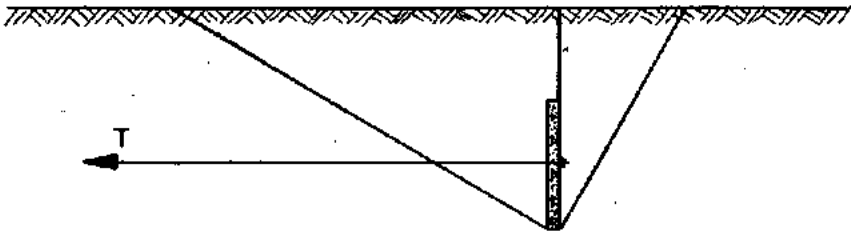
l_{er} - Comprimento livre do tirante

l_o - Comprimento de ancoragem do tirante

l_{ea} - Comprimento livre da ancoragem

l_a - Comprimento do bulbo

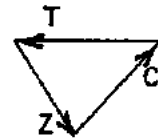
l_T - Comprimento total



(a) Placa de ancoragem



(b) Estacas de ancoragem



(c)

Fig. 2.2 - Ancoragens Não Protendidas

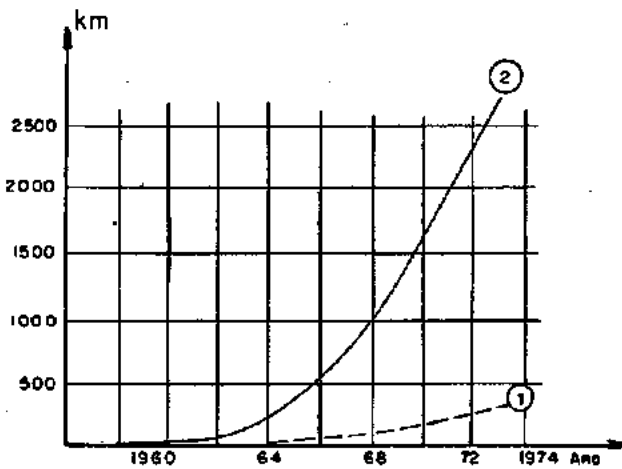


Fig. 2.3 - Comprimentos Totais de Ancoragens Injetadas por Bauer

1 - Permanentes

2 - Provisórias e Permanentes

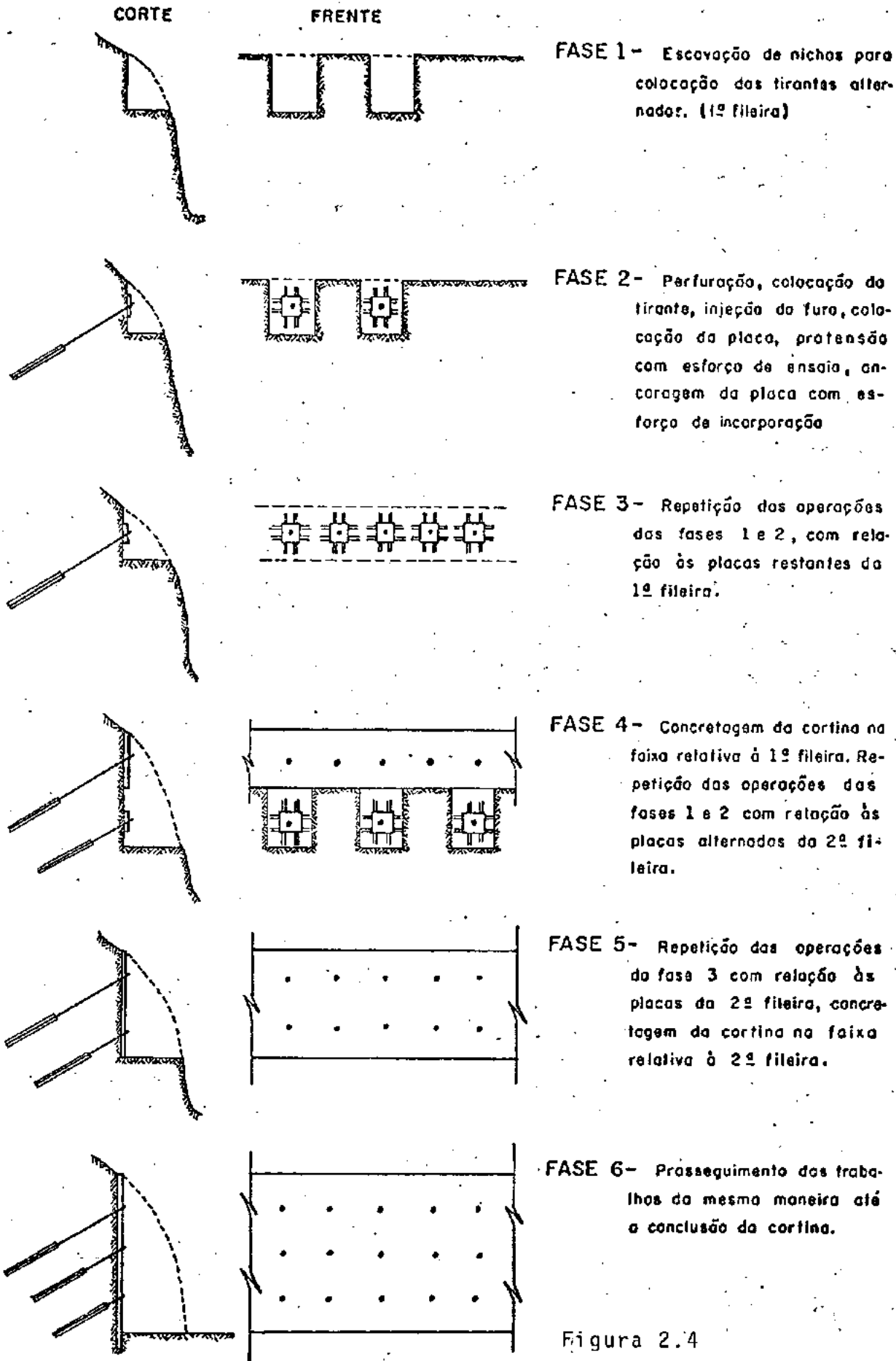


Figura 2.4

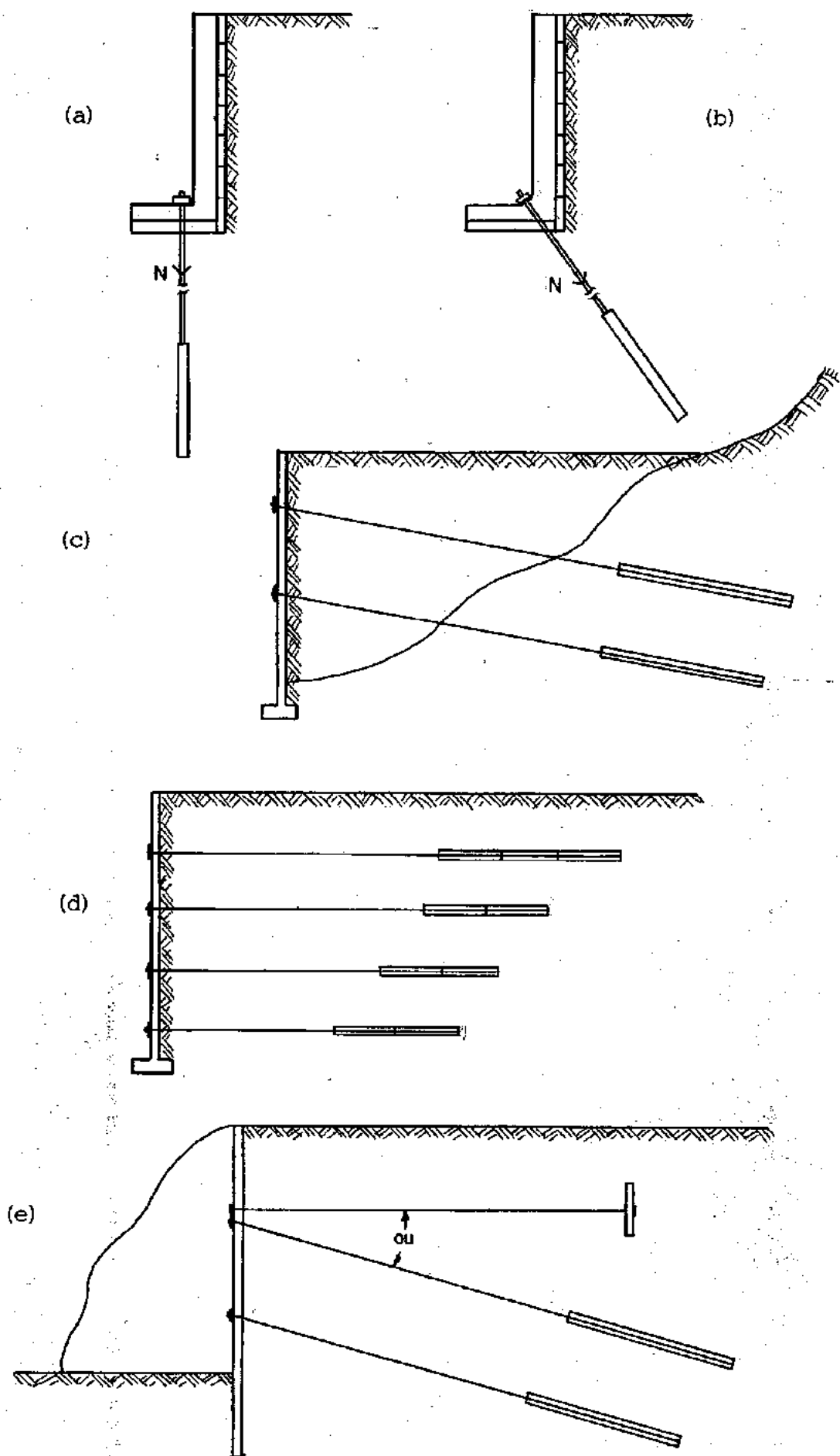


Fig. 2.5 - Cortinas Ancoradas para Arrimo de Aterros

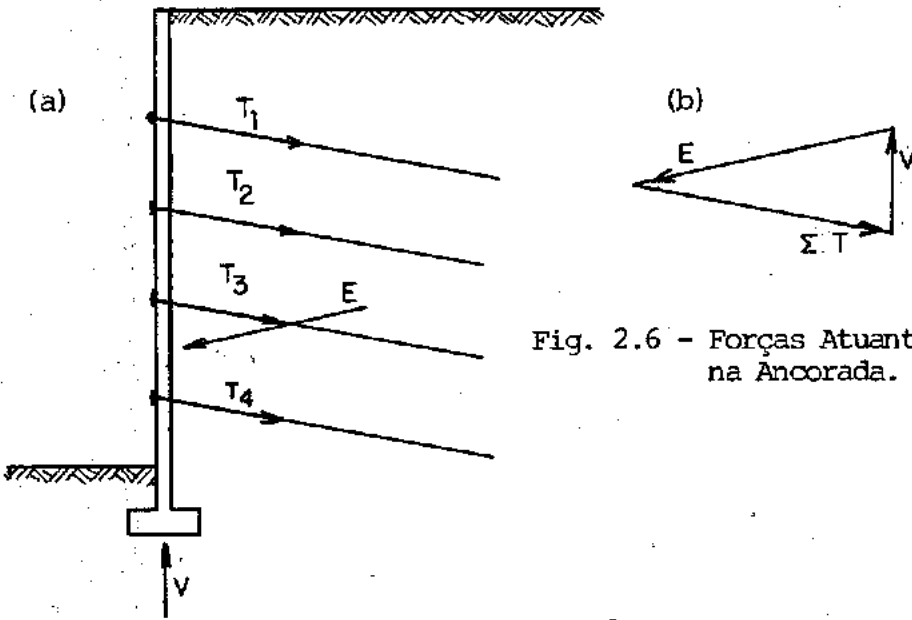


Fig. 2.6 - Forças Atuantes numa Cortina Ancorada.

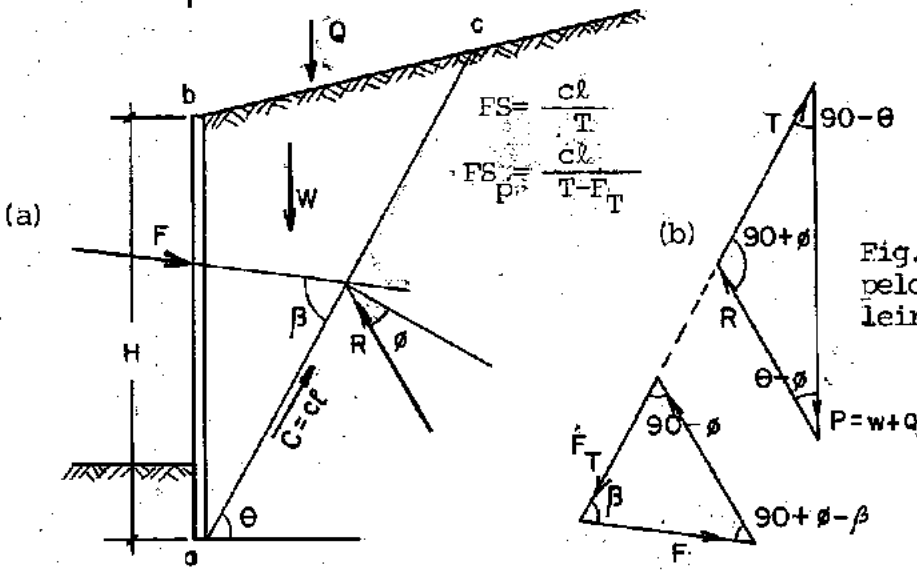


Fig. 2.7 - Cálculo pelo Método Brasileiro.

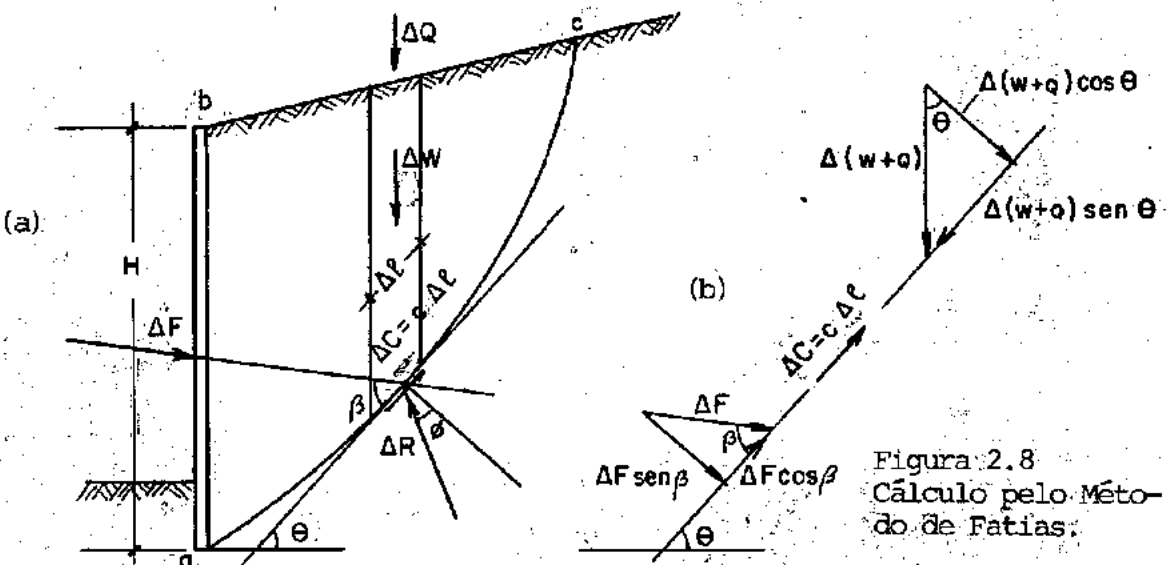


Figura 2.8 Cálculo pelo Método de Fatias.

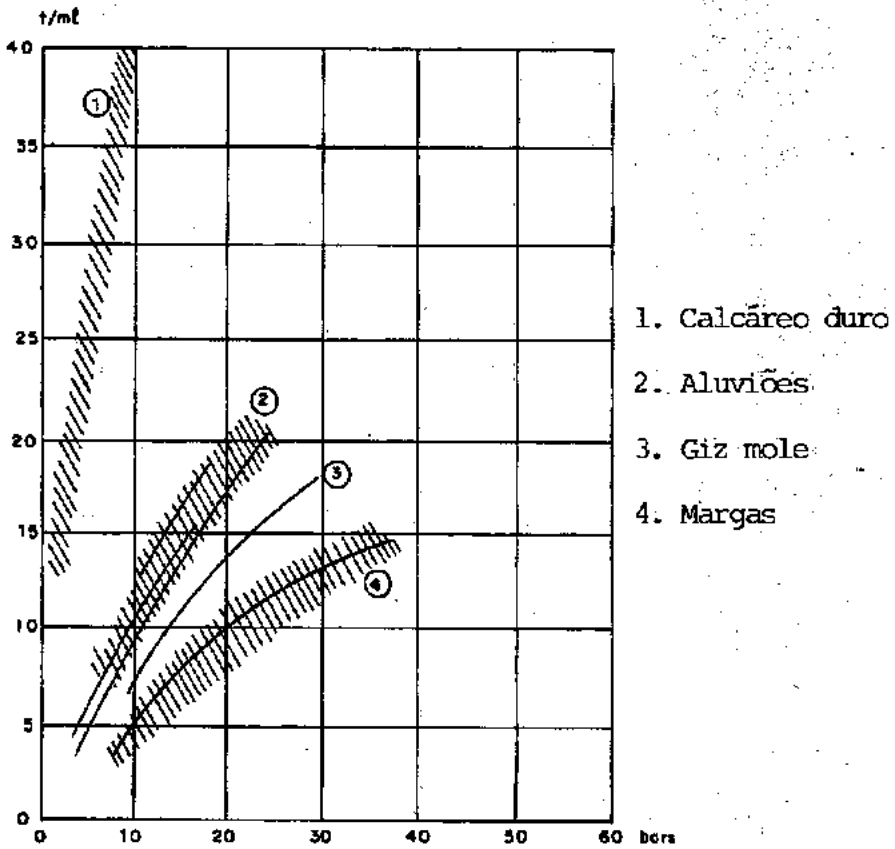


Fig. 2.9 - Resistência ao Arrancamento (t/ml) em Função da Pressão de Injeção (bars), segundo Jorge (1969).

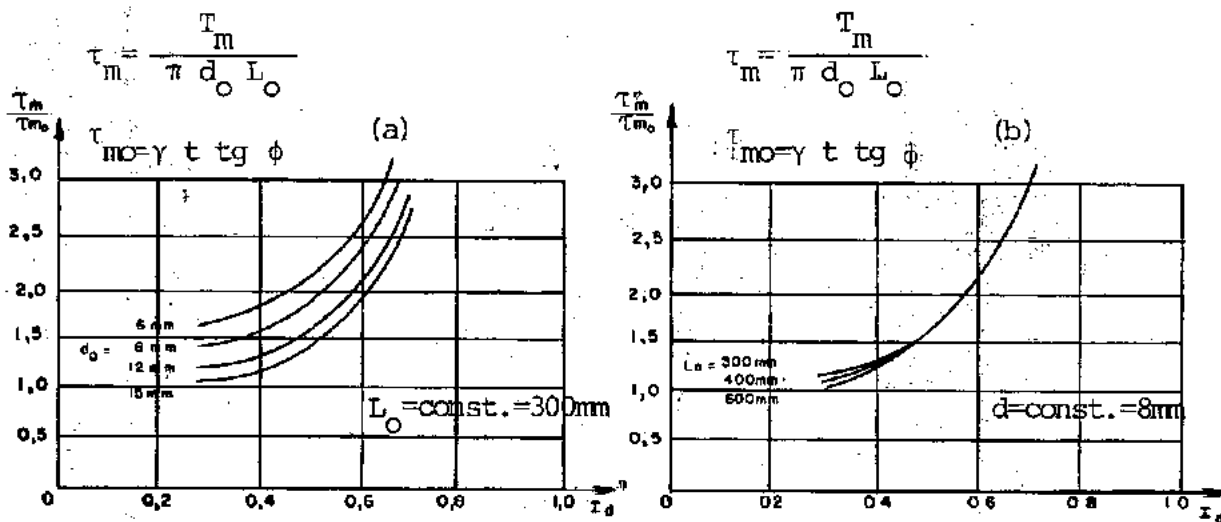


Fig. 2.10 - Fatores de Acréscimo de Resistência em Função da Densidade Relativa, segundo Werner (1972)

- a) para bulbos com 300mm de comprimento
b) para bulbos com 8mm de diâmetro

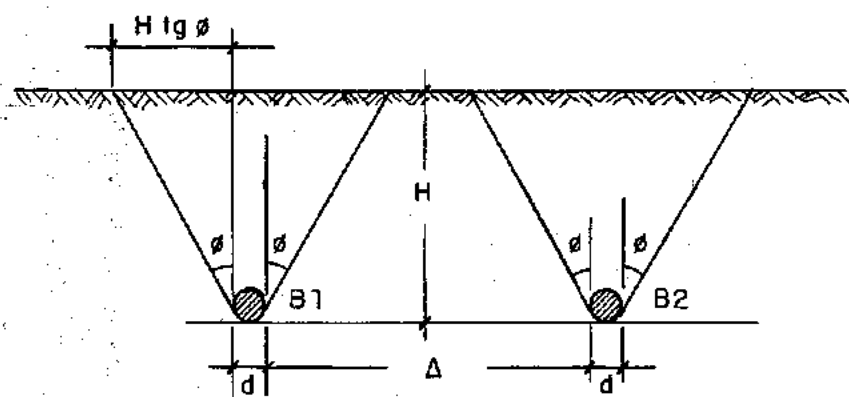


Fig. 2.11 - Volumes de Solo que Equilibram a Pressão, na Interface Bulbo-Solo.

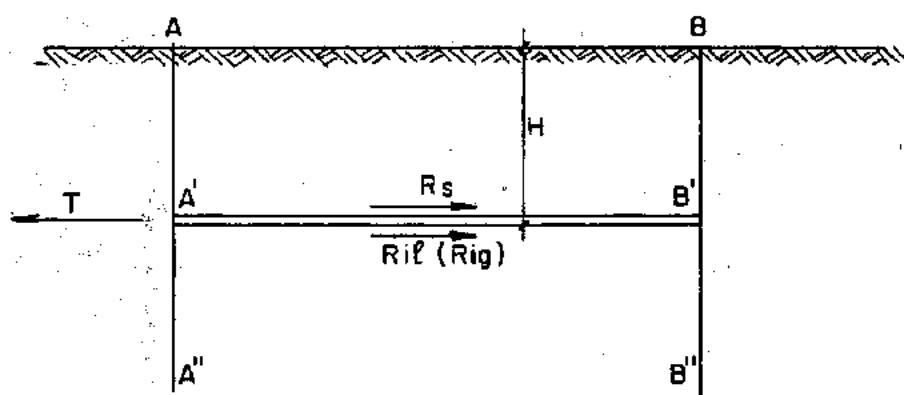


Fig. 2.12 - Forças Atuantes na Rotura Local de Ancoragens Injetadas

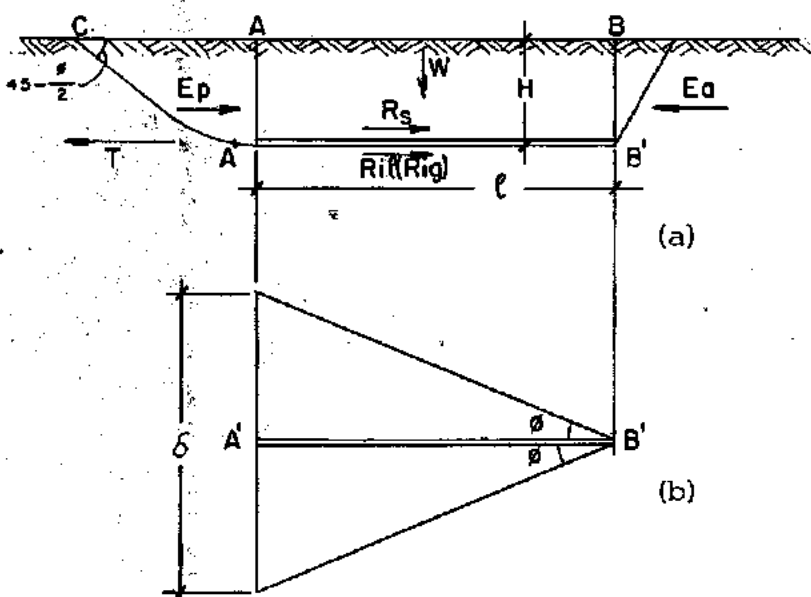


Fig. 2.13 - Hipótese para Cálculo de Rotura Superficial de Ancoragem Isolada

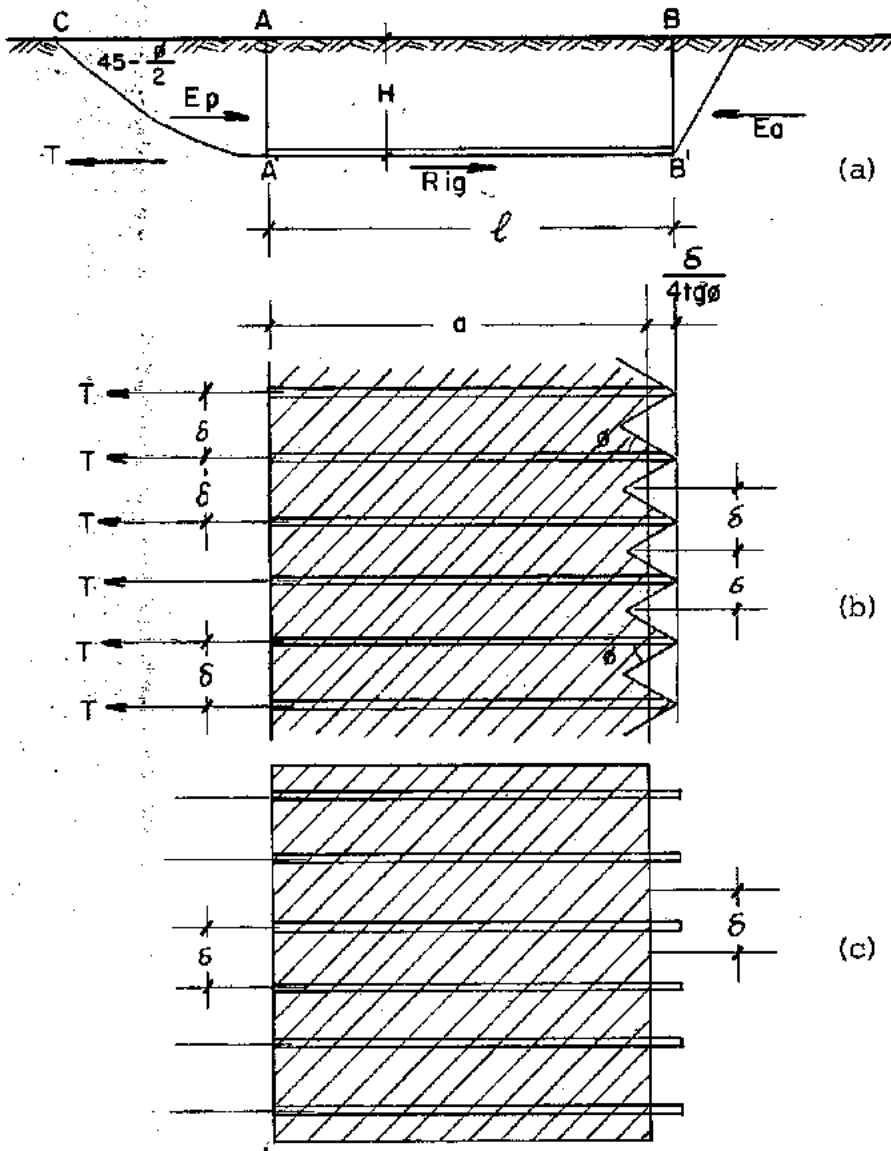


Fig. 2.14 - Hipótese para Cálculo de Rotura Superficial de Ancoragens Associadas

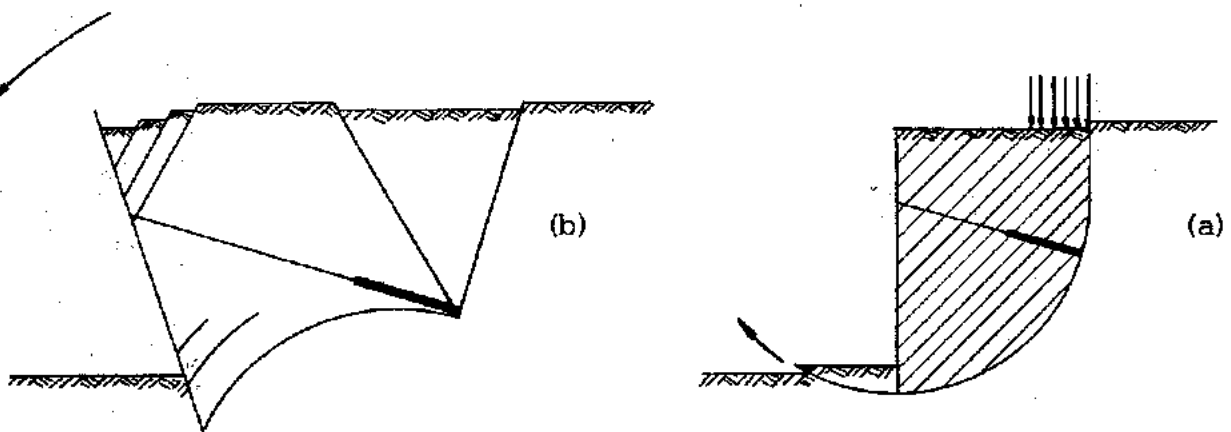


Fig. 2.15 - Características de rotura segundo Ranke e Ostermayer (1968)
 a) rotura externa; b) rotura interna

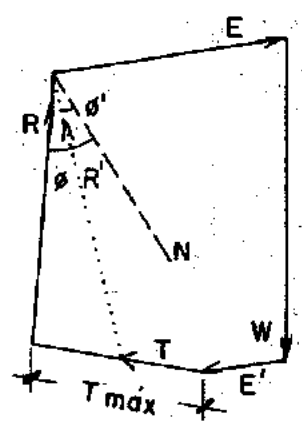
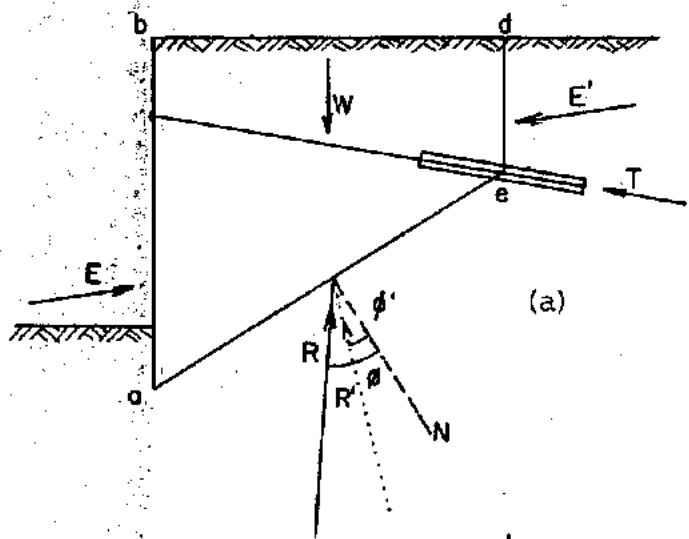


Fig. 2.16

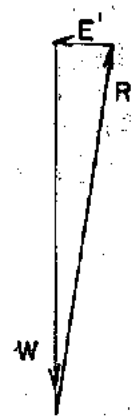
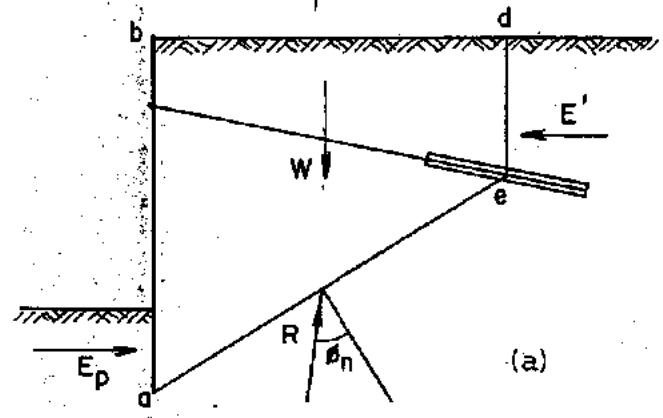


Fig. 2.17

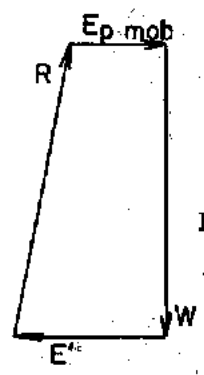
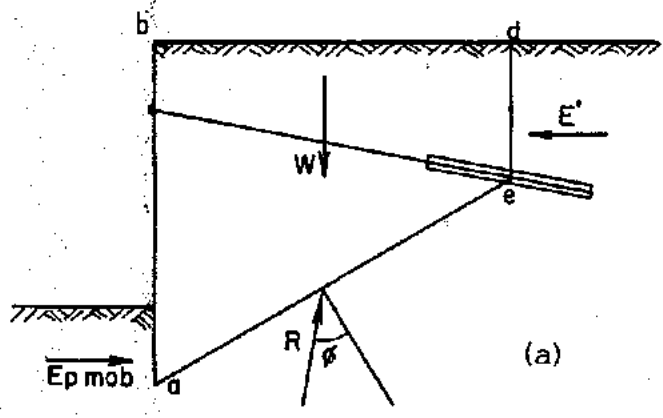


Fig. 2.18

Fig. 2.16 -- Rotura interna, segundo Kranz (1953)

Fig. 2.17 -- Rotura segundo Löcher (1969)

Fig. 2.18 -- Rotura segundo Brons (1968)

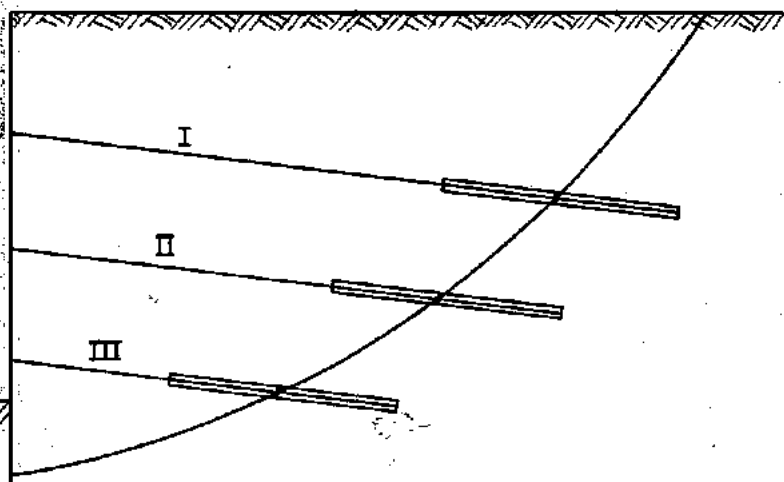


Fig. 2.19 - Localização dos Centros de Bulbos de Ancoragem sobre a Circunferência correspondente ao FS desejado, para a condição de Rotura Externa.

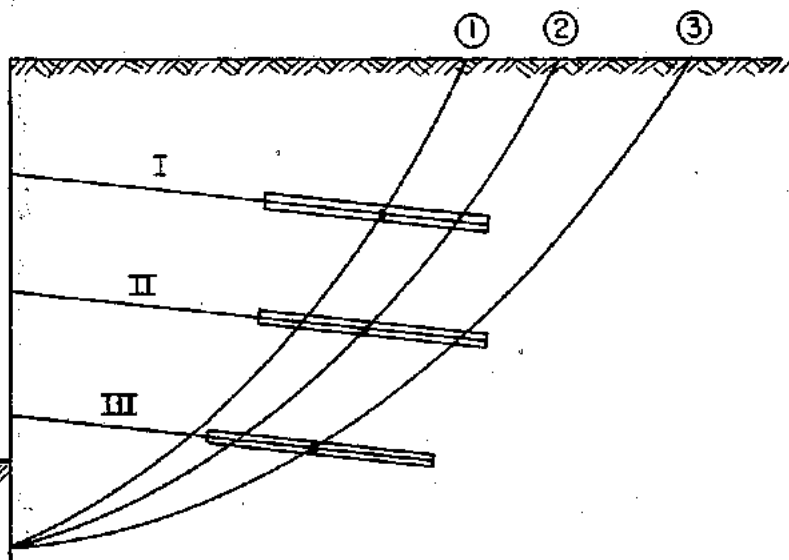


Fig. 2.20 - Influência das Ancoragens, na Rotura Externa, conforme a Localização dos Arcos de Circunferência

Estudam-se as ações favoráveis do tirante III nos arcos 1 e 2 e do tirante II no arco 1; o tirante I, cuja centro está sobre o arco 1, não influencia o equilíbrio para nenhum dos arcos.

