CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS VERTICAIS DE TRAÇÃO

Fernando Artur Brasil Danziger

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:

Dirceu de Alencar Velloso
Presidente

Fernando Emmanuel Barata

Francisco de Rezende Lopes

Claudio Fernando Mahler

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1983

DANZIGER, FERNANDO ARTUR BRASIL

Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração. (Rio de Janeiro) 1983.

XIII , 331 p. 29,7 cm (COPPE - UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1983)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Fundações Tracionadas. I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

ESTE TRABALHO É DEDICADO

- A Priscila Maria e Bernadete, pelo amor que me transmitem.

- Aos meus queridos pais, pelo amor que sempre me dedicam.

- Aos mais velhos de minha família, especialmente os da 2ª geração acima da minha - aqui na Terra ou já na Espiritualidade -, com os quais tive a graça e a felicidade de conviver, pelos seus exemplos de vida de incrível força de vontade, fraternidade e trabalho no bem, e pela extremada dedicação e carinho com que sempre me contemplaram.

- Aos meus sogros, pelo afeto sempre demonstrado.

- Ao querido Professor Fernando Emmanuel Barata, pelo que tem representado como desvelado mestre e amigo.

AGRADECIMENTOS

- Ao professor Dirceu de Alencar Velloso, pela sua sábia orientação, constante incentivo e dedicada amizade.

- Ao professor Fernando Emmanuel Barata, pelos numerosos ensinos sobre o tema, desde bem antes da realização das provas de carga, pelo estímulo, apoio e inquestionáveis demonstrações de amizade.

- Aos docentes do Programa de Engenharia Civil da COPPE - UFRJ, em especial da Área de Mecânica dos Solos, pelo constante incentivo, apoio e amizade manifestados ao longo de todo o curso. De modo particular, ao professor Willy Alvarenga Lacerda.

- Aos meus pais e sogros, pelo inestimável apoio, constante estímulo e ajuda de todas as maneiras e em todos os momentos.

- Aos meus familiares e parentes, pelo apoio e incentivo.

- Aos meus queridos amigos, de todas as idades, que sempre me compreenderam, apoiaram e incentivaram.

- À engenheira Bernadete Ragoni Danziger, pelas valiosas sugestões e contribuições e pelo auxílio em todos os momentos.

- Ao engenheiro Claudio Pereira Pinto, querido amigo, pelas diversas contribuições à discussão do tema.

- Aos colegas Joaquim da Costa Monteiro Júnior e Marcus Peigas Pacheco, respectivamente Coordenador de Projetos Civis e Chefe do Setor de Mecânica dos Solos do Grupo Electra/PTEL, pelo inestimável apoio durante todo o desenrolar do curso e pela sincera amizade.

- Ao professor Claudio Fernando Mahler, pela bibliografia fornecida e pelo apoio.

- Aos colegas da COPPE-UFRJ, especialmente os da Área de Mecânica dos Solos, pela enriquecedora amizade.

- Aos amigos do Laboratório de Solos da COPPE, pelo auxílio e pela amizade.

- Aos colegas do Grupo Electra / PTEL, em especial aos da Seção Civil, pela compreensão e ajuda direta ou indireta.

- Ao Grupo Electra / PTEL, em especial a um de seus diretores, engenheiro Raimundo Carneiro Santiago, pelo apoio recebido.

- Ao colega Pedro Cesar Ferrer Cardoso, pelo incansável auxílio nos serviços de campo das provas de carga.

- A Walmir Duarte Jardim e Gilson Fernandes, pelo auxílio e sugestões quando dos serviços de campo das provas de carga e pelo extraordinário exemplo de esforço de ambos, na

realização do trabalho de campo da tese do primeiro, no mesmo local das provas de carga.

- Ã minha querida prima Aneris, pela sua constante preocupação quanto ao desenrolar do trabalho e por todo o carinhoso auxílio.

- A João Lucas das Chagas Filho, Maria Clara da Costa Moura e Cesar Pereira Cabral, pelo esmero na elaboração das ilustrações.

- A Eni dos Santos Gonçalves, pelos serviços de datilografia, pelo seu empenho e sua elogiável eficiência.

RESUMO

O tema Fundações Submetidas a Esforços de Tração constitui-se num capítulo bastante recente da Mecânica dos Solos, as principais pesquisas tendo-se desenvolvido a partir do início da década de 60.

Um extenso conjunto de provas de carga - que visavam o projeto de fundações de uma importante linha de transmissão - , realizadas em sapatas e tubulões, permitiu a aferição das principais teorias quando aplicadas a um solo residual de gnaisse, possibilitando ainda uma série de observações sobre o comportamento de fundações tracionadas.

Ênfase especial é dada no trabalho à apresentação dos procedimentos de montagem e realização das provas e à caracterização geotécnica do terreno ensaiado. Extensa documentação dos resultados obtidos nos testes é fornecida.

Como característica básica dos testes, foi observado, tanto para sapatas como para tubulões, um padrão de comportamento com deslocamentos muito pequenos, mesmo muito próximo da ruptura, a qual foi efetivamente bem caracterizada.

Aspectos como ciclos de carregamento, velocidade de aplicação dos carregamentos, superfícies de ruptura observadas , dentre muitos outros, são analisados ao longo do trabalho.

Quanto à aplicação das diversas metodologias de cálculo às sapatas e tubulões das provas de carga, uma das preocupações do trabalho consistiu em discutir, com detalhe, as premissas dos procedimentos de cálculo. No caso de sapatas, adaptações e modificações foram necessárias de modo a adequar os modelos de cálculo às condições dos testes. Com essas adaptações e modificações, todos os métodos modernos forneceram resultados aceitáveis, eventualmente excelentes. No caso de tubulões, apenas o Método da Universidade de Grenoble apresentou modelos de cálculo aplicáveis, os quais forneceram boas previsões.

ABSTRACT

Foundations Submitted to Pullout Forces constitute a quite recent theme of Soil Mechanics; the principal researches have been developed since the early 60 decade.

A great number of load tests - especially conducted for an important transmission line foundation project - have been performed on footings and piers, permitting the comparison of the application of the principal theories to residual gneiss . These load tests have also been made possible a series of observations concerning the pulled out foundations.

Particular emphasis is given to the load tests procedures and to the geotechnical characterization presentation of the test site. Test results documentation are extensively given.

As the tests basic characteristic, it was observed a pattern of behaviour with very small displacements not only for the footings but also for the piers, even approximating the well effectively characterized failure.

Load cycles, load velocity applications, observed failure surfaces are some of the aspects analysed throughout the work.

Concerning the application of the various calculus methodology to the footings and piers tested, the minor premises

of the different calculus procedures are extensively discussed and detailed. Adaptations and modifications are introduced for footings, in order to conveniently adequate the calculus methodology to the test conditions. Such adaptations and modifications have showed acceptable results for the variety of modern methods and sometimes excelent ones. For piers, only the Grenoble University Method have presented applicable calculus methodology, providing good estimates.

ÍNDICE

P.

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO 1

CAPÍTULO II - PRINCIPAIS TEORIAS EXISTENTES PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES À TRAÇÃO... 6

II.1 - Introdução 6

II.2 - O Método do Cone 7

II.3 - O Método do Cilindro de Atrito 11

II.4 - O Método de Balla (1961) 13

II.5 - O Método de Meyerhof e Adams (1968) 19

II.6 - O Método Desenvolvido na Universidade de Duke 32

II.7 - O Método Desenvolvido na Universidade de Grenoble.. 47

CAPÍTULO III - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM TAMANHO NATURAL DE SAPATAS E TUBULÕES EM SOLO RESIDUAL 77

III.1 - Generalidades 77

III.2 - Esquema das Provas de Carga 77

III.3 - Medição dos Deslocamentos 84

III.4 - Tipos de Fundações Ensaiadas 89

III.5 - Tipos de Ensaios Executados 90

III.6 - Características Geotécnicas do Terreno Ensaiado 92

III.6.1 - Local das Provas 93

III.6.2 - Ensaios de Campo 97

III.6.3 - Ensaios de Laboratório 101

P.

III.7 - Dificuldades Encontradas no Decorrer da Realização das Provas 108

III.7.1 - Generalidades 108

III.7.2 - Do Sistema de Aplicação de Carga 108

III.7.3 - Do Sistema de Medição dos Deslocamentos 110

III.7.4 - Outras Dificuldades 115

III.8 - Apresentação dos Resultados 117

III.8.1 - Gráficos Carga x Deslocamento 118

III.8.2 - Diagramas de Trincas 118

III.8.3 - Superfície de Ruptura 122

III.8.4 - Outros Resultados 126

CAPÍTULO IV - ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA 127

IV.1 - Carga de Ruptura das Provas 127

IV.1.1 - Conceituação 127

IV.1.2 - Determinação da Carga de Ruptura 129

IV.2 - Comentários sobre os Deslocamentos Apresentados pelas Fundações Testadas 133

IV.2.1 - Deslocamentos em Fase de Carregamento..... 133

IV.2.2 - Deslocamentos Residuais 135

IV.3 - Comentários Acerca dos Ciclos Repetitivos 137

IV.4 - Sobre o Comportamento de uma Sapata Recarregada (S-4) 141

IV.5 - Comentários Acerca das Resistências de Fuste e de Base dos Tubulões 143

P.

IV.6 - Sobre a Velocidade de Aplicação dos Carregamentos 150

CAPÍTULO V - COMPARAÇÃO DA APLICAÇÃO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO COM BASE NOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA DE SAPATAS E TUBULÕES 155

V.1 - Generalidades 155

V.2 - Parâmetros e Considerações para Cálculo 156

V.3 - Resultados das Previsões dos Diversos Métodos 158

V.3.1 - Método de Balla 158

V.3.2 - Método de Meyerhof e Adams 164

V.3.3 - Método da Universidade de Duke 166

V.3.4 - Método da Universidade de Grenoble 168

V.4 - Análise dos Diversos Métodos com Base nos Resultados das Previsões 170

V.4.1 - Do Método do Cone 170

V.4.2 - Do Método do Cilindro de Atrito 177

V.4.3 - Dos Demais Métodos 179

CAPÍTULO VI - COMENTÁRIOS SOBRE OS DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES SUJEITAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO 187

CAPÍTULO VII - CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS E CONCLUSÕES 208

VII.1 - Considerações Adicionais 208

VII.2 - Conclusões 211

P.

CAPÍTULO VIII - SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISAS 219

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 222

APÊNDICE 1 236

ANEXO 1 256

ANEXO 2 258

ANEXO 3 261

ANEXO 4 273

ANEXO 5 292

ANEXO 6 304

ANEXO 7 327

ANEXO 8 330

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

São apenas alguns tipos específicos de obras que conduzem às fundações esforços de tração. Como exemplos dessas obras, podemos citar portos (estruturas de arrimo e acostamentos sobre cavaletes), estruturas "off-shore" (acostamentos sobre estacas ou tubulões, plataformas de prospecção de petróleo), grandes galerias, subsolos e outras infra-estruturas enterradas abaixo do lençol freático, torres de linhas de transmissão e de microondas, estruturas estaiadas de maneira geral, etc.

O presente trabalho originou-se de um conjunto de provas de carga que visava o estudo de fundações da Linha de Transmissão 500kV circuito dúplo Adrianópolis-Grajaú, da Light - Serviços de Eletricidade S.A. - Rio de Janeiro, cujos esforços nas fundações atingiriam cargas de tração de até 200 tf.

Constituía-se esta linha, na ocasião, a primeira, em termos de carregamentos, no Hemisfério Sul.

Vale enfatizar que, de maneira geral, as torres de linhas de transmissão vêm tendo cada vez maiores dimensões (a LT Adrianópolis-Grajaú tem torres de até 90m de altura - ver figs. I.1 e I.2), com cabos mais pesados e mais numerosos. Conseqüentemente, os esforços nas estruturas e nas fundações vêm crescendo substancialmente. É claro portanto que, à medida que os esforços aumentam de intensidade, surge a necessidade de se em

pregar técnicas e métodos de cálculo que proporcionem não só uma segurança aceitável, como também otimizem os elevados custos envolvidos nos empreendimentos.

Fig. I.1 - Vista, do local das provas de carga, de uma torre da LT Adrianópolis-Grajaú.

É importante que se diga, ainda, que em torres de linhas de transmissão atuam nas fundações esforços não só de tração, é claro, mas também de compressão e horizontais, também elevados. Entretanto, existem já há algum tempo metodologias de cálculo razoavelmente comprovadas - inclusive com provas de carga em escala natural - para o dimensionamento geotécnico e

estrutural de fundações sujeitas a esforços de compressão e horizontais. Tal fato é consequência natural - sobretudo no caso de esforços de compressão - de que as estruturas que levam às fundações tais tipos de esforços são muito mais antigas.

Fig. I.2 - Vista da base de uma torre da LT Adrianópolis-Grajaú.

No caso de esforços de tração, não só os métodos científicos, modernos, datam do início da década de 60 (ver capítulo II), como também esses métodos foram desenvolvidos com base em modelos reduzidos, tendo sido testados em fundações de dimensões não muito grandes e, ainda, em solos sedimentares.

No nosso caso específico não só os esforços atuantes eram de grande envergadura - e consequentemente as fundações teriam obrigatoriamente elevadas dimensões - como também a linha atravessaria um grande trecho em solo residual.

Cumpre ressaltar, ainda, que, mesmo de posse de todos esses argumentos técnicos, extremamente fundamentados, poucas seriam as empresas que autorizariam a realização de testes com a magnitude dos que foram levados a efeito com o patrocínio, participação e acompanhamento da Light - Rio. Cabe um elogio a essa empresa, nas pessoas de seus então dirigentes, os quais não só gerenciaram com muita inteligência e visão o seu empreendimento, como também contribuíram grandemente para o progresso da técnica de fundações, com um alcance muito mais amplo do que a própria obra em si.

A campanha de provas de carga constituiu-se num empreendimento bastante oneroso e demorado. Apenas a realização dos testes - excluindo-se escolha do local, terraplenagem, retirada de amostras para ensaios de laboratório, ensaios de campo, execução das fundações, transporte da viga de reação, etc. - durou, continuamente, 4 meses, além de mais 1 a 2 meses de testes em tirantes (que não fazem parte do escopo do presente trabalho).

Tivemos a felicidade de participar de todas as fases das provas, desde o seu planejamento, o acompanhamento integral da realização de todos os testes e, ainda, da análise dos resultados obtidos, durante cerca de 6 meses, em tempo integral.

O presente trabalho tem por objetivo apresentar e analisar os resultados das provas de carga realizadas em sapatas e tubulões, com a finalidade da verificação da capacidade de carga de fundações à tração. Ênfase especial é dada aos aspectos executivos dos testes. Itens como superfície de ruptura,

resistência de fuste e base de tubulões, influência da geometria, ciclos de repetições de cargas, etc., são também abordados. No que diz respeito a deslocamentos, os resultados encontrados são comparados com outros testes e, inclusive, com resultados obtidos de outros tipos de fundação sujeitas a esforços de tração.

Cumpre ressaltar que quatro trabalhos foram publicados a partir dos dados das provas de carga, tendo aqueles servido de base para a elaboração de um ou outro item desta tese.

Queremos mencionar, aqui, os nomes dos autores com os quais participamos daqueles trabalhos: Fernando Emmanuel Barata, Marcus Peigas Pacheco e Claudio Pereira Pinto. O professor Fernando Emmanuel Barata foi, inclusive, o idealizador das provas de carga.

CAPÍTULO II

PRINCIPAIS TEORIAS EXISTENTES PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES À TRAÇÃO

II.1 - INTRODUÇÃO

Se a própria Mecânica dos Solos se constitui em uma Ciência relativamente nova, o capítulo desta referente a Fundações Submetidas a Esforços de Tração é bastante recente.

Embora um primeiro método (ver item II.2) relativo à determinação da capacidade de carga de fundações tracionadas já constasse da bibliografia internacional por volta da década de 10*, a primeira formulação racional, desenvolvida com base nas teorias da Mecânica dos Solos e a partir de observações de superfícies de ruptura em modelos reduzidos, só foi publicada em 1961, por BALLA.

A partir daí (início da década de 60), surgiram e se desenvolveram, quase que simultaneamente, diversas linhas de pesquisa em Universidades e Centros Tecnológicos europeus e americanos. Estas pesquisas, que se iniciaram, basicamente, com ensaios em modelos reduzidos, deram origem a metodologias de previsão de capacidade de carga, mais ou menos sofisticadas e abrangentes.

---

* NOTA : Ver, por exemplo, o livro "Pole and Tower Lines", de R.D. Coombs, publicado pela McGraw-Hill em 1916 (1ª edição). É possível, entretanto, que existam outras publicações ainda mais antigas citando aquele método (Método do Cone).

II.2 - O MÉTODO DO CONE

O Método do Cone tem diversas denominações, tais como Método do Tronco de Cone (ou Pirâmide), em inglês "The Soil Cone Method", "Earth Load Method", etc., constituindo-se no método mais antigo de determinação da capacidade de carga de fundações tracionadas.

É, naturalmente, muito simples, estabelecendo que a capacidade de carga de uma fundação, quando sujeita à tração (ver fig.II.1), é aquela que corresponde ao peso próprio da fundação acrescida do peso de terra contido num tronco de cone (ou pirâmide, dependendo da forma da fundação), de base menor correspondendo à base da fundação, de geratriz formando um determinado ângulo, α, com a vertical e base maior consistindo na interseção da superfície lateral com o nível do terreno. Este método não considera nenhuma parcela de resistência devida às tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura, sendo toda a capacidade de carga atribuída, apenas, a parcelas de pesos.

Quanto ao ângulo α - que pode ser determinado a partir de resultados de provas de carga, para cada caso em particular -, não se tem nenhuma notícia a respeito de correlações nem com parâmetros geotécnicos nem geométricos da fundação, o que faz com que a capacidade de previsão da carga de ruptura com base no Método do Cone seja muito problemática. Entre outras coisas, porque a capacidade de carga depende - como será visto adiante - de muitos fatores, além das parcelas de peso, sendo esses fatores, no Método do Cone, representados exclusivamente

pelo ângulo α. Para que se pudesse correlacionar o valor de α, de alguma forma, ter-se-ia que fazê-lo com um número grande de variáveis, o que, a nosso ver, é extremamente difícil, se não impossível.

Para se prever a capacidade de carga de uma fundação em se utilizando o Método do Cone, a inexistência (ou a impossibilidade) das correlações faz com que nenhum ensaio, seja de campo ou de laboratório, possa ser realizado de maneira a fornecer o valor de α, a não ser, é claro, uma prova de carga, em escala natural. Na prática, quem utiliza o método o faz segundo valores mais ou menos "conhecidos".

Alguns autores já comentaram que a aplicação do Método do Cone pode conduzir a resultados pouco confiáveis. ADAMS e HAYES (1967), por exemplo, disseram que o método pode fornecer resultados tanto conservativos como contrários à segurança, enquanto que GIULIANI, CASTAÑÈDA E CONTÍN (1982) dizem que o uso de valores empíricos do ângulo α pode implicar em erros importantes na estimativa da resistência à tração. DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b), tomando por base os resultados das provas de carga descritas nesta tese e variando os valores de α dentro dos limites usuais, mostraram que o método pode conduzir a resultados bastante aleatórios, tanto conservativos quanto contrários à segurança. No capítulo V alguns destes resultados são apresentados.

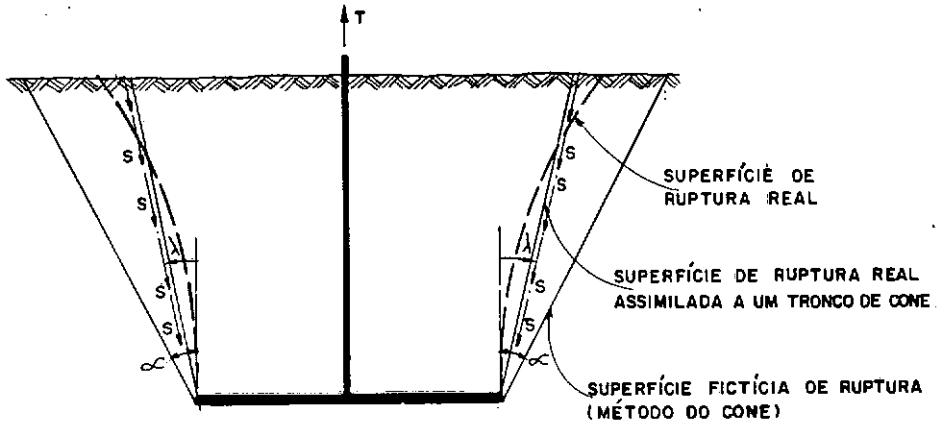
É importante frisar ainda que α é muitas vezes chamado de "ângulo de atrito", mas não deve ser confundido com o ângulo de atrito interno de um determinado solo, o que ocorre

frequentemente, como comenta PALADINO (1975). Muitas vezes α é também chamado impropriamente de ângulo de arrancamento.

Nos diversos trabalhos citados neste capítulo, será visto que a superfície real de ruptura, observada a partir de ensaios, é curva, também não caracterizando, a rigor, um ângulo de arrancamento. Contudo, a título de simplificação, esta superfície é assimilada, às vezes (ver item II.7), também a um tronco de cone, com geratriz formando um ângulo λ com a vertical, sendo que ao longo da superfície lateral são computadas as tensões cisalhantes mobilizadas. DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b) mostraram que - uma vez que o Método do Cone não considera a resistência ao cisalhamento, atribuindo a capacidade de carga a parcelas de peso - o ângulo α é, sempre, maior que o ângulo de ruptura λ, representativo da superfície de ruptura real assimilada a um tronco de cone. Este comentário é ilustrado na figura II.1.

O ângulo λ - como será visto no item II.7 -, diferentemente de α , pode ser relacionado a características geotécnicas e geométricas da fundação.

Um comentário importante relativo ao Método do Cone diz respeito a que alguns autores consideram que o ângulo α do Método do Cone é o próprio ângulo de atrito interno do solo. Por exemplo, BALLA (1961), BAKER E KONDNER (1965), ESQUIVEL-DÍAZ (1967), ALI (1968) fazem esta consideração. Entretanto, além de não ser esta a maneira mais usual de consideração do ângulo α , pode-se mostrar, a partir de resultados de provas de carga, que α só é igual ao ângulo de atrito por mera coincidência; ver, por exemplo, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b).



S - TENSÕES CISALHANTES MOBILIZADAS

Fig. II.1 - Representação das superfícies de ruptura real e fictícia, segundo DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b).

Finalizando, há que se explicar o porquê de tantas considerações a respeito do Método do Cone, neste trabalho, quando há outros métodos sabidamente mais eficientes. Prende-se tal procedimento ao fato do Método do Cone ser, ainda hoje, muito utilizado, sobretudo nos meios ligados ao projeto de fundações de torres de linhas de transmissão. Assim, cumpre alertar e esclarecer os usuários daquele método, acerca das limitações e incertezas que decorrem de sua aplicação.

II.3 - O MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO

Um segundo método, que aparece na maioria dos trabalhos que fazem referências a teorias existentes, por exemplo BALLA (1961), é o chamado Método do Cilindro de Atrito, em inglês "Friction Cylinder Method".

O método admite que a ruptura se dá ao longo de um cilindro (ou prisma, dependendo da forma da fundação) cuja base é igual àquela da fundação (fig. II.2).

A capacidade de carga é obtida somando-se o peso próprio da fundação ao do solo contido no interior do cilindro (no caso de estaca ou tubulão sem base alargada, o peso de solo é igual a zero), acrescendo-se ainda a resistência, por aderência, ao longo da superfície de ruptura admitida. Quanto à maneira de se calcular o valor da aderência, não se conseguiu descobrir, na literatura técnica, referências a respeito. Tal aderência poderia ser obtida, por exemplo, através de diagramas de empuxo horizontal (na situação entre repouso e passivo) multiplicados pela tangente do ângulo de atrito e somados à força de coesão, ou mais simplesmente, de tabelas semi-empíricas ou empíricas.

O mais importante, no entanto, é que o Método do Cilindro de Atrito representa um passo além em relação ao Método do Cone, pois é mais próximo dos princípios da Mecânica dos Solos. Sua principal limitação decorre, fundamentalmente, de ter sido desenvolvido com base numa superfície de ruptura admitida, e não observada. Mesmo assim, em muitos casos como, por exemplo, de esta

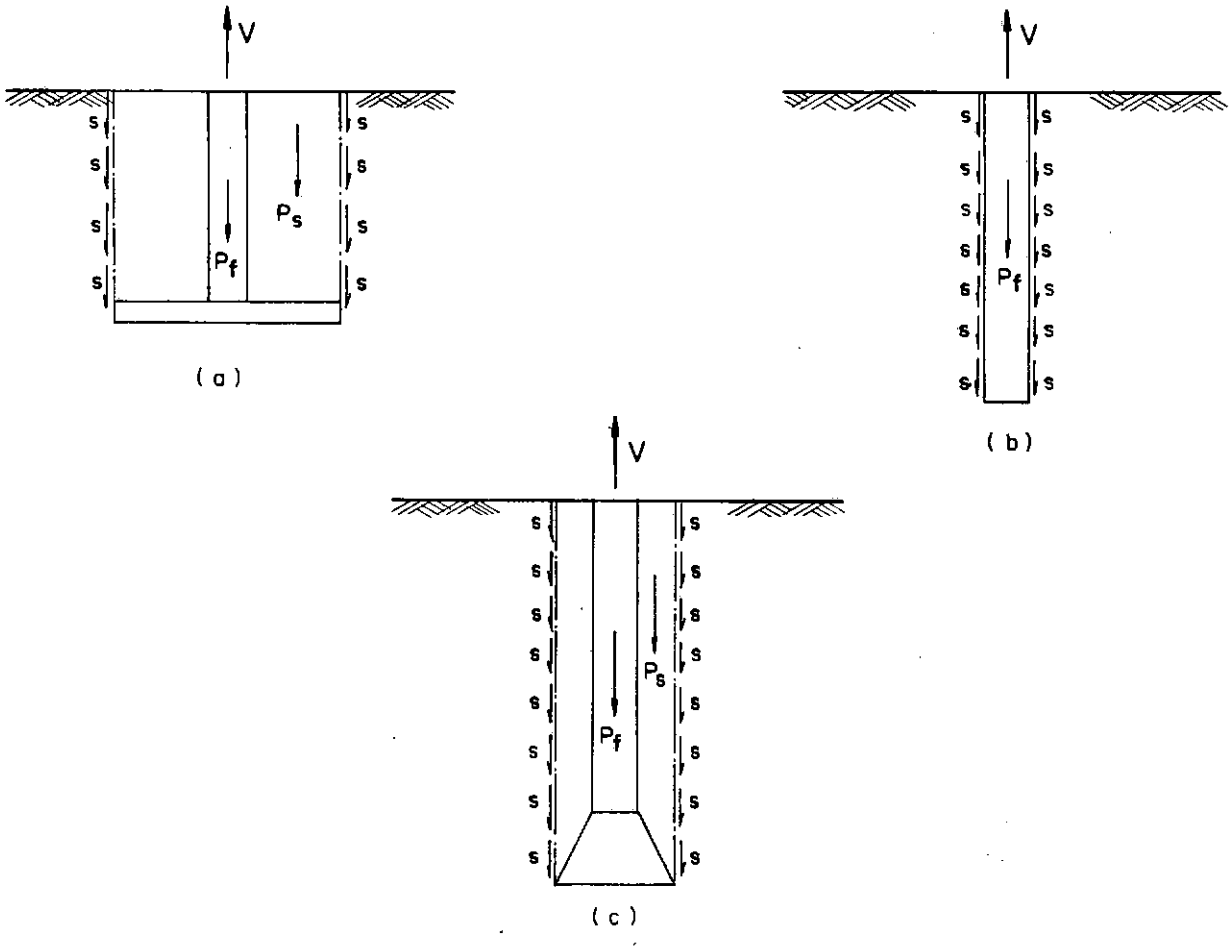


Fig. II.2 - Método do Cilindro de Atrito, no caso de sapata(a), tubulão sem base alargada ou estaca (b) e tubulão com base alargada (c).

cas e tubulões sem alargamento de base, tubulões curtos com base alargada, a superfície de ruptura admitida é bastante próxima da realidade.

II.4 - O MÉTODO DE BALLA (1961)

O trabalho publicado por BALLA (1961) é considerado pela grande maioria dos autores que escreveram sobre o tema - ver por exemplo, VESIĆ(1969), MEYERHOF E ADAMS (1968) - como um dos trabalhos pioneiros, ou mesmo o trabalho pioneiro, constituindo - se no marco da pesquisa moderna sobre o assunto.

BALLA (1961) estudou o caso de ancoragens rasas do tipo "champignon" (ver fig. II.3), a partir de uma série de ensaios em modelos reduzidos em areias, basicamente secas. Esses ensaios serviram não só para observações quantitativas (efeito de diversos fatores na capacidade de carga) como qualitativas (forma da superfície de ruptura).

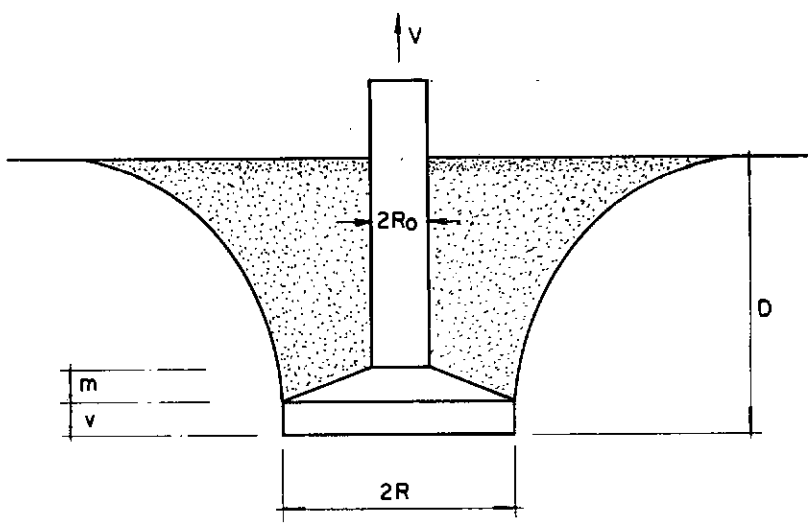
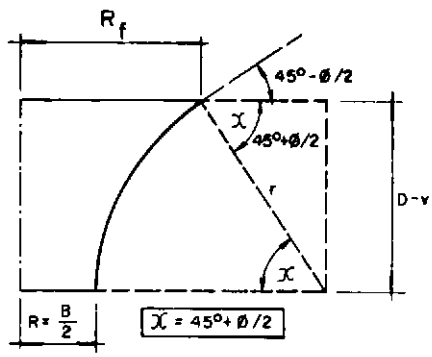


Fig. II.3 - Ancoragens rasas do tipo "champignon", com os símbolos geométricos usados por BALLA (1961).

Dentre as principais conclusões obtidas por BALLA(1961), pode-se citar:

(a) A capacidade de carga aumenta com o acréscimo de dimensão da base, assim como com a profundidade de assentamento da fundação.

(b) A seção meridiana da superfície de ruptura é uma curva que abre na direção do nível do terreno, iniciando no bordo superior da placa com uma tangente vertical, e interceptando o nível do terreno com um ângulo de aproximadamente $45° - \phi/2$ (figs. II.4 e II.5).



$$r = \frac{D - v}{\operatorname{sen}(45° + \phi/2)} \qquad \text{(II.1)}$$

Fig. II.4 - Aspectos da superfície de ruptura observada por BALLA (1961).

(c) Em todos os testes apenas se desenvolveu uma única superfície de ruptura.

Para o desenvolvimento teórico de um processo de cálculo da capacidade de carga, BALLA (1961) inicialmente admitiu que a superfície de ruptura era circular, com os ângulos já referencia

dos no bordo inferior e superior; posteriormente demonstrou por via teórica que tal superfície era aproximadamente circular, com aqueles mesmos ângulos já citados evidenciando as condições de contorno. Vale notar que a asserção inicial de BALLA (1961) quanto à forma da superfície de ruptura, circular, originou-se de observações e medições levadas a efeito nos ensaios de modelos realizados.

A capacidade de carga é a soma de duas parcelas, a primeira englobando o peso da fundação e o peso de solo interior à superfície de ruptura e a segunda consistindo na força proveniente das tensões de cisalhamento mobilizadas ao longo da superfície de ruptura (fig. II.5).

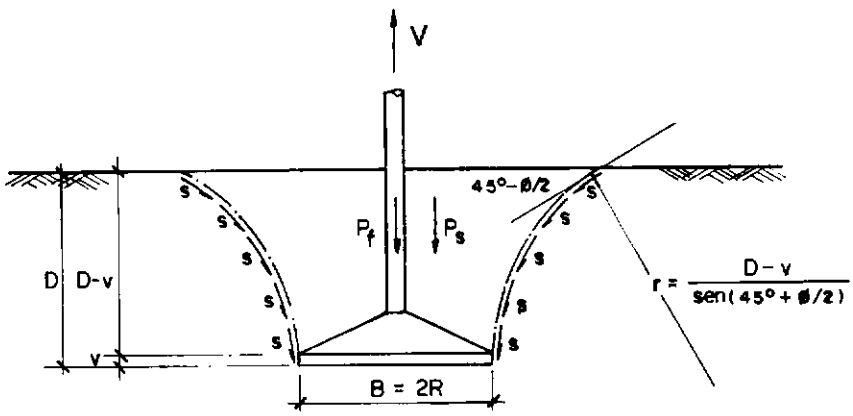


Fig. II.5 - Parcelas de capacidade de carga no método de BALLA (1961).

Apesar dos ensaios terem sido realizados apenas em areias, o desenvolvimento teórico levado a efeito por BALLA (1961) englobou solos também com valores de coesão maiores que zero. As deduções da formulação partem da equação de Kötter, sendo bastan

te complexa.

A capacidade de carga assim obtida

(a) é proporcional ao cubo da profundidade D-v;

(b) depende dos parâmetros de resistência do solo c, ϕ e do peso específico γ;

(c) depende do "formal coefficient", que poderia ser traduzido como coeficiente padrão, λ , sendo

$$\lambda = \frac{D - v}{B} \qquad \text{(II.2)}$$

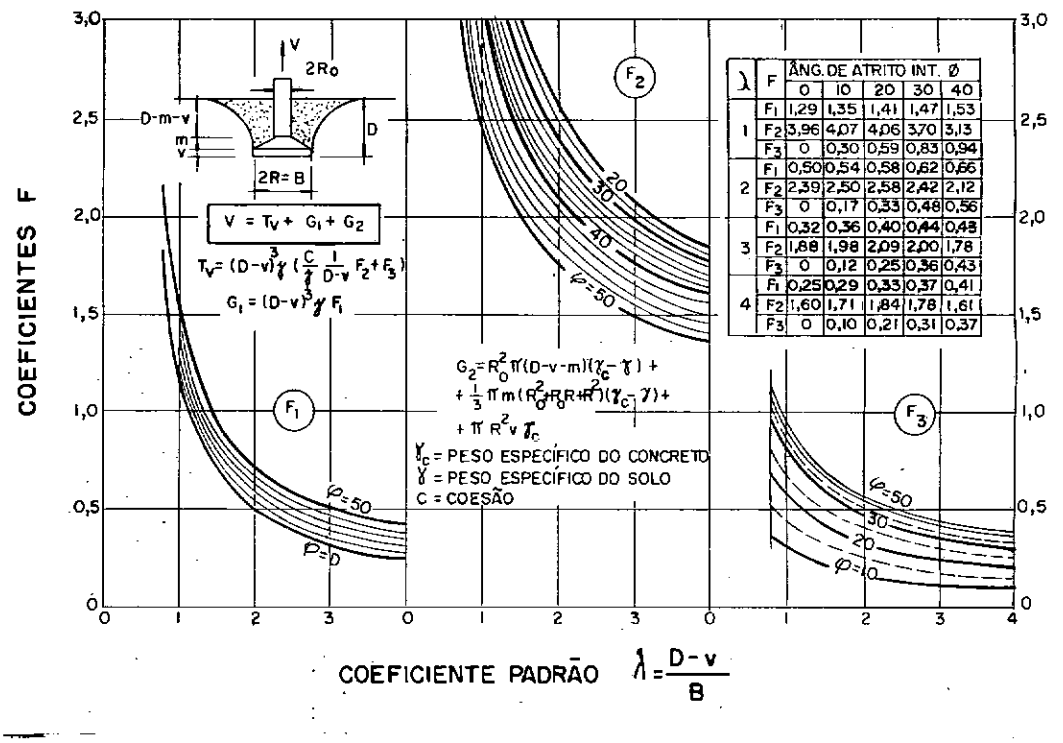
Uma vez que as fórmulas dos fatores dependendo do ângulo de atrito e do coeficiente padrão são razoavelmente complicadas , BALLA (1961) forneceu tais fatores em forma de ábacos (fig. II.6).