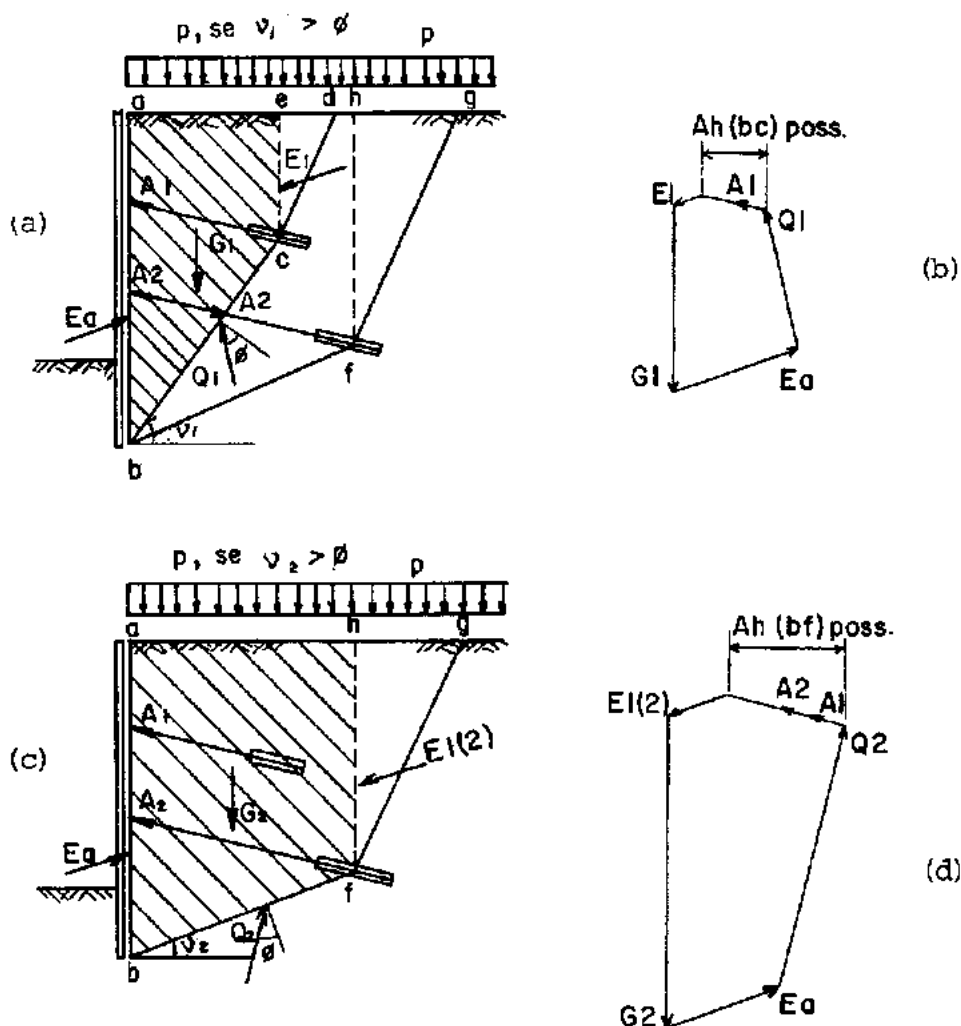


Fig. 2.21 - Rotura Interna. Duas Ancoragens em Solo Homogêneo, a Superior é mais curta (Caso 1)

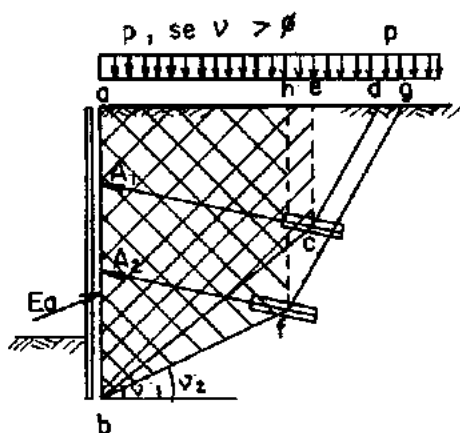


Fig. 2.23 - Rotura Interna. Duas Ancoragens em Solo Homogêneo, a Superior é um pouco mais longa (Caso 2)

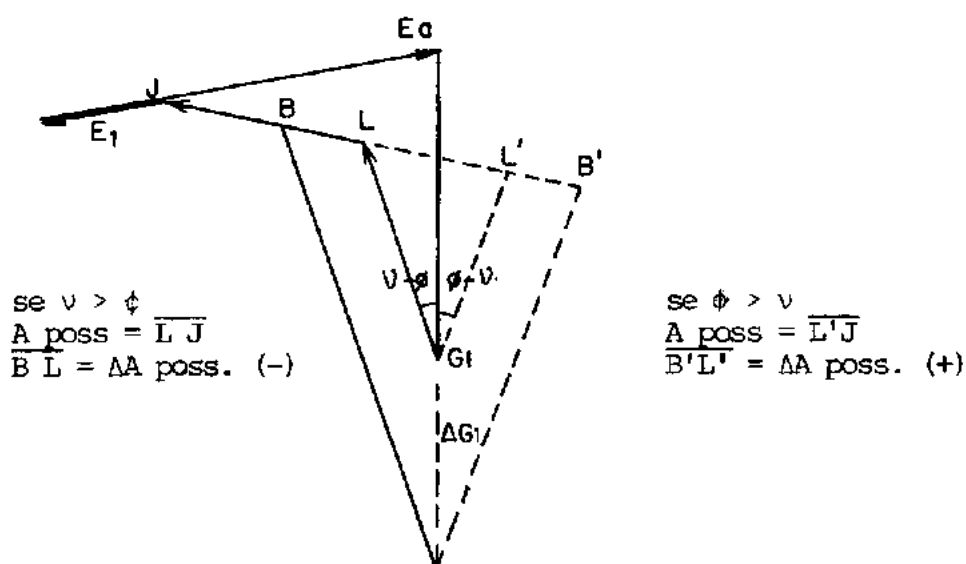


Fig. 2.22 - Influência de Carga Eventual (ΔG_1) na Segurança, conforme a Inclinação, v , da Superfície de Deslizamento Profunda

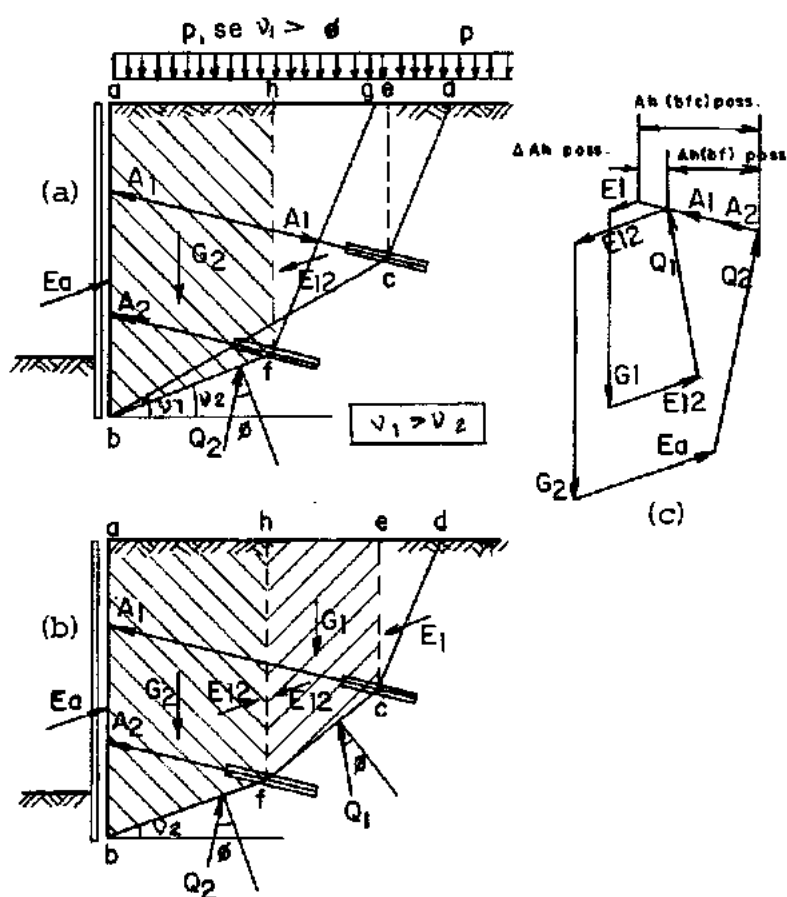


Fig. 2.24 - Ruptura Interna. Duas Ancoragens em Solo Homogêneo, a Superior é mais longa (Caso 3)

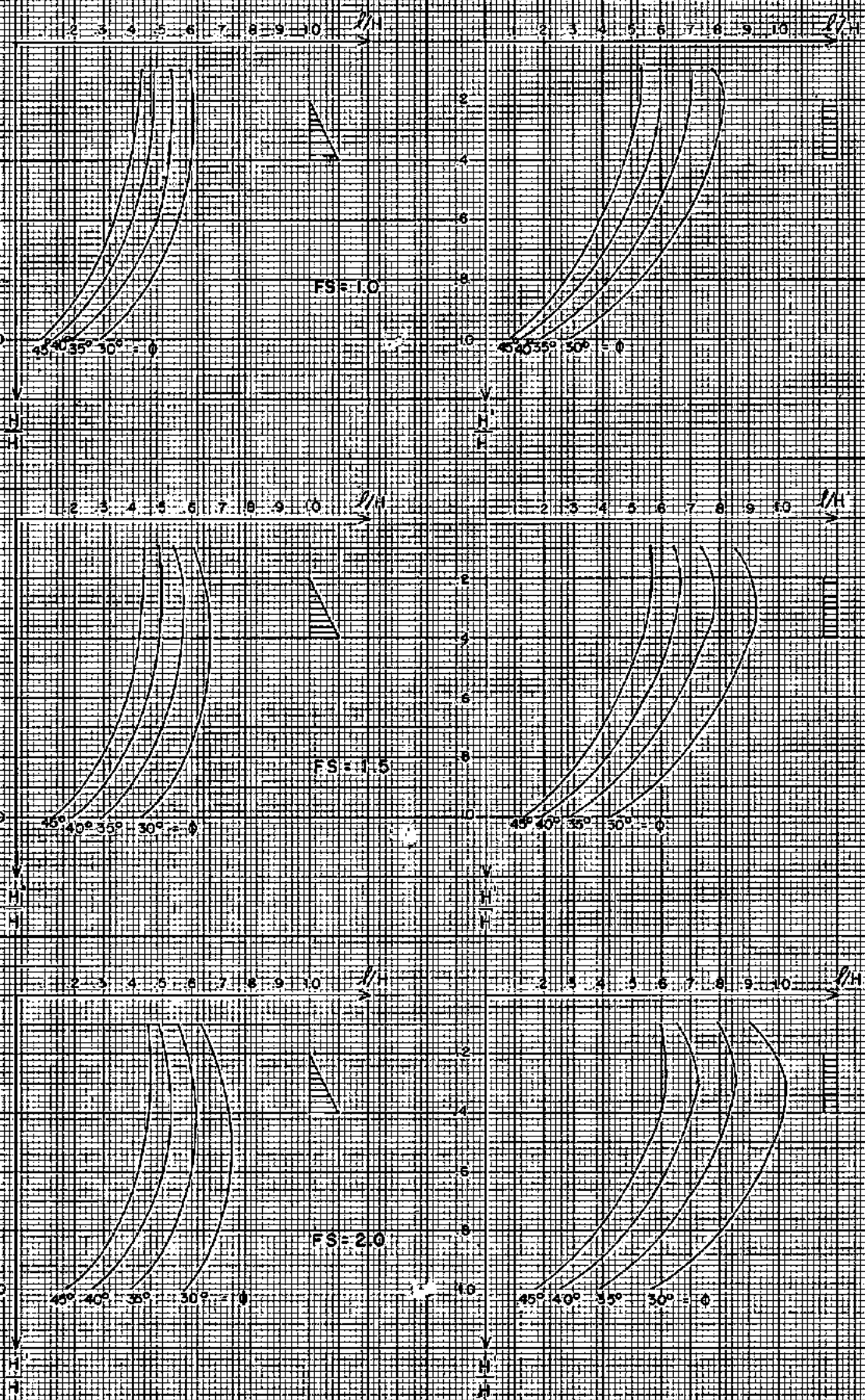


Fig. 2-27 - Gráficos para Determinação das Posições-Limites para Implantação de Ancoragens

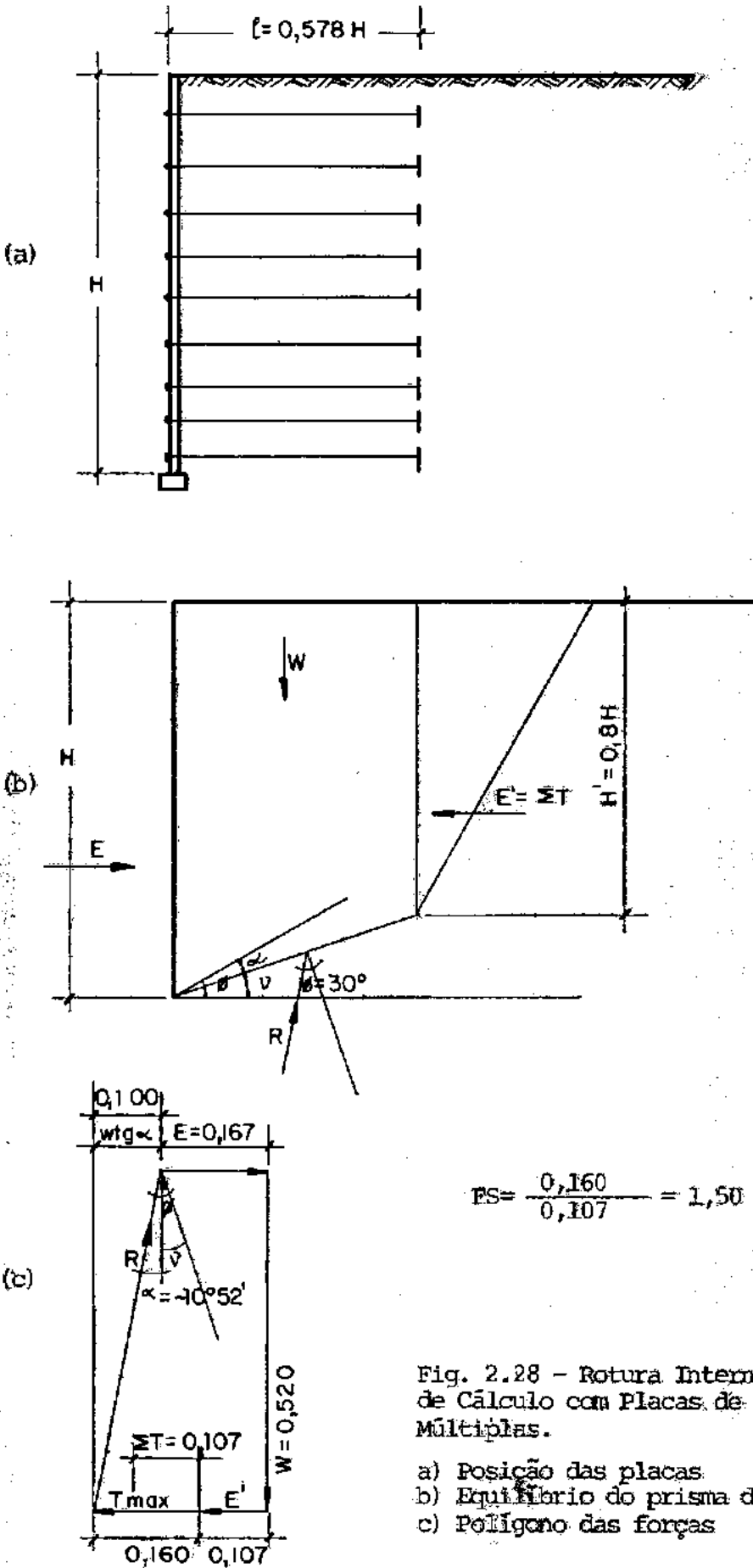


Fig. 2.28 - Rotura Interna. Exemplo de Cálculo com Placas de Ancoragens Múltiplas.

- a) Posição das placas
- b) Equilíbrio do prisma de terras
- c) Polígono das forças

CAPÍTULO 3

MICRO-ANCORAGENS ASSOCIADAS A CORTINAS DE CONTENÇÃO

Micro-ancoragens são ancoragens protendidas (ver Cap. 2, Terminologia) com pequena carga de trabalho (cerca de 3tf), cujo trecho ancorado é constituído por placa estrutural prefabricada, assentada (horizontalmente) dentro do aterro, quando de sua execução; as demais peças que as integram (cabeça e tirante), são semelhantes às das ancoragens injetadas, só diferindo em suas dimensões devido aos valores das cargas a que estão sujeitas. As micro-ancoragens não são, portanto, injetadas e, em uma de suas aplicações mais importantes, se destinam, associadas às cortinas verticais (ou quase verticais), à contenção de aterros. As cortinas associadas às micro-ancoragens são lajes de concreto armado convencionais, construídas antes do aterro (ou à medida que o mesmo sobe) ou então são constituídas por elementos premoldados de concreto armado que são montados à medida que o aterro vai sendo construído.

Neste Capítulo serão descritos os materiais e dimensões típicas utilizados na referida aplicação das micro-ancoragens, as obras em que já foi empregado este novo sistema construtivo e os processos utilizados nestas obras.

Em trabalhos publicados (Costa

Nunes e Craizer, 1978 e 1979). são apresentados varios aspectos construtivos das micro-ancoragens e de suas aplicações.

3.1 - MATERIAIS

3.1.1 - Tirante

O tirante pode ser constituído de barra ou fio de aço, destinado a concreto armado (CA-50 ou CA-60) ou a concreto protendido (CP-150), ou ainda de resina reforçada com fibra de vidro. Todas as obras realizadas, até o momento, utilizaram o fio de aço, para concreto protendido, fabricado pela C.S. Belgo Mineira, de 8mm de diâmetro, devido a sua resistência e à disponibilidade dos equipamentos e acessórios necessários. Esse aço é designado por fio CP-150 RN8, conforme a especificação EB-780 (1975). Estão em realização, no momento, ensaios com tirantes de resina reforçada por fibras de vidro, visando a substituição do aço em locais com grande risco de corrosão.

As barras ou fios de aço são colocadas em camadas horizontais. Cada barra ou fio é protegido da corrosão por pintura de zarcão e de epoxi, em uma ou mais camadas, cada, e por tubo de PVC que o envolve, sendo o espaço anular, entre ambos, preenchido por betume pastoso. A extremidade do tirante junto à cortina é chamada de "próxima" e a outra é a extremidade "distante".

Vale a pena notar que, no caso das micro-ancoragens, o comprimento livre do tirante é igual ao seu comprimento total, porque, a não ser em sua extremidade distante, não há nenhuma outra ligação tirante-lajota. Esse comprimento total é a soma do comprimento da lajota de ancoragem com o comprimento livre da ancoragem.

3.1.2 - Cabeça da Micro-Ancoragem

A cabeça da micro-ancoragem é, simplesmente, um dispositivo de fixação da extremidade (próxima) do tirante à cortina. Utilizando-se, como tirante, o fio de aço com $\varnothing = 8\text{mm}$, já existem, padronizados, os dispositivos para essa fixação; por exemplo, as ancoragens da STUP - Sociedade Técnica para Utilização da Prê-Tensão - (Processos Freyssinet) S.A., que

são constituídas por uma peça "fêmea" e um conjunto de peças "macho" (as cunhas). Entre esses dispositivos e a cortina é intercalada uma placa metálica de distribuição de tensões. Todo esse conjunto é protegido da corrosão por uma carapaça, de argamassa de cimento e areia, moldada após as protensões e a incorporação da carga.

3.1.3 - Trecho Ancorado

O trecho ancorado, que caracteriza as micro-ancoragens e as distingue das demais ancoragens, é constituído, nas aplicações já feitas, por lajota de concreto armado, premoldada, que é atravessada, em seu eixo longitudinal, sem aderência, pelo tirante. A ligação tirante-lajota é realizada em sua extremidade distante através de uma arruela de aço; esta é colocada entre o topo trazeiro da lajota e o botão do tirante, (no caso de fio de aço com $\emptyset = 8\text{mm}$), o qual é obtido por engrossamento mecânico, a frio, de sua extremidade. O botão e a arruela são protegidos da corrosão por pintura de zarcão e de resina, com arremate betuminoso. A lajota é, em geral, formada pela adição, topo a topo, de elementos menores, que são de mais fácil manipulação no canteiro de obras. Deve-se dar, à superfície das lajotas, um acabamento áspero para obter maior atrito e adesão com o solo.

O comprimento e a seção dos tirantes, bem como as dimensões e o posicionamento das lajotas de ancoragem dependem, basicamente, da altura da cortina, do material do aterro e das sobrecargas, como se verá no próximo Capítulo 4.

A Figura 3.1 mostra, esquematicamente, os diversos elementos que compõem uma cortina micro-ancorada, bem como sua disposição no conjunto. Vê-se a lajota dividida em elementos premoldados menores e a sapata, colocada na base de cortina.

Na Figura 3.2 são mostrados os detalhes da cabeça do tirante e da ligação tirante-lajota de ancoragem, de obras já realizadas.

3.2 - OBRAS REALIZADAS

Até fins de 1979 foram realizadas

cinco obras com a utilização de cortinas micro-ancoradas, as quais estão citadas logo a seguir com a indicação de suas características marcantes. O Quadro 3.1 contém essas e outras características e também as quantidades de materiais empregadas nas obras. Os elementos do quadro podem ser utilizados na estimativa das quantidades de materiais e na previsão orçamentária de obras futuras.

3.2.1 - Viaduto sobre a BR-324 (Bahia)

A primeira obra com micro-ancoragens, realizada no 1º semestre de 1977, se destinou à contenção dos aterros nos dois encontros de um viaduto próximo a Salvador, sobre a BR-324, rodovia Salvador - Feira de Santana (Bahia). As cortinas foram executadas da maneira convencional, isto é, com concreto armado moldado no local, na forma de lajes simples com 15cm de espessura; as lajotas de ancoragem são formadas por dois ou três elementos de concreto premoldados, medindo 8x30x100cm, cada, com peso de 60kgf, aproximadamente, associadas em série; os tirantes são os fios de aço descritos em 3.1.1. As alturas das duas cortinas são, respectivamente, 6,8m e 7,5m; os aterros ultrapassam de 2,4m o nível do topo das cortinas.

3.2.2 - Aterro na RJ-116 (Rio de Janeiro)

A segunda obra com micro-ancoragens, realizada no 1º semestre de 1979, se destinou à contenção do aterro de um trecho, de cerca de 150m de extensão, da Rodovia RJ-116, junto a Bom Jardim, estado do Rio de Janeiro. A cortina foi construída da maneira convencional; é constituída por laje simples, de concreto armado, de 12cm de espessura e 10m de altura máxima, moldada no local; as lajotas de ancoragem, são formadas por até quatro elementos, medindo 6x30x100cm cada, associadas em série, e os tirantes têm as mesmas características citadas em 3.1.1.

3.2.3 - Variante Ferroviária Engenheiro Bley-Curitiba (Paraná)

A terceira obra foi realizada no Paraná, no 1º semestre de 1979, para contenção das duas saias dos aterros dos encontros de um viaduto rodoviário sobre a variante ferroviária Engº Bley-Curitiba. A altura de cada cortina

é de 4,5m; elas são constituídas por placas premoldadas de concreto armado medindo 1,5 x 1,5 x 0,13m. Os fios de aço utilizados são os mesmos especificados antes e as lajotas de ancoragem são premoldadas, com 2,0m e 3,0m de comprimento e 0,08 x 0,30m de seção reta. As placas da cortina, foram assentadas com o auxílio de equipamento mecânico (guincho tipo Munck montado sobre caminhão médio F-600).

3.2.4 - Obras em Caxias (Rio de Janeiro)

Outras duas obras foram construídas no Município de Caxias, Estado do Rio de Janeiro, no 2º semestre de 1979. Uma delas, na extensão de 90m, com altura máxima de 4,0m, se destinou à contenção de aterro para ampliação do pátio ferroviário de Gramacho; a outra, na extensão de 400m , altura de 2,5m, para contenção de aterro destinado a receber uma linha de estrada de ferro, perto da Refinaria Duque de Caxias. As cortinas são constituídas por placas de fechamento de concreto armado, premoldadas, colocadas a prumo e de nível , entre montantes ou pilaretes verticais, afastados entre si de 1,25m, também formados por elementos premoldados. As lajotas de ancoragem são constituídas por até oito elementos de concreto armado, premoldados, medindo 0,08 x 0,30 x 0,50m (cerca de 30kg de massa) cada, associados em série. Os fios de aço têm a mesma especificação que os das outras obras realizadas e são fixados aos montantes das cortinas.

3.3 - PROCESSOS CONSTRUTIVOS

Inicialmente, deve ser escolhido o processo construtivo da cortina de concreto armado, isto é , se convencional (moldada no local) ou se constituída por elementos pré-fabricados. Estes últimos podem ser simplesmente placas quadradas, a serem justapostas para a montagem da cortina, como na obra (citada) realizada na variante Engº Bley-Curitiba; ou então pilaretes, em forma de T, associados a placas retangulares, que são colocadas a prumo e horizontalmente, apoiadas nos mesmos, como nas obras (citadas) realizadas no Município de Caxias. Outros processos podem, ainda, ser empregados, de acordo com a capacidade imaginativa de cada um.

As placas quadradas utilizadas na

variante Eng^o Bley-Curitiba, medindo 1,5 x 1,5 x 0,13m e com cerca de 800kg, são atravessadas pelos tirantes em quatro furos, com $\varnothing = 25\text{mm}$, deixados por ocasião da concretagem, furos esses colocados, simetricamente, sobre as diagonais do quadrado. No caso da associação pilaretes (montantes) - placas retangulares, os furos para passagem dos tirantes são deixados nos pilaretes.

A utilização de elementos pré-fabricados (ou pré-moldados), permite maior rapidez de execução e economia no custo dos moldes da cortina; em compensação, a padronização, decorrente da mesma pré-fabricação, acarreta maior dispêndio em tirantes e dispositivos de fixação, já que são colocados onde pré-fixado e não onde sejam mais convenientes dos pontos de vista técnico e econômico. Note-se que as placas, nas dimensões utilizadas na obra citada, exigem equipamento mecânico para sua movimentação no canteiro de obras e também para seu assentamento no local de utilização.

As lajotas de ancoragem são sempre pré-moldadas. Foram utilizadas, constituídas por dois e por três elementos associados em série, nas dimensões 8 e 6x30x100cm, por elemento, respectivamente nas obras da Bahia e de Bom Jardim. No Paraná foram utilizadas lajotas inteiriças nas medidas 8 x 30 x 200cm e 8 x 30 x 300cm, movimentadas e assentadas manualmente e que, segundo observações realizadas, não foram afetadas nem pela manipulação, nem pela compactação do aterro, realizada após o assentamento. Nas obras executadas em Caxias, RJ, os elementos pré-moldados medem 8 x 30 x 50cm (30kg de massa), facilitando extraordinariamente sua manipulação na obra, sem nenhum inconveniente técnico nem econômico.

Quanto aos tirantes, foram utilizados em todas as aplicações, até o momento, os fios de aço descritos em 3.1.1, para cargas de trabalho de 3,20tf, em associação com os dispositivos de fixação já citados em 3.1.2 e em 3.1.3, com desempenho sempre satisfatório. A carga de trabalho máxima de 3,20tf resulta da aplicação do disposto nos itens 3.1.1 e 3.1.2 da NB-565 (1977), para as ancoragens permanentes (como são, em geral, as das cortinas micro-ancoradas), e na Tabela IV da EB-780 (1975), considerando ainda a relaxação do aço. Segundo a NB-565, deve ser usado o coeficiente de segurança

1,75 em relação à carga máxima de ensaio, que é, no máximo, igual a 90% da carga de escoamento do aço; segundo a EB-780, a tensão de escoamento convencional dos aços CP (tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%) é, no mínimo, 85% do limite de resistência mínimo especificado. Sendo a seção do aço CP-150 RN 8 utilizado igual a $0,5\text{cm}^2$ e a tensão de rotura igual a 15.000kgf/cm^2 , ter-se-ia a carga de trabalho máxima igual a:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{0,5 \times 0,9 \times 0,85 \times 15.000}{1,75} \approx 3,28\text{tf};$$

valor esse válido quando a carga de ensaio vai a $0,5 \times 0,9 \times 0,85 \times 15.000 \approx 5,74\text{tf}$. A perda de tensão, por relaxação em 1000 horas, para o aço especificado é de cerca de 2% ($\approx 0,06\text{tf}$) para a tensão inicial de 43% da tensão de rotura, que é a correspondente à carga de trabalho indicada ($15 \times 0,5 \times 0,43 = 3,22\text{tf}$), o que justifica a utilização do valor arredondado, 3,2tf, para a carga de trabalho. Os valores de relaxação constam de catálogo da Cia. Siderurgica Belgo Mineira (Ref. 12). Não parece provável a obtenção de aperfeiçoamento apreciável nesse setor, a não ser a utilização de fios de resina epoxi, reforçadas por fibras de vidro, em locais que tenham elevado risco de corrosão.

3.3.1 - Construção da Cortina

Cortina Moldada in-Situ

As cortinas, no caso de construção convencional, são executadas de acordo com o projeto estrutural, em faixas horizontais de, aproximadamente, dois metros de altura. A construção de novas faixas da cortina, superpostas às anteriores, fica muito facilitada após o aterro por trás das faixas anteriormente executadas; cada faixa termina no centro da distância entre duas camadas de micro-ancoragens. Por ocasião da concretagem devem ser deixados, nos locais indicados no projeto, pedaços de tubos plásticos, de 100mm e 25mm de diâmetro, que servem, respectivamente, para a passagem posterior dos drenos e dos tirantes.

Juntamente com a primeira faixa é concretada a sapata da cortina. A construção da segunda faixa é iniciada logo após a conclusão dos aterros e das protensões iniciais correspondentes à primeira faixa. Do mesmo modo, a ter

ceira faixa horizontal da cortina é iniciada ao se concluírem os aterros e as protensões iniciais da segunda faixa e, assim, sucessivamente.

Cortina Pré-Moldada

No caso da cortina formada de elementos pré-fabricados, constituída por placas de concreto armado, o método indicado para sua construção é o da execução por faixas horizontais, sucessivas, cada uma com a altura igual à da placa; cada faixa se superpõe à anterior, em junta reta ou matada, após a realização dos aterros, a montante da faixa precedente, e das protensões iniciais nos tirantes correspondentes. Cada placa é portadora de orifícios para a passagem dos tirantes; a drenagem é realizada pelas juntas, dispensando-se, portanto, furos de drenagem nas placas.

3.3.2 - Execução do Aterro

Nos aterros deve ser utilizado material que garanta, após a compactação, valores elevados para o ângulo de atrito interno.

O aterro deve ser realizado mecanicamente, em camadas de no máximo 30cm de espessura, sendo essas camadas reduzidas a 20cm, no máximo, nas proximidades da superfície livre (cerca de um metro abaixo da mesma). Junto à cortina, numa faixa de 1,5m, a compactação deve ser manual, para não lhe causar danos. A compactação deve levar o material a atingir ou a ultrapassar a 95% do Proctor Normal; nas camadas superiores (cerca de um metro abaixo da superfície livre) deve ser atingido, no mínimo, 100% do Proctor Normal.

Os aterros mecânicos devem ser iniciados concomitantemente com a desforma da faixa da cortina correspondente (caso de cortina de construção convencional), ou mesmo antes da desforma, e prosseguir até o nível da 1ª camada de micro-ancoragens. Conforme o tipo de aterro disponível, pode ser conveniente a colocação de uma primeira camada de material mais permeável, com cerca de 30cm de espessura, para formação de um colchão drenante. O método descrito para realizar o aterro se adapta, com facilidade, ao caso em que a cortina se compõe de elementos pré-moldados. Nesta etapa evita-se aterros jun

to à cortina, deixando-se o talude cair naturalmente entre esta e o nível da 1.^a camada de micro-ancoragens, formando-se, assim, uma rampa.

Após o assentamento da 1.^a camada de micro-ancoragens, completa-se a proteção anti-corrosiva do botão e da arruela, na extremidade distante do fio, e prossegue-se, com o aterro, compactado mecanicamente, até atingir o nível da 2.^a camada de micro-ancoragens; deixando-se a rampa junto à cortina, como na etapa anterior. Enquanto isso, se completa o aterro, manualmente, do prisma da rampa deixado na 1.^a etapa, junto à cortina, ocasião em que se colocam os drenos projetados. É conveniente, para evitar deslocamento da cortina, aterrar também a região a jusante, até o nível da 1.^a camada. Esse último aterro pode ser removido após as protensões iniciais.

O material utilizado no aterro da rampa pode ser o mesmo do restante do aterro ou pode ser areia, especialmente junto à cortina (numa banda de cerca de 50cm), caso aquele não seja satisfatório. Quando ambos os aterros estiverem concluídos, dá-se uma protensão inicial de 0,6tf em cada tirante da 1.^a camada.

Após assentar a 2.^a camada de micro-ancoragens, adota-se procedimento semelhante ao anterior: completa-se a proteção anti-corrosiva do botão e da arruela na extremidade distante do fio; prossegue-se com o aterro, compactado mecanicamente, até o nível de 3.^a camada de micro-ancoragens, deixando-se formar a rampa. Compacta-se manualmente o prisma da rampa (junto à cortina), abaixo do nível da 2.^a camada, onde se usa, ou não, o mesmo material de aterro e assentam-se os drenos. Após esses aterros concluídos dá-se a protensão inicial de 0,6tf nos tirantes integrantes da 2.^a camada. Dessa maneira prossegue-se até completar os aterros previstos no projeto.

3.3.3 - Protensões, Ensaio e Incorporação

Todas as micro-ancoragens sofrem a protensão inicial de 0,6tf, como foi dito no item 3.3.2, sempre que os aterros parciais atingem os níveis das camadas imediatamente superiores; tal protensão evita que os tirantes fiquem frouxos e ajusta todos os elementos constituintes da micro-ancoragem. O valor da protensão inicial é aumentado à me

dida que prosseguem os aterros parciais, de acordo com as indicações do projeto.

Ao fim dos aterros realizam-se os ensaios "de recebimento" para os quais se utilizam as indicações do Item 4.4. da NB-565 (1977). Segundo esta Norma, 10% das ancoragens devem ser ensaiadas até a carga limite de ensaio, ou seja, 90% da carga de escoamento do aço do tirante (5,7tf) ; as restantes, até 80% desse valor (4,5tf). Após atingir as cargas de ensaio, a pressão no macaco deve ser aliviada e todas as ancoragens devem ser incorporadas com 80% da carga de trabalho, 2,6tf, no caso de ancoragens permanentes com cargas de trabalho de 3,2tf. Para permitir a realização dos ensaios, os fios devem ultrapassar a face da cortina em, no mínimo, 80cm.

3.3.4 - Conclusão dos Aterros e Arremates

Após a conclusão dos aterros, são construídas as calhas de pé e de topo da cortina. São concluídos, ainda, os aterros e cortes a montante e a jusante previstos no projeto e é realizada a proteção de suas superfícies, com grama ou outro elemento adequado. São construídos os guarda-corpos ou guarda-rodas e é dada proteção à cabeça das micro-ancoragens por meio de blocos formados por argamassa cimento-areia e, finalmente, se dá uma caiação de nata de cimento, sobre a superfície da cortina.

A Figura 3.3 mostra, de maneira esquemática, as diversas fases da execução da obra realizada em Campos Elíseos, perto da Refinaria Duque de Caxias.

Local da obra	Cortina (concreto armado)					Tirantes: fios aço CP-150 RN8						Lajotas pré-mold. em conc. armado: seção 0,08x0,30m ²				
	Extensão	Área	Espessura	Alturas*	Volume	Quantidades		Comprimentos (m)				Compr.(m)		Volumes (m ³)		
	m	m ²	cm	m	m ³		p/m ² cort.	Totais	p/m ² cort.	medio	p/metro alt.méd.	Tot.	p/m ² cort.	Totais	por m ³ cortina	
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	
BR-324 I Salvador BA	37,2	222,6	15 ^C	6,8-6,0-2,8	33,4	289	1,30	2297	10,3	7,9	1,32	647	2,9	15,5	0,46	
	42,0	265,0		7,5-6,3-2,5	39,8	399	1,51	3413	12,9	8,6	1,37	864	3,3	20,7	0,52	
	Total	79,2		487,6	7,5-6,2-2,5	73,1	688	1,41	5710	11,7	8,3	1,34	1511	3,1	36,2	0,50
RJ-116 B. Jardim A/H RJ	87	725,7	12 ^C	9,9-8,3-0	87,1	805	1,11	8475	11,7	10,5	1,27	1819	2,5	32,7	0,38	
	I/P	63		380,3	7,8-6,0-0	45,6	391	1,03	3617	9,5	9,3	1,55	924	2,4	16,6	0,36
	Total	150		1106,0	9,9-7,4-0	132,7	1196	1,08	12092	10,9	10,1	1,36	2743	2,5	49,3	0,37
Curitiba/PR	72	297,0	13 ^P	4,5-4,1-1,5	38,6	528	1,78	5076	17,1	9,6	2,34	1494	5,0	35,9	0,93	
Pátio Gramacho RJ	90	300,0	8,45 ^{PP} média	4,0-3,3-2,0	25,3	245	0,82	1444	4,8	5,9	1,79	563	1,9	13,5	0,53	
BADUC RJ	400	1000,0	8,45 ^{PP} média	2,5	84,5	960	0,96	6720	6,7	7,0	2,80	3840	3,8	92,2	1,09	

OBSERVAÇÃO: (1) (*) alturas - máxima, média, mínima; 2) (x) há uma sobrecarga de 2,4m de aterro, acima do topo dessas cortinas; 3) (+) em Bom Jardim seção 0,06 x 0,30m (C) - laje convencional; P - elementos pré-moldados em placas - PP - elementos pré-moldados em pilaretes e placas; 5) Os dados das colunas 1, 2, 3, 6, 8 e 12 são obtidos dos projetos, os da coluna 4 (média) são a relação (2) : (1); coluna (5) = (2) x (3); coluna (7) = (6) : (2); coluna (9) = (8) : (2); coluna (10) = (8) : (6); coluna (11) = (10) : (4); coluna (13) = (12) : (2); coluna (14) = 0,024 x (12) e 0,018 x (12) em Bom Jardim e coluna (15) = (14) : (5).

QUADRO 3.1 - RESUMO DE ELEMENTOS DOS PROJETOS DE MICRO-ANCORAGENS

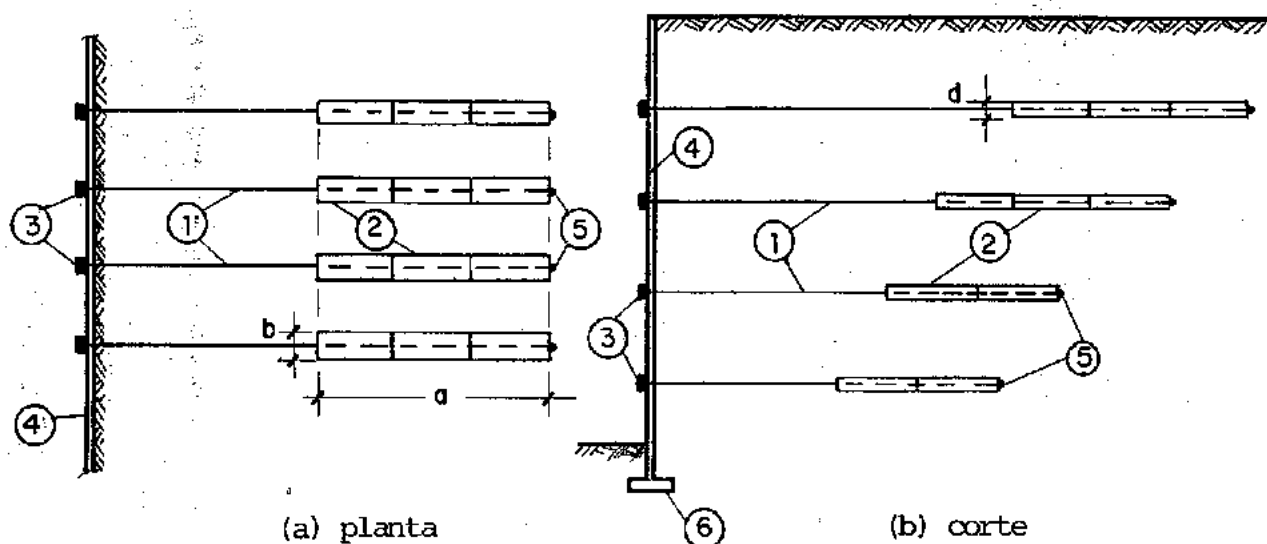


Fig. 3.1 - Elementos Constituintes das Micro-Ancoragens

- 1 - Barra ou Fio (tirante)
- 2 - Lajotas pré-moldadas de ancoragem
- 3 - Cabeça
- 4 - Cortina
- 5 - Botão para fixação do tirante
- 6 - Sapata da cortina

a, b e d - dimensões da lajota

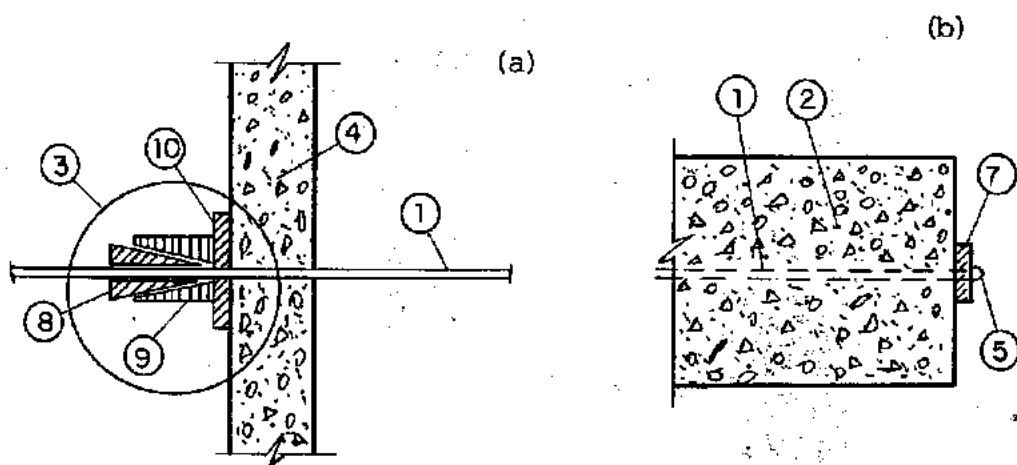


Fig. 3.2 - Detalhes da Cabeça (a) e da Ligação Tirante-Lajota (b)

- 7 - Arruela de distribuição de carga
- 8 - Cunhas de fixação (macho)
- 9 - Peça de fixação (fêmea)
- 10 - Placa de distribuição de carga

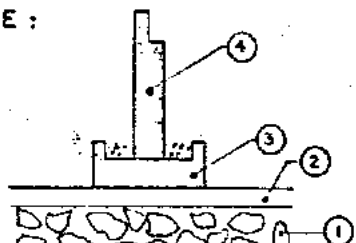
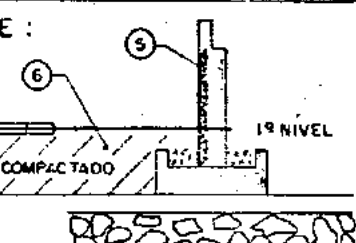
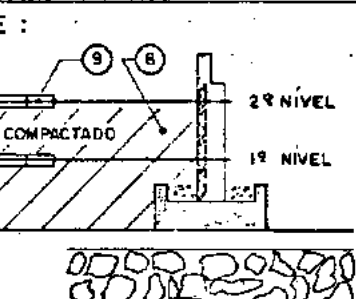
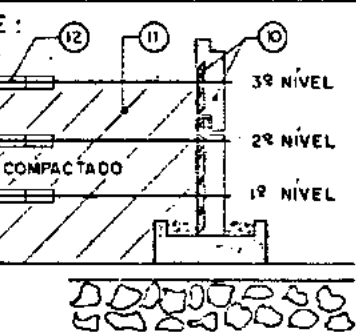
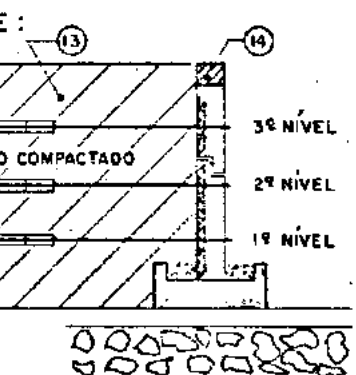
<p>1ª FASE :</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 1 - Execução do enrocamento. 2 - Execução sobre o enrocamento de uma camada de concreto de regularização com malha de aço de $1\text{cm}^2/\text{m}$ nas duas direções. 3 - Concretagem da sapata corrida. 4 - Colocação e fixação com concreto dos elementos inferiores dos pilares sobre a sapata corrida.
<p>2ª FASE :</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 5 - Colocação das placas pré-moldadas de fechamento da cortina entre os elementos inferiores dos pilares. 6 - Execução da 1ª camada de aterro compactado até o 1º nível de ancoragens. 7 - Colocação do 1º nível de ancoragens.
<p>3ª FASE :</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 8 - Execução do aterro compactado em camadas de 30 cm, até o 2º nível de ancoragens. Simultaneamente dá-se uma protensão de 0,6 tf nos tirantes do 1º nível de ancoragens. 9 - Colocação do 2º nível de ancoragens.
<p>4ª FASE :</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 10 - Colocação e fixação dos elementos superiores dos pilares, seguida da colocação das placas pré-moldadas correspondentes. 11 - Execução de aterro compactado em camadas de 30 cm, até o 3º nível de ancoragens. Simultaneamente dá-se uma protensão de 0,6 tf nos tirantes do 2º nível de ancoragens. 12 - Colocação do 3º nível de ancoragens.
<p>5ª FASE :</p> 	<ol style="list-style-type: none"> 13 - Complementação do aterro compactado em camadas de 30 cm, até o nível superior da cortina. Simultaneamente se dá uma protensão de 0,6 tf nos tirantes do 3º nível. 14 - Concretagem da viga de coroamento.
<p>6ª FASE : Ao fim da execução da cortina, fazem-se:</p> <ol style="list-style-type: none"> a - Verificação das cargas residuais das ancoragens; b - Ensaio das ancoragens, levando-os à carga de 5,6 tf e incorporação com a carga de 2,5 tf; c - Proteção da cabeça das ancoragens com blocos de argamassa (cimento e areia); d - Execução da canaleta superior e caiação da cortina. 	

Figura 3.3

PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DE ATERRO.
PÁTIO DA PETROBRÁS
CAMPOS ELÍSEOS - RIO DE JANEIRO.

CAPÍTULO 4

CAPACIDADE DE CARGA DE MICRO-ANCORAGENS

4.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Uma lajota colocada horizontalmente num maciço terroso, destinada a resistir a uma força que atua ao longo de seu eixo horizontal, pode fracassar por várias razões, entre as quais:

- (a) Insuficiência da ligação entre o tirante e a lajota;
- (b) Insuficiência das ligações entre a lajota e o solo circunjacente (ocorre a denominada *rotura local*, estudada no item 4.2);
- (c) Incapacidade do solo em resistir às tensões que lhe é (são) transmitida(s) pela(s) lajota(s); tal pode ocorrer quando esta (s) se encontra(m) nas proximidades de uma região que apresenta descontinuidade nas propriedades físicas do solo (por exemplo, a superfície livre superior do solo ou a superfície limítrofe com uma cortina de contenção frontal ou lateral, uma caverna, um túnel ou escavação). Em qualquer desses casos pode ocorrer uma rotura do solo ou longo de uma superfície que passa pela lajota e pela descontinuidade, denominada de *rotura geral*. Nos itens 4.3 e 4.4 é estudado o caso da(s) lajota(s) nas proximidades da superfície livre superior do solo (*rotura superficial*). No item 4.5 é estudado o comprimento livre de ancoragem,

determinante da distância(s) da(s) lajota(s) à cortina frontal de contenção, o qual deve ter valor suficiente para evitar uma *rotura geral profunda*, ao longo de uma superfície de rotura passando pela lajota e pelo pé da cortina;

(d) Deformação excessiva do solo acarretando deslocamentos exagerados das lajotas; se esse fato ocorrer apenas durante os ensaios, com posterior estabilização, não haverá problemas. Um tipo de deformação do solo, que ocorre especialmente com os solos argilosos, é a denominada fluência; trata-se da deformação sob carga constante que dá origem ao deslocamento das lajotas e à consequente redução das cargas de protensão incorporadas.

4.2 - ROTURA LOCAL DA LAJOTA ISOLADA

Neste ítem a lajota é suposta numa situação em que não pode ocorrer a rotura geral do terreno.

Observando uma lajota típica de área frontal de 240cm^2 e comprimento de 2,5m, verifica-se uma relação de, aproximadamente, 100cm^2 de frente para um metro de comprimento. No caso das ancoragens injetadas, tem-se uma área frontal de aproximadamente 120cm^2 e um comprimento de 6m, com a citada relação igual a $20\text{cm}^2/\text{m}$; na verdade tal relação é ainda menor porque o trecho livre da ancoragem reduz a área frontal do bulbo. Daí se conclui que a resistência de topo das lajotas das micro-ancoragens deve ter uma maior participação na resistência total, ao compará-las com as ancoragens injetadas. No caso das ancoragens injetadas, como se viu no ítem 2.2.3(c):1 a resistência frontal é desprezada, o que não ocorre com as lajotas, cuja resistência ao arrancamento (R) é a soma dos efeitos de ponta (R_p) e lateral (R_ℓ).

Tschebotarioff (1973), citando Bucholz (1931), ao estudar as estacas-pranchas ancoradas com placas verticais mostra que a resistência do solo, quando a relação H/B (entre a profundidade da placa e sua altura) é menor do que 6,0, é a diferença entre os empuxos passivo e ativo do solo, calculados sobre toda a profundidade H. Sugere-se adotar esse mesmo critério para o cálculo da resistência de ponta de uma lajota de altura B e profundidade H, quando $H/B < 6$.

Terzaghi (1954), também ao estudar as estacas-pranchas ancoradas em placas verticais, conclui que,

para valores de H/B maiores do que 2,0 (este limite difere do de Tschebotarioff), a resistência oposta pelo solo à ação da placa vertical, é igual à que oporia se a placa fosse uma sapata horizontal; esse mesmo critério pode ser adotado para avaliar a resistência do solo à ação da ponta da lajota de uma microrançagem. O critério de Terzaghi é recomendado, também, por Bowles (1968) e por Teng (1964).

Essa resistência pode ser calculada por qualquer das fórmulas de capacidade de carga dos terrenos de fundação como, por exemplo, pela expressão devida a Terzaghi:

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + 0,5 \gamma BN_\gamma \quad (4.1)$$

destinada a sapatas contínuas de largura B , na qual q_{ult} é a pressão de ruptura do solo, c é a coesão, γ o peso específico, $q = \gamma H$, onde H é a profundidade do plano da base da sapata e N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga, dependentes apenas do ângulo de atrito interno, ϕ , e cujos valores se encontram tabelados. Essa mesma expressão se recomenda para a ponta da lajota, considerando sua forma retangular alongada, com altura de seção igual a B . Dessa maneira, sendo A a área da ponta, ter-se-á para sua resistência o valor:

$$R_p = A \cdot q_{ult} \quad (4.2)$$

A resistência lateral pode ser avaliada pela expressão:

$$R_\ell = 2 p \ell \tau_{ult} \quad (4.3)$$

onde:

$2p$ é o perímetro da seção da lajota;

ℓ é seu comprimento;

τ_{ult} é a resistência ao cisalhamento do solo, expressa por:

$$\tau_{ult} = c_a + \gamma H \operatorname{tg} \psi \quad (4.4)$$

onde:

c_a é a adesão solo-lajota;

γ é o peso específico do solo;

H é a profundidade da lajota;

$\text{tg } \psi$ é o coeficiente de atrito solo-lajota.

Os valores de c_a/c e ψ/ϕ podem ser vistos, para cada tipo de solo, no trabalho de Potyondy (1961). Dadas a carga e as características do solo, o comprimento da lajota pode ser determinado em função da profundidade e de seu perímetro, com o emprego das expressões 4.1 a 4.4.

Em relação à expressão para τ_{ult} cabe aqui, também, as considerações do item 2.2.3; a resistência τ_{ult} não cresce com a profundidade, H , além de um certo valor desta (p. exemplo, 5,0m); em compensação, é razoável aceitar um acréscimo moderado em τ_{ult} contando com o efeito da dilatação dos grãos de areia. Não há que cogitar dos efeitos favoráveis da pressão de injeção (existente no caso das ancoragens injetadas) pois as lajotas das micro-ancoragens não são injetadas.

Os aumentos da pressão normal de contato entre o solo e as lajotas, decorrente dos efeitos da dilatação, têm um limite, que é tanto mais baixo quanto mais próximas as lajotas estejam entre si; o valor desse limite está discutido no item 2.2.3 (c:4).

4.3 - ROTURA GERAL (SUPERFICIAL) DE LAJOTA ISOLADA

No estudo da resistência ao arrancamento de uma lajota situada a pequena profundidade da superfície livre do solo, é necessário verificar a possibilidade de ocorrer a rotura geral superficial, semelhante à descrita no item 2.2.3(e), Figura 2.13a (a cada hipótese formulada para a superfície de rotura corresponde um valor para a carga capaz de provocá-la). A hipótese de rotura segundo a Figura 2.13b pode conduzir a valores de resistência muito elevados se forem considerados os elevados ângulos de atrito interno desenvolvidos pela compactação do solo durante a construção do aterro.

Outra hipótese de rotura, segundo a Figura 4.1, por exemplo, inspirada no método descrito por Teng (1964) para o cálculo da capacidade portante de placas verticais de ancoragem de estacas-pranchas, é apresentada a seguir, e conduz a resultados mais conservadores.

Impelida pela força T , a lajota

e a terra sobrejacente se deslocam, auxiliadas pelo empuxo ativo atuante na largura b ; resistem a esse deslocamento o empuxo passivo (também na largura b), as forças de atrito lajota-solo, R_{ig} , na face inferior da lajota, e as forças de atrito solo-solo, $R_{\bar{1}}$, ao longo das duas faces trapezoidais laterais (um trecho retangular e dois trechos triangulares) do prisma deslocável, CABDB'A'C e $C_1A_1B_1D_1B_1'A_1C_1$. Com base no exposto, tem-se:

$$T = b (E_p - E_a) + R_{ig} + R_{\bar{1}} \quad (4.5)$$

$$bE_p = b \left(\frac{\gamma H^2}{2} K_p + 2cH \sqrt{K_p} \right) \quad (4.6)$$

$$bE_a = b \left(\frac{\gamma H^2}{2} K_a - 2cH \sqrt{K_a} \right) \quad (4.7)$$

que combinadas fornecem:

$$b(E_p - E_a) = \frac{\gamma bH^2}{2} (K_p - K_a) + 2bcH (\sqrt{K_p} - \sqrt{K_a}) \quad (4.8)$$

e ainda:

$$R_{ig} = \gamma b \ell H \operatorname{tg} \psi + b \ell c_a = b \ell (c_a + \gamma H \operatorname{tg} \psi) \quad (4.9)$$

$$R_{\bar{1}} = \left(2 \frac{\gamma H^2}{2} K_0 \ell \operatorname{tg} \phi + 2c \ell H \right) + \frac{1}{3} K_0 \gamma (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) H^3 \operatorname{tg} \phi + cH^2 (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) \quad (4.10)$$

$$R_{\bar{1}} = K_0 \gamma H^2 \operatorname{tg} \phi \left[\ell + \frac{H}{3} (\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}) \right] + cH \left[2\ell + H (\sqrt{K_a} + \sqrt{K_p}) \right] \quad (4.11)$$

Os significados de T , b , E_p , E_a , R_{ig} , $R_{\bar{1}}$, H , ℓ estão na Figura 4.1; K_a , K_p e K_0 são, respectivamente, os coeficientes do empuxo ativo, passivo e no repouso;

γ é o peso específico do material;

c é sua coesão;

ϕ é o ângulo de atrito interno;

c_a = é coeficiente de adesão lajota-solo;

ψ = é o ângulo de atrito lajota-solo;

valores de c_a e de ψ , podem ser vistos no trabalho citado de Potyondy (1961).

Uma vez calculado T , seu valor deve ser comparado com o de R , obtido conforme o item 4.2; o menor deles será o representativo da resistência ao arrancamento da lajota.

4.4 - ROTURA GERAL (SUPERFICIAL) DE LAJOTAS ASSOCIADAS

Neste caso também tem validade tudo aquilo que foi dito relativamente às ancoragens injetadas, desde que sejam introduzidas, nos cálculos, a resistência da ponta R_p e a largura b das lajotas de uma mesma camada. Sendo δ a distância entre os centros de duas lajotas paralelas, de acordo com o critério anterior o prisma de terra que se desloca tem a forma indicada na figura 4.2;

A área da base desse prisma é:

$$b\ell + \left(\ell - \frac{\delta - b}{4 \operatorname{tg} \phi} \right) (\delta - b) \quad (4.12)$$

e corresponde a um comprimento fictício:

$$a = \left\{ b\ell + \left[\ell - \frac{(\delta - b)}{4 \operatorname{tg} \phi} \right] (\delta - b) \right\} \frac{1}{\delta} \quad (4.13)$$

Tudo se passa como se houvesse uma placa horizontal retangular contínua, de área $(a \cdot \delta)$, relativa a cada lajota, na profundidade H , sob ação da carga T , por lajota. Na rotura geral superficial:

$$T_g = (E_p - E_a + R_{ig}) \delta \quad (4.14)$$

onde:

$$R_{ig} = \gamma H a \operatorname{tg} \phi \text{ (sô atrito);}$$

daí:

$$T_g = (E_p - E_a + \gamma H a \operatorname{tg} \phi) \delta \quad (4.15)$$

A condição de ocorrência dessa forma de rotura é a satisfação da desigualdade: (ver Fig. 2.13a):

$$\delta (E_p - E_a + R_{ig}) < R_s + R_p + R_{il} \quad (4.16)$$

supondo: $R_s = R_{ig}$ e $\delta = R_{il}$ e fazendo-se as substituições de E_p e E_a por seus valores conhecidos chega-se a:

$$H < \frac{2a \operatorname{tg} \phi}{K_p - K_a} + \frac{2R_p}{\gamma (K_p - K_a) H \delta} \quad (4.17)$$

expressão semelhante à (2.41), da seção 2.2.3(f), na qual recai se se fizer $R_p = 0$, e $a = 0,5\ell$. Se essa desigualdade não for satisfeita ter-se-á o caso de rotura local.

Vê-se que quando δ é pequeno a área da base do prisma de deslizamento, correspondente a uma lajota, também é pequena e a capacidade resistente por lajota fica reduzida.

4.5 - COMPRIMENTO LIVRE DE ANCORAGEM

Conforme já foi visto no item 2.3, o comprimento livre das ancoragens, isto é, a distância entre a cortina e o trecho ancorado (lajota no caso de micro-ancoragem) deve ser determinada para atender aos critérios de rotura externa e de rotura interna do maciço terroso. Tudo o que foi estudado nesse item, relativamente às ancoragens injetadas, se aplica às lajotas das micro-ancoragens com a pequena modificação sugerida mais adiante.

Para o atendimento dos citados critérios, as forças que atuam nas ancoragens injetadas foram supostas concentradas em seu centro, de acordo com as recomendações dos autores europeus; quanto mais para frente da ancoragem se localizem essas forças, maior a segurança, em detrimento, no entanto, da economia.

No caso das micro-ancoragens, sugere-se sejam tais forças concentradas na frente das lajotas (ponta); com isso se ganha em segurança e se leva em conta a existência da resistência de ponta, não desprezível; quanto ao aspecto econômico dessa sugestão, lembra-se que as lajotas têm

normalmente, comprimentos sensivelmente inferiores aos das ancoragens injetadas.

4.6 - PROJETO DE CORTINAS MICRO-ANCORADAS

O projeto de cortinas micro-ancoradas é realizado de maneira muito assemelhada ao das cortinas com ancoragens injetadas, conforme itens 2.2 e 2.3, com as adaptações decorrentes das condições peculiares a seu sistema construtivo. Entre essas podem ser citadas:

- (a) as cargas utilizadas, por tirante, de até 3,2tf, são muito menores do que as das ancoragens injetadas; dessa maneira, para a mesma cortina e as mesmas propriedades do solo, o número de ancoragens é maior e seu espaçamento é menor; a concentração de tensões é menor, isto é, há uma melhor distribuição das mesmas no interior do solo associado às lajotas, embora a protensão média seja a mesma, tanto no sistema de micro-ancoragens como no das ancoragens injetadas;
- (b) a colocação das lajotas de ancoragem em camadas horizontais, decorrente do processo construtivo.
- (c) as características resistentes das lajotas, já estudadas.

Com base no exposto indica-se a seguir as etapas da elaboração de um projeto de cortinas micro-ancoradas e a maneira de implementá-las.

4.6.1 - Cálculo das Solicitações na Cortina e nas Ancoragens.

Qualquer um dos métodos indicados no item 2.2.1, para a determinação das solicitações na cortina e nas ancoragens, se aplica às micro-ancoragens. Os pequenos valores dos esforços internos nas cortinas (devido ao pequeno espaçamento das micro-ancoragens) permitem os cálculos aproximados, com pequeno prejuízo da economia.

4.6.2 - Dimensionamento da Cortina

Os momentos fletores e as forças de punção determinam a espessura e a armadura da cortina, do mesmo modo como foi indicado no item 2.2.2. Note-se que o pequeno espaçamento e os pequenos valores das cargas nos tirantes conduzem a espessuras pequenas da cortina, favorecendo a tendência à utilização de elementos pré-moldados na confecção

das mesmas.

4.6.3 - Dimensionamento das Micro-Ancoragens

Como já foi dito no item 2.2.3, a micro-ancoragem, a ser dimensionada, é constituída, basicamente, pelo tirante, pela lajota de ancoragem e pela cabeça. A cabeça - o dispositivo de fixação do tirante à cortina - é apresentada no item 3.1.2, na forma em que tem sido empregada, com dispositivos utilizados em concreto protendido. No item 3.1.3 é mostrado o dispositivo da ligação tirante-lajota de ancoragem, constituído pelo botão, na extremidade distante do tirante, associado a uma arruela de aço. Ambos os dispositivos têm tido desempenho satisfatório e são recomendados sempre que os tirantes sejam constituídos pelos fios de aço descritos em 3.1.1.

Tirante

O tirante que vem sendo utilizado, com a carga de trabalho máxima igual a 3,2tf, conforme item 3.3, está especificado no item 3.1.1; se mantido esse critério, que se tem revelado satisfatório, o problema é definir a superfície da cortina que lhe corresponde, de acordo com o item 2.2.1, para que sua carga de trabalho seja a indicada; dessa maneira ficam definidos os pontos de fixação dos tirantes na cortina.

Lajota de ancoragem

Para cada lajota devem ser definidas as suas dimensões (largura, comprimento e altura) e as distâncias em relação às outras lajotas, à superfície livre do aterro (profundidade) e à cortina. Sendo os tirantes colocados na horizontal e normalmente à cortina, a maior parte dessas distâncias fica definida quando são conhecidos os pontos de fixação dos tirantes à cortina, como se acaba de ver; o que resta definir, a distância da lajota à cortina, é estudada no item 4.5. As dimensões da lajota dependem de sua profundidade, das características do solo e da carga que nela atua, como é mostrado no item 4.2. O distanciamento entre lajotas deve considerar os volumes de solo influenciados por cada uma e a possível redução de sua capacidade resistente por interferência desses volumes.

como visto nos itens 4.2, *in-fine*, e 4.4.

Os valores calculados de resistência das lajotas das micro-ancoragens (itens 4.2, 4.3 e 4.4) devem ser reduzidos aplicando os coeficientes de segurança, 1,50 e 1,75, respectivamente, para as estruturas provisórias e permanentes. Ao lado desse cuidado com a segurança ainda se recomenda testar sua capacidade resistente por meio dos "ensaios de recebimento" em todas as micro-ancoragens; esses ensaios são realizados com facilidade, considerando o próprio processo construtivo (uso da protensão) e, na falta de normas próprias, de acordo com a NB 565-77, destinada às ancoragens injetadas.

No caso atual das micro-ancoragens, como já aconteceu antes com as ancoragens injetadas, os ensaios em obras, juntamente com experiências em verdadeira grandeza ou em escala reduzida constituem uma alavanca poderosa para seu desenvolvimento e para sua credibilidade. A teoria, também neste caso, vai a reboque da prática, na tentativa de explicar os fatos observados.

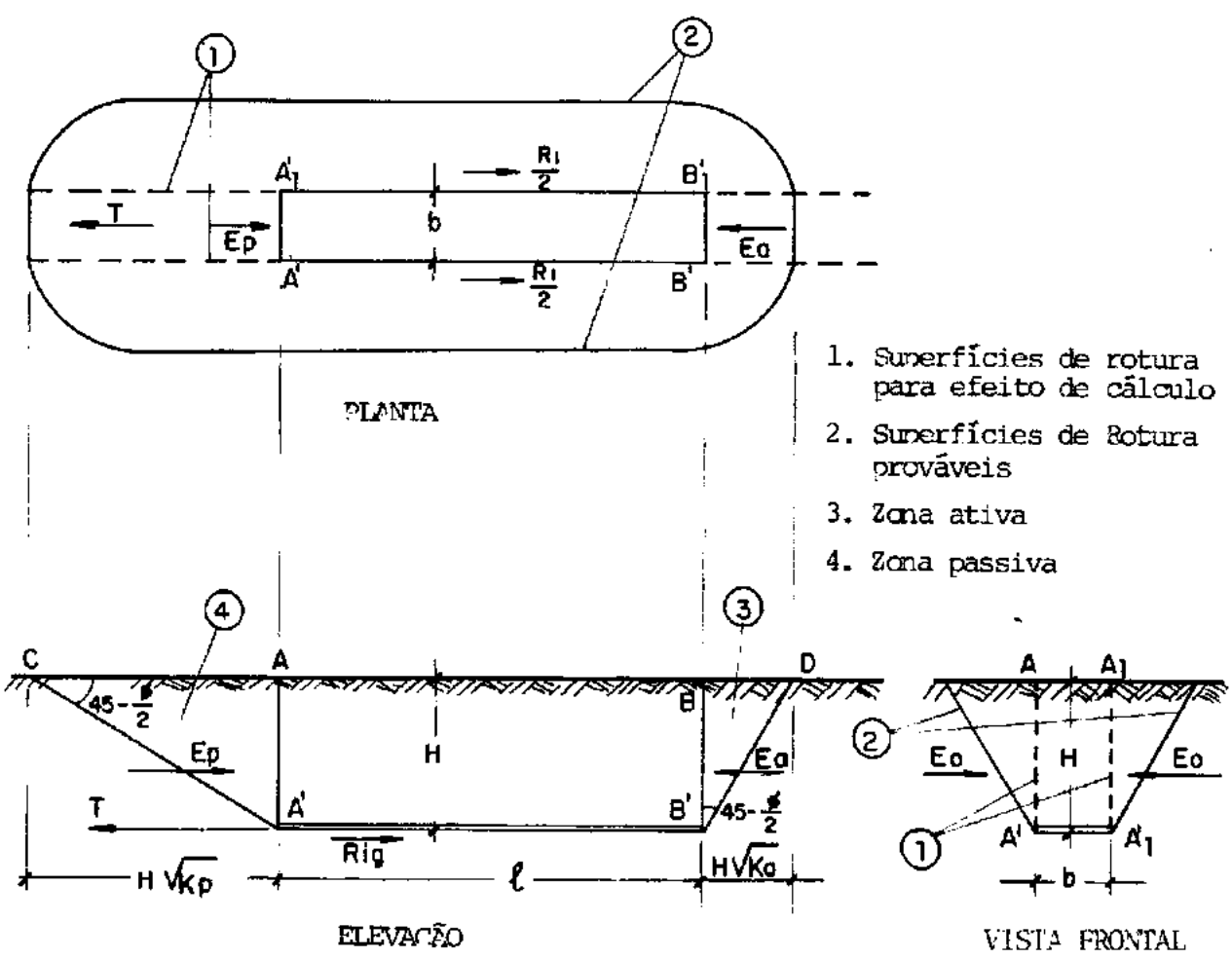


Fig. 4.1 - Rotura Geral Superficial de Lajota Isolada

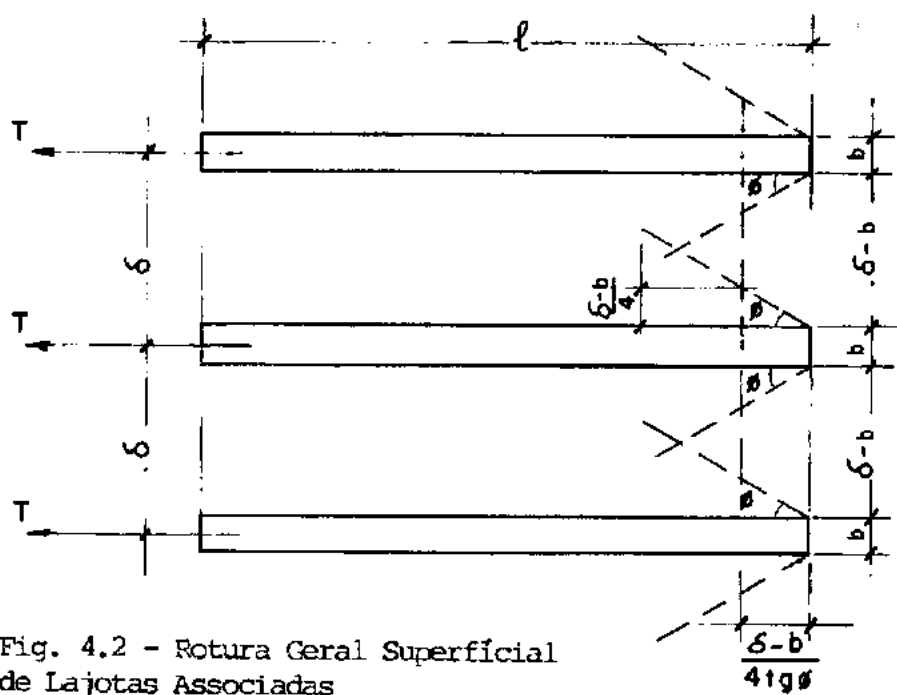


Fig. 4.2 - Rotura Geral Superficial de Lajotas Associadas

CAPÍTULO 5

ENSAIOS DE MICRO-ANCORAGENS

Os ensaios descritos neste Capítulo foram realizados nas obras citadas no item 3.2, segundo procedimentos que se aproximam aos prescritos na NB-565 (1977), para ancoragens injetadas protendidas, levando-se em conta a carga de incorporação (2,6tf) e a carga limite de ensaio máxima (5,6tf) das micro-ancoragens. (As cargas máximas de ensaio alcançaram, nessa ocasião, valores próximos ao dobro do valor da carga de incorporação).

Por ocasião da construção dos aterros nas obras citadas em 3.2.2. (aterro na RJ-116, nas proximidades de Bom Jardim - RJ) e em 3.2.4 (ampliação do Pátio Ferroviário de Gramacho, Caxias - RJ), foram colocadas em seu interior micro-ancoragens adicionais para ensaio, além daquelas integrantes da estrutura de contenção. Também na obra pioneira, citada em 3.2.1 (cortinas dos encontros do viaduto sobre a BR-324, próximo a Salvador - BA), foram testadas inúmeras micro-ancoragens, um ano após sua conclusão, objetivando conhecer suas cargas residuais após esse lapso de tempo.

5.1 - ENSAIOS NO ATERRO DA RJ-116 (RIO DE JANEIRO)

Para a realização desses ensaios foram colocadas, no interior do aterro, durante sua construção, 7 lajotas de concreto armado, constituídas por um ou mais elementos de 0,06 x 0,30 x 0,5m, associados em série (quando mais do que um), representadas esquematicamente na Figura 5.1 e com as características do Quadro 5.1.

5.1.1 - Objetivos dos Ensaios

Os objetivos destes ensaios foram limitados: determinar os deslocamentos das lajotas sob a ação de cargas crescentes, de 0 a 6,5tf, e verificar a ocorrência de eventual rotura (do solo ou de alguma peça da micro-ancoragem). Essa rotura poderia ser de um dos tipos citados no item 4.1, alíneas a, b e c (neste último caso a rotura superficial). Tais lajotas tinham seções, profundidades e comprimentos menores do que aquelas que integram a obra, de maneira que os deslocamentos medidos seriam maiores e as resistências ao arrancamento seriam, de acordo com o Capítulo 4, menores que aqueles que ocorreriam com as lajotas integrantes da obra, porque todas estavam imersas no mesmo terreno.

5.1.2 - Características do Aterro

O material do aterro, de um modo geral, e, especialmente na região das micro-ancoragens ensaiadas, têm as características geotécnicas resumidas no Quadro 5.2. A composição granulométrica (Fig. 5.2) indica uma grande proporção de argila ($\approx 43\%$); segundo a Classificação Unificada dos Solos (do "Bureau of Reclamation") trata-se de solo MH.

A compactação, com rolos "pés de carneiro", atingiu, em geral, valores acima de 100% do ensaio Proctor Normal. Os ensaios de cisalhamento direto, do tipo "rápido pré-adensado" com velocidade de cisalhamento de 2,2mm/min (Figs. 5.3 a 5.8), indicaram elevados valores para a coesão (0,35 a 0,40kgf/cm²) e para o ângulo de atrito interno ($\phi = 39^{\circ}$ a 56°).

5.1.3 - Metodologia dos Ensaios

Neste item estão descritos os apa

relhos usados, sua aferição e instalação e as medições feitas.

Aparelhos Utilizados

Nos ensaios foram utilizados:

- (a) um macaco monofio STUP (designado AX-9) com pistão de seção $16,28\text{cm}^2$, curso de 15cm, para fio de $\varnothing = 8\text{mm}$.
- (b) uma bomba injetora de óleo (designada P1) com manômetro calibrado.
- (c) um defletômetro D-21, KAFFER, com 50mm de curso e 0,01mm de precisão.
- (d) um suporte para defletômetro, com base magnética, mod.7010-S, Mitutoyo, e respectiva chapa de apoio.
- (e) um relógio e um cronômetro.

Aferição do Conjunto Macaco-Bomba-Manômetro

O conjunto macaco-bomba-manômetro foi aferido, conforme descrito no Anexo 2, pela STUP, após a realização dos ensaios. Nesta operação o macaco aplicou carga ao pistão da prensa, usada na aferição dos equipamentos da aludida empresa, sendo a carga real obtida pelo produto da área do pistão da prensa ($153,9\text{cm}^2$, para $\varnothing = 14\text{cm}$) pela pressão indicada por seu manômetro. Comparando essas cargas com as obtidas pela multiplicação da área do pistão do macaco pelas pressões do manômetro instalado na bomba, conclui-se que há diferenças, e que as mesmas, sempre positivas, diminuem (percentualmente) com os acréscimos das cargas. Assim é que obtiveram-se diferenças de cerca de 40% sobre a carga de 0,5tf, 3% sobre 1,5tf, 2% sobre 3,0tf, 1,5% sobre 4,5tf e 1% sobre 6,0tf (0,5, 1,5, 3,0, 4,5 e 6,0tf são as cargas calculadas por meio do manômetro da bomba).