A expressão da capacidade de carga é

$$V = T_v + G_1 + G_2 \qquad \text{(II.3)}$$

sendo T_v a parcela correspondente à resistência ao cisalhamento e G_1 e G_2 parcelas de peso. As expressões de T_v, G_1 e G_2 constam da própria figura II.6, além dos ábacos e tabelas de F_1, F_2 e F_3, fatores que dependem de ϕ e λ e aparecem nas expressões de T_v, G_1 e G_2.

No caso de solos sem coesão os cálculos tornam-se mais simples. O único fator que aparece é constituído pela soma dos fatores F_1 e F_3 correspondentes ao caso anterior. A soma de



λ	F	0	10	20	30	40
1	F1	1,29	1,35	1,41	1,47	1,53
	F2	3,96	4,07	4,06	3,70	3,13
	F3	0	0,30	0,59	0,83	0,94
2	F1	0,50	0,54	0,58	0,62	0,66
	F2	2,39	2,50	2,58	2,42	2,12
	F3	0	0,17	0,33	0,48	0,56
3	F1	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48
	F2	1,88	1,98	2,09	2,00	1,78
	F3	0	0,12	0,25	0,36	0,43
4	F1	0,25	0,29	0,33	0,37	0,41
	F2	1,60	1,71	1,84	1,78	1,61
	F3	0	0,10	0,21	0,31	0,37

Fig. II.6 - Coeficientes de resistência à tração para solos com coesão e atrito segundo BALLA (1961).

F_1 e F_3, que é naturalmente também função de ϕ e λ, consta da figura II.7. Na figura aparecem também as expressões necessárias ao cálculo da capacidade de carga, sendo a expressão básica a mesma equação (II.3) anterior.

A aferição da metodologia de cálculo proposta por BALLA (1961) a partir de provas de carga foi feita com poucos resultados em fundações de grandes dimensões - além dos ensaios em modelos reduzidos -, o que é perfeitamente compreensível, em função do limitado acervo de testes existentes na época. No caso de solos com coesão, a previsão da teoria só foi comparada a ensaios

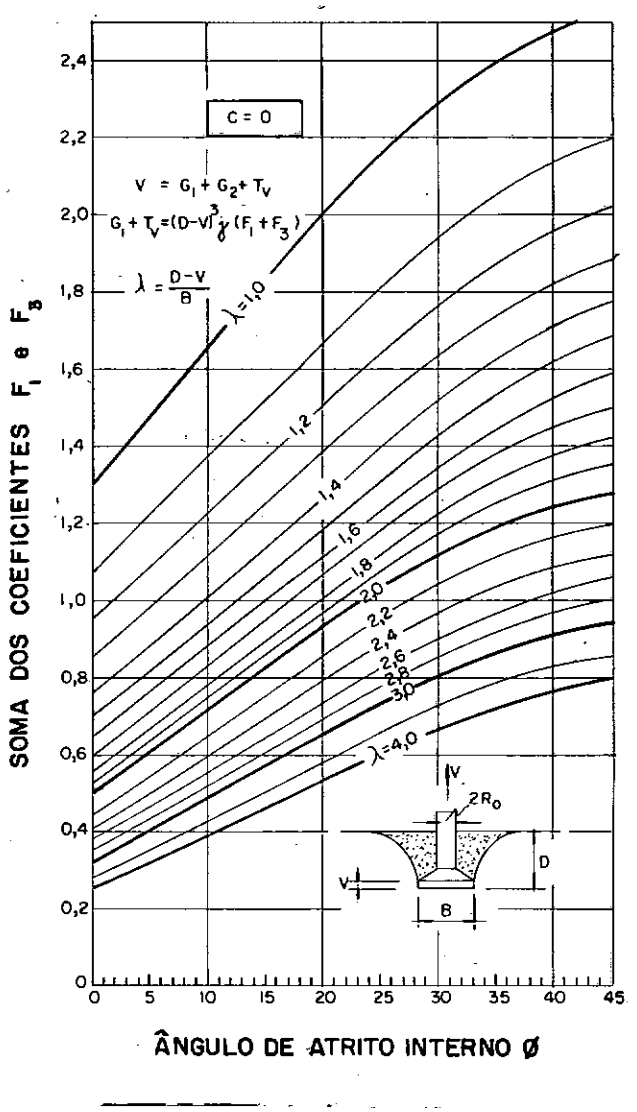


Fig. II.7 - Coeficientes de resistência à tração para solos sem coesão segun do BALLA (1961).

de fundações com pequenas dimensões. Nos casos analisados, a teoria de BALLA (1961) forneceu bons resultados.

Vale enfatizar que, após o trabalho de BALLA (1961), di versos autores verificaram, como será visto a seguir, uma dife rença substancial no comportamento de fundações rasas e profun

das, tendo sido introduzido o conceito de profundidade crítica. BALLA (1961) estudou exclusivamente o problema de fundações assentes a pequenas profundidades, tendo sido a relação máxima entre profundidade de assentamento e diâmetro da fundação, nos seus modelos, ligeiramente superior a 3.

II.5 - O MÉTODO DE MEYERHOF E ADAMS (1968)

O processo de cálculo que consta do trabalho de MEYERHOF E ADAMS (1968) originou-se de séries de experiências levadas a efeito em duas instituições, a Ontario Hydro Research Division e a Nova Scotia Technical College.

Detalhes dos testes realizados na primeira instituição foram fornecidos por ADAMS E HAYES (1967). Basicamente, consistiram em ensaios em modelos reduzidos, constituídos por pequenos discos metálicos de diâmetros variando entre 2,5 e 10 centímetros. Testes foram realizados em várias profundidades em areias uniformemente graduadas e bem graduadas em condições fofa e compacta. Alguns testes foram realizados em areias uniformes com densidades relativas intermediárias entre os estados fofo e compacto.

Testes semelhantes foram realizados na segunda instituição, tendo sido reportados por MACDONALD (1963).

Os testes mostraram que em areias compactas a capacidade de carga aumentou geometricamente* com a profundidade, dentro

---

* NOTA : No original, "geometrically".

das faixas de profundidades testadas. No material bem graduado as cargas de ruptura foram apreciavelmente maiores. Em areias fofas o aumento da capacidade de carga com a profundidade foi aproximadamente linear e muito menor que no caso de areias compactas. As superfícies de ruptura foram observadas em areias uniformes fofas e compactas. No caso de areias compactas e pequena profundidade, uma superfície de ruptura ocorreu estendendo-se num arco raso do bordo da fundação até a superfície. Ã grande profundidade a superfície de ruptura foi menos distinta, sendo inicialmente curva e depois essencialmente vertical, estendendo-se até a superfície. Em areia fofa, e grande profundidade, a superfície de ruptura foi essencialmente vertical e limitada a uma pequena distância acima da âncora. Em areia fofa e pequena profundidade a superfície de ruptura foi novamente vertical, mas estendendo-se até a superfície. Para MEYERHOF E ADAMS (1968) ficou claramente evidente que a resistência ao cisalhamento foi mobilizada ao longo de uma superfície muito maior no caso de areia compacta do que no caso de areia fofa.

No caso de argilas, séries similares de testes foram levadas a efeito, embora em uma natureza mais limitada. Os testes realizados pela Ontario Hydro foram reportados por ADAMS E HAYES (1967), enquanto que os realizados pela Nova Scotia o foram por SPENCE (1965). As argilas testadas variaram, em consistência,desde mole até rija, em condições amolgadas e, ainda, saturadas. Verificou-se que tanto na argila mole como na rija a capacidade de carga aumentou com a profundidade, finalmente alcançando um valor constante. Os autores chamaram a atenção quanto aos deslocamentos elevados nas argilas comparativamente aos deslocamentos re

lativamente pequenos em areias, antes da ruptura. Quanto à superfície de ruptura, os autores observaram que uma bem definida superfície de ruptura ocorre, pelo menos a pequenas profundidades. Comentários são feitos ainda quanto à existência de significante pressão neutra negativa tanto acima quanto abaixo da placa durante o ensaio de tração, cuja medição já havia sido reportada por ADAMS E HAYES (1967).

O trabalho de MEYERHOF E ADAMS (1968) trata, ainda, do efeito de grupo em fundações tracionadas, tendo os testes realizados sido reportados por WISEMAN (1966), para areias, e por LANGLEY (1967), para argilas. Esses dois trabalhos, aliás, juntamente com os de MACDONALD (1963) e SPENCE (1965), já mencionados, formam o conjunto de quatro teses de mestrado realizadas na Nova Scotia Technical College até 1968, sobre tração em fundações. No que diz respeito ao efeito de grupo, não serão realizadas considerações no presente trabalho.

A teoria desenvolvida para o cálculo da capacidade de carga baseou-se nas observações dos testes realizados. Entretanto, comentam MEYERHOF E ADAMS (1968) que, em função das formas complexas das superfícies de ruptura, são feitas diversas simplificações com respeito às reais superfícies de ruptura. Os autores comentam ainda que a teoria é geral e aproximada. Uma distinção básica é feita abordando os casos de fundações rasas e profundas (figura II.8).

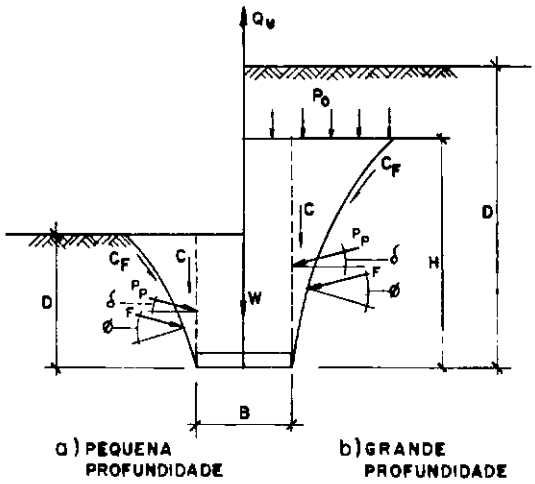


Fig. II.8 - Formas de ruptura e simbologia usada na teoria de MEYERHOF E ADAMS (1968) para o cálculo da capacidade de carga à tração de fundações corridas, rasas e profundas.

A teoria foi desenvolvida para o caso de fundações corridas, tendo sido posteriormente modificada para o uso, tanto em areias quanto em argilas, em fundações circulares e retangulares.

1) Fundações Corridas

a) Pequena Profundidade :

Quando a carga de ruptura Q_u é atingida, uma massa de solo tendo aproximadamente a forma de um tronco de pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno (figura II.8.a). Consequentemente, a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada ao longo da superfície de ruptura.

A capacidade de carga por unidade de comprimento da sapata Q_u é proveniente da soma entre as parcelas de resistência ao cisalhamento e peso mobilizadas, conforme equação II.4 (ver também fig. II.8.a).

$$Q_u = 2\ C_f \cos\alpha + 2F \cos\beta + W \qquad (II.4)$$

sendo

C_f - a força de coesão ao longo da superfície de ruptura

F - a força de atrito ao longo da superfície de ruptura

α e β - as inclinações médias com a vertical de C_f e F, respectivamente

W - a soma dos pesos da fundação e da massa de solo levantada na ruptura

Neste ponto, MEYERHOF E ADAMS (1968) realizam uma simplificação distinta dos demais métodos, qual seja a de admitir, para o cálculo, os esforços atuando ao longo de uma superfície vertical de ruptura.

Dizem aqueles autores que, na ausência de uma solução rigorosa para as tensões na superfície de ruptura, Q_u é dado aproximadamente por

$$Q_u = 2C + 2P_p \operatorname{sen} \delta + W \qquad (II.5)$$

sendo

$C = cD$ - a força devida à coesão c do material, mobilizada ao longo de toda a profundidade D

P_p - o empuxo passivo total, inclinado de um ângulo δ com a horizontal e agindo, para baixo, num plano vertical passando pelo bordo da fundação

Substituindo diversos valores na expressão (II.5), chega-se a

$$Q_u = 2cD + \gamma D^2 K_{pv} + W \qquad (II.6)$$

sendo

$$K_{pv} = K_p \operatorname{tg}\delta \qquad (II.7)$$

K_p - coeficiente de empuxo passivo

γ - o peso específico aparente do solo

Dos resultados de modelos de fundações corridas em areias MEYERHOF E ADAMS (1968) verificaram que o ângulo de ruptura médio com a vertical se situava entre $\phi/3$ e $2\phi/3$. Para um valor médio de $\phi/2$ correspondente àquele ângulo (de ruptura médio), cálculos por tentativas mostraram que δ é aproximadamente $2\phi/3$. Pa

ra os correspondentes coeficientes de empuxo passivo K_p baseados em superfícies de ruptura curvas, obtidos por CAQUOT E KÉRISEL (1966), as componentes verticais K_{pv} governando a resistência à tração foram avaliadas, sendo mostradas na figura II.9.

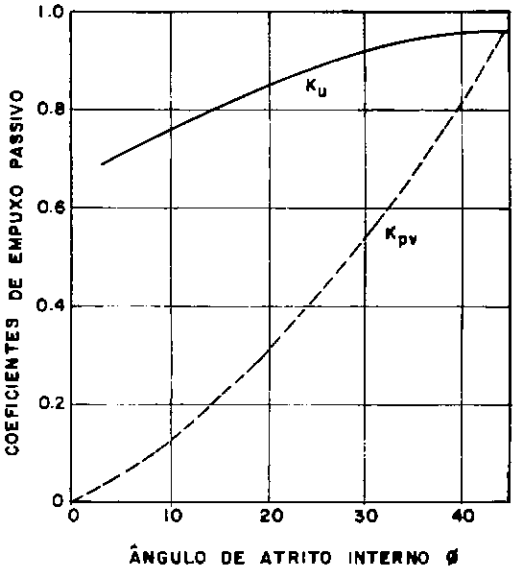


Fig. II.9 - Coeficientes de empuxo passivo teórico de fundações corridas à tração, segundo MEYERHOF E ADAMS (1968).

Ainda uma transformação é feita, por conveniência de análise e comparação de resultados de testes, segundo MEYERHOF E ADAMS (1968), e o valor de K_{pv} é expresso por

$$K_{pv} = K_u \operatorname{tg} \phi \qquad (II.8)$$

sendo

K_u - o coeficiente de empuxo passivo nominal, à tração, correspondente ao plano vertical passando pelo bordo da fundação

A equação (II.6) torna-se, então,

$$Q_u = 2cD + \gamma D^2 K_u \operatorname{tg}\phi + W \qquad \text{(II.9)}$$

Os valores de K_u são fornecidos também na fig. II.9.

b) Grande Profundidade:

Com o acréscimo da profundidade da fundação, a compressibilidade e as deformações da massa de solo acima da fundação impedem que a superfície de ruptura atinja o nível do terreno (fig. II.8.b). A extensão desta ruptura localizada pode ser incluída na análise limitando o comprimento vertical H da superfície de ruptura e utilizando a pressão de sobrecarga acima do nível da superfície de ruptura $p_o = \gamma(D-H)$. Dessa forma, a equação (II.9) pode ser modificada para fundações a grande profundidade e escrita como

$$Q_u = 2c\ H + \gamma\ (2D-H)H\ K_u\ \operatorname{tg}\ \phi\ + W \qquad \text{(II.10)}$$

O valor de H, segundo aqueles autores, só pode ser, no momento, determinado através da observação da extensão da superfície de ruptura e uma análise dos resultados dos testes efetuados por eles conduziu aos valores da figura II.10.

Ângulo de atrito interno ϕ	20º	25º	30º	35º	40º	45º	48º
Profundidade relativa H/B	2,5	3	4	5	7	9	11

Figura II.10 - Valores da profundidade relativa H/B, função do ângulo de atrito interno ϕ, a partir da qual a ruptura é considerada localizada, ou, ainda, a fundação considerada profunda por MEYERHOF E ADAMS (1968).

MEYERHOF E ADAMS (1968) fornecem um valor limite para a capacidade de carga à tração, que é dado pela soma da capacidade de carga da base da fundação com o atrito lateral de seu fuste.

$$Q_u = B(cN_c + \gamma DN_q) + A_s f_s + W \qquad (II.11)$$

sendo

A_s - a área lateral do fuste da fundação

f_s - um atrito lateral unitário médio do solo no fuste

N_c e N_q - são fatores de capacidade de carga para fundações à compressão, obtidos por MEYERHOF (1951)

2) Fundações Circulares

A análise de fundações corridas foi estendida para fundações circulares através da determinação da resistência ao cisalhamento, representada pela força de coesão e empuxo passivo inclinado de δ com a vertical, atuando numa superfície cilíndrica passando através do bordo da fundação (fig. II.8.a). Assim, para pequenas profundidades, as equações (II.5) e (II.9) tornam-se

$$Q_u = \pi BC + s\ \pi\ B\ P_p\ \text{sen}\delta + W \qquad \text{(II.12)}$$

ou

$$Q_u = \pi c\ BD + s\ (\pi/2)\ \gamma\ BD^2\ K_u\ tg\phi + W \qquad \text{(II.13)}$$

sendo

s - o fator de forma governando o empuxo passivo em uma parede cilíndrica convexa

Semelhantemente, para grandes profundidades (D>H), a equação (II.10) torna-se

$$Q_u = \pi c\ B\ H + s\ (\pi/2)\gamma B(2D-H)\ HK_u\ tg\phi + W \qquad \text{(II.14)}$$

com um limite superior para o caso da capacidade de carga à compressão, semelhante à equação (II.11).