As cargas aplicadas nos ensaios de Bom Jardim foram baseadas em valor errado adotado para a área da seção do pistão do macaco. Desse erro resultou a carga máxima de ensaio igual a 6,5tf (praticamente o escoamento convencional do aço) em vez de 6,0tf, como projetado. A Fig. 5.9 mostra que o escoamento do aço não chegou a ocorrer. Os valores das cargas constantes nessa figura resultam da aferição da aparelhagem.

Instalação dos Aparelhos

(a) o macaco utilizado é atravessado, de ponta a ponta, pelo tirante e se fixa em sua extremidade por meio da ancoragem cônica Freyssinet (peças macho e fêmea); o outro lado do macaco se apoia na cortina por meio de uma placa metálica (ver Fig. 3.2). O

macaco sô se mantem em posição quando estiver tensionado e seu alinhamento com o tirante deve ser mantido, para evitar desvio que causaria atrito entre o tirante e a cortina. Ao corpo do macaco foi fixado, por meio de braçadeiras, uma cantoneira metálica que se movimenta com ele quando se injeta ou se retira o óleo. Uma das alas da cantoneira encosta no pino móvel do defletômetro, o qual é assim acionado, indicando seu mostrador os deslocamentos do macaco, e conseqüentemente o da extremidade do tirante, em relação ao defletômetro fixo, ou seja, em relação ao terreno externo à cortina, como se verá em (c).

(b) a bomba injetora de óleo foi instalada sobre o terreno, próxima ao macaco, ao qual é ligada por pequenos tubos, controlados por válvulas. O acionamento da bomba foi feito por alavanca de comando manual e as pressões foram lidas no manômetro, montado sobre a bomba.

(c) o defletômetro foi fixado à base magnética por meio de um sistema de hastes articuladas, que permite colocá-lo na posição adequada ao seu funcionamento e, também, mudá-lo de posição cada vez que completar seu deslocamento possível (no máximo 50mm), para permitir as variações da carga, com os correspondentes deslocamentos (e respectivas medições). A base foi assentada, através chapa metálica, sobre uma estrutura provisória de madeira (cavalete) apoiada no terreno, na parte exterior à cortina. Tal sistema se revelou satisfatório para os ensaios de curta duração, como os realizados, durante os quais os efeitos das variações térmicas, ou de outra natureza, não se manifestaram.

Medições efetuadas

(a) Por meio do defletômetro, foram realizadas as medições dos deslocamentos das extremidades dos tirantes das micro-ancoras ensaiadas, correspondentes às cargas aplicadas; estas são obtidas da relação pressão manométrica-força no macaco, determinada na aferição já descrita. Foram feitas medições com cargas crescentes de 0 a 6,5tf, com intervalos de cerca de 0,5tf, e depois com cargas decrescentes, até zero, com intervalos de cargas maiores.

(b) É importante observar que os deslocamentos das extremidades dos tirantes são a resultante das deformações elásticas e plásticas dos tirantes, das lajotas de ancoragem e do aterro e tam

bem da acomodação entre as diversas peças componentes das micro-ancoragens, com a eliminação progressiva das folgas existentes.

(c) Para o aço dos tirantes, especificado no item 3.1.1, o diagrama tensões-deformações fornecido por seu fabricante (CSBM) mostra que suas deformações são elásticas até a carga de 5,5tf e que para 6,0tf ainda se pode, com pequeno erro (cerca de 0,02%ℓ, igual a 2mm para ℓ = 10m), considerá-las como elásticas. Se não for levado em conta o atrito entre o tirante e o terreno, supondo-o livre em toda sua extensão, a deformação elástica do aço pode ser calculada pela lei de Hooke:

$$\Delta \ell_s = \ell_s \frac{\sigma}{E_s} = \ell_s \frac{F}{A_s E_s}$$

Onde:

ℓ_s é o comprimento total (L + 500mm);

F é a força aplicada, em tf;

A_s é a área da seção do fio (50mm², Ø = 8mm);

E_s é o módulo de elasticidade do aço (21tf/mm²);

Resulta, para o caso em questão:

$$\Delta \ell_s = \frac{\ell_s F}{50 \times 21} = \frac{\ell_s F}{1.050} \quad (\text{em mm})$$

(d) Quanto à lajota de concreto, sua deformação longitudinal pode ser considerada elástica e é calculável pela mesma expressão da lei de Hooke (aplicável em vista das pequenas tensões de compressão atuantes, no máximo 6.000/180 = 33kgf/cm²). Para $A_c = 18.000\text{mm}^2$, $E_c = 2,0\text{tf/mm}^2$, $\ell_c = 3,0\text{m}$ e $\ell_s = 6,0\text{m}$, tem-se:

$$\frac{\Delta \ell_c}{\Delta \ell_s} = \frac{\ell_c}{A_c E_c} \times \frac{A_s E_s}{\ell_s} = \frac{3}{18.000 \times 2,0} \times \frac{50 \times 21}{6} \approx 0,014 \approx 1,4\%$$

Este cálculo mostra serem desprezíveis as deformações das lajotas em relação às dos tirantes (para peças de micro-ancoragens com dimensões usuais). No caso das lajotas ensaiadas, com $\ell_s = 8,5\text{m}$ e $\ell_c = 2,5\text{m}$, ter-se-ia:

$$\frac{\Delta l_c}{\Delta l_s} = \frac{2,5}{36.000} \times \frac{1.050}{8,5} = 0,008 = 0,8\%$$

isto é, as deformações das lajotas são inferiores a 1% das deformações elásticas dos tirantes; portanto são desprezíveis.

(Mesmo se se considerar o atrito do tirante com o solo, essa relação $\Delta l_c / \Delta l_s$ se reduz mais, porque as cargas nos tirantes seriam decrescentes até suas fixações nas lajotas, as quais teriam, então, deformações ainda menores, se comparadas às do aço).

(e) Quanto ao aterro, suas deformações são predominantemente plásticas (permanentes).

Em resumo, os deslocamentos verificados nos ensaios que estão sendo descritos serão considerados como a soma: (i) dos efeitos das reduções irreversíveis das folgas entre as peças constituintes das micro-ancoragens, (ii) das deformações elásticas do tirante e (iii) das deformações plásticas do solo (desprezando-se as deformações das lajotas).

5.1.4 - Resultados dos Ensaios

Os ensaios com as sete lajotas mencionadas foram realizados de acordo com a metodologia acima e os resultados estão indicados, resumidamente, na Figura 5.9, excluídos os descarregamentos.

Para cada lajota ensaiada é representada a relação cargas-deslocamentos; para fins de comparação, na mesma figura é apresentada a mesma relação, correspondente aos tirantes considerados isolados e sem atrito com o terreno; os valores para estes gráficos dos tirantes foram obtidos por cálculo baseado na lei de Hooke (supondo o regime elástico, para todos os valores das cargas).

A seguir são destacados alguns resultados dos ensaios que não constam dos gráficos:

(a) as lajotas nºs 1, 2, 4 e 7, com comprimentos variáveis de 1,5 a 2,5m e nas profundidades $H = 0,81$ a 1,26m, resistiram à carga máxima de 6,5tf;

(b) o dispositivo de ancoragem morta (botão do fio + arruela de aço) da lajota nº 2 não resistiu à carga máxima de 6,5tf; o

tirante foi arrancado do terreno enquanto a lajota se comportou bem até a carga máxima;

(c) a lajota nº 3 (1,5m de comprimento, $H = 1,17\text{m}$) também teve o dispositivo de ancoragem morta destruído com a carga de 5,4tf, não permitindo confirmar a resistência da lajota para a carga de 6,5tf.

(d) a lajota nº 5 (0,5m de comprimento, $H = 0,88\text{m}$) não resistiu à carga de 5,8tf e a de nº 6 (1,0m de comprimento, $H = 0,78\text{m}$) não resistiu à carga de 4,8tf. Não foi, em nenhum dos dois casos, observada fissura na superfície do terreno correspondente à rotura geral superficial de lajota isolada, estudada no item 4.3.

5.1.5 - Interpretação dos Ensaíos

Do ponto de vista das resistências, como já visto, as lajotas nºs 1, 2, 4 e 7 tiveram muito bom comportamento e, pode-se supor, a lajota nº 3 teria o mesmo comportamento não fosse a rotura da ancoragem morta; apenas as lajotas nºs 5 e 6 não suportaram as cargas de 5,8tf e 4,8tf, respectivamente; observe-se que essas duas lajotas são as mais curtas (0,5m e 1,0m) e as menos profundas (0,88m e 0,78cm).

No que diz respeito aos deslocamentos das lajotas, por efeito das deformações plásticas do terreno, se for adotado critério exposto no final do tópico "Medições Efetuadas" do item 5.1.3, deve-se diminuir dos deslocamentos medidos aqueles classificados sob (i) e (ii), o que conduz aos valores 13, 24, 25 e 33mm, respectivamente, para as lajotas nºs 1, 2, 4 e 7 (ver croquis no canto da Fig. 5.9). Vê-se que, em geral, os deslocamentos crescem quando diminuem a profundidade e o comprimento das lajotas. Observe-se que, na verdade, devido ao atrito existente entre o tirante e o terreno, os alongamentos reais do aço são menores do que os calculados e indicados na Figura 5.9 e, em consequência, os deslocamentos reais das lajotas são superiores aos que se acaba de calcular.

Os diagramas mostram, para quase todas as lajotas, que a deslocabilidade total medida, do conjunto ancoragem-terreno não é constante, pois varia com o valor da carga aplicada, e apresenta:

- (a) um trecho inicial, de pequena deslocabilidade (até cerca de $0,7t_f$), quando o atrito tirante-terreno não permite a propagação das tensões em toda a extensão do tirante (a curva cargas-deslocamentos neste trecho é menos íngreme que a elástica do aço);
- (b) um trecho de grande deslocabilidade, possivelmente correspondente às acomodações dos elementos das lajotas e dos dispositivos de fixação;
- (c) um trecho, aproximadamente reto, de deslocabilidade moderada, com os deslocamentos aproximadamente proporcionais às forças.

Observe-se que na Fig. 5.9 está representado o comportamento cargas-deslocamentos, desde a carga nula, e não a partir da carga F_0 como sugerido pela NB-565 (1977) (ver Figs. 5.21 a 5.26).

5.2 - ENSAIOS EM GRAMACHO (RIO DE JANEIRO)

Para a realização desses ensaios, foram colocadas no interior do aterro 12 lajotas constituídas, cada uma, por N elementos de concreto armado premoldado, medindo $0,08 \times 0,30 \times 0,50\text{m}$, com as características do Quadro 5.1. A Figura 5.1 indica, esquematicamente, a posição de cada lajota ensaiada.

5.2.1 - Objetivos dos Ensaios

Os ensaios realizados em Gramacho tiveram um objetivo mais amplo que os anteriores na RJ-116. Eles se destinavam a medir os deslocamentos das lajotas sob cargas cíclicas, como indicado em 5.2.3, e a verificar a ocorrência de eventual rotura (do solo ou de alguma peça constituinte da micro-ancoragem). Essa rotura poderia ser de um dos tipos citados no item 4.1, alíneas a, b e c (neste último caso, rotura superficial). Também se mediram, em dois pontos, os deslocamentos da cortina: Por meio das cargas cíclicas, com as quais se obtêm os deslocamentos das lajotas, totais, elásticos e permanentes, para cada estágio de carga, chega-se ao comprimento livre calculado do do tirante e ao atrito tirante-solo. Para caracterizar a rotura da ancoragem, antes da eventual rotura do tirante, algumas lajotas tinham comprimento muito reduzido e foram colocadas mui

to perto da superfície.

5.2.2 - Características do Aterro

O material do aterro, nos locais em que foram colhidas as amostras, têm as características geotécnicas resumidas no Quadro 5.2. De modo geral o material possui grande proporção de argilar ($\approx 40\%$), conforme pode ser visto nas curvas granulométricas (Figs. 5.10 e 5.11), sendo MH sua classificação segundo a Classificação Unificada dos Solos do "Bureau of Reclamation". A compactação, com rolos "pés de carneiro", atingiu valores acima de 100% do ensaio Proctor Normal. Os ensaios de cisalhamento direto, do tipo "rápido pré-a densado", com velocidade de cisalhamento de 2,2mm/min (Figs. 5.12 a 5.18), indicaram elevado atrito interno ($\phi = 53$ a 65°) e coesão moderada a baixa ($0,5\text{kg/cm}^2$ a $0,04\text{kg/cm}^2$).

5.2.3 - Metodologia dos Ensaios

Os aparelhos utilizados e sua instalação foram os mesmos empregados na obra da RJ-116 e descritos no item 5.1.3, nos tópicos referentes a esse assunto. Houve o acréscimo de um deflectômetro e respectivo suporte, com base magnética, para a medição dos deslocamentos da cortina, onde isso ocorreu.

Quanto ao tópico "Medições efetuadas", do mesmo item 5.1.3, quase tudo o que nele consta é aplicável aos ensaios de Gramacho. A única diferença se refere ao carregamento e descarregamento das lajotas que se fizeram, na maioria delas, como segue:

Foram aplicadas quatro ciclos de carga, conforme Fig. 5.19, todos eles com início e fim em 0,7tf (carga inicial, escolhida próximo do critério da NB-565/77, destinada a colocar em tensão todas as peças constituintes da micro-ancoragem, com a eliminação das folgas entre elas) e com valores máximos, de respectivamente, 1,5tf, 3,0tf, 4,5tf e 6,0tf (os intervalos entre essas cargas estão em desacordo com a NB-565/77). Em cada um desses ciclos se fizeram medições dos deslocamentos ao serem atingidos, sucessivamente, tanto na carga como na descarga, os citados valores das cargas (1,5; 3,0; 4,5; 6,0tf). As cargas máximas de cada ciclo, uma vez atingidas,

eram mantidas até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo, durante quinze minutos; esta estabilização se supunha alcançada quando, no decorrer de um período de tempo de 4min. (para a carga máxima 1,5tf), 8min. (carga 3,0tf), 15min. (carga 4,5tf) e 30min (carga máxima de 6,0tf), o deslocamento medido não ultrapassava 0,1mm. Cada ciclo era completado com a redução da carga, por etapas, até 0,7tf, ocasião em que, após medição, novo ciclo era iniciado e, assim, sucessivamente, até completar o último ciclo. Após este, a carga era mantida em 0,7tf, até estabilização, considerando que isso ocorria quando, para o período 15min, o deslocamento se mantinha igual ou inferior a 0,1mm.

Com as medições efetuadas, como indicado, foi possível, para cada ensaio, traçar um gráfico cargas-deslocamentos totais e, para cada estágio de carga, separar os deslocamentos elásticos dos permanentes, o que permitiu traçar gráficos complementares para cada um desses deslocamentos. Os gráficos dos deslocamentos elásticos permitem avaliar o comprimento livre calculado do tirante e a perda por atrito tirante-terreno (ver 5.2.5), durante a protensão.

Os deslocamentos da cortina foram medidos em dois pontos próximos às micro-ancoragens ensaiadas. Para isso o pino móvel do defletômetro foi apoiado diretamente na cortina, em cada um dos dois pontos, durante o ensaio da correspondente micro-ancoragem.

5.2.4 - Resultados dos Ensaios

Os ensaios com as doze lajotas citadas em 5.2, foram realizados com a metodologia descrita anteriormente, estando seus principais resultados, e dados adicionais sobre a metodologia, expostos a seguir:

(a) para as lajotas nºs 1, 4 e 11 houve apenas um ciclo de carga e descarga, que diferiu dos ensaios feitos na RJ-116 pelo fato de, nas etapas de carregamento e de descarregamento, as medições dos deslocamentos terem sido realizadas quando as cargas atingiram 0,7, 1,5, 3,0, 4,5 e 6,0tf; e que as passagens de uma carga para a próxima, durante a fase de carregamento, só terem sido realizadas após a ocorrência das estabilizações dos deslocamentos, verificadas com os critérios do item 5.2.3.

(b) para as lajotas nºs 2, 3, 6, 7, 8 e 12 foram realizados os

quatro ciclos de carga-descarga descritos.

(c) com a lajota nº 6 isso ocorreu no 2º ensaio com ela realizada; com ela foram realizados dois ensaios porque no primeiro houve vazamento do óleo do macaco, quando a carga atingiu 4,5tf, resultando daí sua interrupção; no segundo ensaio não se computaram os deslocamentos permanentes ocorridos antes. Fato quase similar ocorreu com a lajota nº 8, em que o primeiro ensaio foi interrompido depois da carga se situar entre 3,0 e 4,5tf.

(d) para as lajotas nºs 10 (com a carga 3,0tf) e 9 (com a carga 4,5tf) não houve a estabilização dos deslocamentos e não chegaram a ser observadas fissuras na superfície do terreno, correspondentes à rotura geral (superficial) da lajota isolada, estudada em 4.3.

(e) com a lajota nº 5, houve rotura brusca com a carga 3,0tf, de causa não apurada.

Com os valores das cargas e dos deslocamentos correspondentes foram traçados os diagramas cargas-deslocamentos totais; para as lajotas 1, 4 e 11 esses diagramas (Fig. 5.20) apresentam aspecto semelhante aos da Fig. 5.9, relativos aos ensaios na RJ-116. Já os diagramas cargas-deslocamentos totais dos ensaios das lajotas 2, 3, 6, 7, 8 e 12 (Figs. 5.21 a 5.26) com quatro ciclos carga-descarga, se apresentam de maneira diferente; se, em cada ciclo, for considerado o deslocamento total, correspondente à carga máxima do ciclo, e dele for descontado o deslocamento residual (plástico ou permanente), cujo valor é medido no final do ciclo, sob a ação da carga de 0,7tf, tem-se o deslocamento elástico. Com os valores assim obtidos são traçados os dois diagramas complementares (para cada lajota) das Figs. 5.21 a 5.26: cargas-deslocamentos plásticos e cargas-deslocamentos elásticos.

É interessante observar que os diagramas relativos às lajotas nºs 6 e 8, correspondentes ao 2º ensaio com elas realizado, têm as linhas de carga e de descarga mais próximas, entre si, do que nos outros diagramas; elas lembram o diagrama trações-deformações de uma simples barra de aço.

Deslocamentos das Cortinas

Nos pontos próximos às passagens dos tirantes das lajotas nºs 6 e 8 foram feitas medições dos

deslocamentos da cortina. Tais medições revelaram deslocamentos máximos, respectivamente, de 1,44 e 1,35mm, que praticamente se anularam na descarga.

5.2.5 - Interpretação dos Ensaios

No que diz respeito às resistências, às lajotas nºs 1, 2, 3, 4, 6, 7, 8, 11 e 12, resistiram até a carga máxima aplicada (6,0tf); na lajota nº 5 (comprimento 2,0m e H = 1,18m) ocorreu rotura brusca com a carga 3,0tf, de causa não apurada e nas lajotas nº 9 (comprimento 2,0m, H = 0,29m) e 10 (comprimento 2,0m e H = 0,34m) não houve estabilização sob ação das cargas 4,5tf e 3,0tf, respectivamente; as lajotas nºs 9 e 10 são as mais superficiais de todas, o que parece explicar as roturas observadas.

Quanto aos deslocamentos permanentes, para as lajotas nºs 1, 4 e 11, com as quais se realizou um ciclo de cargas-descargas, obtiveram-se os valores 12,4mm, 24,4mm e 42,9mm, respectivamente; o cálculo destes deslocamentos foi feito da maneira explicada para as lajotas da RJ-116, considerando, no entanto, apenas os deslocamentos totais e os elásticos dos tirantes; não se considerou aqui a diminuição das folgas entre as peças das micro-ancoragens porque as medições foram realizadas a partir da carga inicial 0,7tf.

No que diz respeito aos deslocamentos permanentes das lajotas 2, 3, 6, 7, 8 e 12, com as quais se realizaram quatro ciclos de carga-descarga, obtiveram-se para elas os valores 21,8mm, 28,0mm, 3,5mm, 22,3mm, 13,7mm e 49,1mm, respectivamente. Os menores valores obtidos, 3,5mm e 13,7mm, se explicam porque são os das lajotas nºs 6 e 8 e se referem ao segundo ensaio nelas realizado; como já viu (Ítem 5.2.4) a maior parte dos deslocamentos permanentes, que ocorreu no primeiro ensaio, não apareceu no segundo, o que faz com que seus diagramas cargas-deslocamentos lembrem e se aproximem de um comportamento elástico. Para todas essas seis lajotas os valores dos deslocamentos permanentes foram considerados como sendo aqueles medidos sob a carga 0,7tf, no fim do quarto ciclo de cargas.

Os grandes deslocamentos observados para as lajotas nºs 11 e 12 se explicam pela pequena profundidade em que foram colocadas. Parecem indicar a proximidade de

rotura.

Quanto aos deslocamentos da cortina cabe acrescentar que os deslocamentos máximos nela observados são desprezíveis diante dos deslocamentos das lajotas; e que a relação cargas-deslocamentos da cortina faz lembrar um comportamento elástico.

Outras conclusões relativas aos seis ensaios realizados em ciclos, com as lajotas citadas, que permitem os traçados dos gráficos complementares, cargas-deslocamentos permanentes e cargas-deslocamentos elásticos, são apresentadas. De acordo com as recomendações da NB-565 (1977), que se destina às ancoragens injetadas, foram traçadas as linhas a, b e c, entre as quais se situam as linhas de deslocamentos elásticos, parecendo mostrar a aplicabilidade dessas recomendações, também, às micro-ancoragens. Com esses gráficos chega-se à determinação aproximada das perdas de carga por atrito (tirante-terreno) por ocasião da protensão, P_a , e aos comprimentos livres calculados dos tirantes, l_{td} , coerentes com os deslocamentos medidos. Nos gráficos traçados encontramos as perdas de carga, por atrito, $P_a = 0,1 - 0,3 - 0,4 - 0,1 - 0,1 - 0,5tf$, respectivamente, para as lajotas nº^s 2, 3, 6, 7, 8 e 12. E, a partir deles, calculam-se os comprimentos livres dos tirantes, $l_{\text{td}} = 6,56 - 6,25 - 6,60 - 4,34 - 4,18 - 5,69m$ para essas mesmas lajotas; para elas o Quadro 5.1 dá os comprimentos livres reais: 6,5m para as três primeira e 5,0m para as outras.

5.3 - ENSAIOS NA BR-324 (BAHIA)

Os ensaios realizados nas duas cortinas de contenção dos aterros, dos acessos ao viaduto da Rodovia Canal de Tráfego Camaçari-Aratū, sobre a BR-324, tiveram como objetivo a verificação das cargas residuais em suas micro-ancoragens, um ano após sua construção.

Para essa verificação utilizou-se o dispositivo representado esquematicamente na Fig. 5.27 em associação com o macaco STUP, a bomba injetora de óleo (com manômetro) e o defletômetro, já descritos em 5.1.3. Essas cargas correspondem à pressão indicada pelo manômetro no momento em que a ancoragem viva do tirante descola da cortina. Nessa ocasião a força do tirante que descarregava na cortina, em parte

através dessa ancoragem viva e em parte através da "grade de protensão" (esta última parte é indicada pelo manômetro), passa a atuar toda pela grade da protensão, como se compreende facilmente ao observar a referida Fig. 5.27.

Numa das cortinas, provida com sete fileiras horizontais de micro-ancoragens, foram ensaiadas as 107 micro-ancoragens das três fileiras inferiores e, na outra, com nove fileiras, foram ensaiadas as 133, das quatro fileiras inferiores.

As micro-ancoragens haviam sido incorporadas com a carga de 3,0tf e foram encontrados os seguintes valores para as cargas residuais, (maiores, em geral, do que as de incorporação): em média 3,7, 3,3 e 4,3tf para as 1.^a, 2.^a e 3.^a fileiras da primeira cortina; e 3,2, 4,0, 3,6 e 3,7tf para as 1.^a, 2.^a, 3.^a e 4.^a fileiras da segunda cortina, com os valores extremos variando de 1,3 a 5,5kgf na primeira e de 0,4 a 6,2tf na segunda cortina.

Os valores pequenos, alguns quase nulos, para as cargas residuais, podem ser explicadas por defeitos de instalação das ancoragens ativas (cunhas macho e fêmea) ou por defeitos dessas próprias ancoragens; por uma razão ou por outra não mantiveram o valor da carga incorporada.

Quanto aos valores mais elevados que foram observados, os mesmos parecem poder ser atribuídos ao processo construtivo. O material do aterro, até o nível das camadas ensaiadas, é argiloso; quando o aterro atingia o nível de 2,0m acima das lajotas de ancoragem era dada protensão nos tirantes e a incorporação das cargas de 3,0tf. Após a incorporação dessas cargas, os aterros prosseguiram, no mínimo, mais quatro metros em altura e, provavelmente, as sobrecargas daí advindas sobre o solo argiloso originaram as perigosas sobrecargas verificadas nos ensaios.

Em vista dos valores obtidos, procedeu-se ao alívio das cargas excessivas e ao reforço daquelas que eram insuficientes. Isso foi feito em etapas, sem danificar, de qualquer modo, a estrutura.

O episódio mostra as possibilidades do sistema construtivo proposto, no qual as cargas nos tirantes podem ser verificadas a qualquer tempo e, se perigosas e de

tectadas a tempo, podem ser corrigidas, de maneira fácil, sem interferir na utilização normal da estrutura.

5.4 - DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Ao se definir o programa de ensaios na RJ-116 (Bom Jardim) e no Pátio Ferroviário de Gramacho, objetivava-se observar o comportamento de ancoragens com comprimentos e profundidades inferiores às instaladas nessas obras. Isto porque os ensaios "de recebimento" realizados nas ancoragens da obra indicaram um comportamento superior ao previsto no projeto. Reduzindo-se sensivelmente os citados parâmetros, esperava-se que com grande parte das ancoragens de prova ocorresse a rotura. Entretanto, a maioria das ancoragens de prova resistiu à carga máxima aplicada (6,5 e 6,0 toneladas, por limitação dos tirantes), o que indica uma segurança superior à recomendada pela NB-565. Das 19 ancoragens ensaiadas, duas romperam por deficiência de algum de seus componentes estruturais e apenas quatro não tiveram seus deslocamentos estabilizados sob a carga aplicada, o que caracteriza a insuficiência da capacidade de carga do terreno.

Procurou-se analisar o comportamento das ancoragens de prova com o objetivo de verificar as fórmulas propostas nos itens 4.2 e 4.3 para a estimativa da capacidade de carga. Aplicaram-se as mencionadas fórmulas, com parâmetros mostrados no Quadro 5.3, estimados a partir dos ensaios de cisalhamento direto para a resistência do solo e das recomendações de Potyondy (1961) para a resistência da interface lajota-solo. Os resultados dessas aplicações constam dos Quadros 5.4 e 5.5, para as duas obras mencionadas, sendo apresentados os casos de rotura local e rotura geral superficial.

Com relação à obra de Bom Jardim (Quadro 5.4), observa-se que as duas ancoragens que exibiram insuficiência de capacidade de carga (Lajotas 5 e 6) coincidiram com aquelas que apresentavam menor capacidade calculada, embora os valores calculados fossem bastante superiores. Uma explicação para isto seria que os elevados parâmetros de resistência do solo, usados no cálculo e baseados em ensaios de cisalhamento direto, não estavam disponíveis nos ensaios das micro-ancoragens.

Com relação à obra de Gramacho (Quadro 5.5), observa-se que as duas ancoragens que exibiram capaci

dade de carga insuficiente (Lajotas 9 e 10) estão entre as quatro de menor capacidade calculada, embora as lajotas 11 e 12, com capacidades calculadas ainda menores, tenham resistido à carga máxima aplicada. Uma explicação simples para essas divergências entre a previsão e a realidade é, como em Bom Jardim, a representatividade dos parâmetros de resistência do solo indicados pelos ensaios. A carga de rotura observada na lajota nº 9 foi a que mais se aproximou da calculada (4,5 para 4,9tf). No caso da lajota nº 10, a previsão era bastante superior (3,0 para 5,7tf). Por outro lado, para as lajotas nºs 11 e 12, em que a ancoragem resistiu à carga máxima aplicada, 6,0tf, as previsões do cálculo eram de apenas 3,6 e 4,7tf, respectivamente.

Uma conclusão sobre a aplicabilidade das fórmulas completas propostas (itens 4.2 e 4.3) fica, pois, prejudicada pelos poucos dados disponíveis para a caracterização da resistência real do solo e da interface solo-lajota e, também, pelo pequeno número de lajotas em que se observou a rotura. Um ponto ainda aberto a discussão com relação à expressão para rotura local é a questão de somar-se a resistência de ponta da lajota com sua resistência lateral, ambas com valores máximos, pois, como é conhecido do comportamento de estacas, a resistência lateral é mobilizada a um deslocamento muito pequeno enquanto a resistência de ponta é a um deslocamento bastante maior. Assim, talvez a resistência de ponta máxima deva ser associada à resistência lateral residual — para grandes deslocamentos — ou, alternativamente, uma percentagem da resistência de ponta máxima deva ser associada à resistência lateral máxima para pequenos deslocamentos. Esta questão é ainda pertinente ao cálculo da rotura geral superficial, onde a resistência do empuxo passivo requer grandes deslocamentos enquanto a resistência por atrito lateral requer deslocamentos menores.

Observando-se o desempenho das ancoragens nas duas obras, pode-se concluir, com relação à capacidade de carga, que são satisfatórias profundidades a partir de 1,0m e comprimentos de ancoragem a partir de 2,0m, em aterros com características semelhantes às das obras em questão (nas obras citadas, os projetos adotaram uma profundidade mínima de 2,0m em Bom Jardim e 1,5m em Gramacho, e um comprimento mínimo de ancoragem de 3,0m). O comprimento de 2,0m poderá, provavelmente, ser diminuí

do, a maiores profundidades, desde que comprovado em outra série de ensaios, com este objetivo. Ainda do ponto de vista prático, verificou-se que o cálculo da resistência, considerando apenas a componente lateral, é sempre menor do que o resultado experimental, podendo ser adotado como seguro, até que maior desenvolvimento das pesquisas permita adotar valores mais elevados.

Aterro na RJ-116 (bom Jardim, RJ)					Aterro em Gramacho (RJ)				
Lajota nº	H (m)	N	L (m)	$L_t = L + 0,5m$ (m)	Lajota nº	H (m)	N	L (m)	$L_t = L + 0,5m$ (m)
1	1,26	5	8,0	8,5	1	0,96	4	6,0	6,5
2	1,25	4	8,0	8,5	2	0,80	4	6,0	6,5
3	1,17	3	8,0	8,5	3	0,89	4	6,0	6,5
4	0,81	3	7,0	7,5	4	1,00	4	6,0	6,5
5	0,88	1	6,5	7,0	5	1,18	4	6,0	6,5
6	0,78	2	7,0	7,5	6	1,20	4	6,0	6,5
7	0,88	3	7,0	7,5	7	1,23	1	4,5	5,0
					8	1,13	1	4,5	5,0
					9	0,29	4	6,0	6,5
					10	0,34	4	6,0	6,5
					11	0,40	1	4,5	5,0
					12	0,48	1	4,5	5,0
B = 6cm					B = 8cm				

Quadro. 5.1

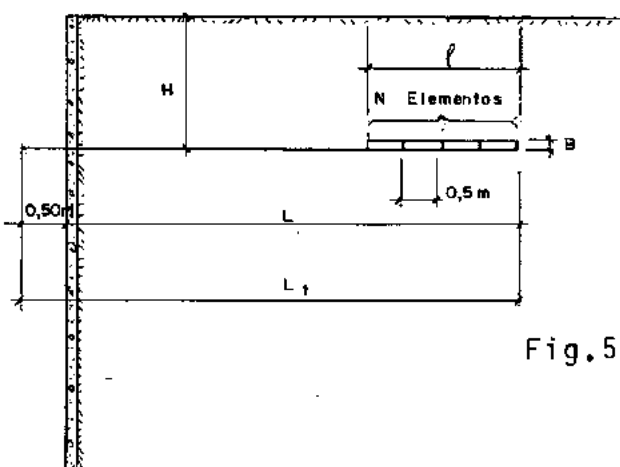


Fig.5.1

H = profundidade da lajota;

N = número de elementos da lajota, com 0,5m cada;

L = comprimento enterrado de tirante;

$L_t = L + 0,5m$ = comprimento total do tirante.

QUADROS DE RESULTADOS DE ENSAIOS

Cliente: Rede Ferroviária Federal S. A. —
Local: Pátio de Gramacho - Corte 9

ESTACA	RURO	AMOSTRA	PROF. (m)	γ_h (g/cm^3)		h (%)		γ_s (g/cm^3)	δ (g/cm^3)	e	S (%)		GRANULOMETRIA (%)						L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	CISALHAMENTO DIRETO RÁPIDO			
				Nat.	Após Embab.	Nat.	Após Embab.				Nat.	Após Embab.	ARGILA	SILTE	AREIA			PEDRE-GULHO				NATURAL		APÓS EMBEBIÇÃO	
															FINA	MÉDIA	GRASSA					C (kg/cm^2)	ϕ°	C (kg/cm^2)	ϕ°
176+10,0	-	01	0,20	1,90	2,07	17	28	1,62	2,68	0,65	70	100	38	13	22	30	-	-	63	26	27	0,20	65	0,00	49
174+10,0	-	02	0,20	1,92	2,01	18	23	1,63	2,63	0,63	76	97	44	18	25	12	-	-	67	19	28	0,50	62	0,00	41
-	01	1	0,30	1,55	1,86	14	37	1,36	2,64	0,94	39	100	42	7	37	11	1	-	56	20	36	-	-	0,00	39
-	02	1	0,30	1,56	1,86	15	37	1,36	2,63	0,93	42	100	38	7	35	15	4	1	52	19	33	0,04	53	0,00	35

Cliente: Departamento de Estradas de Rodagem atc Construtora Ferreira Guedes
Local: Rodovia RJ-116 Barr. Jardim

ESTACA	AMOSTRA	PROF. (m)	γ_h (g/cm^3)		h (%)		γ_s (g/cm^3)	δ (g/cm^3)	e	S (%)		GRANULOMETRIA (%)						L.L. (%)	L.P. (%)	I.P. (%)	CISALHAMENTO DIRETO RÁPIDO			
			Nat.	Após Embab.	Nat.	Após Embab.				Nat.	Após Embab.	ARGILA	SILTE	AREIA			PEDRE-GULHO				NATURAL		APÓS EMBEBIÇÃO	
														FINA	MÉDIA	GRASSA					C (kg/cm^2)	ϕ°	C (kg/cm^2)	ϕ°
45+10	-	-	1,82	1,86	23	26	1,48	2,56	0,73	81	91	44	12	29	13	1	1	65	32	33	0,40	39	0,25	37
43	-	-	1,85	1,89	24	27	1,49	2,59	0,74	84	96	42	10	29	18	1	-	62	41	21	0,35	56	0,30	33
47	-	-	1,85	1,90	21	24	1,53	2,61	0,71	77	88	43	10	29	17	1	-	54	36	18	0,35	56	0,22	43

LEGENDA

γ_h MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA AMOSTRA ÚMIDA
h UMIDADE
 γ_s MASSA ESPECÍFICA APARENTE DA AMOSTRA SECA
 δ MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS DO SOLO

e ÍNDICE DE VAZIOS
S GRAU DE SATURAÇÃO
LL LIMITE DE LIQUIDEZ
LP LIMITE DE PLASTICIDADE

IP ÍNDICE DE PLASTICIDADE
C COESÃO
 ϕ° ÂNGULO DE ATRITO

	Bom Jardim	Gramacho
Ângulo atrito interno	$\phi = 45^\circ$	
Ângulo atrito lajota-solo	$\psi = 0,9\phi = 40,5^\circ, \text{tg } \psi = 0,854$	
Coefficiente empuxo no repouso	$K_o = 0,3$ (valor assumido)	
Diversos, função de ϕ	$\text{tg } \phi = 1, K_p = 5,83, \sqrt{K_p} = 2,41, K_a = 0,17, \sqrt{K_a} = 0,41, K_p - K_a = 5,66, \sqrt{K_p} + \sqrt{K_a} = 2,82$	
Fatores de capacidade de carga	$N_q = 134,88, N_c = 133,88, N_\gamma = 271,76$	
Coesão (tf/m ²)	$c = 3,0$	$c = 2,0$
Peso específico (tf/m ³)	$\gamma = 1,85$	$\gamma = 1,7$
Seção de lajota (m ²)	$A=Bb = 0,06 \times 0,30 = 0,018$	$A=Bb = 0,08 \times 0,30 = 0,024$
Perímetro (m)	$2p = 0,72$	$2p = 0,76$
Pressão de rotura - fórmula 4.1 (tf/m ²)	$q_{ult} = 416,7 + 134,88q$	$q_{ult} = 286,3 + 134,88q$
Adesão solo-lajota (tf/m ²)	$c_a = 0,50c = 1,5$	$c_a = 0,5c = 1,0$
Resistência ao cisalhamento - fórmula 4.4 (tf/m ²)	$\tau = 1,5 + 0,854q$	$\tau = 1,0 + 0,854q$
$b(E_p - E_a)$ - fõrm. 4.8 (tf)	$1,57H^2 + 5,08H$	$1,44H^2 + 3,38H$
R_{ig} - fõrm. 4.9 (tf)	$0,45\ell + 0,47\ell H$	$0,3\ell + 0,44\ell H$
R_j - fõrm. 4.11 (tf)	$0,55\ell H^2 + 0,52H^3 + 6,0\ell H + 8,46H^2$	$0,51\ell H^2 + 0,48H^3 + 4,0\ell H + 5,64H^2$

Quadro 5.3 - Parâmetros e Dados Auxiliares para o Cálculo das Roturas Local e Geral das Micro-Ancoragens

Bom Jardim				Rotura local (fórmulas 4.2 e 4.3) $R_p + R_\ell$						Rotura geral superficial. (fórmula 4.5)				
Nº da Lajota	H m	ℓ m	$q = \gamma H$ tf/m ²	q_{ult} tf/m ²	$R_p = Aq_{ult}$ tf	$2p\ell$ m ²	τ tf/m ²	R_ℓ tf	$R_p + R_\ell$ tf	$b(E_p - E_a)$ tf	R_{ig} tf	R_1 tf	T tf	carga máxima observada da tf (15)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1	1,26	2,5	2,33	731	13,2	1,80	3,49	6,3	19,5-	8,9	2,6	35,5	47,0	6,5
2	1,25	2,0	2,31	728	13,1	1,44	3,47	5,0	18,1-	8,9	2,1	30,9	41,9	6,5
3	1,17	1,5	2,16	708	12,7	1,08	3,34	3,6	16,3-	8,0	1,5	24,0	33,5	5,4+
4	0,81	1,5	1,50	619	11,1	1,08	2,78	3,0	14,1-	5,2	1,3	13,7	20,2	6,5
5	0,88	0,5	1,63	637	11,5	0,36	2,89	1,0	12,5-	5,7	0,4	9,8	15,9	5,8x
6	0,78	1,0	1,44	611	11,0	0,72	2,73	2,0	13,0-	5,0	0,8	10,3	16,1	4,8x
7	0,88	1,5	1,63	637	11,5	1,08	2,89	3,1	14,6-	5,7	1,3	15,5	22,5	6,5

- menor valor entre (10) e (14)
+ rotura da estrutura da ancoragem
x não estabilização dos deslocamentos

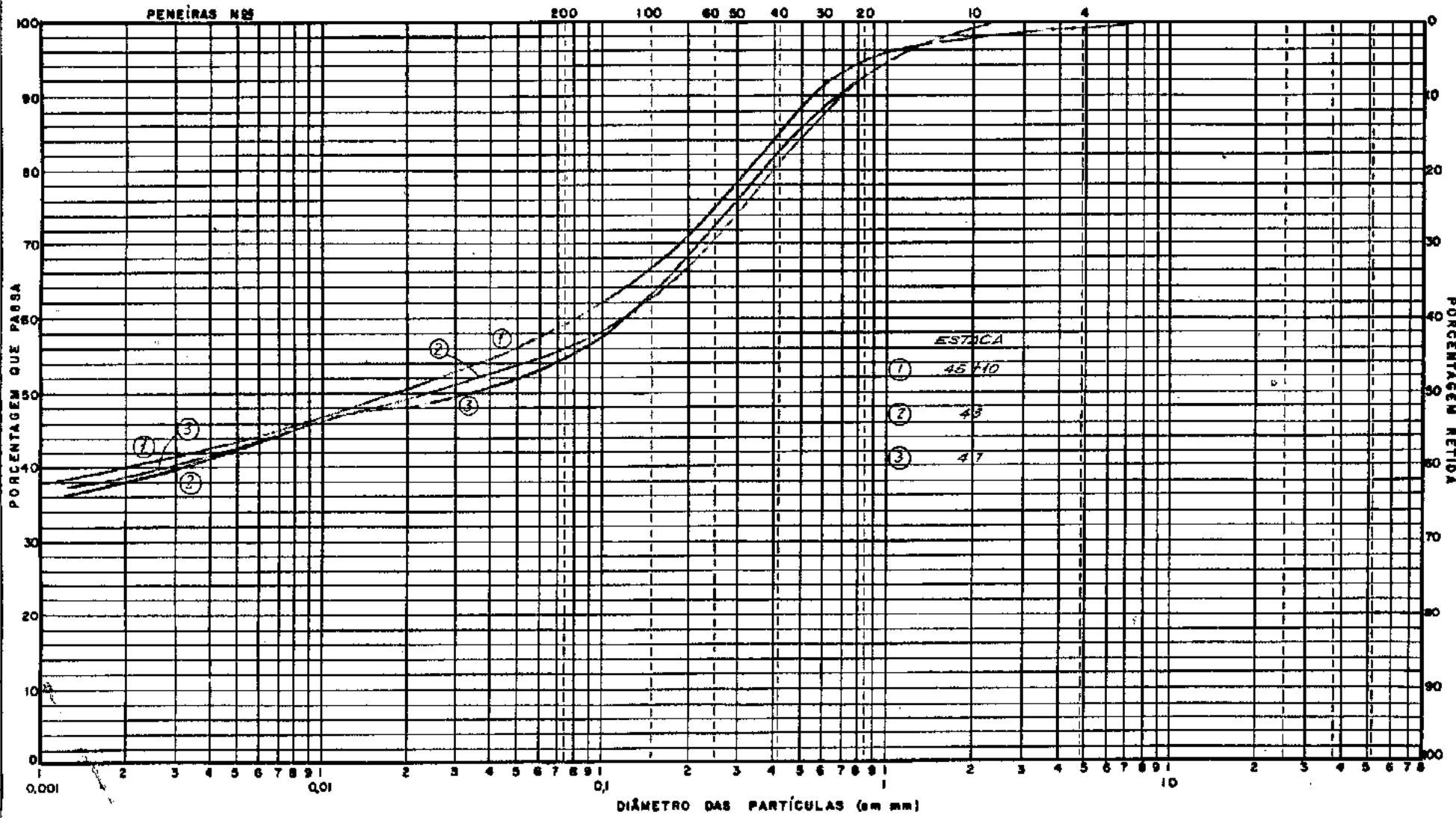
Quadro 5.4

Gramacho				Rotura local (fórmulas 4.2 e 4.3) $R_p + R_\ell$						Rotura geral superficial. (fórmula 4.5)				carga máxima observada da tf (15)
Nº da Lajota	H m	ℓ m	$q=\gamma H$ tf/m ²	q_{ult} tf/m ²	$R_p=Aq_{ult}$ tf	$\frac{2p\ell}{m^2}$	τ tf/m ²	R_ℓ tf	R_p+R_ℓ tf	$b(E_p-E_a)$ tf	R_{ig} tf	R_1 tf	T tf	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)
1	0,96	2,0	1,63	506	12,1	1,52	2,39	3,6	15,7-	4,5	1,4	14,2	20,1	6,0
2	0,80	2,0	1,36	470	11,3	1,52	2,16	3,3	14,6-	3,6	1,3	10,9	15,8	6,0
3	0,89	2,0	1,51	490	11,8	1,52	2,28	3,5	15,3-	4,1	1,4	12,7	18,2	6,0
4	1,00	2,0	1,70	516	12,4	1,52	2,45	3,7	16,1-	4,8	1,5	15,1	21,4	6,0
5	1,18	2,0	2,01	557	13,4	1,52	2,71	4,1	17,5-	6,0	1,6	19,5	27,1	3,0+
6	1,20	2,0	2,04	562	13,5	1,52	2,74	4,2	17,7-	6,2	1,7	20,0	27,9	6,0
7	1,23	0,5	2,09	568	13,6	0,38	2,75	1,1	14,7-	6,4	0,5	12,3	19,2	6,0
8	1,13	0,5	1,92	545	13,1	0,38	2,64	1,0	14,1-	5,6	0,4	10,5	16,5	6,0
9	0,29	2,0	0,49	352	8,4	1,52	1,42	2,2	10,6	1,1	0,9	2,9	4,9-	4,5x
10	0,34	2,0	0,58	364	8,7	1,52	1,50	2,3	11,0	1,3	0,9	3,5	5,7-	3,0x
11	0,40	0,5	0,68	378	9,1	0,38	1,58	0,6	9,7	1,6	0,3	1,7	3,6-	6,0
12	0,48	0,5	0,82	397	9,5	0,38	1,70	0,6	10,1	1,9	0,3	2,5	4,7-	6,0

- menor valor entre (10) e (14)
+ rotura da estrutura da ancoragem
x não estabilização dos deslocamentos

Quadro 5.5

CURVA GRANULOMÉTRICA

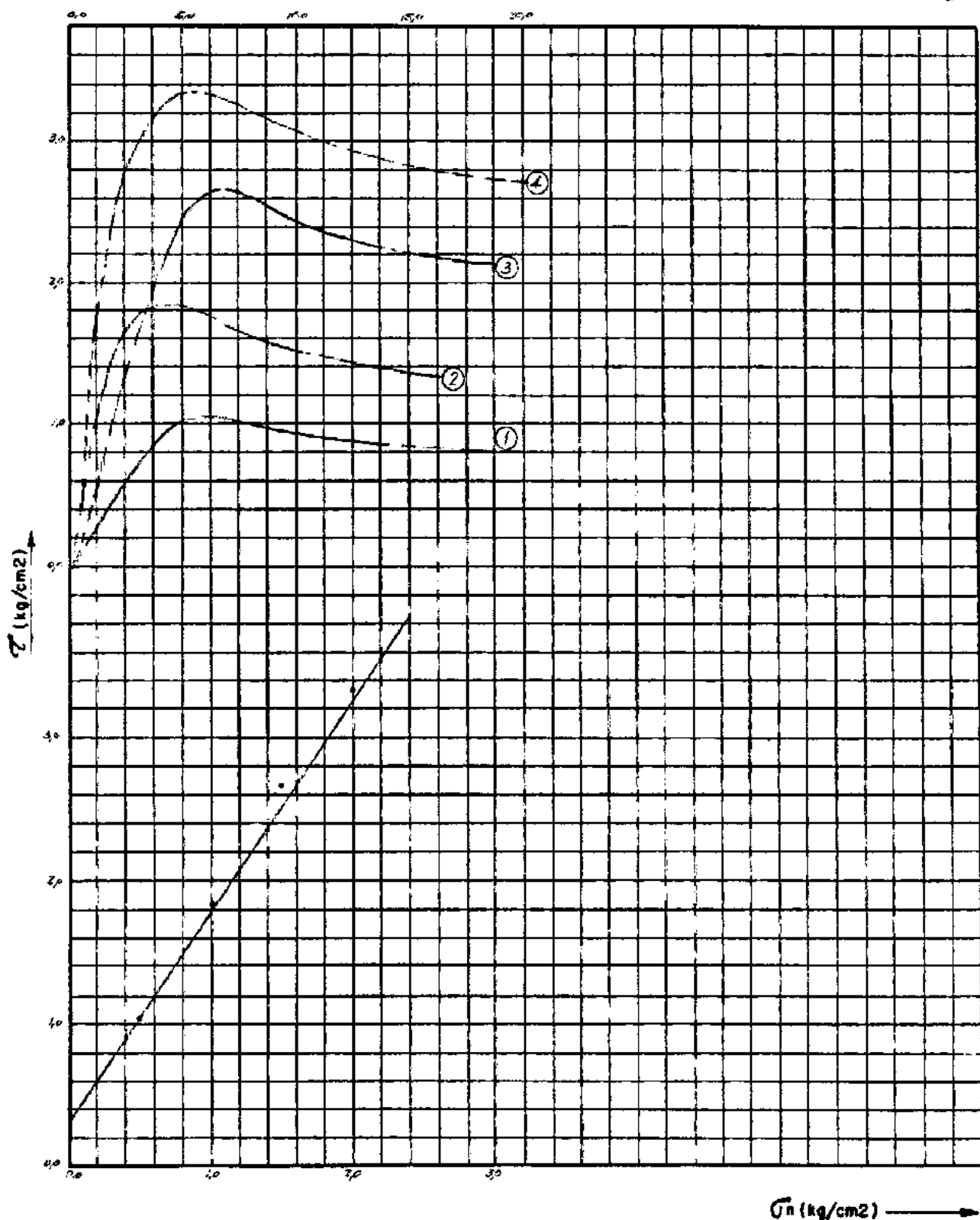


ARGILA SILTE AREIA FINA AREIA MEDIA AREIA GROSSA PEDREGULMO

Cliente: *DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODO ENH ALG CONSTRUÇÃO PARA PROBLEMA DESTRAS*
 Local: *Rodovia RJ-116 - Bom Jardim*
 Data: _____
 Engº: _____
 DRB: *[assinatura]*
 Fig. 5.2
 ER-1222
 Mod. 104-1000-

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta e / e$) (%) →



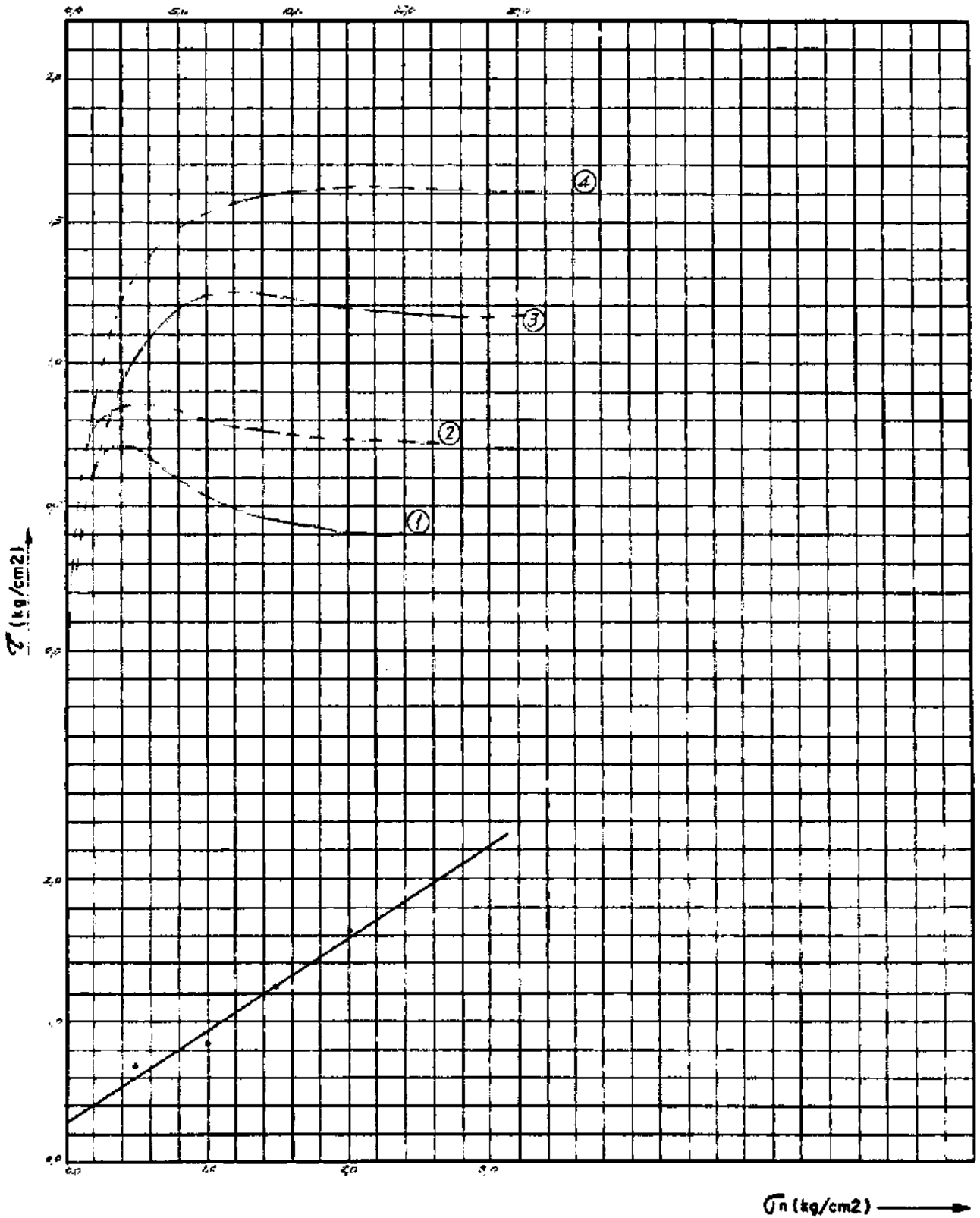
N.º	γ_0 (g/cm ³)	n (%)	γ_c (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	s (%)	σ_0 (kg/cm ²)	τ_0 (kg/cm ²)	D (cm)	H (cm)
1	1,5	22	1,93	2,60	0,77	91	9,00	10,44	5,00	20
2	1,62	25	1,97	2,59	1,16	86	10,00	18,20	5,11	20
3	1,64	24	1,98	2,53	0,72	93	11,00	23,68	5,03	20
4	1,89	22	1,65	2,53	0,57	87	12,00	25,19	5,00	240

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *Natural*
 Umidade *Liberal*
 $c = 0,05$ (kg/cm²)
 $\phi = 26^\circ$

Cliente: DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS E RODAGEM S/A CONSTRUTORA FERREIRA GUEDES
 Local: Rodovia RJ-416 - Bom Jardim
 Estada: 43
 Amostra: -
 Proj: -
 Data: -
 Des: -
 Eng: -
 Fig. 5.3
 Ref.: ER 1222

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica $(\Delta e / e) (\%)$ →



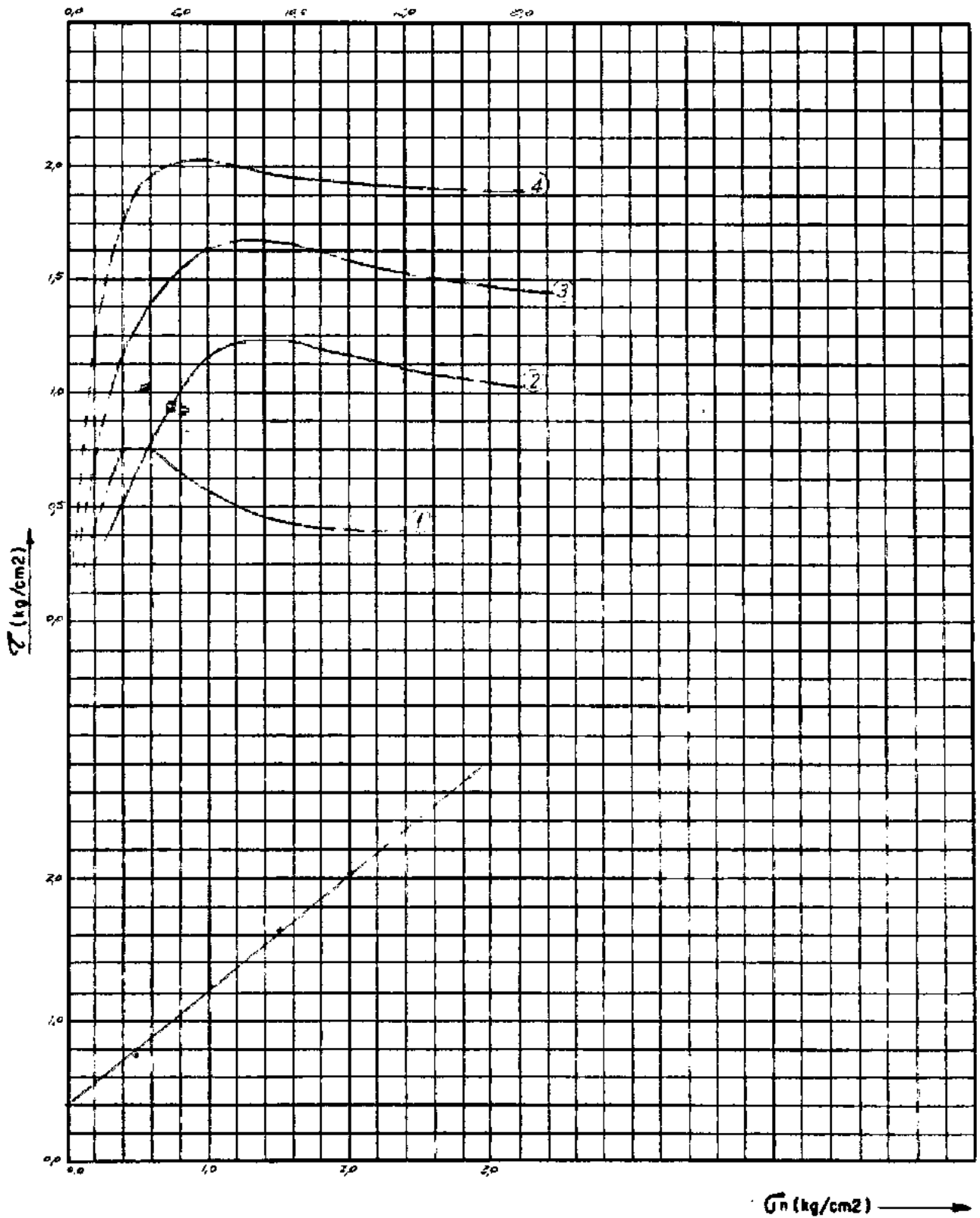
Ord. Nº	γ_s (g/cm ³)	n (%)	γ_w (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	s (%)	σ_1 (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	ϕ (cm)	H (cm)
1							0,600	0,373	4,1	257
2	1,87	17	1,93	2,53	0,74	30	1,000	0,629	4,4	210
3							1,200	1,154	5,0	200
4							2,000	1,630	7,2	257

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *Natural*
 Umidade Após Extração $e_s = 0,30$ (kg/cm²)
 $\phi = 250$

Ciente: DEPARTAMENTO ESTRADAS DE RODAGEM
 S/C CONSTRUTORA FERREIRA GUEDES
 Local: Rodovia BR-116 - Dom. Jardim
 Estaca: 43
 Amostra: -
 Prof.: -
 Data: -
 Doc.: -
 Engº: -
 Fig 5.4
 Ref.: ER-1222

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica $(\Delta \rho / \rho)$ (%) \rightarrow



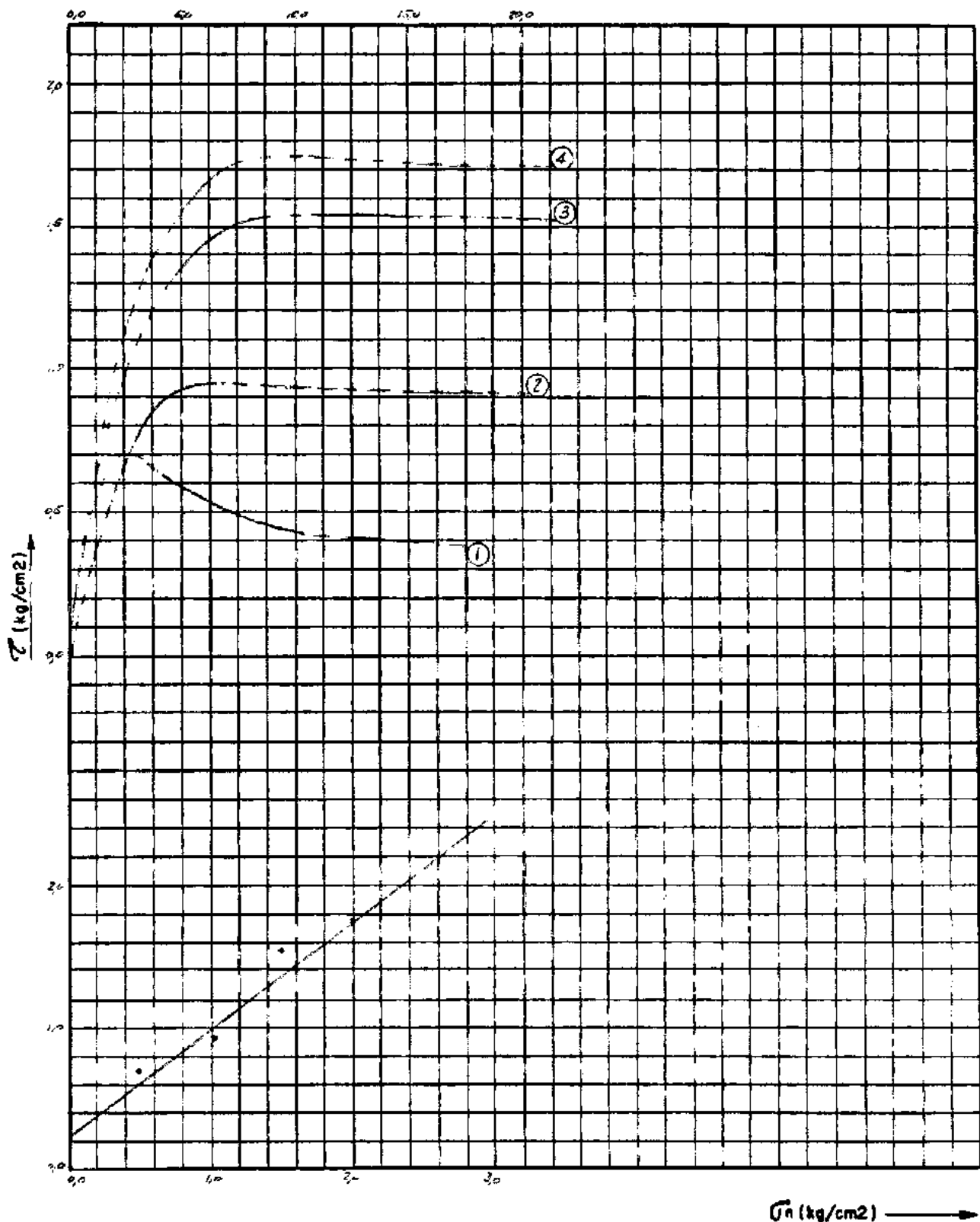
N.º	γ_s (g/cm ³)	h (%)	γ_0 (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	w (%)	σ_0 (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)	H (cm)
1	1,84	2,7	1,81	2,1	0,31	8,6	0,500	0,770	0,14	2,50
2	1,79	2,8	1,84	2,8	0,18	7,7	1,000	1,107	0,12	2,40
3	1,82	2,0	1,88	2,6	0,12	9,1	1,800	1,157	0,16	2,50
4	1,80	2,1	1,86	2,6	0,13	1,8	2,000	1,109	0,12	2,40

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *Natural*
 Umidade *3,7%*
 $c = 1,40$ (kg/cm²)
 $\phi = 35^\circ$

Cliente: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE ROSSOEM / AV. CONSTRUTORA FERREIRA SUEDES
 Local: Rodovia RJ-116 - Bom Jardim
 Estaco: 451,0
 Amostra: -
 Prot.: -
 Data: -
 Des.: -
 Eng.: -
 Fig. 5.5
 Ref.: ER-1222

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta l/l$) (%)



σ_n (kg/cm²)

C.R. NO	γ_h (g/cm ³)	n (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	s (%)	σ_n (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	D (cm)	H (cm)
1							0,500	0,700	47,9	47,2
2	1,84	26	1,48	2,56	0,75	31	1,000	0,942	50,8	50,9
3							1,500	1,550	60,4	59,6
4							2,000	1,761	50,6	25,5

Ensaio tipo rápido pré-adensado

Amostra Natural

Umidade Após Embebição

$c = 0,15$ (kg/cm²)

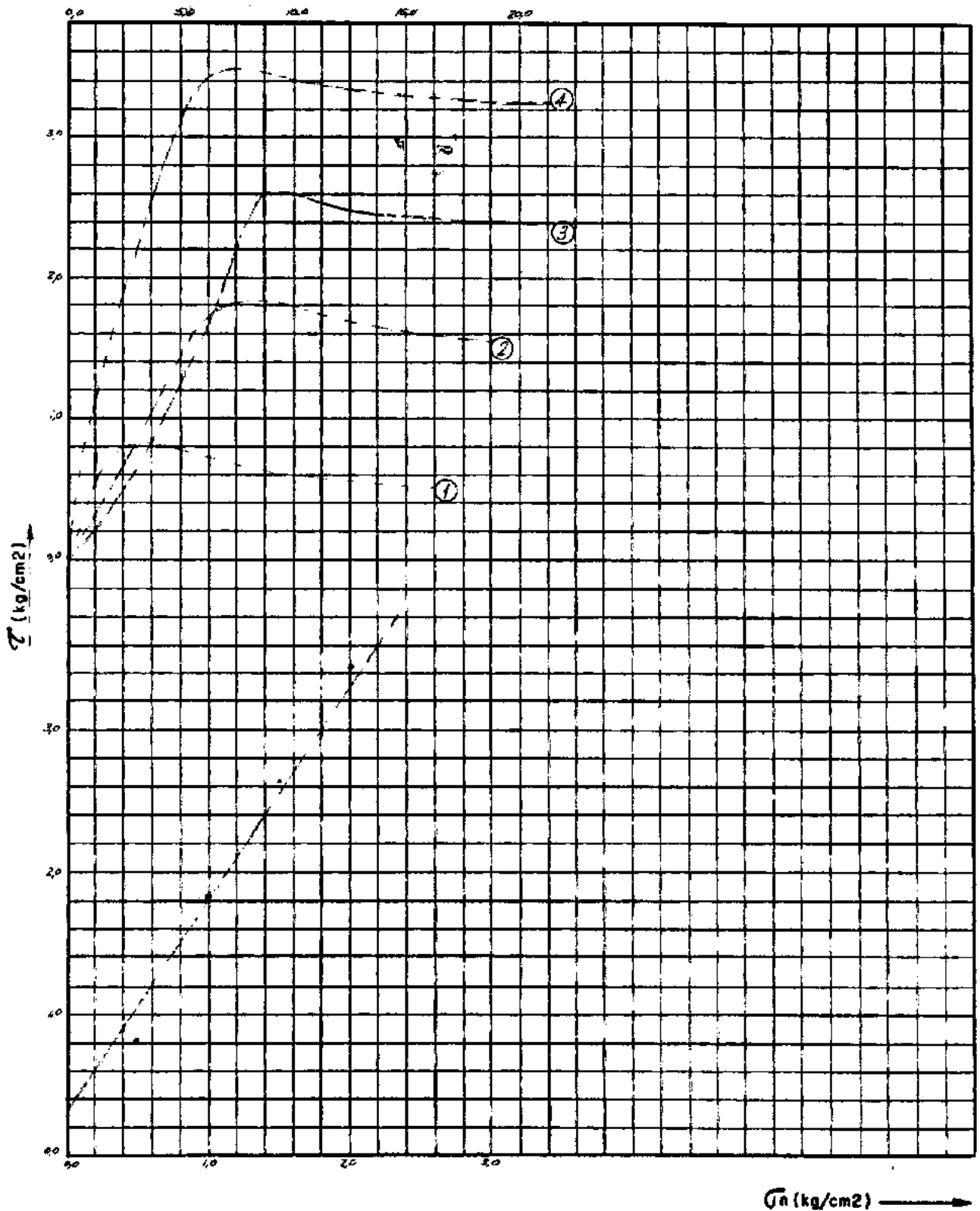
$\phi = 27^\circ$

Cliete: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM S/C CONSTRUTORA FERREIRA GUEDES	Estoca: 40110	Proj: -	Des: <i>[Signature]</i>	Ret: -
Labor: Rodovia RJ-116 - Bom Jardim	Amostra: -	Data: -	Eng: -	Fig. 5.6

ER-122

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta \rho / \rho$) (%) \rightarrow



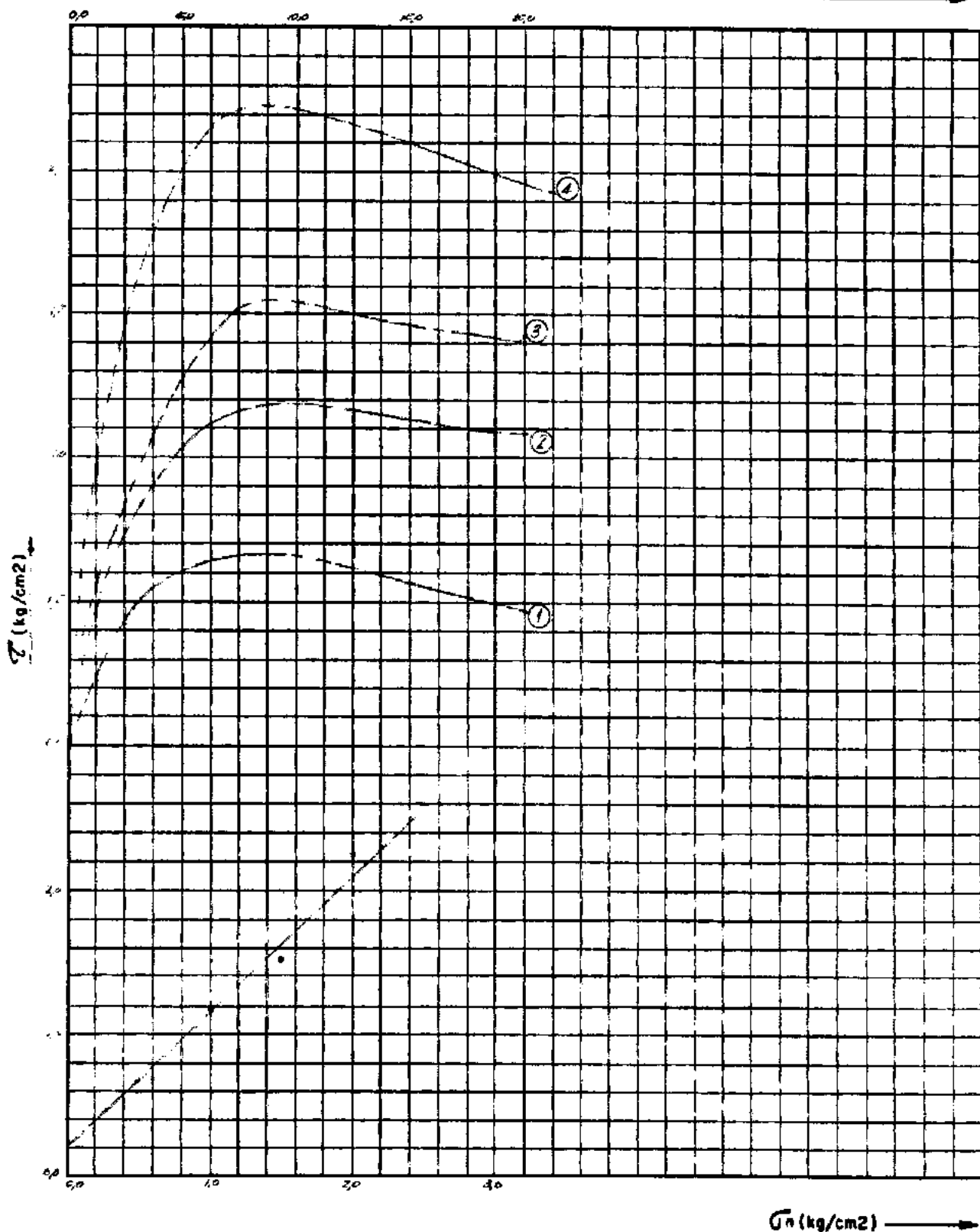
C.R. Nº	γ_h (g/cm ³)	h (%)	γ_0 (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	σ	ρ (%)	σ_n (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	θ (cm)	H (cm)
1	1,84	12	1,55	2,41	0,68	1	0,5	1,0	1,0	2,5
2	1,8	12	1,52	2,41	0,72	60	1,5	1,5	500	2,5
3	1,81	21	1,5	2,41	0,5	84	2,0	2,5	500	2,5
4	1,84	15	1,51	2,41	0,78	84	2,5	3,5	500	2,5

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *Amarela*
 Umidade *Natural*
 $c = 0,25$ (kg/cm²)
 $\phi = 55^\circ$

Cliente: DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM S/A CONSTRUTORA FERREIRA TORRES	Estaco: 47	Prod: -	Des: <i>[Signature]</i>	Ref: -
Local: Rodovia BR-116 - Bom Jardim	Amostra: -	Data: -	Eng: -	Fig. 5.7
				ER-1222

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica (Δe) (%)



σ_n (kg/cm²)

C.P. Nº	γ_h (g/cm ³)	h (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	w (%)	σ_h (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	θ (cm)	N (cm)
1	1.00	24	1.50	2.00	0.71	58	0.500	0.671	5.18	2.71
2							1.000	1.125	5.00	2.54
3							1.500	1.240	5.12	2.5
4							2.000	0.240	5.10	2.44

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *1.1.1.1.1.1*
 Umidade *de equilíbrio*
 $c = 12$ (kg/cm²)
 $\phi = 30^\circ$

Cliente: DEPARTAMENTO DE PESQUISAS DE ROÇADOS DO ABC CONSTRUTORA FERREIRA SUDENE Estoco: 47 Prot: - Des: *[Signature]* Ref:
 Local: Rodovia RJ. 116 - Bom Jardim Amostra: - Geo: Engº: Fig. 5.8 *ER-1222*