Dos resultados de modelos de fundações circulares em areias, MEYERHOF E ADAMS (1968) verificaram que o ângulo de ruptura médio com a vertical se situava entre $\phi/4$ e $\phi/2$. Para um

valor médio de $\phi/3$ correspondente àquele ângulo (de ruptura médio), o valor de δ é aproximadamente $2\phi/3$ e os valores correspondentes do fator de forma s foram estimados de teorias aproximadas de empuxos de terras baseadas em superfícies de ruptura planas (BEREZANTZEV, 1952, MACKAY, 1966). Para pequenos valores da profundidade relativa D/B os resultados teóricos podem ser aproximadamente representados por

$$s = 1 + m\ D/B \qquad (II.15)$$

com um máximo de

$$s = 1 + m\ H/B \qquad (II.16)$$

sendo H/B fornecido na tabela da figura II.10 e o coeficiente m tem seus valores dados na tabela da figura II.11.

Ângulo de atrito interno ϕ	20º	25º	30º	35º	40º	45º	48º
Coeficiente m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
Valores máximos de s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

Figura II.11 - Valores do coeficiente m e limites máximos do fator de forma s, segundo MEYERHOF E ADAMS(1968).

3) Fundações Retangulares

Uma análise aproximada para a determinação da carga de ruptura à tração de uma fundação retangular de largura B e comprimento L pode ser obtida, semelhantemente ao caso de cargas à compressão (MEYERHOF, 1951), admitindo que o empuxo de terra ao longo do perímetro das duas porções extremas de comprimento B/2 é governado pelo fator de forma s correspondente ao caso de fundações circulares, enquanto que o empuxo passivo de terra ao longo da porção central de comprimento L-B é o mesmo do caso de fundações corridas. Dessa forma, pode ser mostrado que no caso de fundações superficiais

$$Q_u = 2cD\ (B+L) + \gamma D^2 (2sB+L-B)\ K_u\ tg\phi + W \qquad (II.17)$$

enquanto que para fundações profundas

$$Q_u = 2cH\ (B+L) + \gamma (2D-H)\ H\ (2sB+L-B)\ K_u\ tg\phi + W \qquad (II.18)$$

com um limite superior correspondente à capacidade de carga à compressão.

No caso de fundações quadradas, MEYERHOF E ADAMS (1968) sugerem que se faça B=L nas expressões (II.17) e (II.18) acima.

No que diz respeito à aferição do método de cálculo proposto, MEYERHOF E ADAMS (1968) comentam que:

(a) No caso de areias, os testes em modelos forneceram resultados com um espalhamento razoável dos pontos em torno das previsões, o que, segundo eles, era previsível em função dos diferentes tipos e densidades de areias utilizadas. Para testes em escala natural, os resultados foram também razoáveis; no caso de areias fofas houve uma distribuição em torno das previsões, enquanto que no caso de areias compactas houve uma tendência de resultados ligeiramente conservativos. Vale ressaltar que a análise foi efetuada através da observação dos valores do produto sK_u.

(b) No caso de argilas, os testes mostraram que a teoria geral não se aplica, já que os valores observados de cargas de ruptura foram da ordem de metade dos valores previstos, no caso de pequenas profundidades. A diferença foi atribuída às excessivas deformações da argila antes da ruptura - especialmente no caso de argilas moles - e pelas forças de tração devidas, provavelmente, às pressões neutras negativas registradas abaixo e acima das fundações, e que provocaram trincas de tração. Um procedimento empírico foi empregado utilizando um coeficiente N_u que relaciona a capacidade de carga à tração com a resistência não drenada da argila. Não foi feito por MEYERHOF E ADAMS (1968) nenhum comentário quanto à realização de testes em escala natural, acreditando-se, portanto, que as observações acima devam ter sido obtidas de ensaios em modelos. O trabalho parece indicar, também,em

bora nada tenha sido dito explicitamente, que todos os ensaios em argilas foram realizados em condições de saturação plena.

MEYERHOF E ADAMS (1968) fazem ainda diversos comentários e comparações acerca de análises da capacidade de carga a curto e longo prazo, que não serão apresentadas, por fugirem ao escopo do presente trabalho.

II.6 - O MÉTODO DESENVOLVIDO NA UNIVERSIDADE DE DUKE

As pesquisas desenvolvidas na Universidade de Duke, na área de fundações submetidas a esforços de tração, foram reportadas em três teses de mestrado, quais sejam, as de ESQUIVEL-DÍAZ(1967), ALI(1968) e BHATNAGAR (1969), orientadas pelo professor A.S.VESIĆ, e um trabalho, que poderia ser considerado como filosófico e conceitual, do próprio VESIĆ (1969)*, acerca da capacidade de carga de objetos enterrados no fundo do oceano.

As três teses, que versaram basicamente sobre o mesmo assunto, o comportamento de fundações submetidas a esforços verticais de tração, com base em resultados experimentais, estudaram fundações assentes em solos distintos. Assim, a tese de ESQUIVEL - DÍAZ (1967) tratou de fundações em areias, a de ALI (1968) em argilas moles bentoníticas e a de BHATNAGAR (1969) de argilas siltosas.

---

* O Professor Aleksandar S.Vesić faleceu em 1982, deixando grandes contribuições na área de Mecânica dos Solos e Fundações, na qual brilhantemente atuou como engenheiro, professor e pesquisador. Foi um dos maiores nomes no mundo, em sua especialidade, tendo inclusive lecionado no Brasil, país do qual era grande amigo e admirador. Fica aí a nossa homenagem a essa grande figura da Mecânica dos Solos.

Todos os trabalhos constaram de minuciosos estudos realizados em modelos reduzidos. Os modelos foram ensaiados na mesma caixa metálica cúbica de 30 polegadas (aproximadamente 75 centímetros) de lado. Os modelos reduzidos constituíam-se em dois tipos de fundação, quais sejam, placas e estacas. Todos os modelos tiveram o mesmo diâmetro, 3 polegadas (aproximadamente 7,5 centímetros), tendo sido ensaiadas placas a diversas profundidades e estacas de diversos comprimentos, ou seja, com vários valores da relação D/B, sendo D a profundidade da placa ou da base da estaca e B o diâmetro da placa ou da estaca. Procurou-se, em todos os trabalhos, comparar o comportamento das placas com as estacas em igual profundidade.

A filosofia do procedimento para a realização dos testes foi a mesma, nos três trabalhos. Todos os ensaios foram realizados com carga (ou tensão) controlada, sem uma espera para estabilização dos carregamentos correspondentes, já que as cargas eram aplicadas com um intervalo de tempo fixo pré-determinado.

Todos os procedimentos relacionados à execução dos ensaios foram cuidadosamente realizados. Além das medições dos deslocamentos das fundações, foram realizadas medições do nível do terreno em torno da fundação, de maneira a auxiliar a observação do solo mobilizado no processo de tração da fundação e da superfície de ruptura desenvolvida. Nesse particular, no caso de argilas moles, ALI (1968) fez uma série de observações a partir de testes em que se utilizou camadas de cores diferentes.

No que diz respeito ao método proposto para cálculo da capacidade de carga das fundações, foi feita uma engenhosa adaptação da teoria desenvolvida por Vesić para a expansão de cavidades.

Como resultado de um estudo dos mecanismos de formação de crateras por efeito de explosivos, VESIĆ E BARKSDALE (1963) propuseram uma teoria que fornece a pressão de ruptura dentro de uma cavidade, criada pela explosão de uma carga enterrada num meio semi-infinito, homogêneo e isotrópico, cujas propriedades físicas são definidas por uma envoltória de resistência caracterizada por uma reta com um intercepto c e um ângulo ϕ com a horizontal, ambos os parâmetros independentes da deformação. É admitido que, na condição de equilíbrio, o material imediatamente em torno da cavidade, até um certo limite que pode ser determinado analiticamente, tem comportamento rígido-plástico, enquanto que, além deste limite, é linearmente deformável. As propriedades elásticas do meio com esta condição são definidas pelo módulo de elasticidade E e pelo coeficiente de Poisson ν.

A pressão de ruptura p_u no caso de um explosivo concentrado num ponto é dada por

$$p_u = c\, F_c + q\, F_q \qquad \text{(II.19)}$$

sendo p_u a pressão de ruptura, q a pressão correspondente à sobrecarga e F_c e F_q são fatores adimensionais de expansão de cavidade esférica, os quais são funções de c, ϕ, E e ν. Tabelas e curvas correlacionando F_c e F_q com ϕ e I_r (índice de rigidez do solo)

são fornecidos por VESIĆ E BARKSDALE (1963), sendo

$$I_r = \frac{E}{(1+\nu)\ (c+q\ tg\phi)} \qquad (II.20)$$

O problema de uma carga linear infinita expandindo uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito é abordado separadamente. A pressão de ruptura para essas cavidades é dada por

$$p_u = c\ F'_c + q\ F'_q \qquad (II.21)$$

sendo F'_c e F'_q fatores adimensionais de expansão de cavidade cilíndrica, os quais são também funções de ϕ e I_r.

Na abordagem acima, a cavidade é admitida estando a tal profundidade que nenhuma superfície de ruptura é desenvolvida.

Foi analisado também (VESIĆ E BARKSDALE, 1963, VESIĆ, WILSON, CLOUGH E TAI, 1965) o problema de formação de crateras como um caso de expansão de cavidades a profundidades moderadas dentro de um meio semi-infinito. Estudou-se o caso de uma carga linear expandindo uma cavidade cilíndrica de comprimento infinito, o eixo da cavidade sendo paralelo à superfície horizontal do meio, considerado também homogêneo e isotrópico.

Se a distância Z na figura II.12 é suficientemente pequena, a cavidade expandida de raio R_1 e pressão interna p_u poderá causar a ruptura da massa de solo acima da cavidade, ao longo das superfícies de ruptura circulares $\overset{\frown}{01}$ e $\overset{\frown}{43}$. As superfícies de rup

tura foram admitidas interceptando a superfície do meio com o ângulo, estaticamente correto, de 45º - $\phi/2$. Com base em observações experimentais, as superfícies de ruptura foram também admitidas como encontrando a cavidade, nos pontos 1 e 3 da figura II.12, com uma tangente comum vertical.

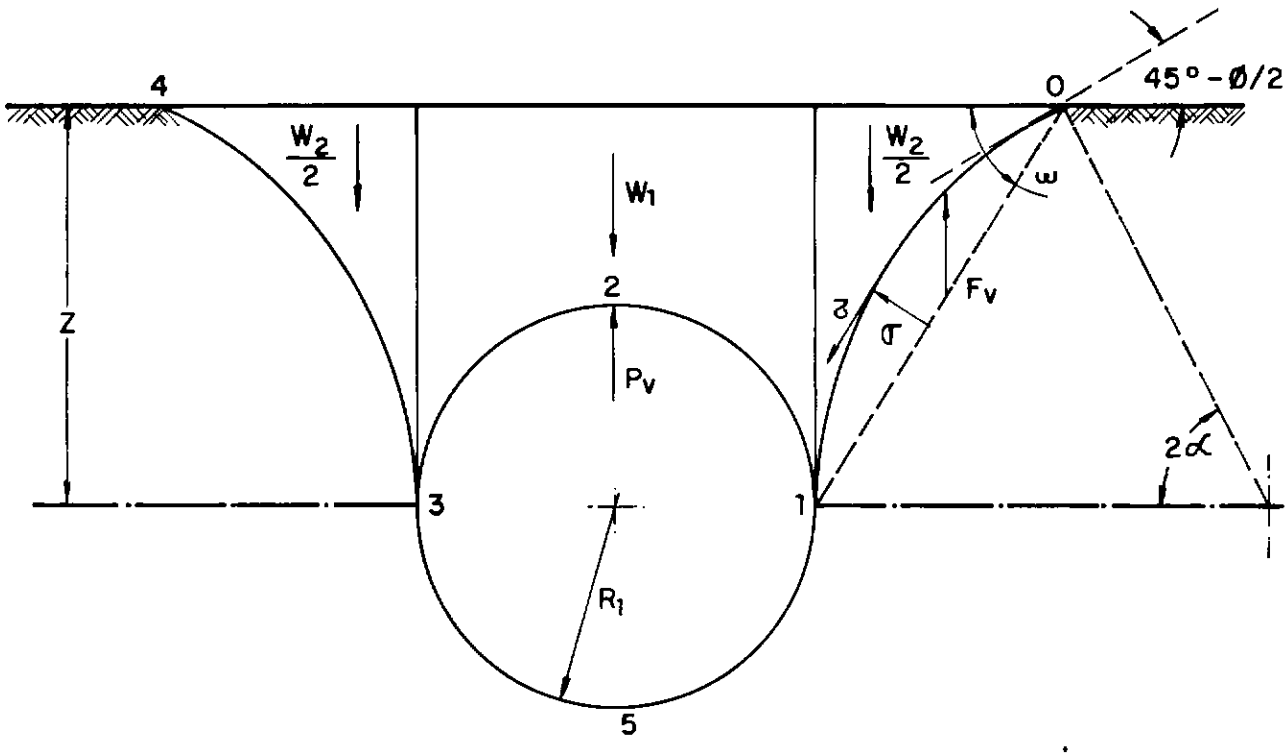


Fig. II.12 - Expansão de cavidade cilíndrica ou esférica próxima à superfície (VESIĆ E BARKSDALE, 1963, VESIĆ, WILSON, CLOUGH E TAI, 1965).

A resistência ao cisalhamento ao longo das superfícies de ruptura é determinada pela aplicação da equação de Kötter. Considerando o equilíbrio estático da massa de solo interna às superfícies de ruptura, a pressão de ruptura na cavidade p_u é da

da por

$$p_u = c\ F'_c + \gamma Z\ F'_q \qquad \text{(II.22)}$$

sendo γ o peso específico do material.

Esta equação é similar às equações (II.19) e (II.21), sendo F'_c e F'_q chamados de "cavity breakthrough factors", que poderia ser traduzido como fatores de quebra da cavidade. Esses fatores são funções, neste caso, apenas de ϕ e da relação Z/R_1.

Se a carga linear é substituída por um ponto de carga concentrada expandindo uma cavidade esférica, torna-se um problema de equilíbrio plástico axi-simétrico. Uma vez que não existe solução rigorosa para este caso tridimensional de simetria axial, foi admitido que a distribuição de tensões normais e cisalhantes, assim como os ângulos estaticamente corretos, são os mesmos do caso bidimensional da expansão de uma carga linear mencionada anteriormente (ver fig. II.12).

A pressão de ruptura, existente no interior da cavidade, é determinada pela equação de equilíbrio vertical da massa de solo interior à superfície de ruptura e acima da cavidade. Depois de computar as forças verticais envolvidas, P_v, W_1, W_2 e a componente vertical da resultante das forças desenvolvidas ao longo da superfície de ruptura, F_v (ver fig. II.12), a equação de equilíbrio fornece o valor da pressão de ruptura, na cavidade,

$$p_u = c\ F_c + \gamma Z\ F_q \qquad \text{(II.23)}$$

Esta equação é semelhante à equação (II.22) anterior . Neste caso, F_c e F_q são também fatores de quebra da cavidade, mas são naturalmente distintos de F'_c e F'_q. Os fatores F_c e F_q são dados por

$$F_q = 1{,}0 - \frac{2}{3}\left(\frac{R_1}{Z}\right) + C_1\left(\frac{Z}{R_1}\right) + C_2\left(\frac{Z}{R_1}\right)^2 \qquad \text{(II.24)}$$

$$F_c = C_3\left(\frac{Z}{R_1}\right) + C_4\left(\frac{Z}{R_1}\right)^2 \qquad \text{(II.25)}$$

Nestas expressões os símbolos de C_1 a C_4 dependem exclusivamente do ângulo que define a reta de resistência ao cisalhamento ϕ . Os valores de F_c e F_q são funções apenas de ϕ e da relação Z/R_1.

Valores numéricos de F'_c, F'_q, F_c e F_q obtidos de VESIĆ (1969) constam das tabelas da figura II.13, em função de ϕ e D/B, sendo D, como Z, a profundidade, e $B = 2R_1$ o diâmetro da cavidade.

Os conceitos da teoria de expansão de cavidade de VESIĆ descritos anteriormente foram aplicados ao caso de uma placa de ancoragem rasa da seguinte forma:

D/B / ϕ	0.5	1.0	1.5	2.5	5.0
0°	0.81	1.61	2.42	4.04	8.07
	0.21	0.61	0.74	0.84	0.92
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
10°	0.84	1.68	2.52	4.22	8.43
	0.30	0.77	0.99	1.26	1.75
	1.09	1.16	1.25	1.42	1.83
20°	0.84	1.67	2.52	4.19	8.37
	0.38	0.94	1.23	1.67	2.57
	1.17	1.33	1.49	1.83	2.65
30°	0.79	1.58	2.37	3.99	7.89
	0.45	1.08	1.45	2.03	3.30
	1.24	1.47	1.71	2.19	3.38
40°	0.70	1.40	2.11	3.51	7.02
	0.51	1.19	1.61	2.30	3.83
	1.30	1.58	1.87	2.46	3.91
50°	0.58	1.17	1.75	2.92	5.84
	0.53	1.25	1.70	2.44	4.12
	1.32	2.04	1.96	2.60	4.20

Primeiro número $F'_c = \bar{F}'_c$ (cilindro ou placa longa retangular)
Segundo número F'_q (cilindro)
Terceiro número $\bar{F}'_q$ (placa longa retangular)

Fig. II.13 - Fatores de quebra da cavidade para cilindros horizontais ou placas longas retangulares, segundo VESIĆ (1969).

D/B / ϕ	0.5	1.0	1.5	2.5	5.0
0°	1.76 0.33 1.00	3.80 0.67 1.00	6.12 0.78 1.00	11.6 0.87 1.00	30.3 0.93 1.00
10°	1.87 0.51 1.18	5.10 1.04 1.37	6.69 1.37 1.59	13.0 1.95 2.08	36.0 3.60 3.67
20°	1.90 0.69 1.36	4.23 1.42 1.75	7.01 1.98 2.20	13.9 3.12 3.25	38.9 6.64 6.71
30°	1.84 0.85 1.52	4.19 1.78 2.11	7.06 2.57 2.79	14.3 4.28 4.41	41.6 9.82 9.89
40°	1.69 0.98 1.65	3.95 2.08 2.41	6.79 3.08 3.30	14.2 5.32 5.45	42.7 12.9 13.0
50°	1.47 1.06 1.73	3.53 2.28 2.61	6.19 3.34 3.56	13.3 6.14 6.27	41.6 15.6 15.7

Primeiro número $F_c = \bar{F}_c$ (esfera ou placa circular)
Segundo número F_q (esfera)
Terceiro número $\bar{F}_q$ (placa circular)

Fig. II.13 (cont) - Fatores de quebra da cavidade para esferas ou placas circulares, segundo VESIĆ(1969).

É admitido que a pressão de ruptura na cavidade é equivalente à pressão de ruptura à tração da placa de ancoragem 3-1 da figura II.12. O volume da metade superior da cavidade, ou do hemisfério 3-2-1 é considerado agora como sendo preenchido de solo cujo peso é $2/3\,\pi R_1^3\,\gamma$. Esta massa de solo irá acrescer a pressão agindo na placa 3-1 de um valor p_a, sendo p_a dado por

$$p_a = \frac{2/3\,\pi R_1^3\,\gamma}{\pi R_1^2} = \frac{2}{3}\,\gamma\,R_1 \qquad \text{(II.26)}$$

Adicionando esta quantidade à equação (II.23), ter-se-á a pressão de ruptura da placa, q_o, dada por

$$q_o = c\,F_c + \gamma\,Z\,F_q + \frac{2}{3}\,\gamma\,R_1 \qquad \text{(II.27)}$$

Em se desenvolvendo o segundo termo da equação (II.27), utilizando a expressão (II.24), pode-se constatar que um dos termos do desenvolvimento será igual a $-2/3\gamma R_1$ e, assim, a expressão (II.27) torna-se

$$q_o = c\,F_c + \gamma Z\,\left[1{,}0 + C_1\frac{Z}{R_1} + C_2\left(\frac{Z}{R_1}\right)^2\right] \qquad \text{(II.28)}$$

De outra forma pode-se fazer

$$q_o = c\,\bar{F}_c + \gamma\,Z\,\bar{F}_q \qquad \text{(II.29)}$$

Neste caso, $\bar{F}_c$ e $\bar{F}_q$ são os fatores de quebra de cavidade aplicados a placas circulares. Naturalmente, $F_c = \bar{F}_c$, enquanto que $F_q \neq \bar{F}_q$.

No caso de solos sem coesão, a equação (II.29) torna-se

$$q_o = \gamma Z \bar{F}_q \qquad \text{(II.30)}$$

ESQUIVEL-DÍAZ (1967) empregou esta expressão na análise de seus resultados. Entretanto, o fator $\bar{F}_q$ foi por ele representado como $\bar{N}_q$; a obtenção de valores de $\bar{N}_q$ a partir de resultados de provas de carga e a comparação com os valores assim obtidos com os valores teóricos consistiu em uma filosofia de análise dos resultados.

Semelhantemente aos fatores $\bar{F}_c$ e $\bar{F}_q$, para o caso de placas circulares, e obtidos de F_c e F_q, da teoria de expansão de cavidades esféricas, podem ser obtidos os fatores $\bar{F}'_c$ e $\bar{F}'_q$, para o caso de placas retangulares, obtidos de F'_c e F'_q da teoria de expansão de cavidades cilíndricas.

Valores numéricos de F_c, $\bar{F}_c$, F'_c, $\bar{F}'_c$, F_q, $\bar{F}_q$, F'_q, $\bar{F}'_q$ são fornecidos nas tabelas da figura II.13, em função de ϕ e da relação D/B; ϕ varia, nas tabelas, de 0º a 50º, enquanto que a relação D/B varia de 0,5 a 5,0, valor médio considerado como limi

---

NOTA: Não confundir os fatores de expansão de cavidade das equações (II.19) e (II.21) com os fatores de quebra de cavidade das equações (II.22) e (II.23), embora tenham sido representados com a mesma simbologia F_c, F_q, F'_c e F'_q.

tando o comportamento de fundações tracionadas rasas e profundas.

Daqui para diante, serão comentadas separadamente as principais observações e conclusões referentes às três teses.

(1) Caso de areias, tese de ESQUIVEL-DÍAZ (1967)

(a) A capacidade de carga à tração de uma âncora aumenta com o acréscimo do diâmetro da âncora para uma determinada profundidade e com o aumento da profundidade para um dado diâmetro.

(b) A capacidade de carga à tração de uma placa de ancoragem numa areia compacta aumenta substancialmente com o acréscimo da profundidade, enquanto que no caso de areia fofa o acréscimo com a profundidade é bem menos sensível.

(c) No caso de placas de ancoragem em areia compacta, os valores obtidos experimentalmente para o fator $\bar{N}_q$ aumentam com a relação D/B para placas rasas (D/B < 6). No caso de placas profundas, o acréscimo de $\bar{N}_q$ em função de D/B é menor.

(d) No caso de placas de ancoragem em areia fofa, os valores obtidos de $\bar{N}_q$ aumentam com a relação D/B para valores de D/B < 3 e são praticamente constantes - e, assim, independentes da profundidade - para valores de D/B ≥ 3.

(e) A capacidade de carga de uma placa de ancoragem em areia compacta pode ser igual à capacidade de carga desenvolvida por uma estaca de ancoragem de igual diâmetro e à mesma profundidade, desde que a superfície lateral da estaca tenha uma rugosidade comparável com a areia.

(f) No caso de areia fofa, a capacidade de carga de uma estaca é algo menor que a placa correspondente para D/B < 6, o contrário acontecendo no caso de D/B ≥ 6.

(g) Nos testes levados a efeito com placas à pequena profundidade em areia compacta caracterizou-se uma superfície de ruptura bem definida. Para placas profundas, no entanto, apenas uma pequena elevação na superfície do terreno ocorreu, na região central da projeção da placa.

(h) No caso de areia fofa, nenhuma superfície de ruptura pôde ser constatada.

(i) Os resultados experimentais indicaram que não existe disponível nenhuma teoria que permita a previsão da capacidade de carga de fundações à tração em solos não coesivos.

(j) A compressibilidade do solo deve ser considerada, assim como os padrões de ruptura mais investigados, a fim de se chegar a uma teoria mais satisfatória para o cálculo da capacidade de carga de fundações tracionadas.

(2) Caso de argilas moles bentoníticas, tese de ALI (1968)

(a) Placas rasas (D/B < 1,5) rompem ao longo da periferia de um cilindro de solo de aproximadamente o mesmo diâmetro da placa. Consequentemente a capacidade de carga de placas rasas cresce linearmente com a profundidade, podendo a capacidade de carga ser determinada com razoável acurácia através da utilização do método do cilindro de atrito.

(b) Placas profundas rompem por puncionamento e através da formação de uma cunha imediatamente acima da placa, com um ângulo no vértice da cunha de aproximadamente 90º. O padrão de ruptura obtido é similar ao formado abaixo de fundações profundas na mesma argila. A capacidade de carga de placas profundas em argilas pode ser obtida utilizando-se a teoria de expansão de cavidade esférica.

(c) A capacidade de carga de uma estaca de ancoragem é igual à força de adesão mobilizada ao longo de sua superfície lateral. A adesão para a argila bentonítica e o alumínio da estaca foi de aproximadamente 60% da resistência não drenada da argila.

(d) Em todos os testes existiu uma resistência adicional devida aos efeitos de vácuo, ou sucção.

(3) Caso de argilas siltosas, tese de BHATNAGAR (1969)

(a) A capacidade de carga das placas de ancoragem aumenta linearmente com a relação D/B até 5,0, aproximadamente. Para maiores valores de D/B, o acréscimo é menor, tornando-se praticamente constante para valores de D/B maiores que 10. As placas de ancoragem podem ser classificadas, então, como:

(i) rasas, para $D/B < 5$

(ii) profundas, para $D/B \geq 5$

(b) Nenhuma das teorias existentes fornece estimativas razoáveis da capacidade de carga de placas de ancoragem em qual

quer profundidade. A teoria de expansão de cavidades próximas à superfície, no caso de cavidades esféricas, fornece resultados maiores que os valores experimentais. Já em se considerando o caso de cavidades cilíndricas, chega-se a resultados razoáveis no caso de placas rasas.

(c) Os deslocamentos necessários à completa mobilização da capacidade de carga das placas são elevados, notadamente no caso de placas profundas.

(d) A capacidade de carga de estacas tracionadas em solos sem atrito (caso das argilas siltosas testadas, nas condições em que se desenvolveram os ensaios) cresce linearmente com a profundidade, pelo menos até valores de D/B da ordem de 10.

(e) Para determinar a capacidade de carga de estacas tracionadas, pode-se resolver da maneira normal, ou seja, multiplicando-se a área lateral da estaca por uma adesão c_a. Esta adesão dependerá do método de execução da estaca e do intervalo de tempo entre a execução e a aplicação da carga. A adesão deve ser obtida de ensaios em escala natural, mas os valores da bibliografia podem ser usados preliminarmente. Para o material testado, a adesão variou entre 0,7 e 1,2 tf/m^2 e c_a/c entre 0,135 e 0,235.

(f) Exceto no caso de profundidades relativas muito pequenas ($D/B < 1,5$), uma estaca pode suportar cargas de tração maiores que uma placa de mesmo diâmetro, à mesma profundidade. No que diz respeito aos deslocamentos, as estacas também apresentam um melhor comportamento, com deslocamentos razoavelmente menores. Parece que as placas apresentam desloca

mentos continuados de longo período por envolverem processo de adensamento dos solos siltosos e argilosos.

II.7 - O MÉTODO DESENVOLVIDO NA UNIVERSIDADE DE GRENOBLE

O método desenvolvido na Universidade de Grenoble é extremamente abrangente, envolvendo praticamente todos os tipos de fundação normalmente executados. Está fundamentado em um número elevado de ensaios em modelos reduzidos, de cujas observações originou-se a formulação da teoria. As considerações teóricas, aliás, são extremamente elaboradas, e desenvolvidas a partir de estudos profundos do estado de equilíbrio limite dos solos.

As pesquisas realizadas na Universidade de Grenoble contaram com o apoio e a colaboração da É.D.F. - Electricité de France, organização estatal francesa de energia elétrica -, tendo a teoria sido aferida, além dos resultados obtidos dos próprios modelos reduzidos ensaiados, em um número elevado de provas de carga realizadas em escala natural por uma série de instituições, através de países membros da C.I.G.R.É. (Conférence Internationale des Grands Réseaux Électrique à Haute Tension).

Dentre os trabalhos de pesquisa sobre fundações à tração realizados na Universidade de Grenoble, pode-se citar as teses de RIBIER (1962), MARTIN (1963), MONTEL (1963), MARTIN (1966), TRÂN-VÔ-NHIÊM (1971), BATMANABANE (1973). As três primeiras são teses de "Doctorat de Spécialité", que acreditamos serem correspon

dentes ao mestrado, enquanto que as três últimas são teses de "Doctorat de Docteur - Ingénieur", que acreditamos serem correspondentes ao doutoramento.

No que diz respeito a esforços verticais de tração, a tese mais recente e talvez mais importante - e que engloba praticamente toda a teoria - é a de MARTIN (1966), com as teses anteriores fornecendo embasamento para este trabalho. As duas teses posteriores, de TRÂN-VÔ-NHIÊM (1971) e BATMANABANE (1973) tratam do caso de fundações - sobretudo placas - inclinadas com esforços inclinados. Vale ressaltar que pelo menos cinco teses na área de Equilíbrio Limite dos Solos, desenvolvidas em Grenoble,serviram de base aos estudos teóricos, além de uma série de publicações versando sobre o tema.

Ainda sobre fundações submetidas a esforços verticais de tração, foram publicados, além das teses referidas anteriormente, muitos trabalhos para congressos, seminários, etc., seja descrevendo a teoria e aplicações, seja comparando os resultados de ensaios com os previstos pela teoria, e ainda sobre outros aspectos.

Dentre esses trabalhos, pode-se citar os de BIAREZ E BARRAUD (1968), PORCHERON E MARTIN (1968), MARTIN (1973), MARTIN (1975).

Pela complexidade e extensão do tema, não serão fornecidos, no presente trabalho, maiores detalhes dos resultados dos ensaios de modelos, das premissas de cálculo e dos desenvolvimentos

das equações que formam a metodologia de cálculo de fundações submetidas a esforços verticais de tração desenvolvida na Universidade de Grenoble. Limitar-se-á a apresentar os procedimentos de cálculo para os diversos tipos de fundação e de solos, tecendo-se alguns comentários relativos a cada caso.

São abordados, distintamente, os casos de estacas e de placas ou sapatas de pequena espessura. Um terceiro tipo de fundação, que seria constituído por placa e fuste, aplica-se ao caso de sapatas, de maneira geral, e tubulões com alargamento de base, e é derivado dos casos isolados de estacas e placas.

(1) Caso de estacas cilíndricas em solo homogêneo

O método de cálculo, aproximado, é baseado em observações segundo as quais existe uma zona de solo junto da estaca que permanece solidária quando da ruptura por tração. A limitação dessa zona foi assimilada a diversas formas de curvas: arco de círculo, arco de espiral logarítmica e segmento de reta, sendo que esta forma revelou-se mais interessante pela sua flexibilidade de adaptação e por cobrir, em certas posições, os resultados relativos ao círculo e à espiral (MARTIN, 1966 e 1973).

Com esta hipótese, a capacidade de carga de uma estaca ou tubulão sem alargamento de base dentro de um solo homogêneo é obtida a partir da aproximação habitual que consiste em adicionar os estados de equilíbrio limite em meio com peso sem coesão ao sem peso com coesão. A carga de ruptura será, portanto, a soma da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície

de ruptura, do peso da fundação, do peso de solo solidário à estaca no processo de ruptura e da sobrecarga, atuante na superfície, quando esta existir. A fórmula correspondente é

$$Q_{rt} = p.D \left[c\, M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o\, M_q \right] + P \qquad (II.31)$$

sendo

Q_{rt} - a carga de ruptura da estaca

p - o perímetro da estaca de raio R

D - o comprimento ou profundidade de assentamento da estaca

P - o peso da estaca

c - coesão

γ - peso específico aparente natural

q_o - sobrecarga uniforme, infinitamente extensa, atuante na superfície do terreno

M_c, $M_\phi + M_\gamma$, M_q - coeficientes de capacidade de carga à tração

Os coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q dependem do ângulo λ - ângulo formado pela estaca e a superfície de ruptura assimilada a uma reta - , do ângulo de atrito interno do solo ϕ e da relação D/R (profundidade relativa); as experiências indicaram que, em qualquer tipo de solo, o ângulo λ assume valores próximos a $-\phi/8$. Vale notar que o sinal menos relativo ao ângulo λ é meramente fruto de convenção; nesta convenção, um valor negativo indica que a superfície de ruptura abre em direção à superfí

cie do terreno. A figura II.14 mostra as superfícies de ruptura real e admitida, com a convenção empregada para o ângulo λ.

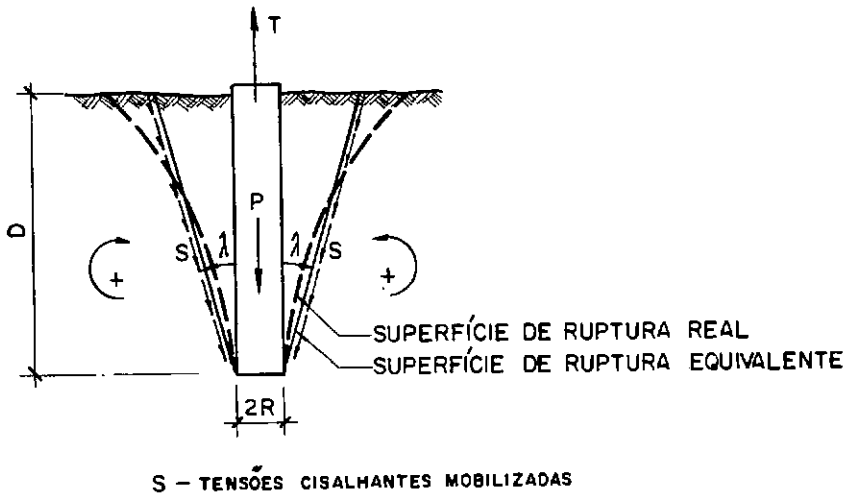


Fig. II.14 - Superfícies de ruptura para estacas em solos homogêneos, segundo MARTIN (1966).