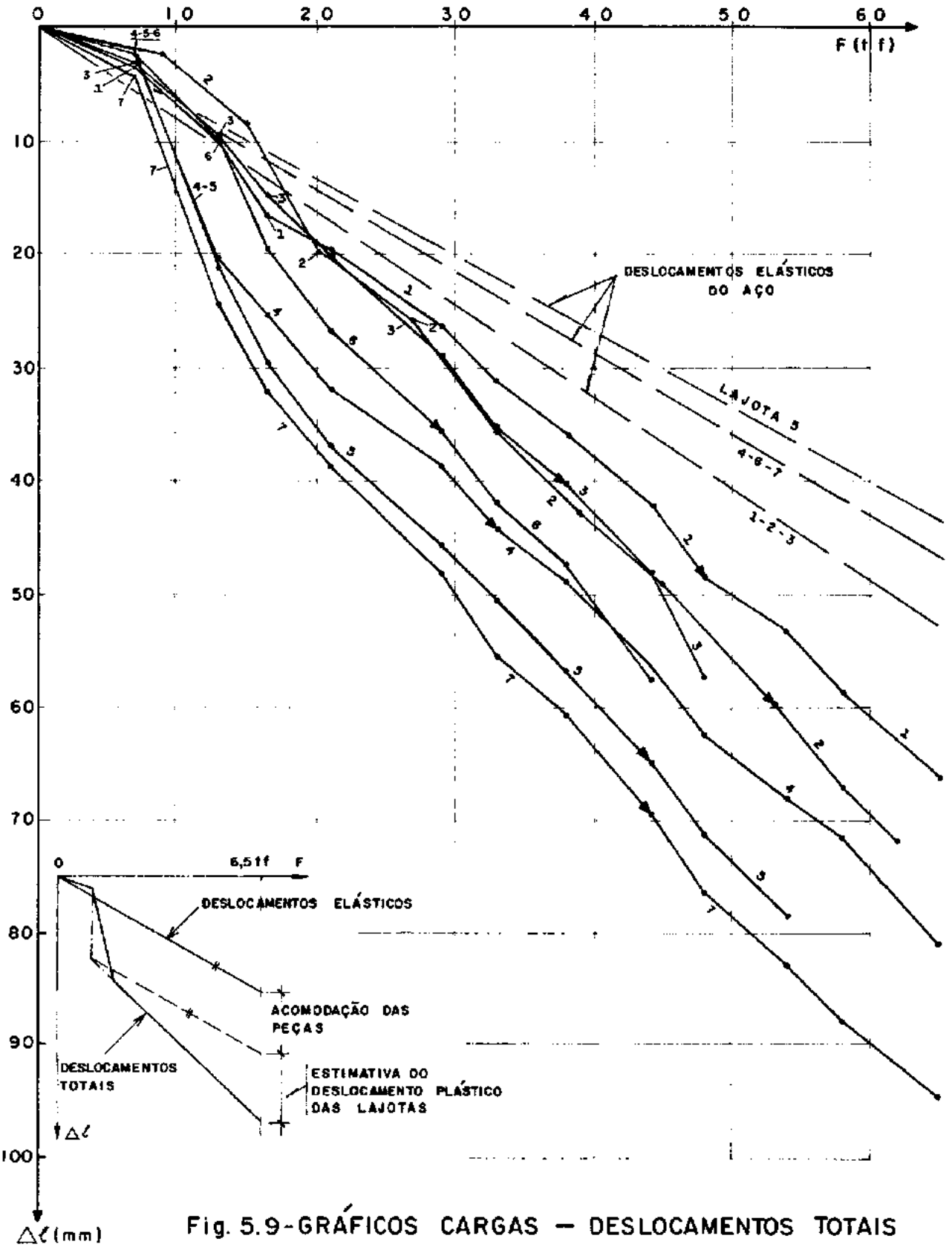
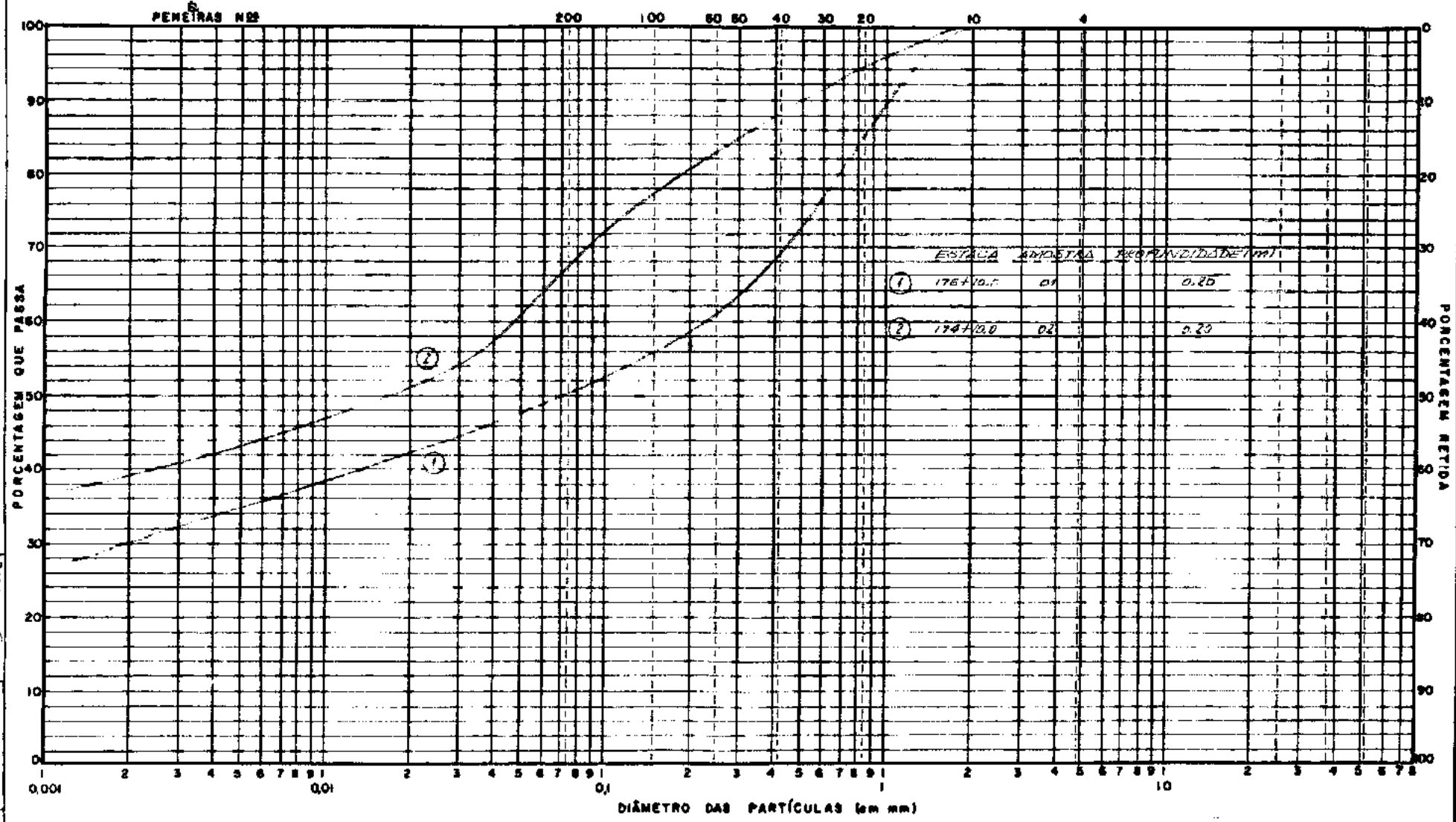


Fig. 5.9-GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS TOTAIS ENSAIOS NO ATERRO DA RJ-116

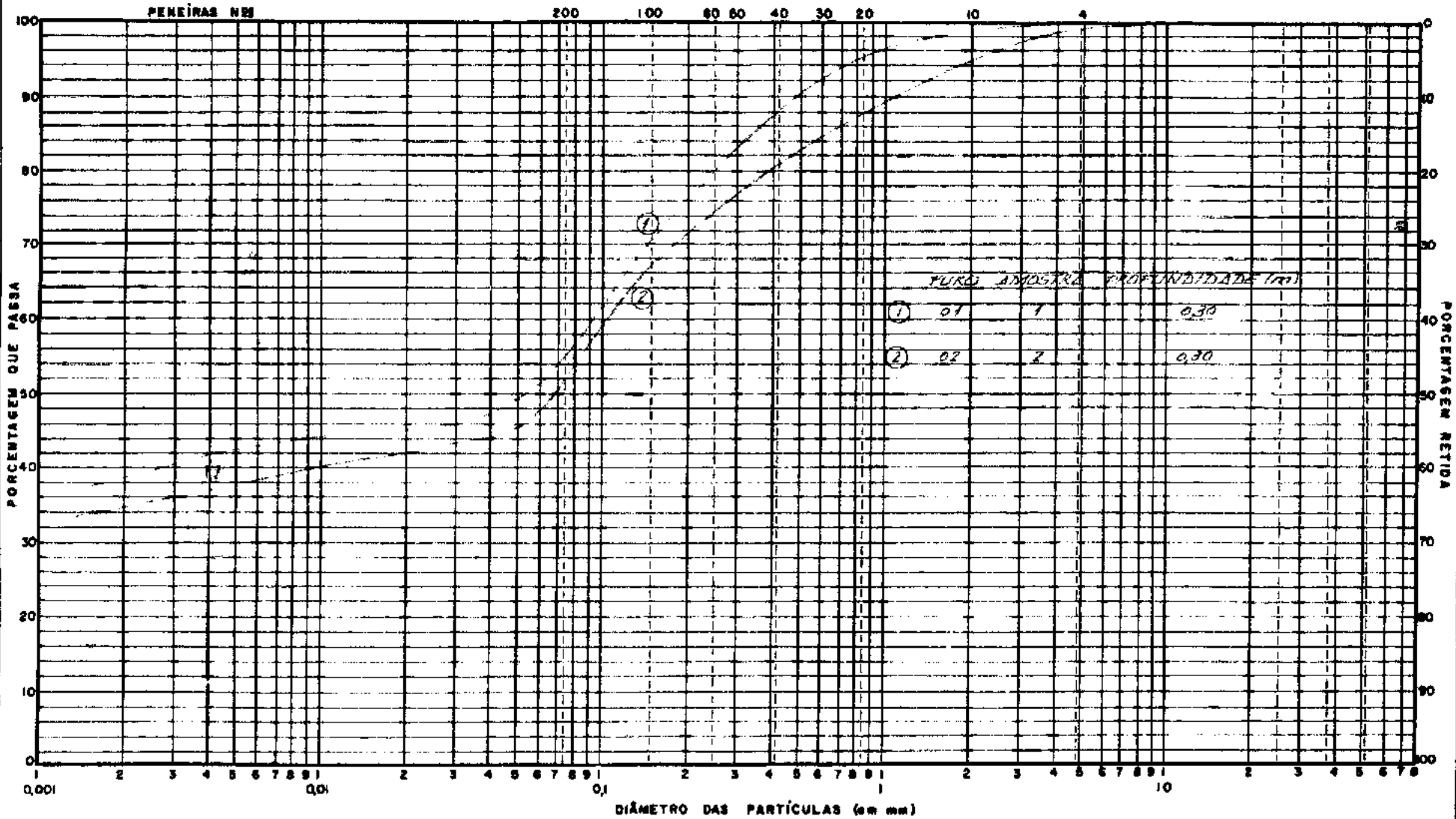
CURVA GRANULOMÉTRICA



Cliente: REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S.A. - RFFSA
 Local: Várzea de Grammacho - Corte 9
 Data: 19/10/66
 Eng: [Signature]
 Fig. 5.10
 Mod: [Signature]

ARGILA	SILTE	AREIA FINA	AREIA MEDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO
--------	-------	------------	-------------	--------------	------------

CURVA GRANULOMÉTRICA



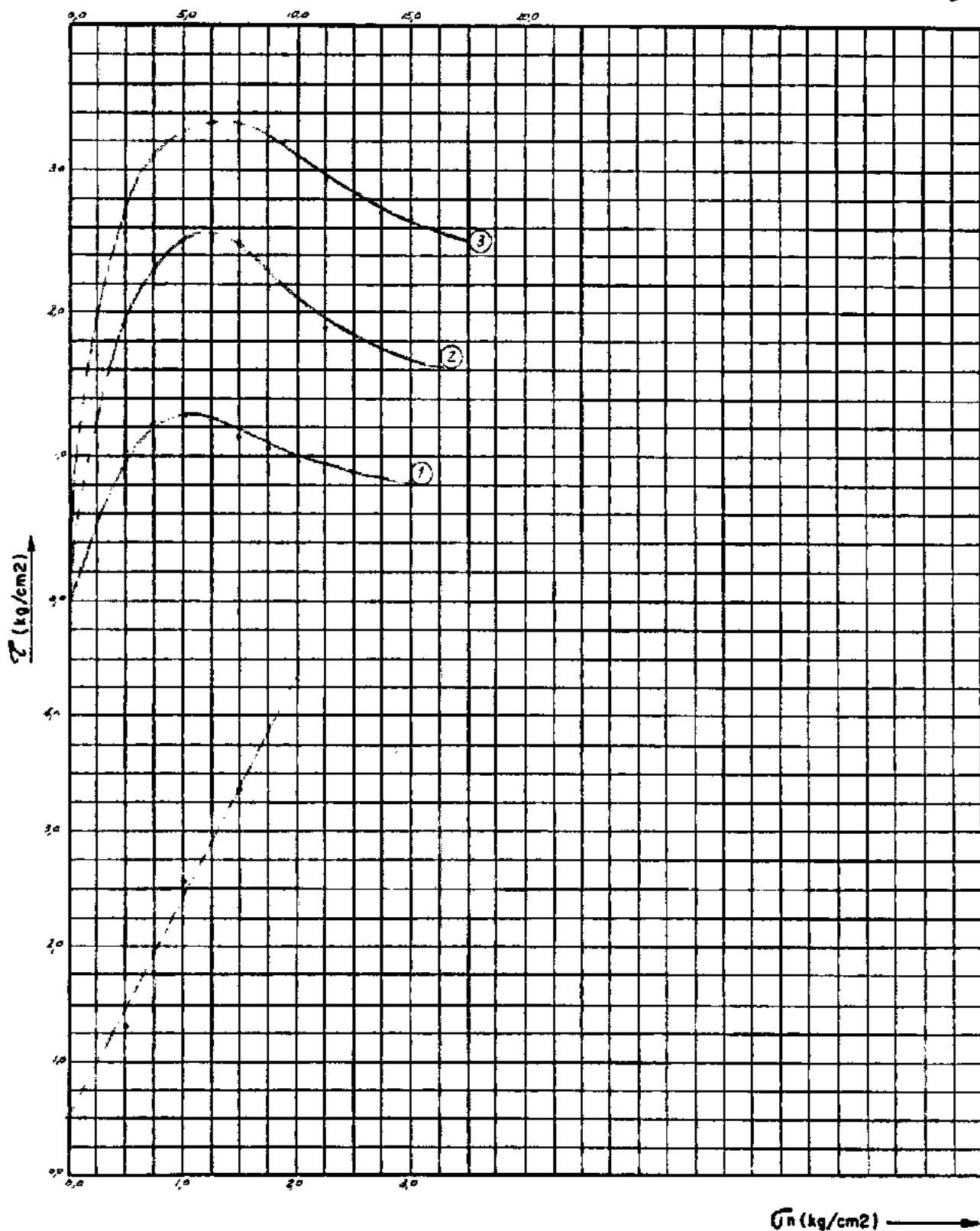
TURNO	AMOSTRA	PROFUNDIDADE (cm)
1	01	1
2	02	2

ARGILA	SILTE	AREIA FINA	AREIA MEDIA	AREIA GROSSA	PEDREGULHO
--------	-------	------------	-------------	--------------	------------

Cronômetro: *REDE PERROVÁRIA FEDERAL S.A. - R.F.F.S.A.*
 Local: *Rufo de Itapicaciú - Corte 9*
 Data: *19/10/54*
 Des.: *Aguiar*
 Eng.: *Aguiar*
Fig. 5.11
 Nat.: *EN-058/1*

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica $(\Delta \epsilon / \epsilon) (\%)$ →



σ_n (kg/cm²) →

C.R. Nº	γ_h (g/cm ³)	n (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	s (%)	σ_b (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ (cm)	h (cm)
1	1,2	10	1,2	2,0	0,64	15	0,700	1,284	0,7	2,48
2	1,2	10	1,2	2,0	0,64	15	1,000	2,571	4,0	2,48
3	1,2	10	1,2	2,0	0,64	17	1,500	3,354	7,0	2,55

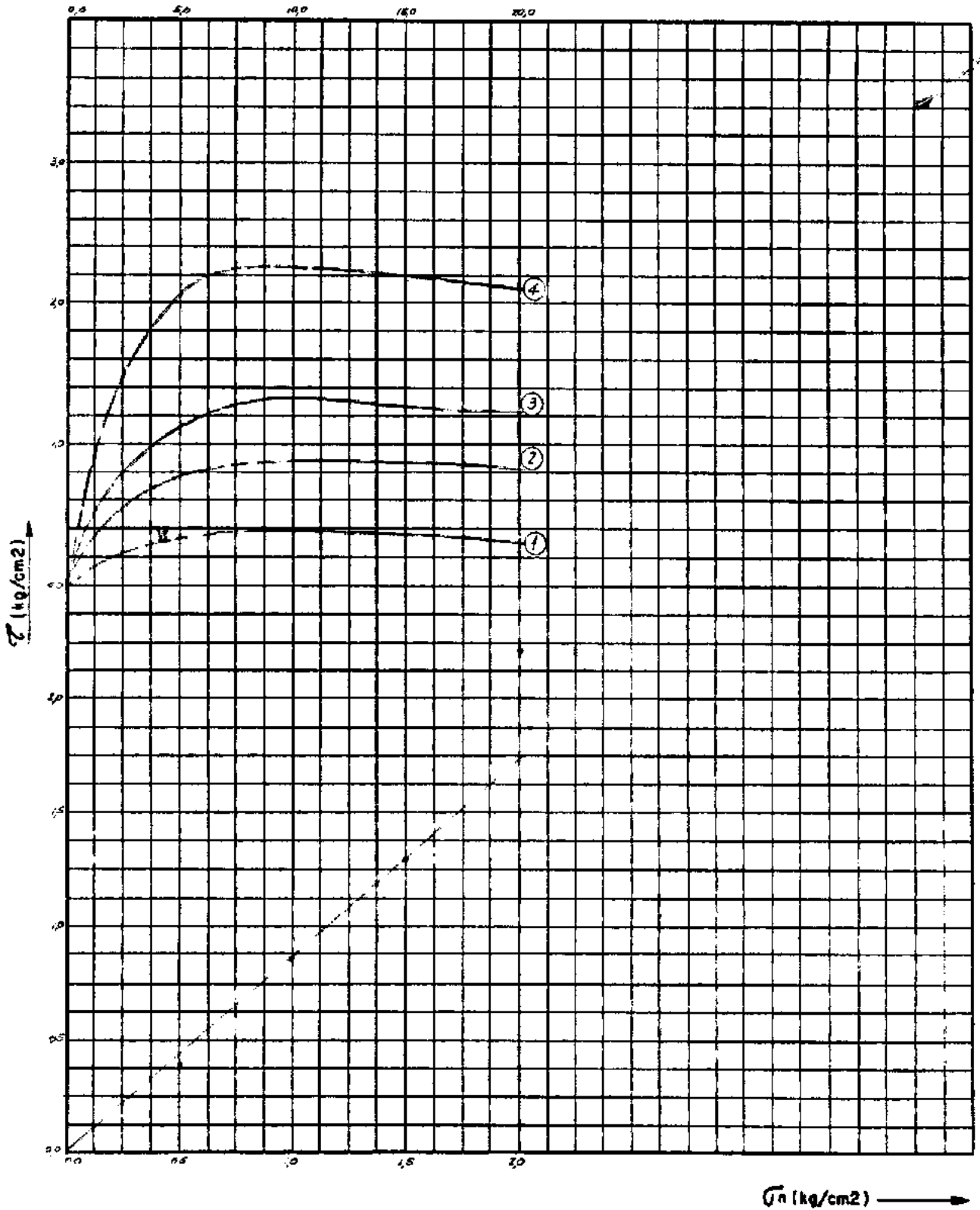
Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra Natural
 Umidade Natural
 c = 0,50 (kg/cm²)
 $\phi = 62^\circ$

* MATERIAL TRILHO RESISTENTE. NÃO FOI POSSÍVEL RONTIPIMENTO

Cliente: REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S.B. - R.F.R.S.A.	Estoco: 14.000	Prod: 0.2009	Des: Filho	Ret:
Local: Tatio de Brumado - Corte 2	Amostra: 05	Data:	Engº:	Fig. 5.12
				ER-054.1

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta e/R$) (%)



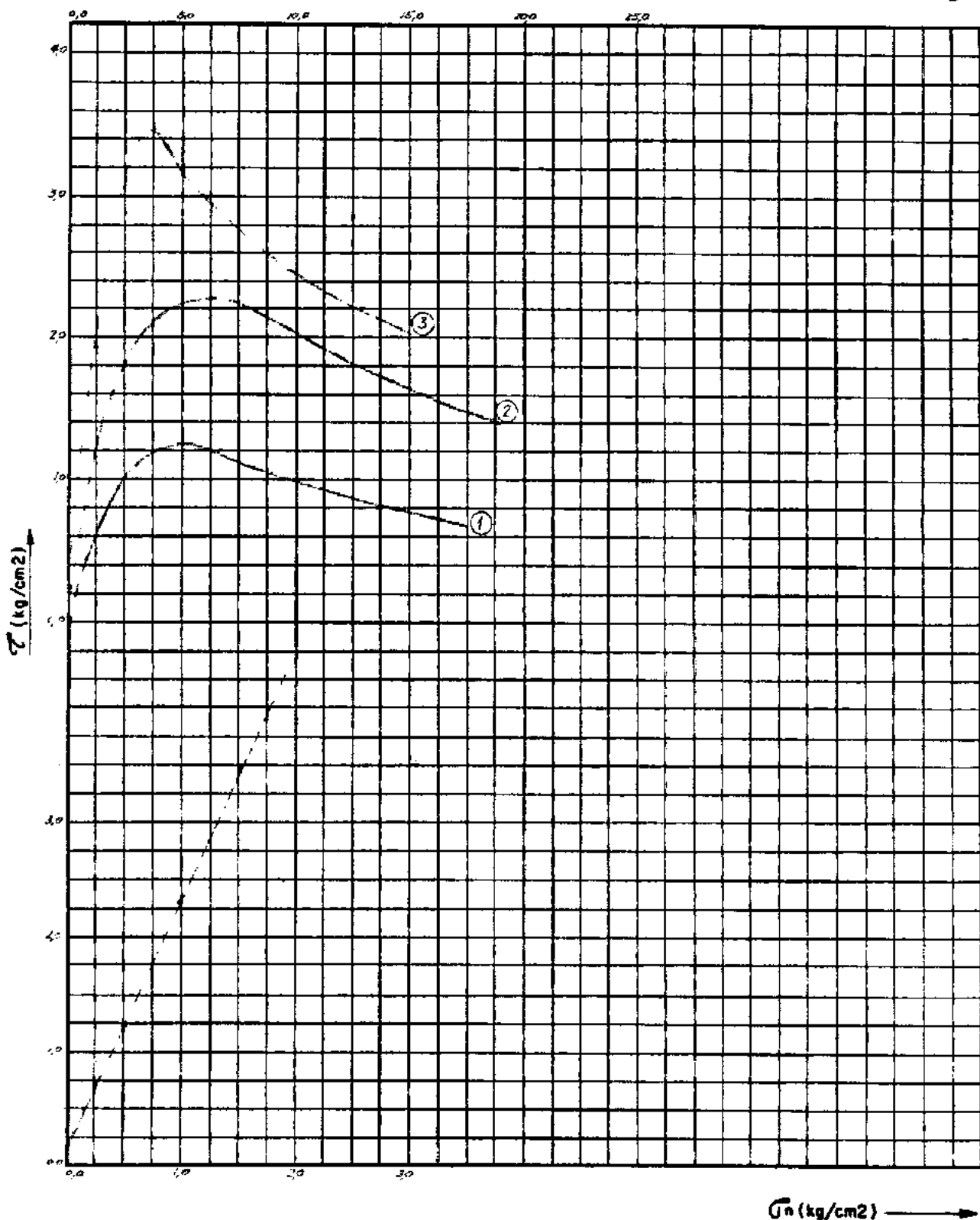
C.P. Nº	γ_h (g/cm ³)	h (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	w (%)	σ_v (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	θ (cm)	H (cm)
1							0,500	0,385	5,07	2,28
2	2,10	20	2,03	2,03	2,43	27	1,000	0,858	5,06	2,55
3							1,500	1,309	5,06	2,50
4							2,000	1,261	5,03	2,60

Ensaio tipo rápido pré-adensado
 Amostra *Natural*
 Umidade *Após Embebição*
 $c = 0,60$ (kg/cm²)
 $\phi = 20^\circ$

Cliente: *REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S.A. - RFFSA*
 Estoca: *124.110.0*
 Prod: *2.07.01*
 Doc: *124.110.0*
 Ref.:
 Local: *Topo do Armazém - Lote 9*
 Amostra: *12*
 Data:
 Eng:
 Fig. 5.13
 28.7.71

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta e/k$) (%) →



σ_n (kg/cm²) →

C.P. Nº	γ_h (g/cm ³)	h (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	σ	τ	σ_n (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ (cm)	h (cm)
1	1,93	11	1,05	2,68	0,42	1,2	9,300	1,142	5,01	2,00
2	1,56	17	1,01	2,03	0,27	1,1	1,619	2,129	4,97	2,54
3	1,90	16	1,04	2,03	0,15	2,4	1,020	3,497	5,03	4,20

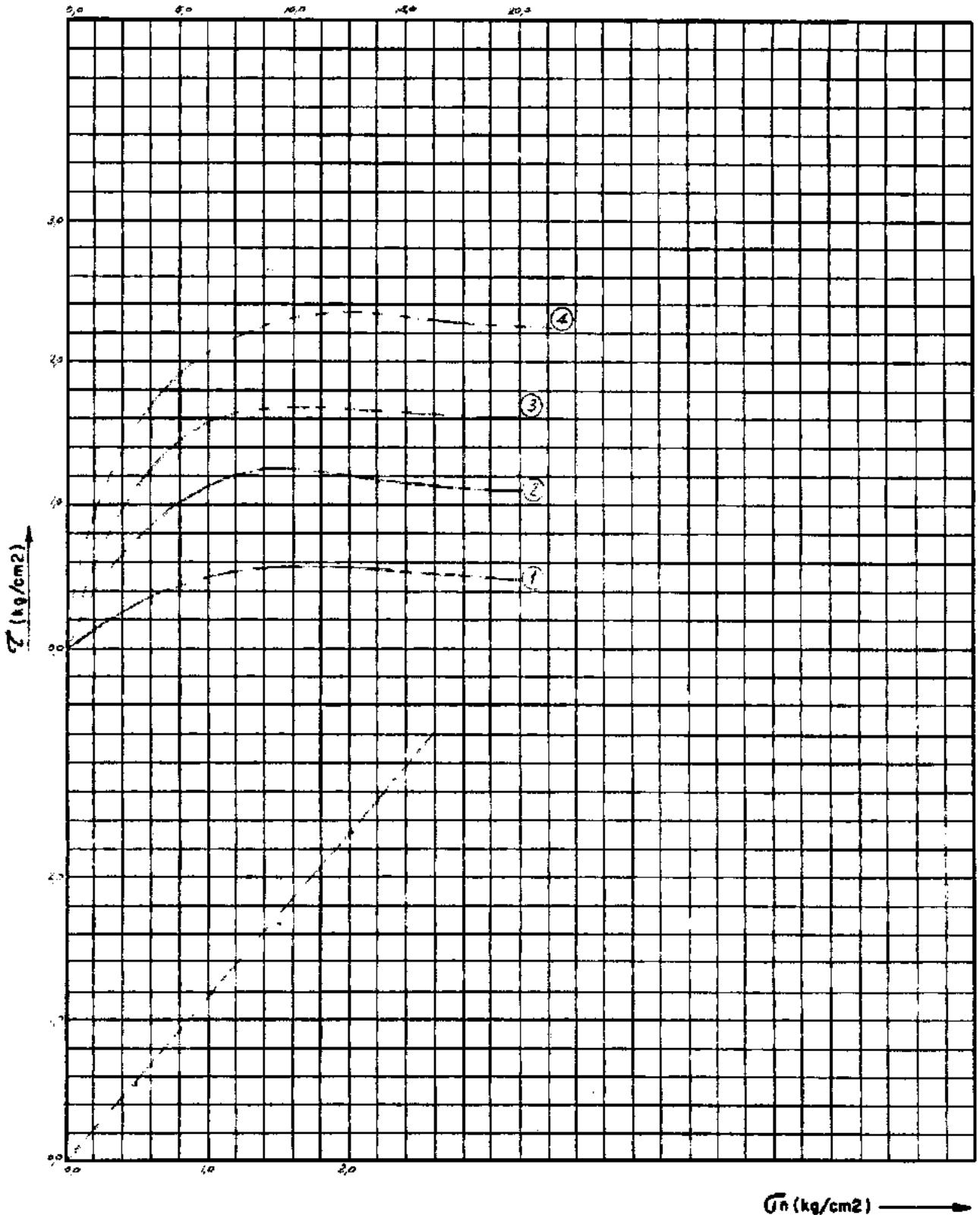
Ensaio tipo rápido pré-odensado
 Amostra Natural
 Umidade Natural
 $c = 0,10$ (kg/cm²)
 $\phi = 0,5^\circ$

* MATERIAL MUITO RESISTÊNCIA. NÃO FOI POSSÍVEL ROMPIMENTO

Cliente: REDE TERRACIÁRIA FEDERAL S. S. L. R. M. P. S. A	Estoco: 1527550	Prot: 6.10.00	Des:	Ref:
Local: Pátio de Bragança - LETA 3	Amostra: 01	Data:	Eng:	Fig. 5.14
				ER-364.1

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta l/l$) (%) \rightarrow



σ_n (kg/cm²) \rightarrow

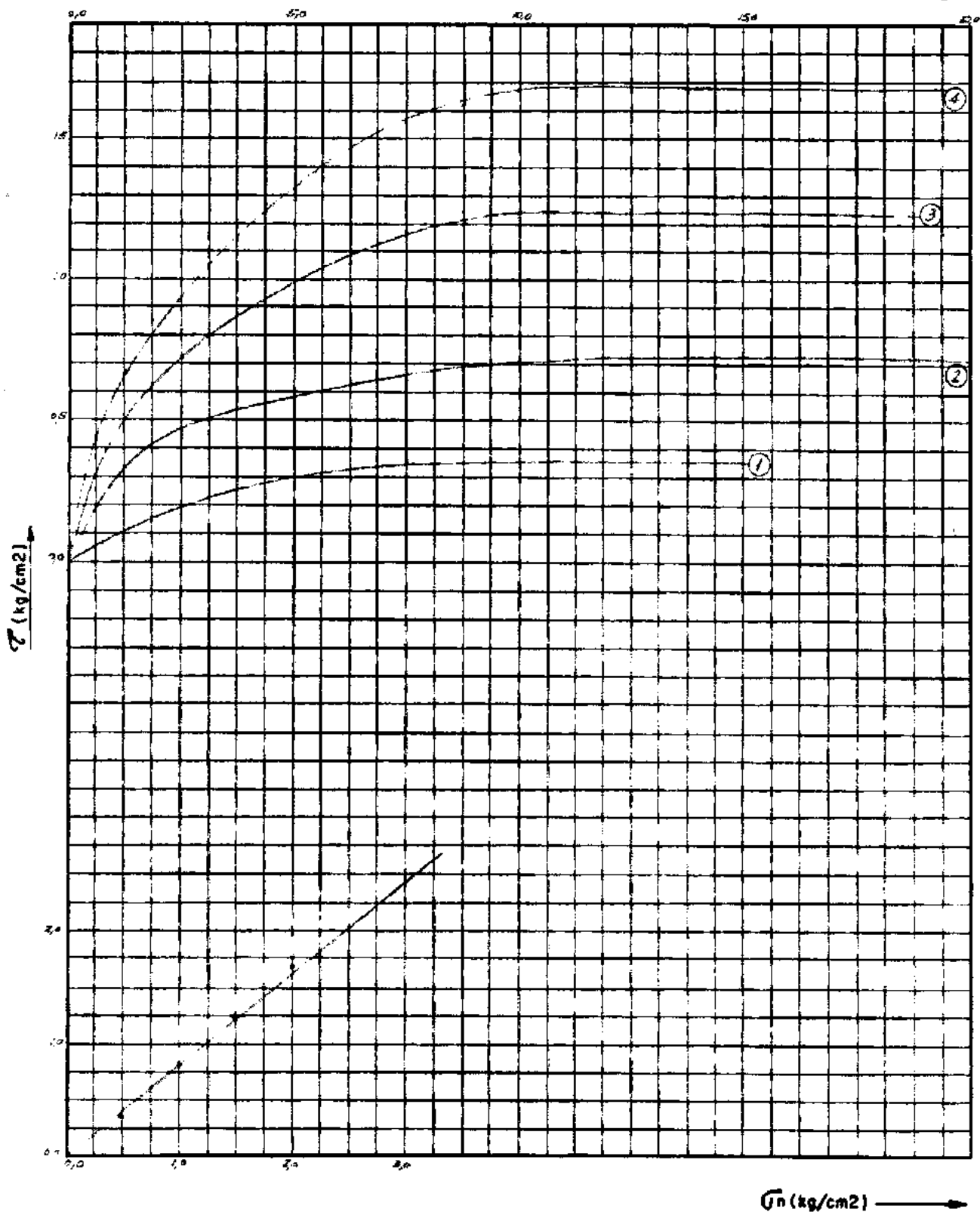
C. P. Nº	γ_h (g/cm ³)	h (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	σ	τ	σ (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	σ (cm)	H (cm)
1							0,500	0,110	5,10	2,57
2	2,07	18	1,62	-	2,65	1,67	1,010	1,210	5,11	2,49
3							1,500	1,607	5,22	2,70
4							2,000	2,334	5,10	2,57

Ensaio tipo rápido pré-odensado
 Amostra Natural
 Umidade Após Embalagem
 $c = 0,00$ (kg/cm²)
 $\phi = 4,3^\circ$

Cliente: **REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S. A. - RFFSA**
 Estação: **172x172**
 Prot.: **0,2501**
 Des.: **7/10**
 Ref.:
 Local: **Pista de Tremocho - Curitiba**
 Amostra: **21**
 Data:
 Engº:
 Fig. 5.15
 Esc. 1:1

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta \epsilon / \epsilon$) (%) \rightarrow



σ_n (kg/cm²) \rightarrow

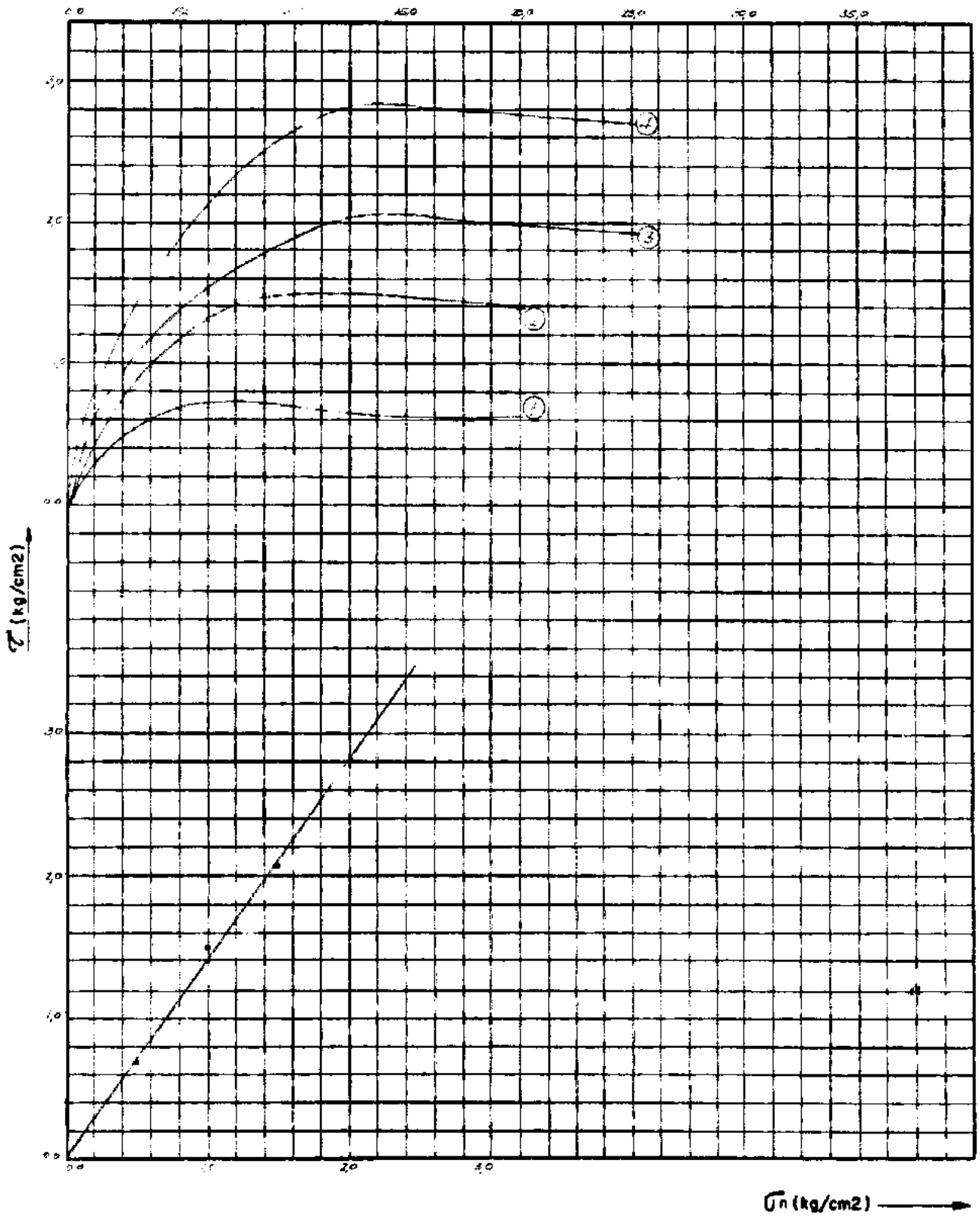
C.R. Nº	γ_b (g/cm ³)	n (%)	γ_c (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	σ	σ (%)	σ_n (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	D (cm)	H (cm)
1							0,500	0,356	5,16	2,47
2	1,86	37	1,34	2,07	1,04	1,00	1,000	0,811	5,00	2,40
3							1,500	1,209	4,07	2,52
4							2,000	1,674	3,00	2,61