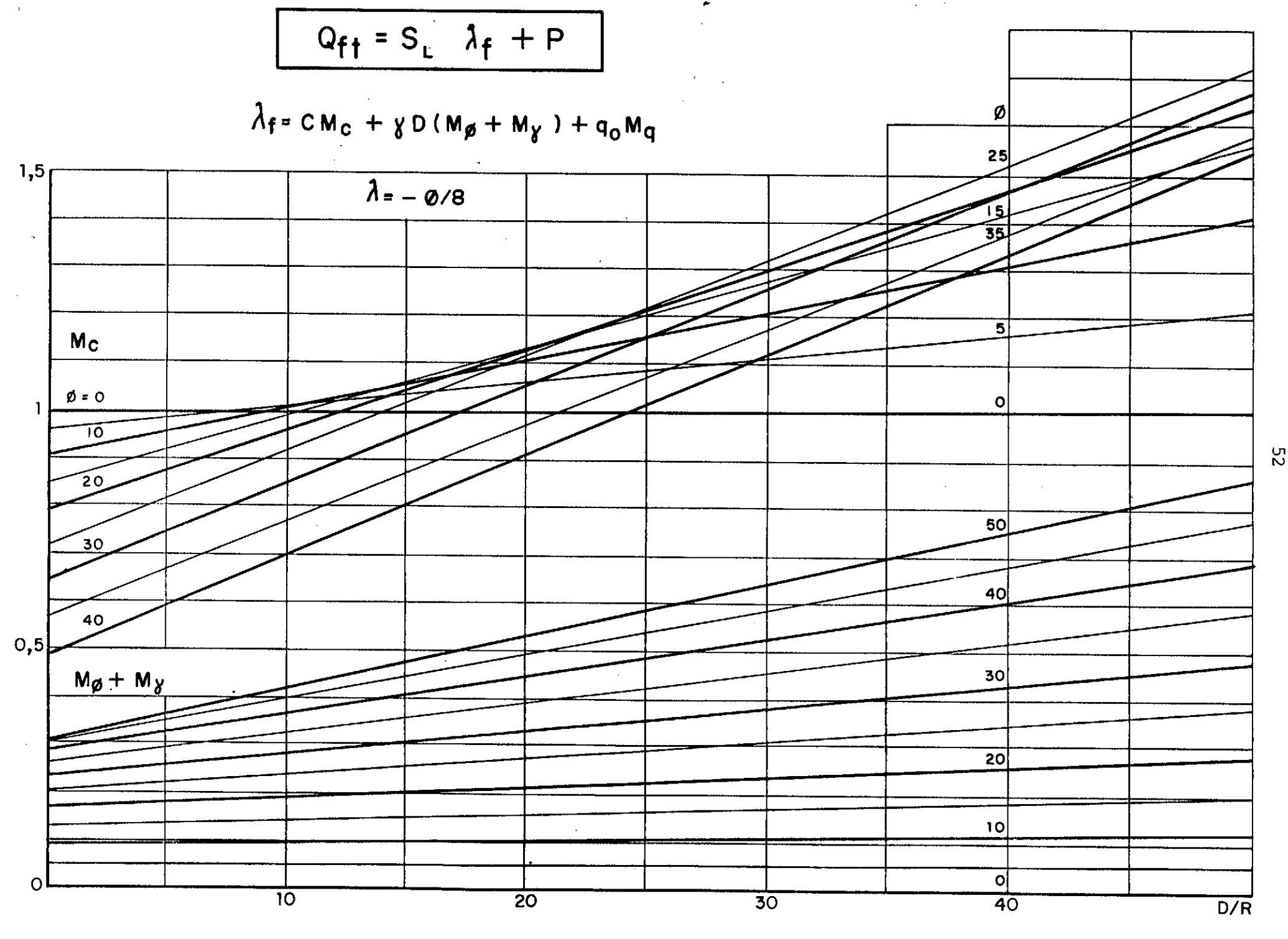
Para o valor de $\lambda = -\phi/8$, os coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são apresentados, em forma de ábaco, em função de ϕ e D/R, nas figuras II.15 e II.16.

DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979a) forneceram os valores de M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q em forma de tabela, para ϕ até 35º e D/R até 30.

No caso de meios estratificados, o cálculo da capacidade de carga é feito considerando-se a resistência de cada camada isoladamente, sob o efeito de sobrecarga das camadas sobrejacentes. Este efeito é computado mediante a aplicação do coeficiente M_q.

$$Q_{ft} = S_L \quad \lambda_f + P$$

$$\lambda_f = C M_C + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q$$



$$Q_{ft} = S_L \ \lambda_f + P$$

$$\lambda_f = CM_c + \gamma\, D(M_\phi + M_\gamma) + q_o\, M_q$$

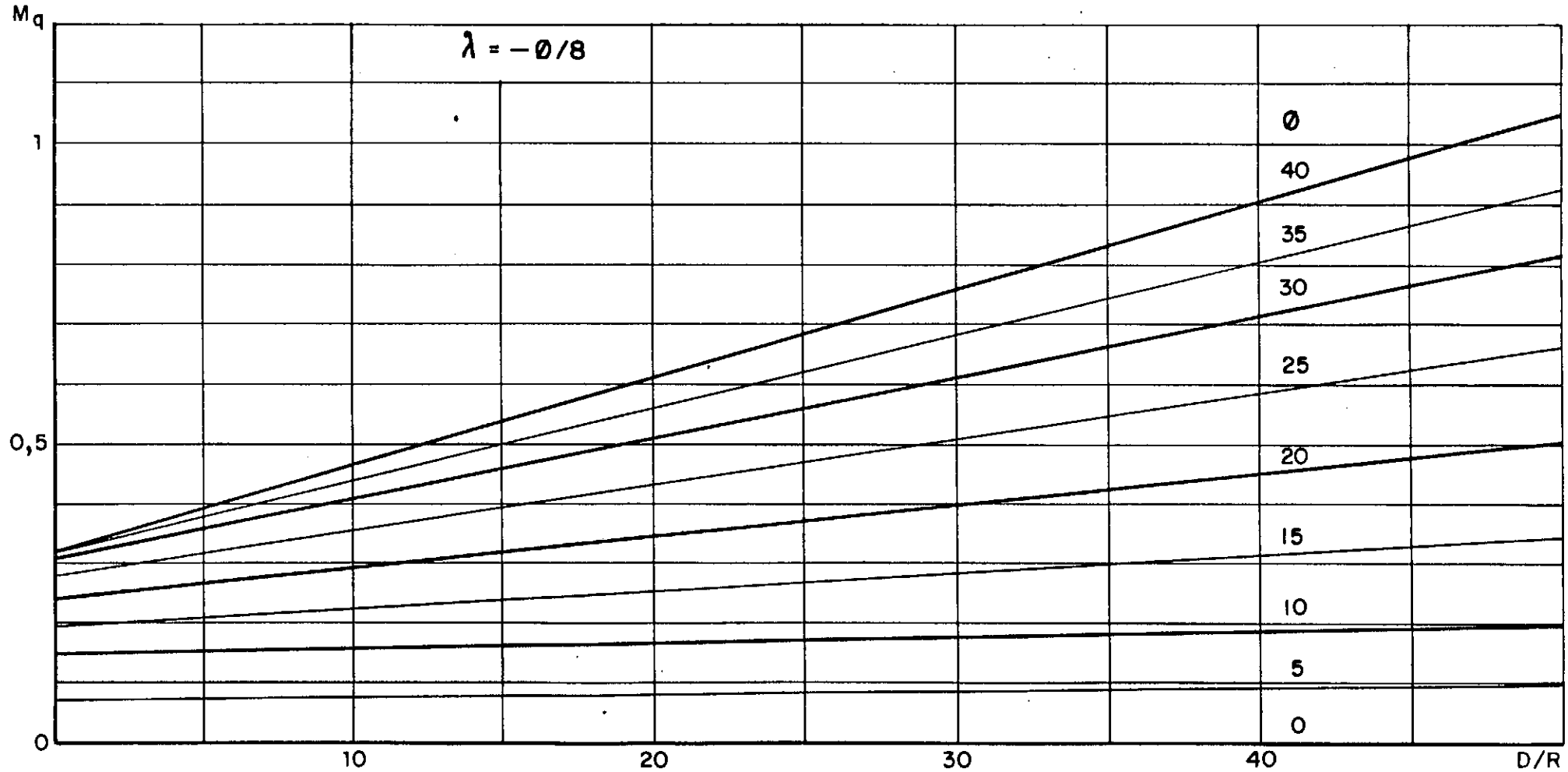


Fig. II.16 - Coeficiente de capacidade de carga à tração M_q para $\lambda = -\phi/8$, segundo MARTIN (1966).

Maiores detalhes podem ser vistos nas referências citadas anteriormente, como em MARTIN (1966), ou em DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979a), inclusive a resolução de exemplos de cálculo.

No caso de estacas prismáticas, são válidas as mesmas expressões e coeficientes anteriormente definidos, bastando considerar uma estaca com raio equivalente R_e que forneça o mesmo perímetro da estaca prismática, p, ou seja

$$R_e = \frac{p}{2\pi} \qquad \text{(II.32)}$$

Complementando, vale dizer que as expressões de cálculo fornecidas foram aferidas através de numerosos resultados em provas de carga realizadas em escala natural.

(2) Caso de placas em solo homogêneo

Para este tipo de fundação, faz-se necessário considerar duas situações: a primeira, que constitui o caso de placas propriamente ditas, de pequena espessura e cujo elemento de transferência de carga não resiste a nenhum esforço de tração, sob o ponto de vista geotécnico; é, por exemplo, o caso de tirantes metálicos ou das peças acima da base de uma grelha de torre de linha de transmissão. A segunda situação diz respeito a sapatas, em que se deve considerar a espessura e cujo pilar (ou fuste) pode ser capaz de resistir a alguma carga de tração, sob o ponto de vista geotécnico. Os tubulões com alargamento de base também se

enquadram neste modelo de cálculo. Vale ressaltar, ainda, que o modelo é chamado, às vezes, pelos franceses, de sistema "plaque avec fût", ou placa com fuste (ver, por exemplo, BIAREZ E BARRAUD, (1968).

É ainda necessário distinguir duas categorias de solo, nos quais o processo de ruptura é qualitativamente distinto.

Tem-se assim:

CATEGORIA 1: Solos fracos, argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito $\phi < 15º$, aproximadamente.

CATEGORIA 2: Solos resistentes, arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito $\phi > 15º$, aproximadamente.

2.a) Placas em Solos de Categoria 1

Nos terrenos coesivos onde o ângulo de atrito é pequeno (inferior a 15º, aproximadamente), o esquema de resolução adotado considerou a formação de uma cunha acima da placa de fundação. Tal cunha só pode se formar completamente além de determinada profundidade relativa, denominada profundidade crítica (ver fig. II.17). Por meio de dados experimentais, a profundidade crítica (D/R) atinge valores próximos de 5.

Vale notar que neste caso o ângulo λ é positivo, o que indica que ele fecha na direção da superfície do terreno. Ressalte-se ainda que o caso em que a profundidade D é maior que a pro

fundidade crítica D_c é resolvido substituindo-se o solo que se encontra acima da profundidade crítica (ver fig. II.17) pela sobrecarga correspondente.

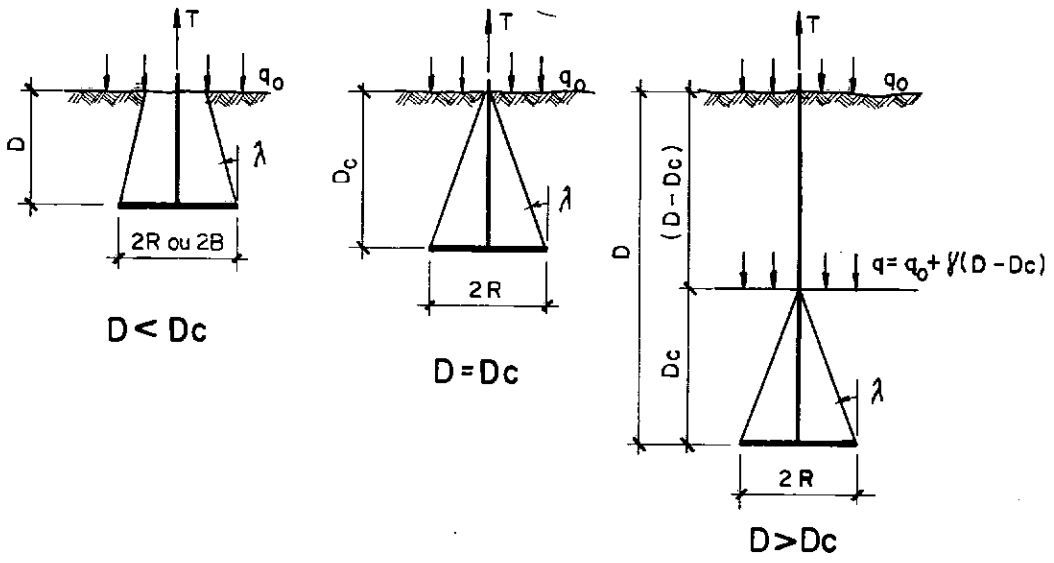


Fig. II.17 - Formas de ruptura para placas em solos fracos, segundo MARTIN (1966).

As fórmulas para o cálculo da capacidade de carga são:

Para $D \leq D_c$

$$Q_{rt} = p_b\, D \left[c\, M_c + \gamma D\, (M_\phi + M_\gamma) + q_o\, M_q\right] + P + S_b D\gamma \qquad \text{(II.33)}$$

sendo os diversos termos conforme já definidos anteriormente e, ainda,

Q_{rt} - a carga de ruptura da placa

p_b - o perímetro da placa de raio R

D - a profundidade da placa

P - o peso da placa

S_b - a área da base da placa

Os valores dos coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q, em forma de ábaco e em função de ϕ e D/R, constam da figura II.18, para o valor de λ = arc tg 0,2, correspondente ao valor de $D_c/R = 5$.

Para $D > D_c$

$$Q_{rt} = p_b D_c \left[c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + (q_o + \gamma (D - D_c)) M_q\right]$$

$$+ P + S_b D_c \gamma \qquad \text{(II.34)}$$

sendo todos os termos conforme já definidos previamente. Os coeficientes de capacidade de carga são obtidos nos ábacos da figura II.18 para o caso de $D \leq D_c$, observando-se que no presente caso deve-se fazer $D = D_c$ na relação D/R como entrada para os ábacos.

Nos casos de placas retangulares, em qualquer profundidade, deve-se utilizar as fórmulas anteriores, determinando o raio equivalente R_e como

$$R_e = \frac{p}{8} \qquad \text{(II.35)}$$

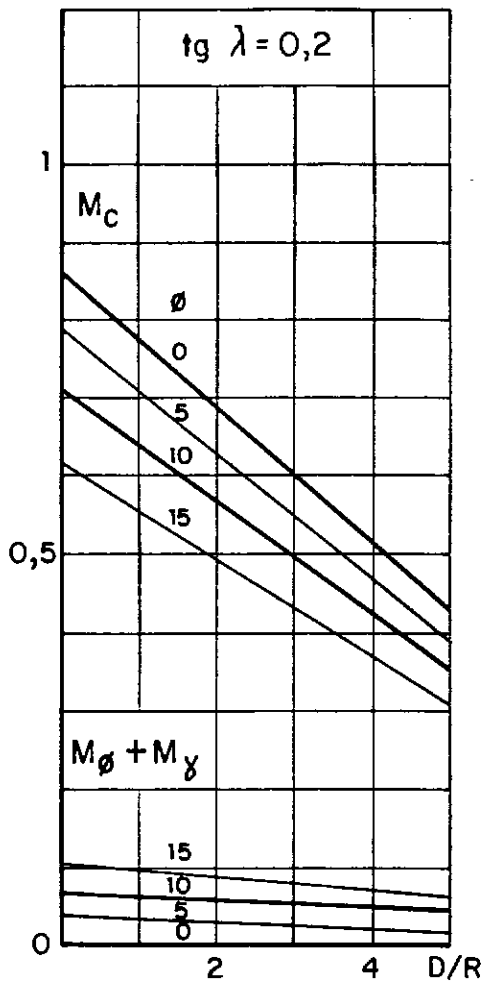
sendo p o perímetro da placa. Neste caso, entretanto, a profundidade crítica D_c é igual a 5 vezes a metade B da largura 2B da placa, ou $D_c = 5B$.

$$D < D_C$$

$$Q_{ft} = S_L \lambda_f + P_t$$

$$\lambda_f = CM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + qM_q$$

$$\phi \leq 15°$$



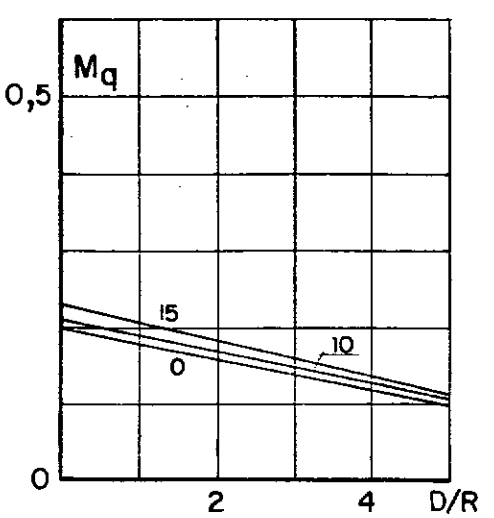


Fig. II.18 - Coeficientes de capacidade de carga à tração M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q para λ = arc tg 0,2, segundo MARTIN(1966).

2.b) Placas em Solos de Categoria 2

Nos terrenos resistentes, arenosos ou argilosos com ângulo de atrito superior a 15º, aproximadamente, se bem que os fenômenos de ruptura sejam diferentes dos precedentes, uma analogia subsiste na evolução da cinemática do processo de ruptura à tração, em função da profundidade. É válida, ainda, a noção de profundidade crítica.

Com efeito, constata-se que, para pequenas profundidades a superfície de ruptura provocada pela placa atinge o nível do terreno. Neste caso, ainda, o valor de λ - representando o ângulo entre a vertical e a projeção da superfície de ruptura assimilada a uma reta - é negativo, o que indica que a superfície de ruptura abre em direção ao nível do terreno.

No caso de grandes profundidades, a superfície de ruptura não mais atinge o nível do terreno. Assim, a perturbação provocada pela tração da fundação pode ser esquematizada pela formação, acima da placa, de uma cunha que comprime os grãos de solo segundo trajetórias circulares, formando porções de cilindros ou de um toro, conforme a forma retangular ou circular da fundação (MARTIN, 1966).

A figura II.19 mostra os aspectos das superfícies de ruptura para os dois casos.

A forma de ruptura correspondente a profundidades acima da profundidade crítica é denominada, às vezes, como ruptura generalizada, enquanto que no caso de profundidades abaixo da pro

fundidade crítica é denominada como ruptura localizada (ver , por exemplo, BIAREZ E BARRAUD, 1968). Tais denominações, entretanto, não guardam nenhuma analogia com aquelas usadas por TERZAGHI (1943) para a capacidade de carga à compressão de fundações superficiais.

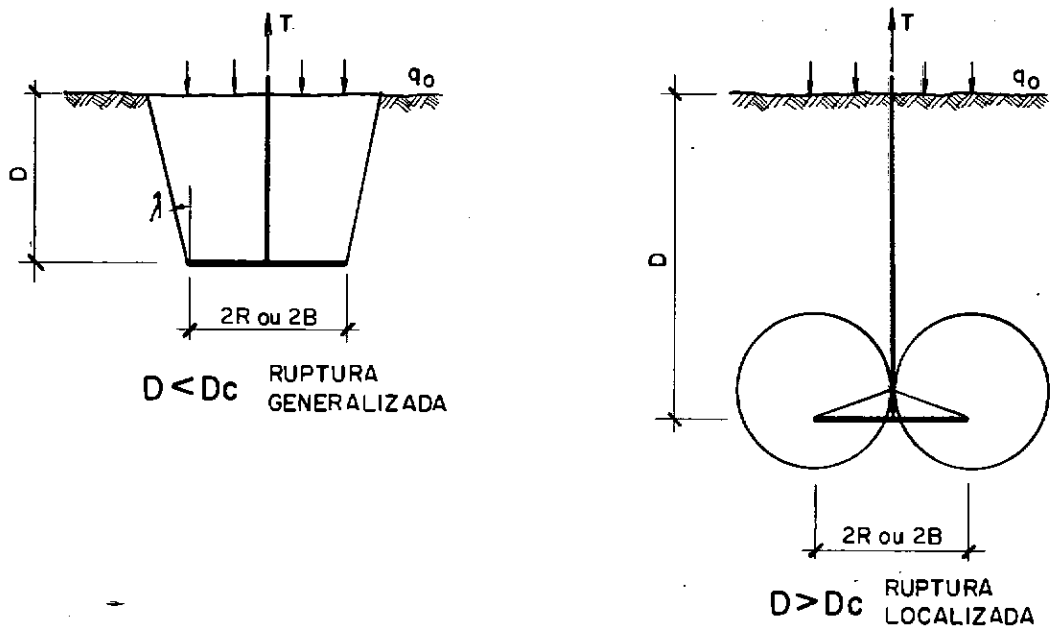


Fig. II.19 - Formas de ruptura para placas em solos resistentes, segundo MARTIN (1966).

As fórmulas para o cálculo da capacidade de carga são:

Para $D \leq D_c$ (a determinação de D_c é apresentada na página 72)

$$Q_{rt} = p_b \, D \left[c \, M_c + \gamma D \, (M_\phi + M_\gamma) + q_o \, M_q \right] + P + S_b \, D\gamma \qquad (II.36)$$

sendo todos os termos conforme já definidos anteriormente. Os coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q constam, em forma de ábaco e em função de ϕ e D/R, da figura II.20, para o valor de $\lambda = -\phi/4$, verificado experimentalmente.

No caso de areias (c = 0), observou-se que o ângulo λ se aproxima do valor do ângulo de atrito interno do solo, ϕ, o que implica que M_ϕ e M_q se anulem. A expressão (II.36) anterior se reduz, pois, a

$$Q_{rt} = p_b \, D^2 \, \gamma \, M_\gamma + P + S_b \, D \, \gamma \qquad \text{(II.37)}$$

O coeficiente M_γ, calculado para $\lambda = -\phi$, consta da figura II.21, em forma de ábaco e em função de ϕ e D/R.

Para $D > D_c$

$$Q_{rt} = S_b \, M(\gamma D \, tg\phi + c) + P \qquad \text{(II.38)}$$

O coeficiente M é fornecido no ábaco da figura II.22, para o valor de $R_f/R = 0$, sendo portanto função apenas de ϕ. R_f é o valor do raio do fuste, quando ele existe.

Nos casos de placas retangulares a qualquer profundidade, deve-se utilizar as fórmulas anteriores, determinando o raio equivalente R_e como

$$R_e = \frac{p}{2\pi} \qquad \text{(II.39)}$$

$$D < D_C$$

$$Q_{ft} = S_L \lambda_f + P_t$$

$$\lambda_f = CM_c + \gamma D(M_\phi + M_\gamma) + qM_q$$

$$\phi > 15°$$

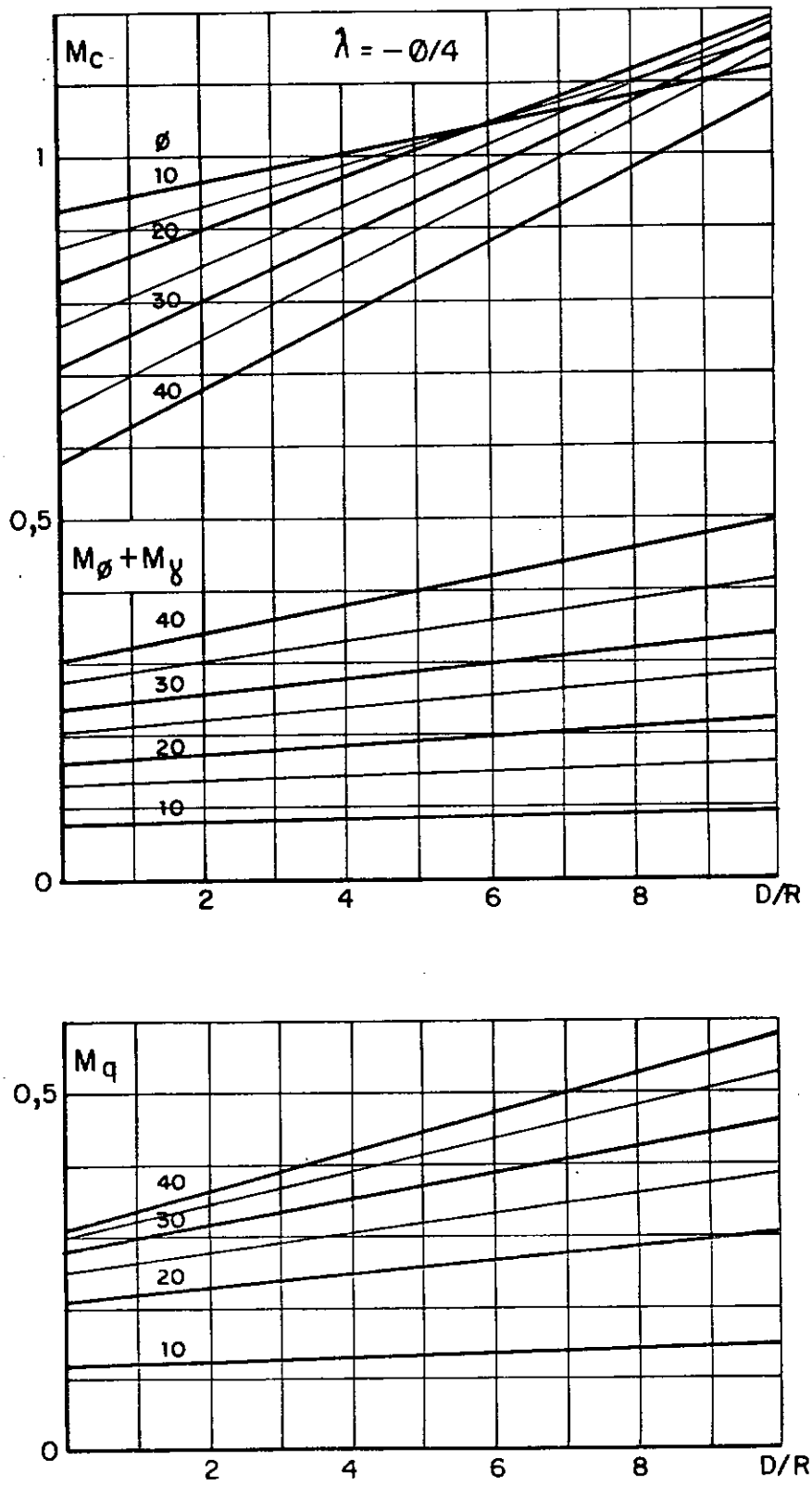


Fig. II.20 - Coeficientes de capacidade de carga à tração M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q para $\lambda = -\phi/4$, segundo MARTIN(1966).

$D < Dc$

$$Q_{ft} = S_L \lambda_f + P_t$$

$$\lambda_f = \gamma D M_\gamma$$

$C = 0 \qquad M_\phi = 0 \qquad M_q = 0$

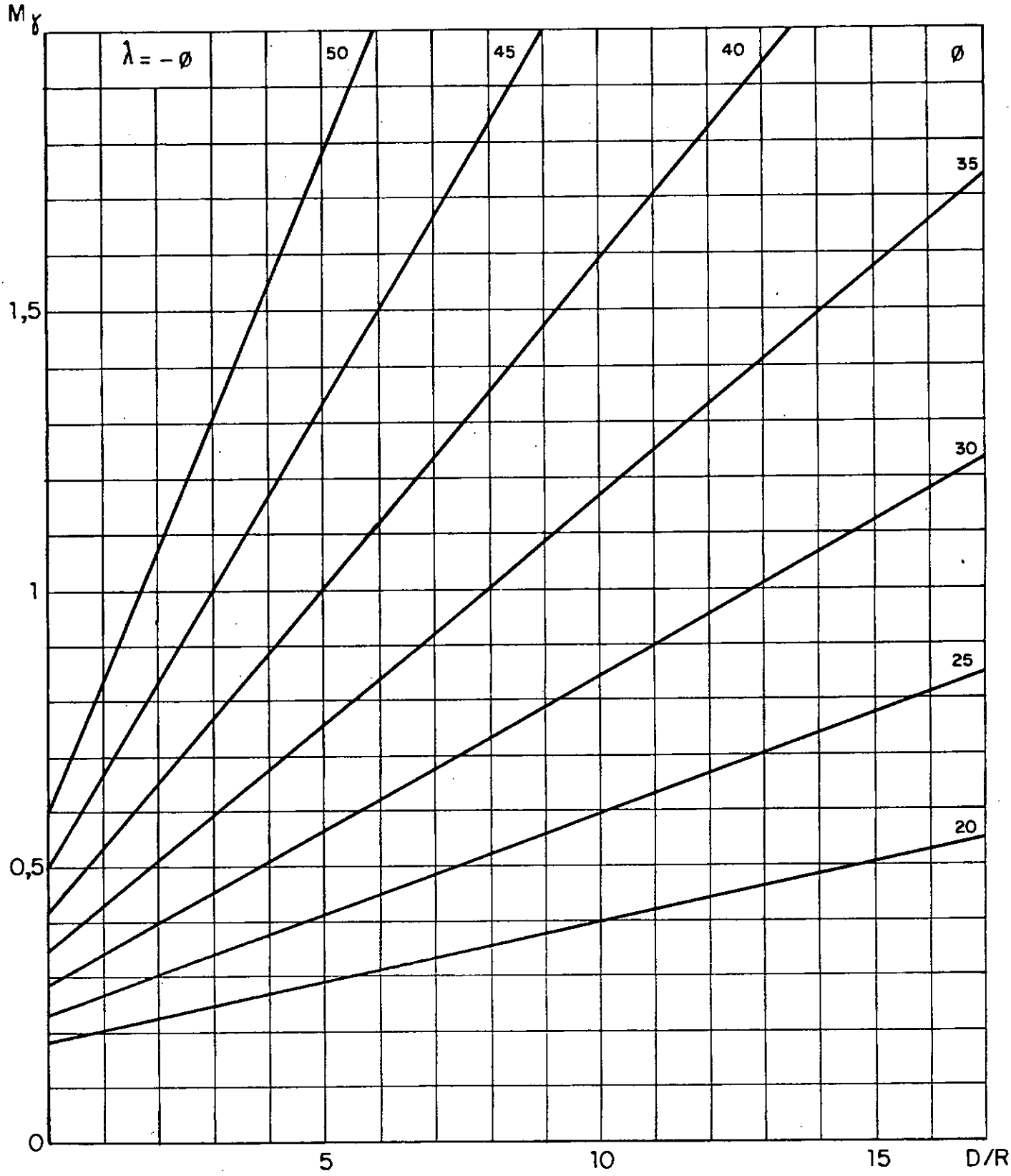


Fig. II.21 - Coeficiente de capacidade de carga à tração M_γ para

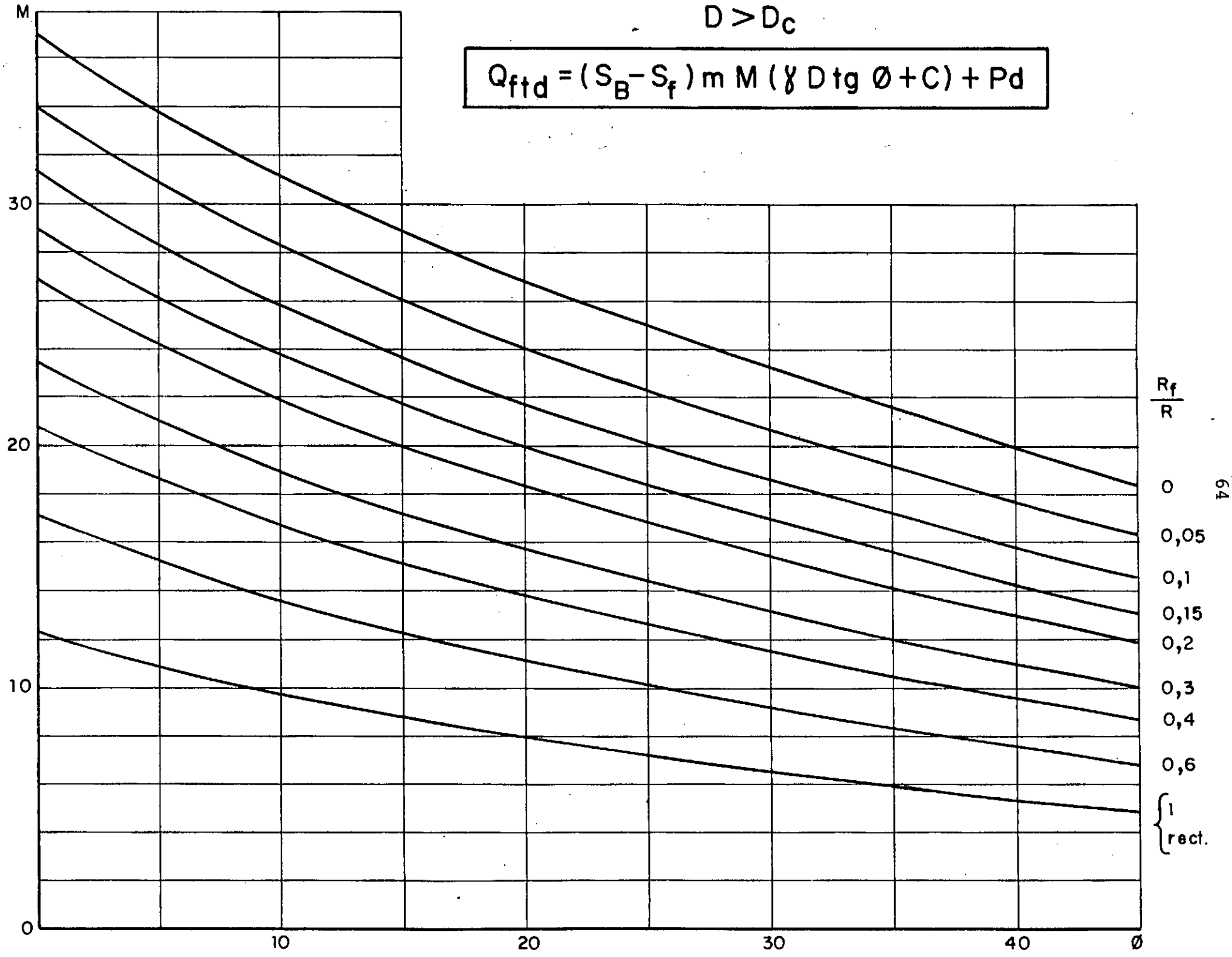


Fig. II.22 - Coeficiente de capacidade de carga à tração M, segundo MARTIN (1966).

Em se tratando, ainda, de solos de categoria 2 e profundidades superiores à crítica ($D > D_c$), o que caracteriza um regime de ruptura localizada, o valor de M do caso bidimensional corresponde numericamente, e deve ser obtido, ao caso de $R_f/R = 1$ no ábaco da figura II.22.

Tratando-se de solos estratificados, os procedimentos para o caso de placas, tanto para solos fracos como para solos resistentes, são semelhantes aos já comentados. MARTIN (1966) fornece diversos exemplos de cálculo para os vários casos.

Complementando, vale dizer que os modelos e procedimentos de cálculo idealizados foram aferidos, também, através de provas de carga realizadas em escala natural.

(3) Caso de sapatas, ou sistema placa e fuste, em solos homogêneos

No caso de sapatas, ou sistema placa e fuste, a filosofia e as expressões de cálculo são basicamente as mesmas do caso de placas, devendo-se considerar, ainda, a influência do fuste e da espessura da base, conforme indicado a seguir.

3.a) Sapatas em Solos de Categoria 1

A superfície de ruptura é assimilada à forma indicada na figura II.23 - onde aparece a simbologia adotada -, notando-se que para $D > D_c$ o fuste atua como uma estaca, ao longo da profundidade $(D - D_c)$. A profundidade crítica foi estimada, a partir de en

saios, como sendo $5(R - R_f)$ ou $5(B - b)$, caso se trate de sapatas circulares ou retangulares, respectivamente. É importante observar que a superfície de ruptura se desenvolve a partir da aresta superior da base, sendo D referenciado portanto a esta aresta (ver figura II.23).