Ensaio tipo rápido pré-odensado
 Amostra *3.1.1.1.1*
 Umidade *Após Síncese*
 $c = 0,01$ (kg/cm²)
 $\phi = 27$

Cliente: *REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S.A. - RFFSA*
 Para: *01*
 Prof.: *0,30 m*
 Des.: *[Signature]*
 Ret.:
 Local: *Páteo de Armação - Carta 9*
 Amostra: *1*
 Data:
 Engº:
 Fig. 5.16
 ER-364/1

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta L/L$) (%)

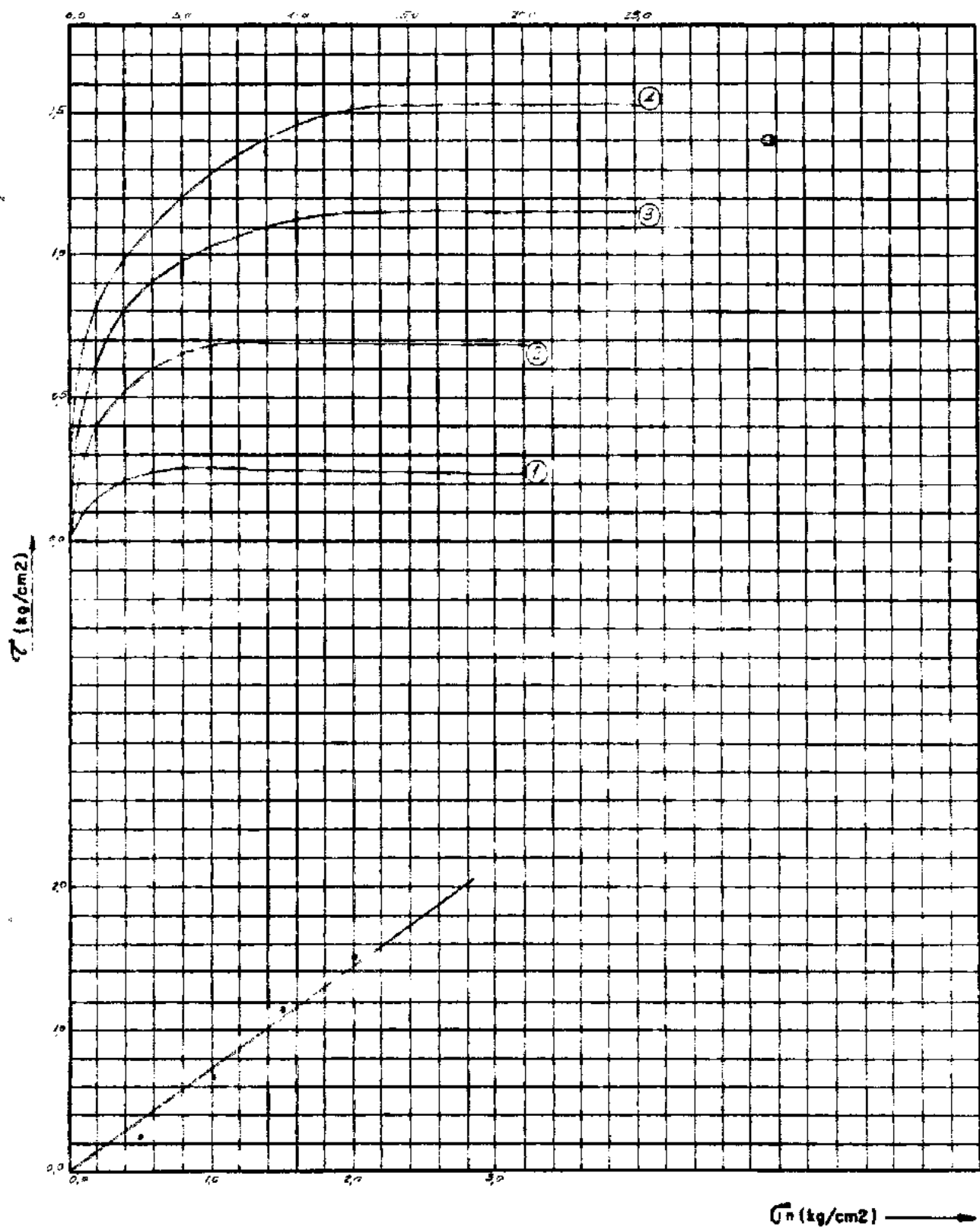


C.P. Nº	γ_0 (g/cm ³)	h (%)	γ_s (g/cm ³)	δ (g/cm ³)	e	s (%)	σ_a (kg/cm ²)	τ (kg/cm ²)	B (cm)	H (cm)	Ensaio tipo rápido pré-odensado
1	1,58	5	1,37	2,63	0,92	43	1,141	1,273	504	2,51	Amostra Natural
2	1,55	14	1,36	2,63	0,95	40	1,141	1,277	504	2,53	Unidade Natural
3	1,57	15	1,38	2,63	0,91	43	1,141	1,286	507	2,59	$c = 0,04$ (kg/cm ²)
4	1,62	14	1,33	2,63	1,08	38	1,140	1,213	509	2,43	$\phi = 2,0^\circ$

Cliente: REDE FERROVIÁRIA (FERNANDO S. LOPES)	Furo: 52	Prof: 0,50m	Des: <i>[assinatura]</i>	Ref.:
Local: Bacia de Promacho - Corte 7	Amostra: 1	Data:	Exp ^o :	Fig. 5.17

ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

Deformação Específica ($\Delta \epsilon / \epsilon$) (%)

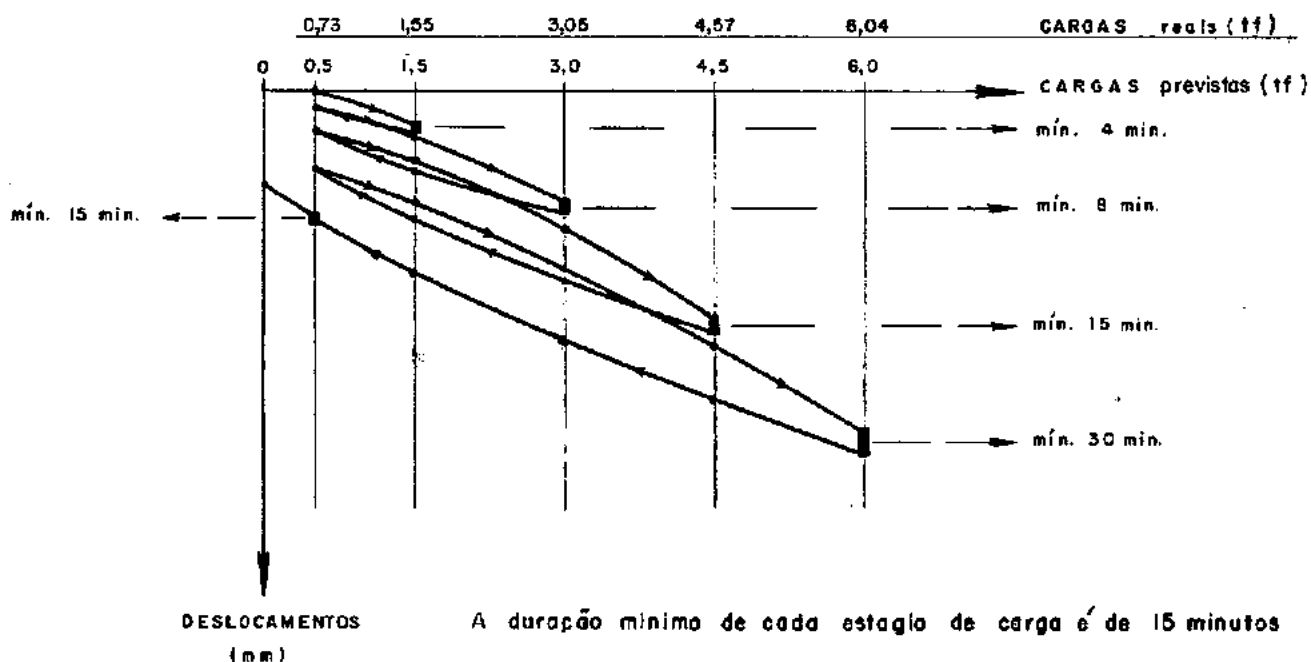


σ_n (kg/cm²)

Ensaio tipo rápido pré-adensado Amostra <i>Naturu</i> Umidade <i>Após Embedido</i> $\epsilon = 2,30$ (kg/cm ²) $\phi = 35^\circ$				
Cliente: <i>REDE FERROVIÁRIA FEDERAL S/A - RFFSA</i> Local: <i>Páteo de Armazém - Corte 3</i>	Furo: <i>02</i> Amostra: <i>1</i>	Prof: <i>020111</i> Data:	Des: <i>[Signature]</i> Eng:	Ref: <i>0</i> Fig. 5.18 [Signature]

Ciclos e estágios de carga

(Ver tópico "Aferição" no item 5.1.3)



Convenções:

- - Medição simples
- - Conjunto de medições com carga constante, até estabilização

Nota:

Considera-se estabilizado o estágio de carga cuja deformação para um intervalo, igual ao mínimo de observação, for menor ou igual a 0,1mm.

Fig.5.19-ESQUEMA DE CARGAS EM ENSAIO DE MICRO-ANCORAGEM.

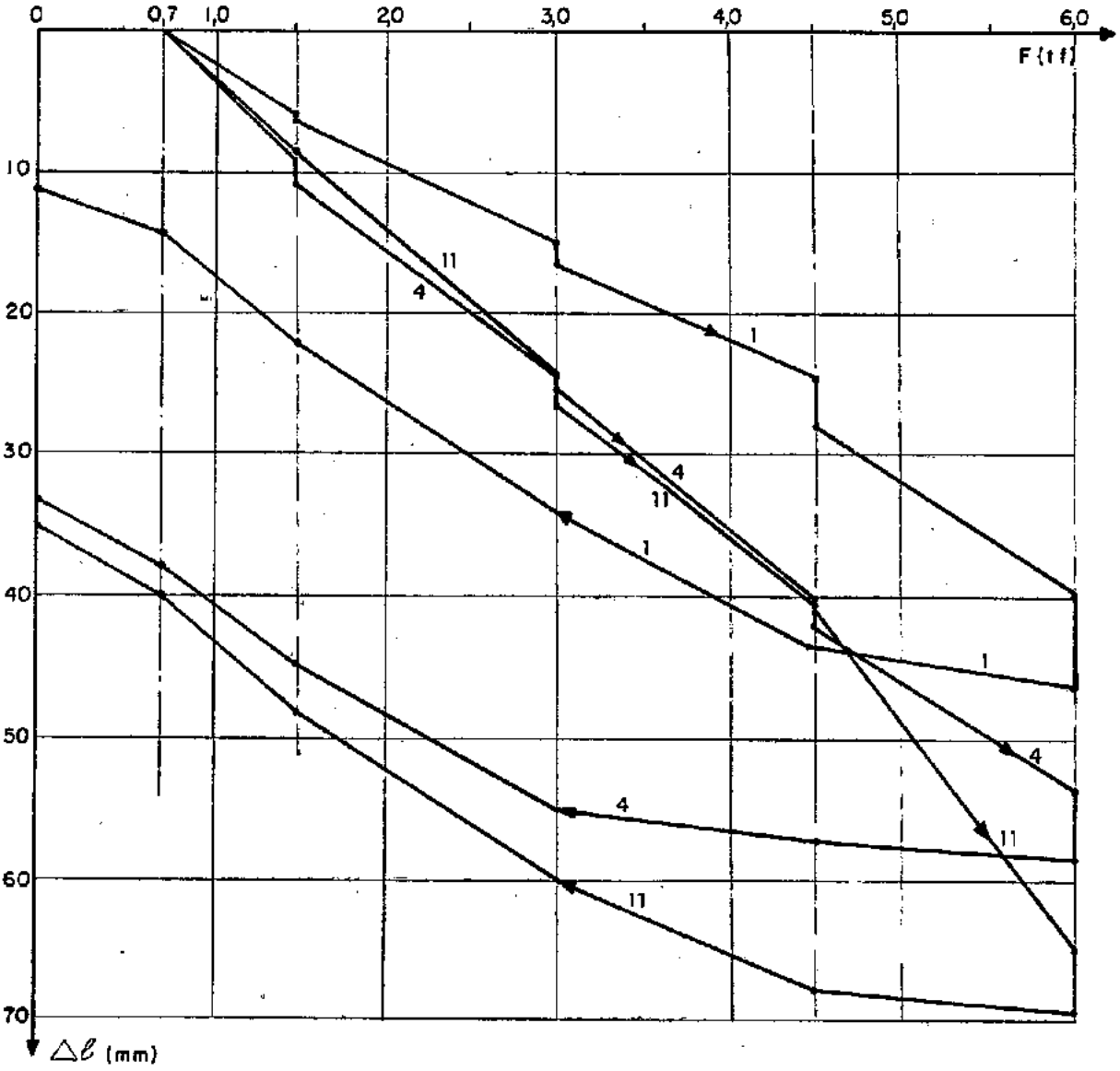


Fig. 5.20 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTO TOTAIS
 ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ - LAJOTAS 1,4e11

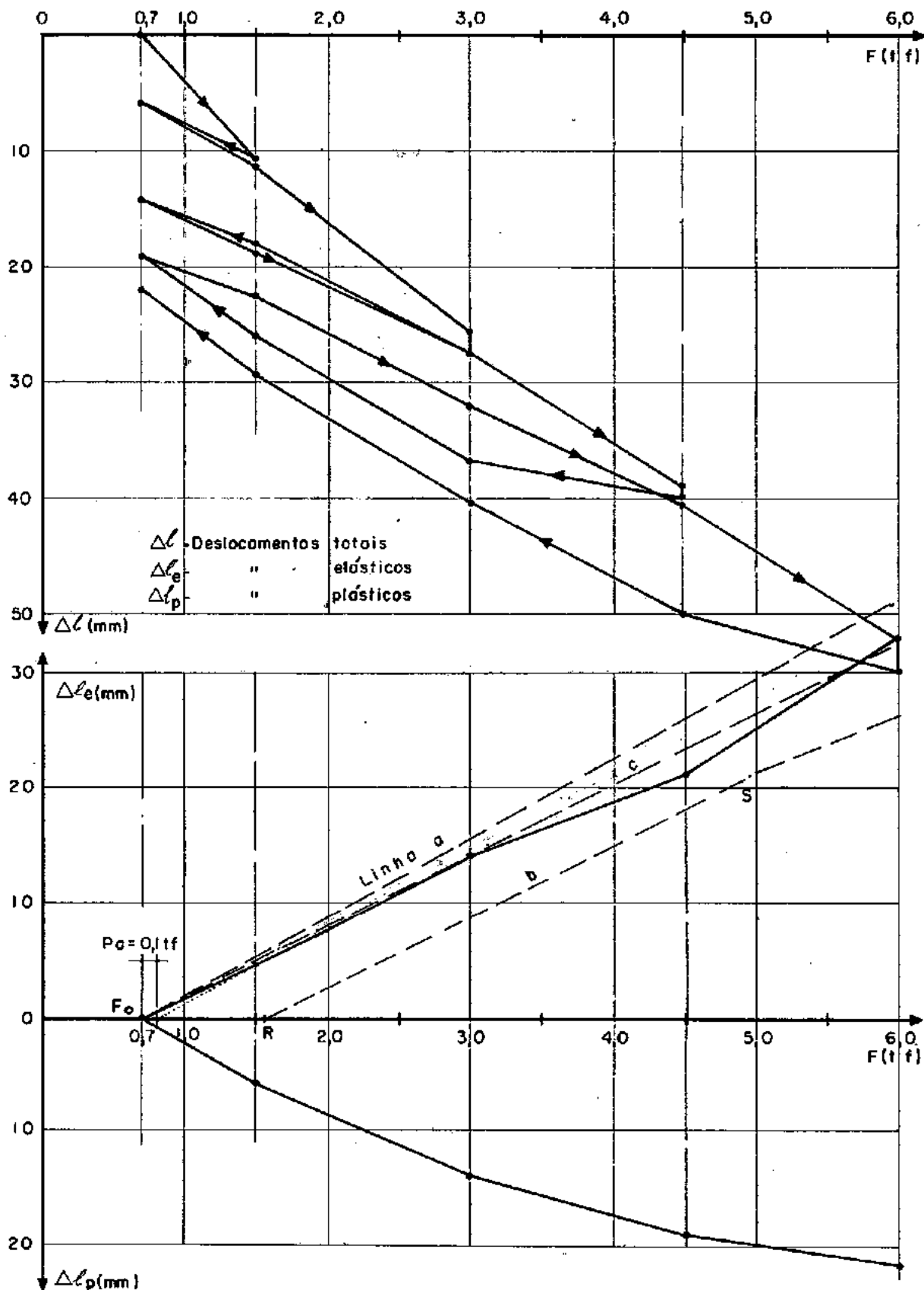


Fig. 5.21 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS
ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ-LAJOTA 2

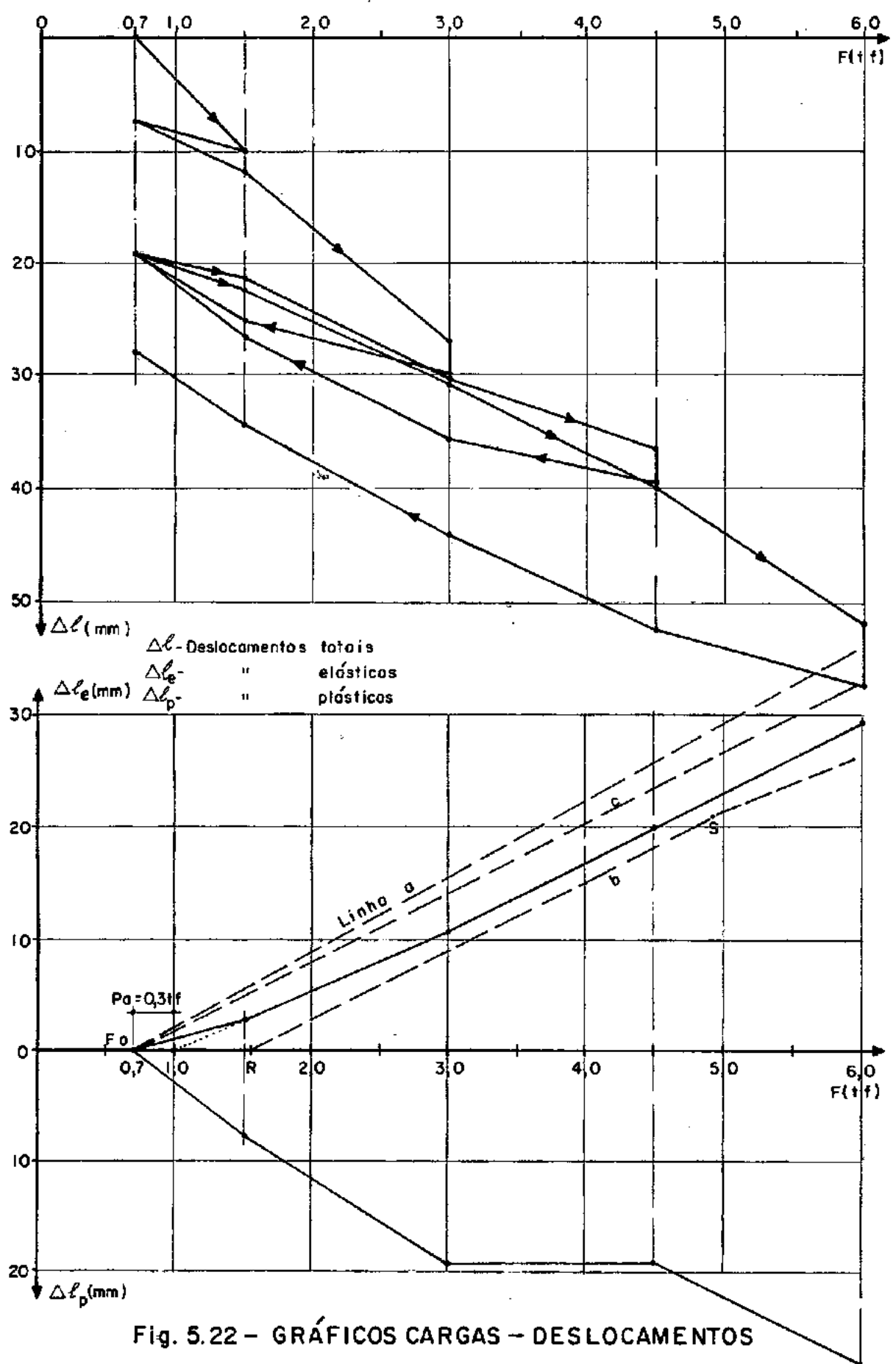


Fig. 5.22 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS
 ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ-LAJOTA 3

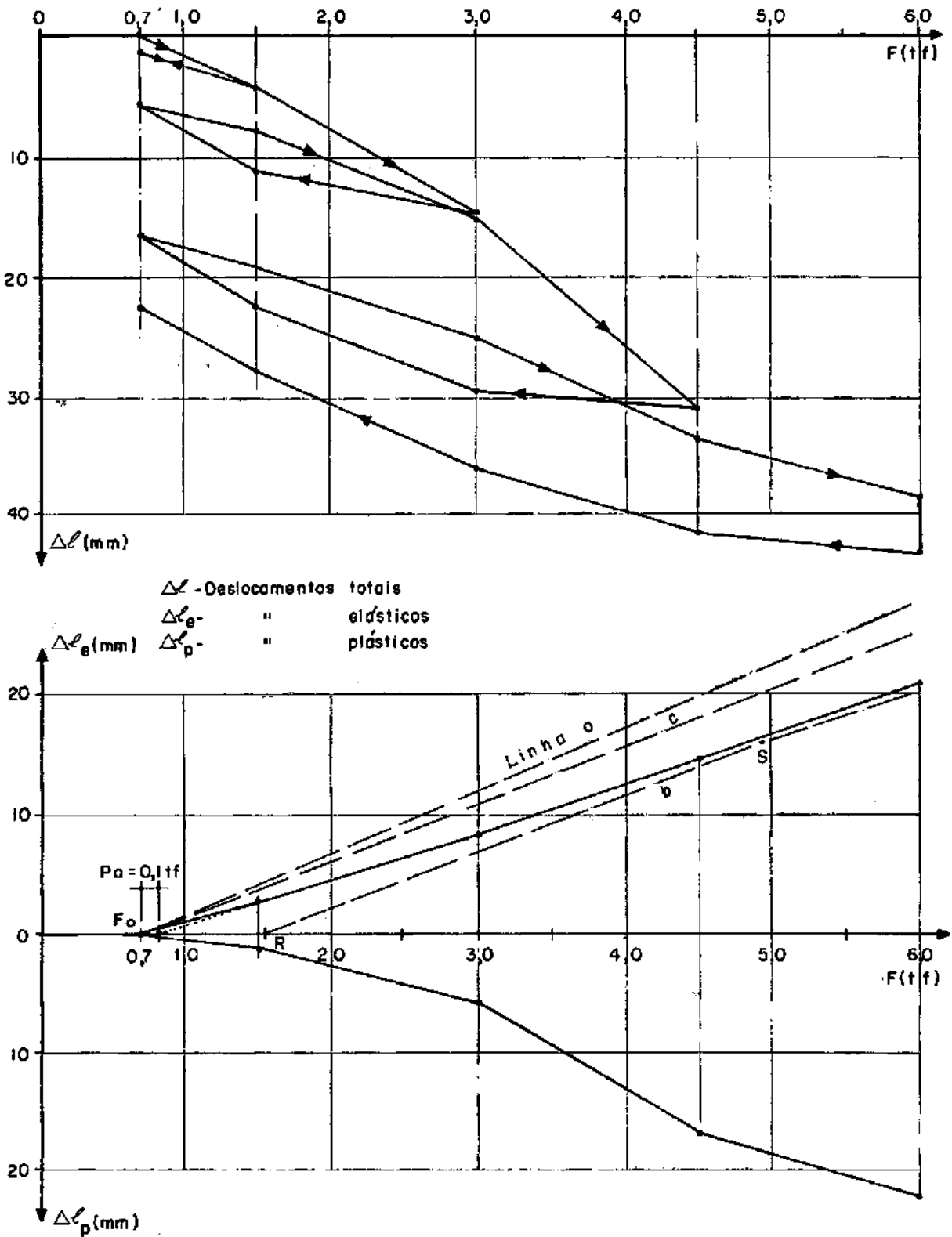
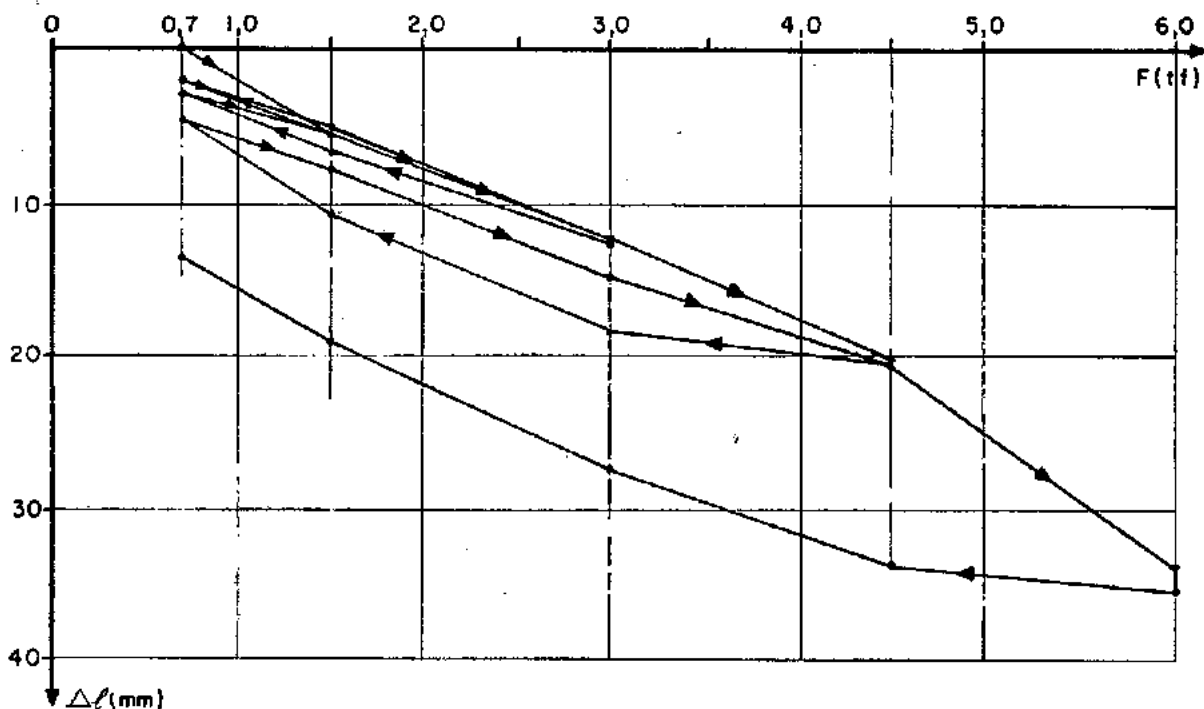


Fig. 5.24 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS
 ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ-LAJOTA 7



Δl - Deslocamentos totais
 Δl_e - " elásticos
 Δl_p - " plásticos

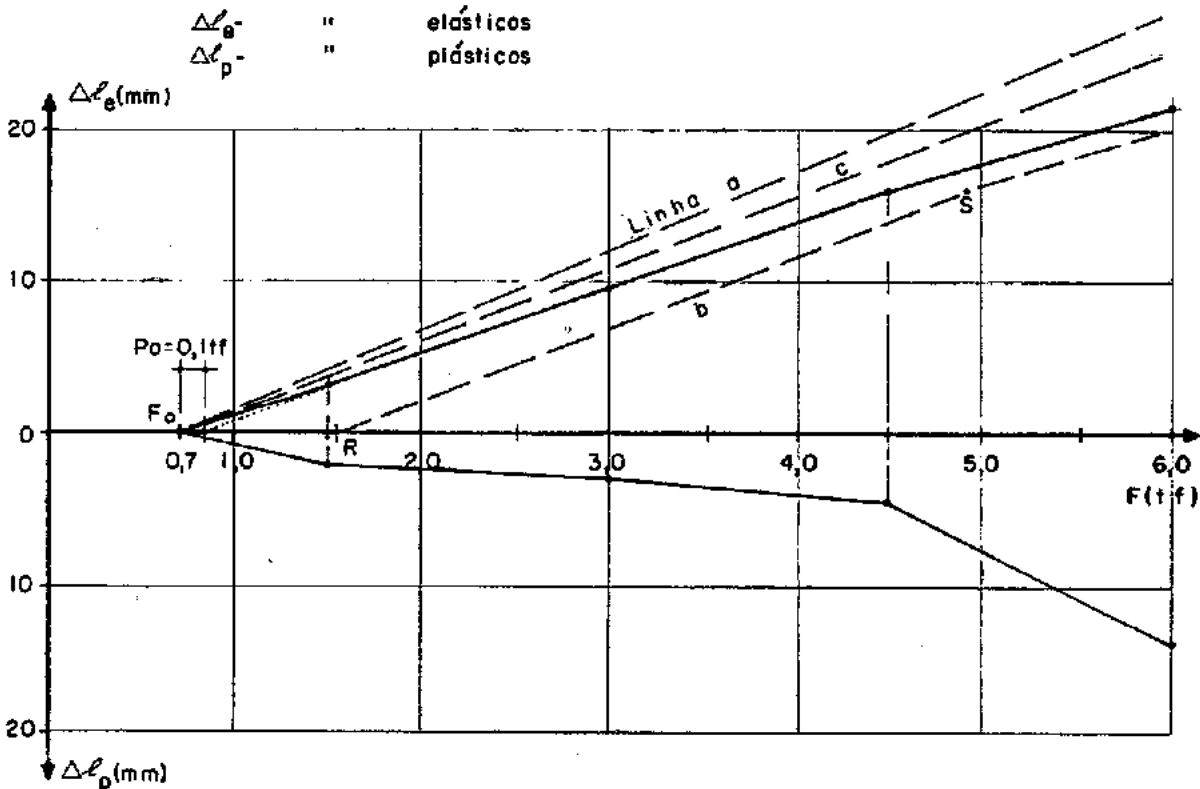


Fig. 5.25 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS
 ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ-LAJOTA 8

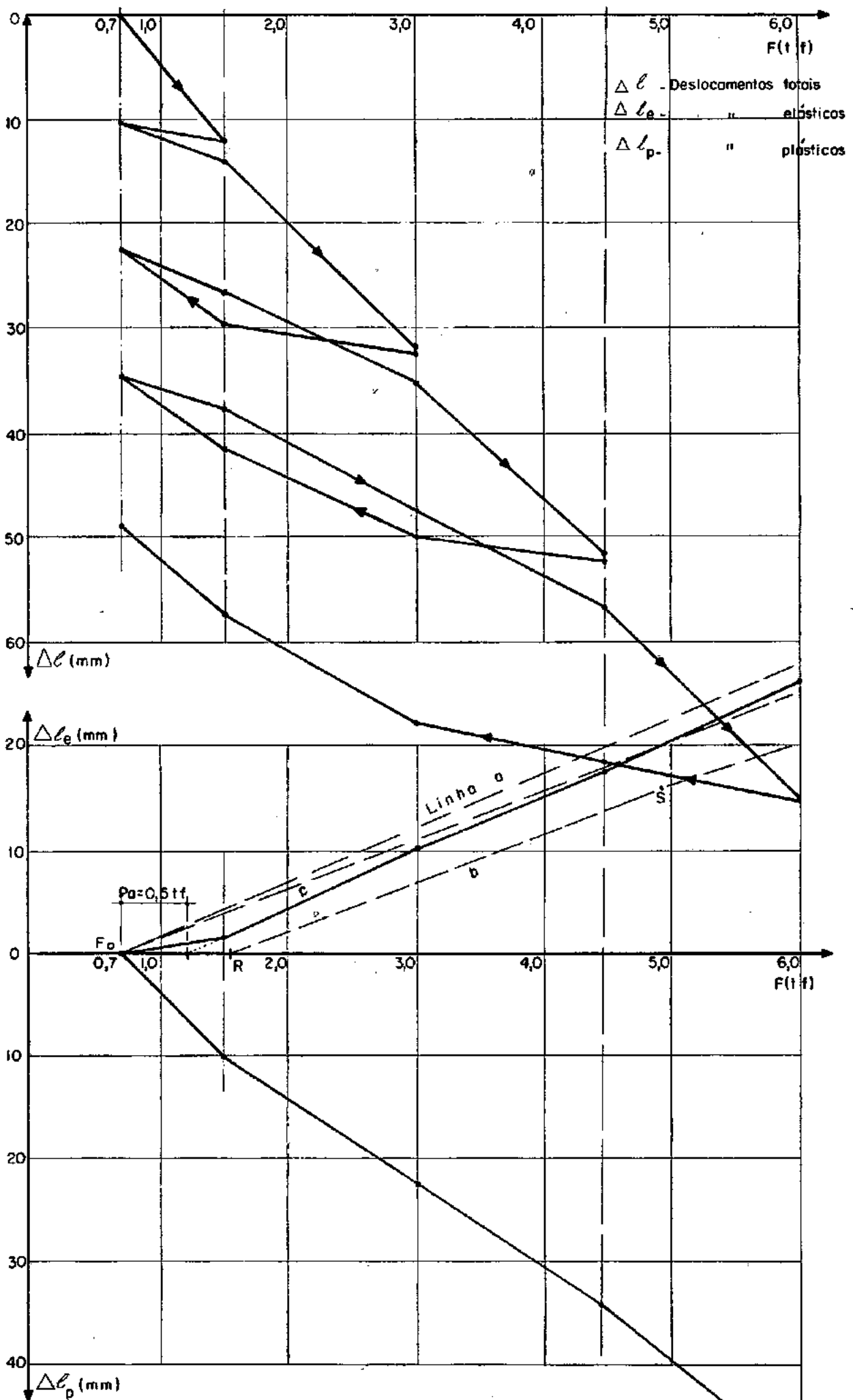


Fig. 5.26 - GRÁFICOS CARGAS - DESLOCAMENTOS
 ENSAIOS EM GRAMACHO, RJ- LAJOTA 12

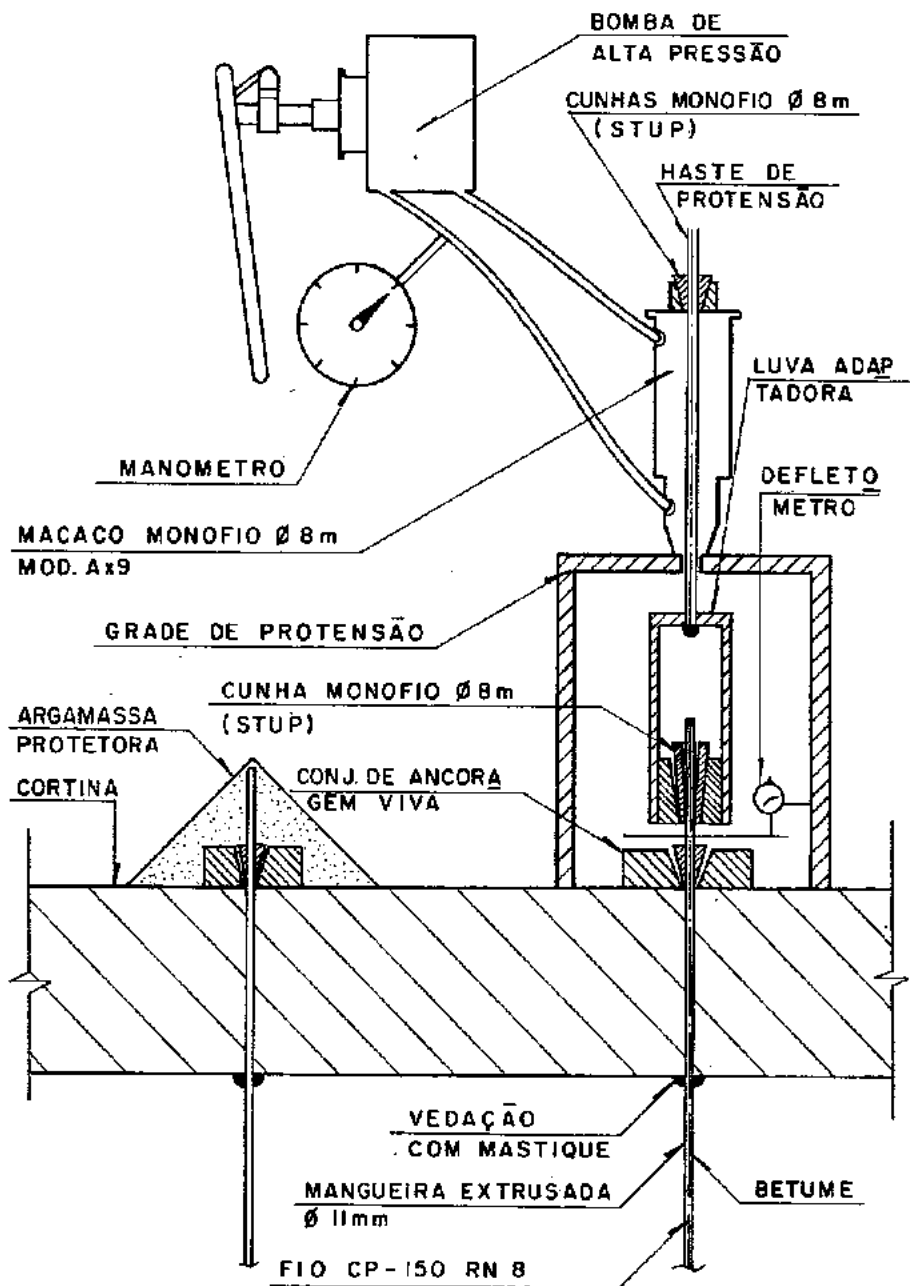


Fig.5.27-DISPOSITIVO PARA VERIFICAÇÃO DE CARGAS RESIDUAIS EM MICRO-ÂNCORAGENS

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES

Consta do Relatório Geral, apresentado por Habib (1969), logo no início: "La technique des ancrages en terrains meubles a fait des progrès spectaculaires au cours des 10 dernières années. Telle entreprise qui réalisait en 1961 des ancrages provisoires de 25tf dans des sables et graviers propose actuellement des tirants définitifs de 200tf dans les mêmes terrains. Cette amélioration n'est pas due à l'avancement de nos connaissances théoriques mais bien à l'audace raisonnée et progressive des constructeurs. Tout le monde est d'accord sur ce sujet: la théorie des tirants est encore a faire et il est frappant de constater que nous restons dans le domaine de l'empirisme pour ce problème".

Essa referência às ancoragens injetadas protendidas, feita há onze anos, é ainda pertinente em seu estágio atual de desenvolvimento. Aliás, tal referência é aplicável a inúmeros ramos da Engenharia, especialmente a Civil, cujo fundamento tem sido, em geral, a ousadia e/ou o genio de alguns empreendedores, que a pratica depois aprova e a Ciência, posteriormente, justifica, com maior ou menor rigor. E nada indica que, também para o futuro, tal proces

so natural, de progresso e desenvolvimento, não são da Engenharia como dos demais setores da atividade humana, não continue a se apoiar no que os povos de língua inglesa denominam, simplesmente, de "trial and error".

O desenvolvimento da técnica das micro-ancoragens não tinha como, nem porque, fugir a esse processo; as ancoragens injetadas, em uso desde 1957, e a Terra Armada, desde 1964, insinuavam que algo de novo poderia ser realizado com vantagem, ao se utilizar algumas peculiaridades de cada um dos sistemas construtivos que representam, e que estão descritas e comparadas no Capítulo 1. Resultaram daí as obras citadas no Capítulo 3 e outras, depois dessas, foram realizadas e estão em andamento. A prática e o comportamento dessas obras têm mostrado sua viabilidade, tanto técnica quanto econômica.

6.1 - DOS ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios de campo, tanto os de recebimento - que, por sua natureza, são sumários - quanto os descritos neste trabalho - limitados, até certo ponto, tanto pelos recursos disponíveis, como pela pressão de prazos e outras razões, por parte das empreiteiras das obras nas quais foram realizados -, confirmam a viabilidade técnica do processo, ao mostrar que as micro-ancoragens, integrantes das obras, estão dimensionadas com bastante segurança.

As ambições de, com base nesses ensaios, se construir uma teoria para explicar o desempenho das micro-ancoragens não se concretizaram. As fórmulas propostas, como resultado das teorias desenvolvidas no Capítulo 4, devem ser novamente experimentadas em ensaios mais controlados e em maior quantidade. Essas fórmulas foram utilizadas no projeto das obras realizadas, com simplificações a favor da segurança, tais como a não consideração dos efeitos favoráveis da coesão e da resistência de ponta; elas podem continuar a ser aplicadas da mesma forma, recomendando-se que, ao mesmo tempo, se considerem as indicações do item 5.4, com o que se obterá maior economia nas futuras obras. Outras pesquisas provavelmente conduzirão a economias mais acentuadas.

6.2 - DAS PESQUISAS FUTURAS

Já foi acentuada a necessidade de realizar mais pesquisas tendentes a esclarecer os vários aspectos ligados ao comportamento das micro-ancoragens.

Para o conhecimento dos mecanismos de rotura são indicados ensaios em modelo reduzido, nos quais se tem completo controle das características do material de aterro e se consegue boa visualização das superfícies de rotura.

Os ensaios realizados no campo, com o aproveitamento de obras em realização, deverão permitir melhor avaliação das características do material do aterro (por ocasião do ensaio) do que os ensaios descritos neste trabalho; deverá também ser evitado que os problemas decorrentes dos prazos apertados para a conclusão das obras, e outros, interfiram na qualidade dos ensaios, em qualquer um de seus aspectos. O ideal seria que os ensaios de campo, para a pesquisa do comportamento das lajotas das micro-ancoragens, fossem realizados em aterros experimentais, nos quais inexistem os problemas citados.

As pesquisas a serem realizadas devem objetivar definir a influência dos parâmetros que afetam o comportamento das micro-ancoragens, especialmente sua capacidade da carga; entre esses fatores, os mais importantes são: as dimensões das lajotas (comprimento, largura, área da ponta), sua profundidade e as características do aterro (granulometria, compactação, resistência ao cisalhamento). Para essa determinação variar-se-ão, nos ensaios, um ou mais parâmetros enquanto os demais serão mantidos constantes. Os movimentos da superfície livre do aterro e sua possível rotura, na região que cobre as lajotas, deverão ser observados para procurar definir o tipo de rotura ocorrido. Uma técnica recomendada para os ensaios é a de superdimensionar os tirantes, a fim de forçar a rotura das ancoragens, se necessário, com cargas elevadas.

Deve-se também pesquisar, em ensaios, a influência do tempo no comportamento das micro-ancoragens, para verificar a ocorrência de fluência e relaxação de tensões ou cargas em função do tipo de solo de aterro.

6.3 - DA PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

Outras fontes de informações a respeito do comportamento das lajotas de micro-ancoragens são os relatórios e publicações das pesquisas que foram e estão sendo realizadas, em larga escala, com os materiais componentes da Terra Armada e, também, com outros tipos de materiais mergulhados no interior de aterros. Incluem-se entre eles os trabalhos apresentados ao "Symposium on Earth Reinforcement" patrocinado e divulgado pela "Geotechnical Engineering Division" da ASCE; de uma contribuição a esse Symposium, de Schlosser e Elias (1979), foram aproveitadas algumas informações anteriormente incluídas no item 2.2.3 deste trabalho.

REFERENCIAS

- 1 - Bauer, K. (1960)
Injectionszuganker in nichtbindigen Böden - - Bau und Bauindustrie, nº 16, pp.520/522.
- 2 - Bishop, A. W. (1955)
The use of the slip circle in the stability analysis of slopes - European Regional Conference on the Stability of Earth Slopes - Stockholm 1954 - Géotechnique, Vol. V, nº 1, March 1955 - ICE - London.
- 3 - Bowles, J. E. (1968)
Foundation Analysis and Design - International Student Edition - Japan.
- 4 - Brinch Hansen, J. (1960)
Haupt probleme der Bodenmechanik - Springer Verlag.
- 5 - Broms, B. B. (1968)
Swedish tie-back systems for sheet pile walls. Proceedings of the 3rd. Budapest Conference on Soil Mechanics and

Foundation Engineering; section 1 - 3, pp.391/403.

- 6 - Broms, B. B. and Stille, H. (1976)
Failure of Anchored Sheet Pile Walls - Journal of the Geotechnical Engineering Division - ASCE - Vol. 102.
- 7 - Bucholz (1931)
Erdwiderstand auf Ankerplatten, Jahrb. Hafenbautech Ges., vol. 12.
- 8 - Caputo, H. P. (1969)
Mecânica dos Solos e suas Aplicações - Vol. II - Ao Livro Técnico S.A. - Rio de Janeiro.
- 9 - Caquot, A. et Kerisel, J. (1966)
Traité de Mécanique des Soils - 4^e édition - Gauthier - Villars, Editeur - Paris.
- 10 - Cerqueira, C. A. G. (1972)
Estabilização de Taludes com ancoragens - Tópicos de Geomecânica nº 7 - TECNOSOLO.
- 11 - Collin, A. (1846)
Recherches expérimentales sur les glissements des terrains argileux, accompagnés de considérations sur quelques principes de la mécanique terrestre - Carriïlan Coeury - Paris.
- 12 - CSBM
Catálogo "Fios e Cordoalhas para Concreto Protendido" da Companhia Siderúrgica Belgo Mineira.
- 13 - Costa Nunes, A. J. e Velloso, D. A. (1963)
Estabilização de taludes em capas residuais de origem granito gnaissica - 2ª CPAMSEF - Vol. II - PP. 383/394.
- 14 - Costa Nunes, A. J. (1965)
Methods for anchoring in soils and rocks.
Discussion - 6ª CIMSEF - Vol. III, pp.526/527 - Montreal.

- 15 - Costa Nunes, A. J. (1966)
Slope Stabilization - Improvements in the techniques of prestressed anchorages in rocks and soils - Proceedings of the First Congress of the International Society of Rock Mechanics - Vol. II - PP. 141/146 - Lisboa.
- 16 - Costa Nunes, A. J.; Chiossi, N. J. e Maggi, J. C. (1969)
Anchorage Tests in clays - 7º CIMSEF, Sp. Se. pp.120/125 - México.
- 17 - Costa Nunes, A. J. (1974)
Tied-Back Walls - Proceedings, Conference on Geotechnical Engineering, University of Texas, Austin; vol. II - pp. 146/149 - Discussion on Workshop 5.
- 18 - Costa Nunes, A. J.; Dringenberg, G. E. Vieira Dias, P. H. (1975)
Protensão do terreno e suas perspectivas em Geomecânica, 5º CPAMSEF - vol. 3 - pp.295/305 - Buenos Aires.
- 19 - Costa Nunes, A. J. (1977)
Presso-ancoragens, um novo tipo de fundações - revista Estrutura, nº 78.
- 20 - Costa Nunes, A. J., Dringenberg, G. E., França, F. A. R. , de Souza, J. L. C. (1978)
Paredes diafragma incorporadas no TP-3 do Metrô Carioca - Construção Pesada - Junho 1978.
- 21 - Costa Nunes, A. J. e Craizer, W. (1978)
Micro-ancoragens - 1º Seminário de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações - Salvador - Bahia.
- 22 - Costa Nunes, A. J. e Craizer, W. (1979)
Micro-Ancoragens - 6º CPAMSEF - Lima.
- 23 - Costet, J. et Sanglerat, G. (1969 e 1975)
Cours Pratique de Mécanique des Sols - 1º et 2º édition (tome 2) - DUNOD - Paris.

- 24 - Coulomb, C. A. (1773)
 Essai sur une Application des Règles des Maximis et Minimis à quelques Problèmes de Statique Relatifs à l'Architecture. Mémoires de mathématiques et de physique présentés à l'Académie Royale des Sciences par divers savants et lus dans ses Assemblées. Vol. 7, pp. 342-82 (1776), réimprimé dans la Théorie des machines simples, Paris 1809 et 1821.
- 25 - Culmann, C. (1866)
 Die graphische Statik, Zürich.
- 26 - Deere, D. U. and Patton, F. D. (1971)
 Slope Stability in Residual Soils (State of the Art) - Proceedings of the Fourth CPAMSEF - Vol. I - ASCE.
- 27 - DIN 4084 (1974)
 Blatt I - Standsicherheitsberechnung bei Stützbauwerken.
- 28 - EAU (1970)
 Recommendations of the Committee for Waterfront Structures
 (English translation of the fourth German edition), Wilhelm Ernst & Sohn.
- 29 - EB-3 (1972)
 Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado - ABNT.
- 30 - EB-780 (1975)
 Fios de aço para concreto protendido - ABNT.
- 31 - Fellenius, W. (1927)
 Erdstatische Berechnung, Berlin, W. Ernst U. Sohn (edição revisada em 1939).
- 32 - Habib, P. (1969)
 Les ancrages, notamment en terrains meubles - 7^o CIMSEF, Sp. Se. - México.

- 33 - Hobst, L. (1964)
Increasing Dam Stability by Prestressing the Soil Foundation - VIII^e Conference on Large Dams - Edinburgh - 1^o Vol.
- 34 - Hobst, L. and Zajic, J. (1977)
Anchoring in Rock - Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- 35 - Hoek, E. and Bray, J. W. (1974)
Rock Slope Engineering; Institution of Mining and Metallurgy - London.
- 36 - Hueckel, S. M. et Kwasniewski, J. (1961)
Essai sur modele rēduit de la capacitē d'ancrage d'elēments rigides horizontaux, enfuis dans le sable - 5^o CIMSEF - vol. II, p. 431 - Paris.
- 37 - Jelinek, R. und Ostermayer, H. (1966)
Verankerungen von Baugrubenumschliessungenvorträge der Baugrundtagung in München - Deutsche Gesellschaft für Erd und Grundbau e V. Essen.
- 38 - Jorge, G. R. (1969)
Le tirant IRP rēinjectable spēcial pour terrains meubles, karstique ou ā faibles carācteristiques gēotechniques - 7^o CIMSEF, Sp. Se. - Mēxico.
- 39 - Kovary, K. and Fritz, P. (1975)
Stability Analysis of Rock Slopes for Plane and Wedge Failure with the aid of a Programmable Pocket Calculator - 16th Symposium on Rock Mechanics, Minnesota, Minn.
- 40 - Kranz, E. (1953)
Über die Verankerung von Spundwänden, W. Ernst & Sohn, Berlin.
- 41 - Littlejohn, G. S. (1970)
Soil anchors and closure to discussion - Proceedings of

the Conference organized by ICE - London.

- 42 - Littlejohn, G. S, Jack, B. e Sliwinski, Z. (1972)
Anchored diaphragm walls in sand - Ground Engineering -
1/1972 - pp.12/17.
- 43 - Löcher, H. G. (1969)
Anchored walls and cut-off walls - VSL Bulletin, Losinger
& Co. Ag, Berne, Switzerland.
- 44 - Mori, H. and Adachi, J. (1969)
Anchorage by an inflated cylinder in soft ground - 90
CIMSEF, Sp. Se. - México.
- 45 - NB-1 (1978)
Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - ABNT.
- 46 - NB-565 (1977)
Estruturas ancoradas no terreno e Ancoragens Injetadas
no terreno - ABNT.
- 47 - Ostermayer, H. and Werner, H. V. (1972)
Neue erkentnisse und entwicklungs - Tendenzen in der
verankerungstechnik Baugrundtagung - Stuttgart.
- 48 - Ostermayer, H. (1975)
Construction, carrying behaviour and creep characteristics
of ground anchors - Diaphragm walls and anchorages -
ICE.
- 49 - Ostermayer, H. (1977)
Practice in detail design applications of anchorages - A
review of diaphragm walls - ICE - London.
- 50 - Ostermayer, H. and Scheele, F. (1978)
Research on Ground Anchors in Non - Cohesive Soils - 90
CIMSEF - Tokyo 1977 - Revue Française de Géotechnique -
numero spècial - 1/1978.

- 51 - Pinelo, A. M. S. (1980)
Dimensionamento de Ancoragens de Cortinas Ancoradas -
Laboratório Nacional de Engenharia Civil - Lisboa -
Portugal.
- 52 - Potyondy, J. G. (1961)
Skin friction between various soils and Construction
Materials - Geotechnique (ICE) - December 1961.
- 53 - Ranke, A. e Ostermayer, H. (1968)
Beitrag zur Stabilitätsuntersuchung mehrfach verankerter
Baugrubenenumschließungen. Die Bautechnik, 1968, H. 10,
pp.341/350 - Tradução de A. J. COSTA NUNES.
- 54 - Rankine, W. J. M. (1857)
On the Stability of Loose Earth - Transactions of the
Royal Society - London, Vol. 147.
- 55 - Résal, J. (1910)
La Poussée des terres, Deuxième Partie: Théorie des
Terres Cohérentes, Paris, Béranger.
- 56 - Schlosser, F. and Elias, V. (1979)
Friction in reinforced Earth - Symposium on Earth
Reinforcement - sponsored by the Geotechnical Engineering
Division of the American Society of Civil Engineers -
Pittsburgh, Pennsylvania, 1978.
- 57 - Taylor, D. W. (1948)
Fundamentals of Soil Mechanics - John Wiley & Sons, Inc.
- 58 - Teng, W. C. (1964)
Foundation Design - Prentice - Hall, Inc. Englewood Cliffs,
New Jersey.
- 59 - Terzaghi, K. (1954)
Theoretical soil mechanics - John Wiley and Sons, Inc. -
New York.

- 60 - Tschebotarioff, G. P. (1973)
Foundations, Retaining and Earth Structures - Mc Graw
Hill Company.
- 61 - Velloso, D. A. e Lopes, F. R. (1976)
Paredes Moldadas no Solo - Publicação de Estacas Franki
Ltda., Rio de Janeiro.
- 62 - Vidal, H. (1964)
"Processo para a execução de obras armadas de terra, bem
como armaduras de pele para a execução do mesmo" - Do
cumento para patentear o processo no INPI (INSTITUTO
NACIONAL DE PROPRIEDADE INDUSTRIAL).
- 63 - Werner, H. U. (1972)
Die Tragkraft Langzylindrischer Erdanker zur Verankerung
von Stützwänden unter besonderer Berücksichtigung der
Lagerungsdichte Kohäsionsloser Böden. Dissertation ,
Reichsuniversität - Gent, Belgium.
- 64 - Wernick, E. (1978)
Stresses and Strains in the surface on the anchors - 90
CIMSEF - Tokyo 1977 - Revue Française de Geotechnique -
número spécial - 1/1978.

ABREVIATURAS USADAS

ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas;
ASCE	- American Society of Civil Engineers;
CIMSEF	- Congresso Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações;
CPAMSEF	- Congresso Pan-Americano de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações;
DIN	- Deutsche Industrie Norm-Norma Alemã;
EAU	- Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen;
EB	- Especificação Brasileira;
ICE	- The Institution of Civil Engineers in London;
NB	- Norma Brasileira;
Sp, Se	- Speciality Session nº 15;

NOTAS TÉCNICAS

ANEXO I

SOLOS E ROCHAS vol. 2, nº 2

UMA NOTA SOBRE O COMPORTAMENTO DE ANCORAGENS PROTENDIDAS SOLICITADAS POR CARGAS EXTERNAS

A NOTE ON THE BEHAVIOUR OF PRESTRESSED ANCHORS SUBJECTED TO EXTERNAL LOADS

Waldemar Craizer, Eng. Civil
Eng. Tecnosolo S.A.

Recebido em 28/12/79

RESUMO

Este trabalho examina o comportamento de ancoragens em solo ou rocha, incorporadas com carga e submetidas posteriormente a cargas trativas externas ao maciço e discute possíveis vantagens da protensão da ancoragem bem como o papel do comprimento livre do tirante.

ABSTRACT

This paper examines the behaviour of prestressed ground anchors when subject to external loads and discusses possible advantages of prestressing the anchor as well as the role of the tendon.

INTRODUÇÃO

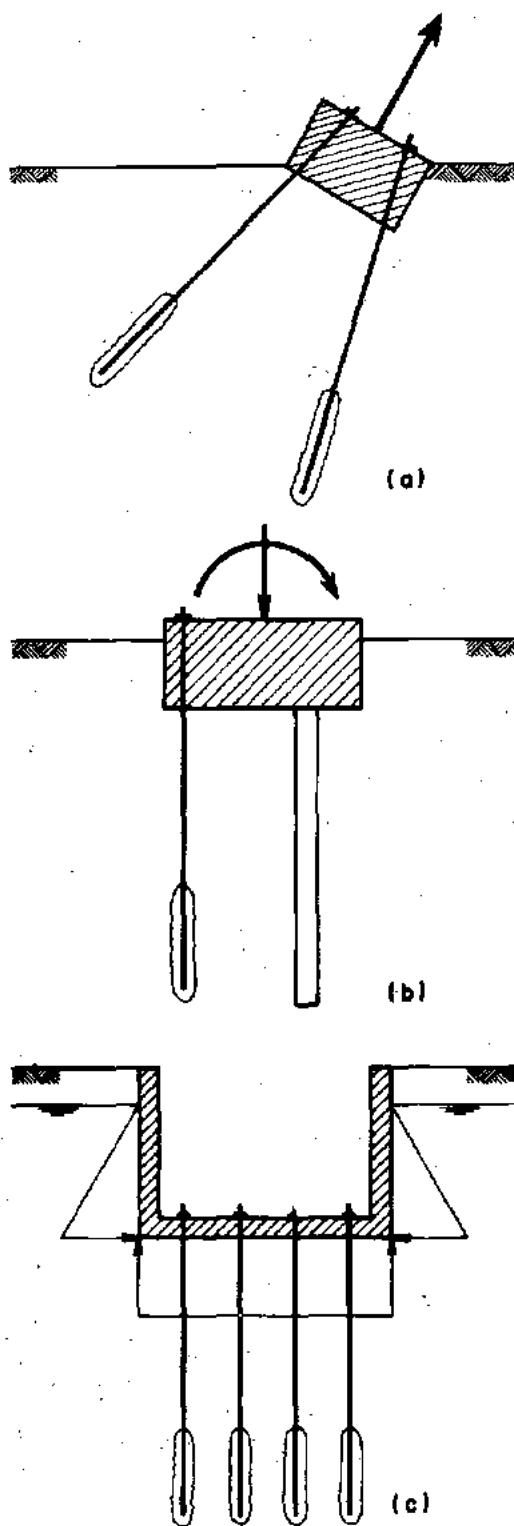
Ancoragens são frequentemente empregadas para suportar cargas externas trativas aplicadas à estrutura a que estão ligadas, como é o caso, por exemplo, de cabos e suporte de pontes pênses e coberturas (Fig. 1a), fundações submetidas a cargas excêntricas elevadas (Fig. 1b) e estruturas submetidas a subpressão de água (Fig. 1c). Estas ancoragens são, por outro lado, geralmente incorporadas com cargas (quando são chamadas ancoragens "pré-tensionadas" ou "protendidas").

O projetista, ao especificar a carga de incorporação ou protensão, fica frequentemente em dúvida sobre que parcela da carga externa prevista para a ancoragem deve ser somada a esta carga de incorporação (para efeito de verificação da capacidade de carga da ancoragem)

e sobre que deslocamentos sofrerá a estrutura quando atuarem as cargas externas. O objetivo deste trabalho é discutir o comportamento de ancoragens com e sem protensão quando submetidas a cargas externas, tentando esclarecer estes pontos.

No presente trabalho serão desprezados, quando atuar a carga externa, os deslocamentos e deformações do bulbo e da cortina. Ainda, só serão consideradas as deformações elásticas, e conseqüentes deslocamentos imediatos, do tirante e do terreno; a fluência do terreno não será, portanto, considerada.

Neste trabalho utilizar-se-á a expressão *trecho livre do tirante* ou *tendão* e não *trecho livre da ancoragem* pois, embora na maioria das ancoragens estes dois comprimentos coincidam ou sejam muito próximos, cada trecho livre desempenha uma função diferente. O *trecho livre do tirante* se situa entre a cabeça



da ancoragem e o ponto de fixação do tirante ou tendão ao bulbo enquanto o *trecho livre da ancoragem* se situa entre a cabeça da ancoragem e o início do bulbo (Fig. 2).

ANCORAGENS PROTENDIDAS

Sejam :

- Q a carga de incorporação ou pré-carga da ancoragem (ou a carga residual de incorporação se ocorrerem perdas de carga após a incorporação),
- Q a carga externa ao maciço atuante na estrutura,
- σ_i a pressão média exercida pelo terreno sobre a estrutura na ocasião da incorporação,
- σ_e a pressão média exercida pelo terreno sobre a estrutura após a solicitação da mesma pela carga externa,
- Q_e a resultante das pressões exercidas pelo terreno sobre a estrutura após a solicitação da mesma pela carga externa,
- k_s o módulo ou coeficiente de reação do terreno em termos de pressão (hipótese de Winkler),
- K_s o módulo ou coeficiente de reação do terreno em termos da resultante e
- K_t o módulo ou coeficiente de reação do do tirante, que vale

$$K_t = \frac{EA}{l}$$

onde

E é o Módulo de Elasticidade do tirante,

A é a área da seção transversal do tirante e

Fig. 1

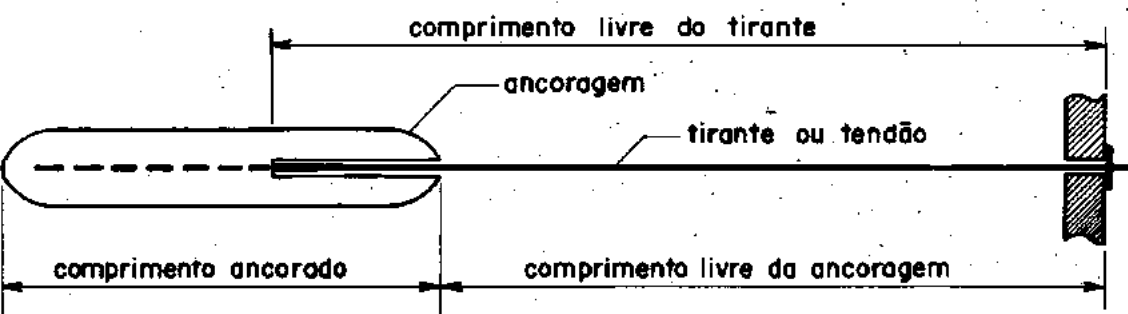


Fig. 2

l é o comprimento livre do tiranté.

Considere-se inicialmente a ancoragem instalada no terreno e ainda sem carga (Fig. 3a). Ao ser submetida à carga de incorporação por um macaco que atua sobre sua cabeça reagindo contra a estrutura, a ancoragem desperta tensões no terreno ao redor do trecho ancorado enquanto a estrutura desperta tensões contra si no valor da carga de incor-

poração da ancoragem, ao mesmo tempo em que sofre um deslocamento para dentro do terreno (Fig. 3b).

Ao ser submetida a uma carga externa Q , inferior a Q_i , a estrutura se desloca de Δl , o que provoca um alívio na pressão média exercida pelo terreno sobre si de (Fig. 3c)

$$\Delta \sigma = \sigma_i - \sigma_e = k_s \Delta l \quad (1a)$$

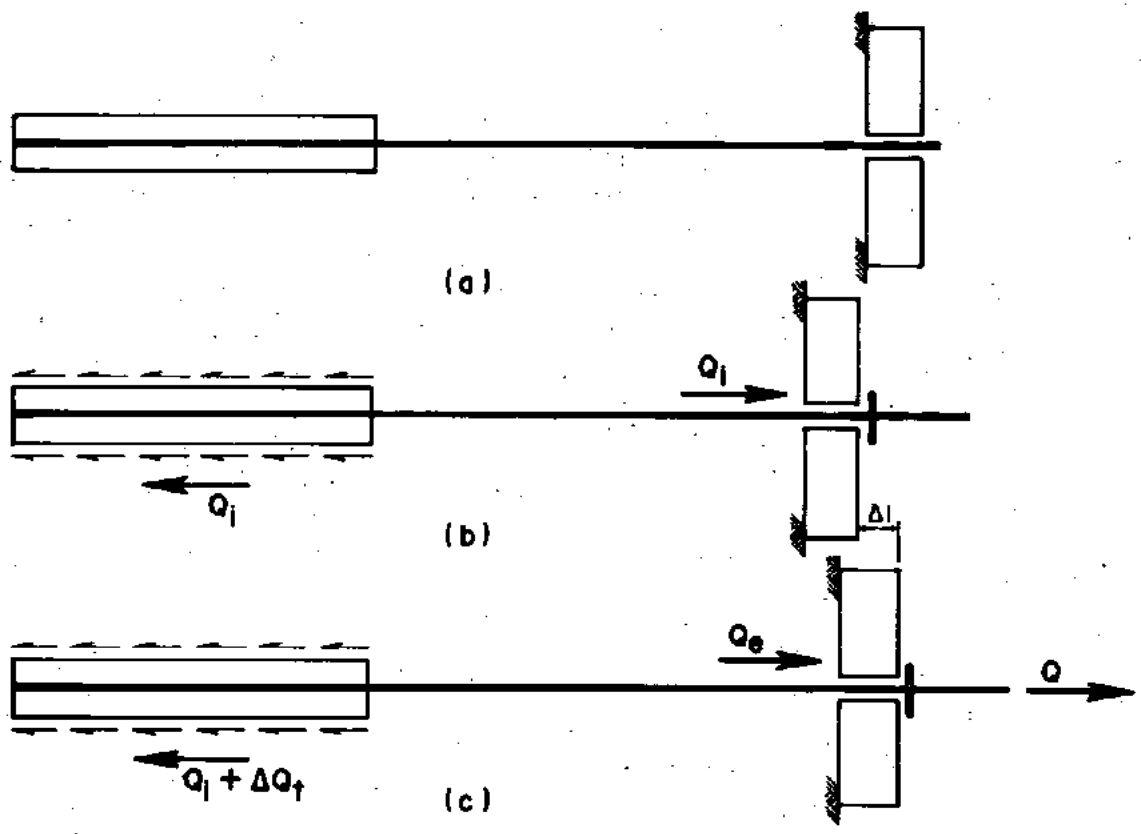


Fig. 3

ou, em termos da resultante destas pressões, de

$$\Delta Q_s = Q_i - Q_o = K_s \Delta l, \quad (1b)$$

ao mesmo tempo em que provoca um acréscimo de carga no tendão de

$$\Delta Q_t = K_t \Delta l, \quad (2)$$

que passa a ser tracionado por

$$Q_t = Q_i + \Delta Q_t, \quad (3)$$

Pode-se observar ainda que a carga externa somada à resultante das pressões exercidas pelo terreno sobre a estrutura é igual à carga no tendão ou

$$Q + Q_o = Q_t + \Delta Q_t, \quad (4)$$

o que conduz a

$$\begin{aligned} Q &= Q_t - Q_o + \Delta Q_t = K_s \Delta l + K_t \Delta l = \\ &= (K_s + K_t) \Delta l \end{aligned} \quad (5)$$

que representa o comportamento carga-deslocamento da ancoragem protendida, enquanto a equação

$$Q = K_t \Delta l \quad (6)$$

representa o comportamento carga-deslocamento da mesma ancoragem sem protensão. As Equações 5 e 6 correspondem a duas retas distintas num gráfico carga-deslocamento (Fig. 4). Para as cargas externas superiores a carga de incorporação, o comportamento é semelhante ao de uma ancoragem sem protensão; para se determinar o ponto de "quebra" do diagrama, B (definido pela carga Q_q e o deslocamento Δl_q), basta igualar os des-

locamentos dados pelas retas de comportamento (a) com protensão, ou

$$\Delta l_q = \frac{Q_q}{K_t + K_s}, \quad (5)$$

e (b) sem protensão, deslocada da origem do valor da protensão, ou

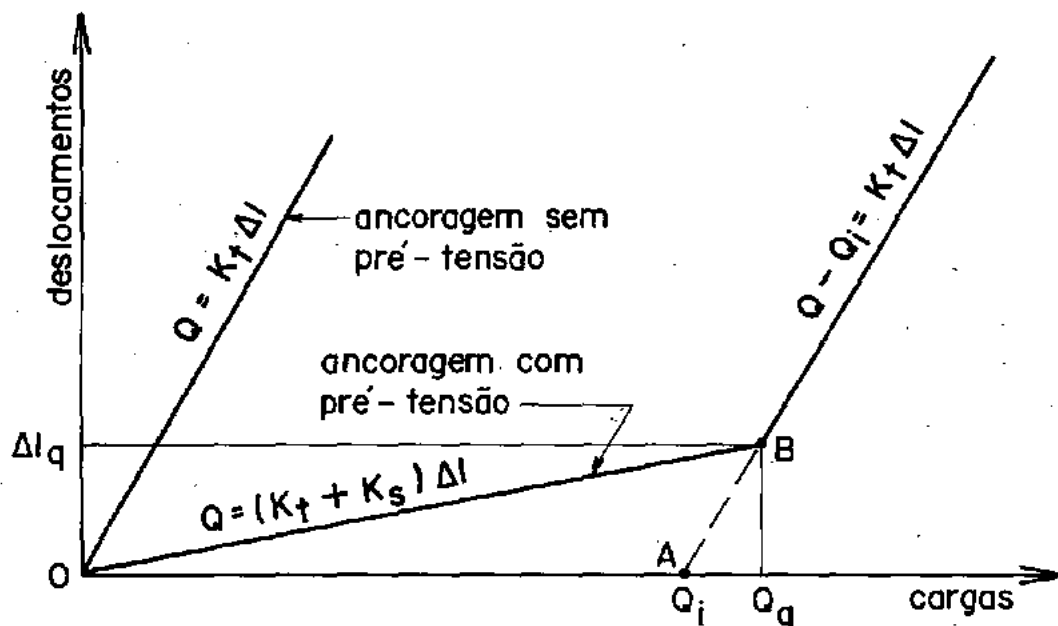


Fig. 4

$$\Delta l_q = \frac{Q_q - Q_t}{K_t} \quad (7)$$

obtendo-se

$$Q_q = Q_t \frac{K_t + K_s}{K_s} \quad (8)$$

$$\Delta l_q = \frac{Q_t}{K_s} \quad (9)$$

(A Equação 9 corresponde à deformação do terreno quando a carga de protensão é anulada).

Combinando-se as Equações 2 e 5, obtém-se ainda

$$\Delta Q_t = \frac{Q}{1 + \frac{K_s}{K_t}} \quad (10)$$

DISCUSSÃO

(a) Observando-se a Equação 10 pode-se concluir que se a razão entre os módulos de reação do solo e do tendão, K_s/K_t , é relativamente alta, o acréscimo de carga no tendão quando da atuação da carga externa é muito pequeno (para $K_s/K_t = \infty$, $\Delta Q_t = 0$). Esta ra-

ção é relativamente alta quando o módulo de reação do terreno é muito elevado ou quando o módulo de reação do tendão é baixo; este último será tão menor quanto maior o comprimento livre do tirante.

(b) Se o módulo de reação do terreno é muito elevado, o que foi dito em (a) ocorre, com a particularidade de que o trecho OB do diagrama da Figura 4 praticamente coincide com OA sobre o eixo das cargas, ou seja, até o valor da carga de protensão não ocorrem praticamente deslocamentos da estrutura.

CONCLUSÕES

Após uma protensão da ancoragem, quando ocorre um deslocamento da estrutura contra o terreno e um alongamento elástico do tendão, a atuação de forças externas à estrutura provocará deslocamentos correspondentes ao sistema solo comprimido-tendão tensionado. Este comportamento existe até o ponto em que o solo é aliviado das tensões da carga de incorporação; a partir deste ponto o comportamento é controlado pelas características de alongamento do tendão apenas. Este comportamento chama a atenção para o fato de que as vantagens da protensão só podem ser precisamente avaliadas se as características tensão-deformação do solo e carga-deslocamento do tendão (este controlado pelo comprimento livre do tirante) forem conhecidas.

STUP . SOCIEDADE TÉCNICA PARA UTILIZAÇÃO DA PRÉ-TENSÃO (PROCESSOS FREYSSINET) S. A.
AV. SUBURBANA, 6036 - 6036-A - TEL.: 269-7232 - TELEGRAMAS: "PROTENDIDO" - RIO DE JANEIRO - BRASIL

Rio de Janeiro. 10 de dezembro de 1980.

1800/80

À
TECNOSOLO S/A.
Rua Pedro Alves, 15
Rio de Janeiro

A/C. Dr. Waldemar Creiser

Prezados Senhores;

Pela presente, estamos enviando os resultados da aferição de um macaco A X 9, realizado na presença de V.Sas.

A aferição foi realizada com uma prensa de 100 toneladas de capacidade, equipada com um manômetro, aferido pelo I.P.T., de 0 à 60 Kgf/cm² e subdivisão de 1 Kgf/cm².

A carga no macaco foi aplicada com uma bomba Pl, cujo manômetro foi / aferido pelo I.P.T. O macaco A X 9, colocado na posição vertical transmitiu a carga ao pistão da prensa.

As pressões reais do manômetro da bomba e do manômetro da prensa foram anotadas em 16 etapas.

A partir das pressões reais do manômetro da prensa, e conhecendo a área de seu pistão (153,9cm²), deduzimos a carga realmente exercida pelo macaco A X 9.

Os valores indicados no quadro em anexo representam a média de dois / ensaios realizados de 0 à 400 Kgf/cm² e de três ensaios, de 0 à / 230 Kgf/cm².

Cont...

• 2 •

RESULTADOS

Pressão real na bomba P 1 (Kgf/cm ²)	Pressão real na prensa. / (Kgf/cm ²)	Carga exercida pelo macaco / A X 9 - (+)
30	4,6	0,73
70	8,1	1,27
92	10,0	1,55
100	10,6	1,65
130	13,6	2,12
170	18,6	2,89
184	19,7	3,05
200	21,5	3,33
230	24,6	3,82
270	28,5	4,41
276	29,5	4,57
300	31,7	4,92
330	34,7	5,39
360	37,4	5,79
369	38,9	6,04
400	41,9	6,49

Esperando que os resultados, atendam ao interesse de V.Sas., sub-
crevemo-nos, mui,

Atenciosamente,

S. T. U. P.

Sociedade Técnica para Utilização da
Pré-Tensão (Processos Freyssinet) S. A.