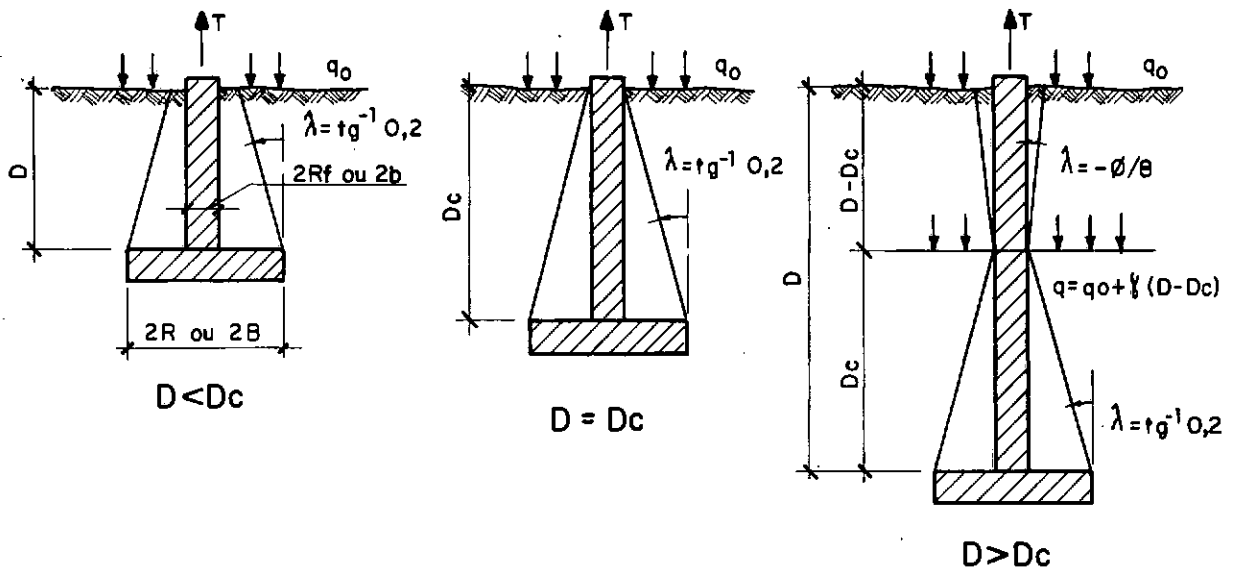


Fig. II.23 - Formas de ruptura para sapatas em solos fracos, segundo MARTIN (1966).

A capacidade de carga é determinada como se segue.

Para $D \leq D_c$

Emprega-se a expressão (II.33), relativa a placas circulares, abaixo transcrita, onde se acrescenta a influência do fuste.

$$Q_{rt} = p_b\ D \left[c\ M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o\ M_q\right] + P + (S_b - S_f)\ D\gamma \qquad \text{(II.40)}$$

sendo todos os termos conforme já definidos anteriormente e S_f a área do fuste.

Os coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são fornecidos, como no caso de placas, nos ábacos da figura II.18, em função de ϕ e D/R, e calculados para λ = arc tg 0,2.

Para $D > D_c$

$$Q_{rt} = Q_{rt}(\text{base}) + Q_{rt}(\text{fuste}) + P \qquad \text{(II.41)}$$

Parcela de base

$$Q_{rt} = p_b D_c \left[c M_{c1} + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma)_1 + (q_o + \gamma (D - D_c)) M_{q1}\right]$$

$$+ (S_b - S_f) D_c \gamma \qquad \text{(II.42)}$$

Parcela do fuste

$$Q_{rt} = p_f (D - D_c) \left[c M_{c2} + \gamma (D - D_c) (M_\phi + M_\gamma)_2 + q_o M_{q2}\right]$$

$$\text{(II.43)}$$

Para os coeficientes M_{c1}, $(M_\phi + M_\gamma)_1$ e M_{q1} utilizam-se novamente os ábacos da figura II.18, fazendo $D = D_c$ na relação D/R.

Os coeficientes M_{c2}, $(M_\phi + M_\gamma)_2$ e M_{q2} são os mesmos utilizados para estacas, calculados para $\lambda = -\phi/8$ e fornecidos nos

ábacos das figuras II.15 e II.16. Note-se que neste caso a profundidade do fuste que atua como estaca é $D - D_c$, devendo-se, portanto, utilizar a relação $(D - D_c)/R$ como entrada para os ábacos.

No caso de sapatas quadradas ou retangulares, em qualquer profundidade, deve-se determinar, como no caso de placas, o raio equivalente R_e através da expressão (II.35), ou $R_e = p/8$, para a contribuição da base. No caso de profundidade superior à crítica e fuste não circular, a contribuição do fuste deve ser obtida em se determinando o raio equivalente R_e através da expressão (II.32) anterior, ou seja, fazendo $R_e = p/2\pi$.

3.b) Sapatas em Solos de Categoria 2

Na figura II.24 estão indicadas as formas assimiladas para a superfície de ruptura do solo, quando se tem valores de D maiores ou menores que a profundidade crítica. Note-se que quando $D > D_c$, o fuste atua como uma estaca isolada, com ângulo de ruptura para cálculo $\lambda = - \phi/8$.

De modo análogo às placas, a superfície de cisalhamento na base é tórica ou formada por porções cilíndricas, caso se tenha um formato circular ou retangular, respectivamente.

A capacidade de carga é calculada como se segue.

Para $D \leq D_c$

Utiliza-se a expressão (II.36), abaixo transcrita, onde se acrescenta a influência do fuste.

$$Q_{rt} = p_b \, D \left[c \, M_c + \gamma \, D (M_\phi + M_\gamma) + q_o \, M_q \right] + P +$$

$$+ \quad (S_b - S_f) \, D \, \gamma \qquad \text{(II.44)}$$

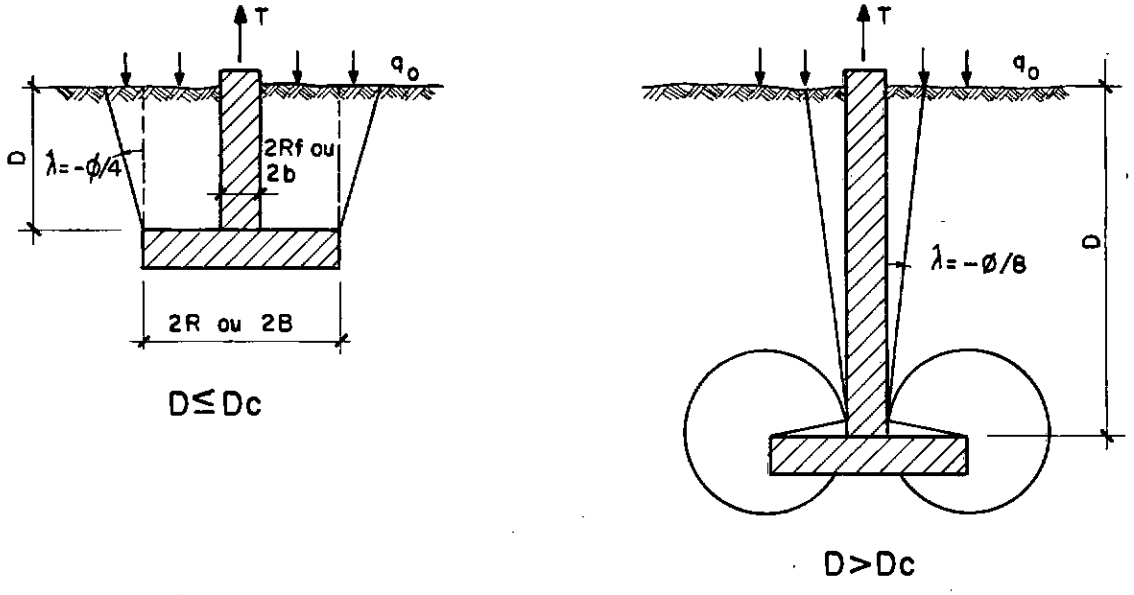


Fig. II.24 - Formas de ruptura para sapatas em solos resistentes, segundo MARTIN (1966).

Os coeficientes M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são fornecidos, como no caso de placas, nos ábacos da figura II.20, em função de ϕ e D/R, para o valor de $\lambda = -\phi/4$.

Para areias, semelhantemente ao caso de placas, os coeficientes M_ϕ e M_q se anulam. A expressão correspondente torna-se, portanto,

$$Q_{rt} = p_b \, D^2 \, \gamma \, M_\gamma + P + (S_b - S_f) \, D \, \gamma \qquad \text{(II.45)}$$

O coeficiente M_γ é novamente fornecido no ábaco da figura II.21, calculado para $\lambda = -\phi$.

No caso de sapatas não circulares, utiliza-se a expressão (II.39), ou seja, faz-se $R_e = p/2\pi$.

Para $D > D_c$

$$Q_{rt} = Q_{rt}\ (\text{base}) + Q_{rt}\ (\text{fuste}) + P \qquad (II.46)$$

Parcela de base

$$Q_{rt} = (S_b - S_f)\ m\ M\ (\gamma D\ tg\phi + c) \qquad (II.47)$$

O coeficiente m pode ser obtido no ábaco da figura II.25, em função da espessura da base e da relação R_f/R.

O coeficiente M é obtido, semelhantemente ao caso de placas, no ábaco da figura II.22, em função de ϕ e R_f/R.

Parcela de fuste

$$Q_{rt} = p_b\ D\ [c\ M_c + \gamma\ D\ (M_\phi + M_\gamma) + q_o\ M_q] \qquad (II.48)$$

Os coeficientes M_c, $M_\phi + M_\gamma$ e M_q são obtidos, novamente, nos ábacos das figuras II.15 e II.16, para o caso de estacas, onde se considera $\lambda = -\phi/8$.

No caso de sapatas não circulares, o coeficiente M é ob-

$$e < R - R_f \qquad m = 1 - \frac{1}{2\pi} \text{ Arc sin} \frac{e}{R - R_f}$$

$$e \geq R - R_f \qquad m = 0{,}75$$

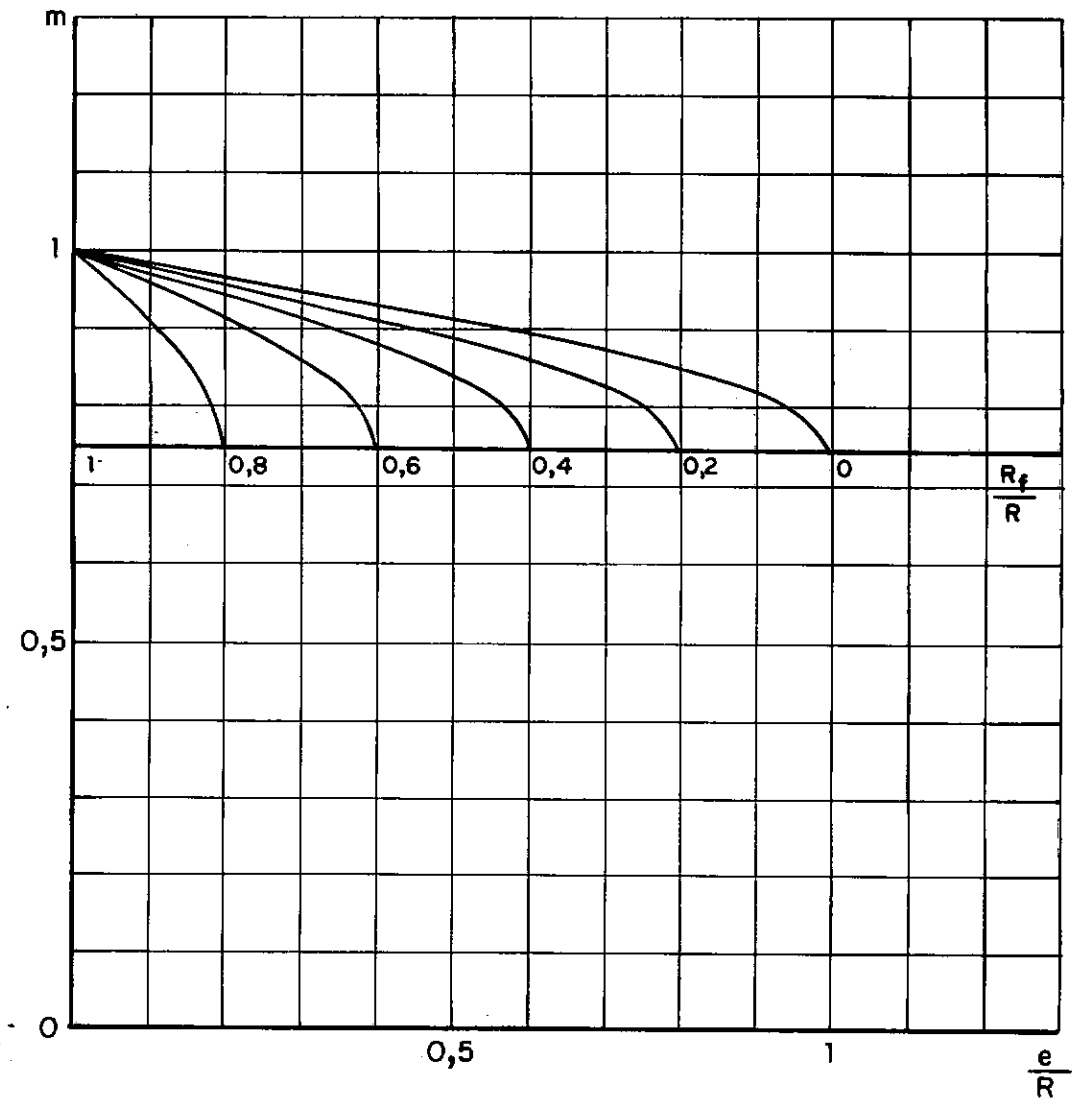


Fig. II.25 - Coeficiente de capacidade de carga à tração m, segundo MARTIN (1966).

tido como no caso de placas, no ábaco da figura II.22 para o valor de $R_f/R = 1$.

Quanto ao coeficiente m, deve-se empregar novamente o ábaco da figura II.25, utilizando-se como entradas os valores de e/B e B_f/B, sendo e a espessura da base, B_f a metade da largura do fuste e B a metade da largura da base.

Na figura II.26 são indicados os aspectos das curvas representativas da variação de Q_{rt} com a profundidade, para os dois regimes de ruptura. Note-se que a interseção das curvas ocorre quando $D = D_c$, o que significa que para determinada profundidade crítica é necessário igualar as expressões (II.44) [ou (II.45)] e (II.46). Na prática, todavia, o procedimento* usual consiste em calcular os valores de carga de ruptura correspondentes aos dois regimes e adotar o menor valor. Esta observação é igualmente válida para o caso de placas em solos resistentes.

Também neste caso, os modelos e procedimentos de cálculo idealizados foram aferidos através de provas de carga em escala natural.

Complementando o item de capacidade de carga, vale dizer que os coeficientes de capacidade de carga à tração, apresentados em forma de ábaco, constam, em forma de tabela, de DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979a), onde aparecem também alguns exemplos de cálculo.

* NOTA : Recomendado por MARTIN (1966).

É bom que se registre, ainda, o desenvolvimento pela É.D.F., em colaboração com a Universidade de Grenoble, de um equipamento - para ser empregado em linhas de transmissão -, que tem a finalidade básica de dispensar a realização de ensaios de laboratório e, portanto, a obtenção direta dos parâmetros de resistência do solo c, ϕ e γ para o cálculo da capacidade de carga à tração. O aparelho, mostrado na figura II.27, é denominado de "Pénévane", por representar a combinação de um penetrômetro dinâmico leve com um ensaio "vane".

Com o estabelecimento de diversas correlações, foi possível obter-se fórmulas - desenvolvidas a partir da teoria, e basicamente para tubulões e sapatas rasas - que fornecem a capacidade de carga da fundação diretamente a partir dos dados obtidos pelo "Pénévane".

NOTA: O ângulo simbolizado no presente trabalho como λ é representado nas publicações originais como α. Julgou-se oportuno, entretanto, modificar a notação (de α para λ) de modo a evitar confusões com o ângulo utilizado no Método do Cone, o qual é representado por α .

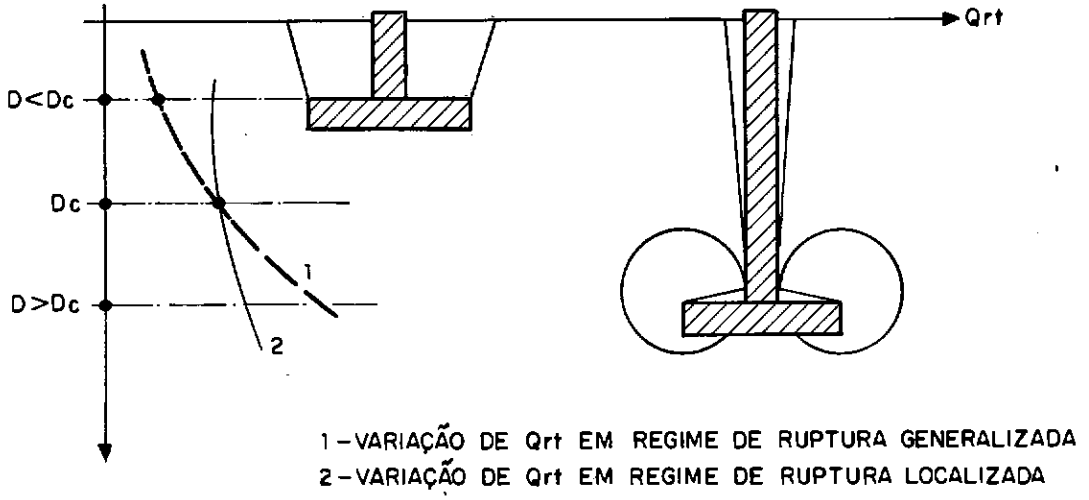


Fig. II.26 -Variação da capacidade de carga com a profundidade, em solos resistentes, segundo MARTIN (1966).

Quanto ao aspecto de deslocamentos das fundações, MARTIN (1966) apresentou uma fórmula empírica correlacionando o deslocamento correspondente ao esforço máximo de tração à profundidade e dimensões de fundações, a partir de resultados de provas de carga em escala natural.

II.8 - CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

Foram apresentadas, nos itens anteriores deste capítulo, as principais metodologias de cálculo desenvolvidas no mundo, com suas pesquisas em modelos reduzidos, premissas e procedimentos de cálculo e considerações as mais diversas. Pôde-se constatar as diferenças marcantes nas premissas e procedimentos de cál

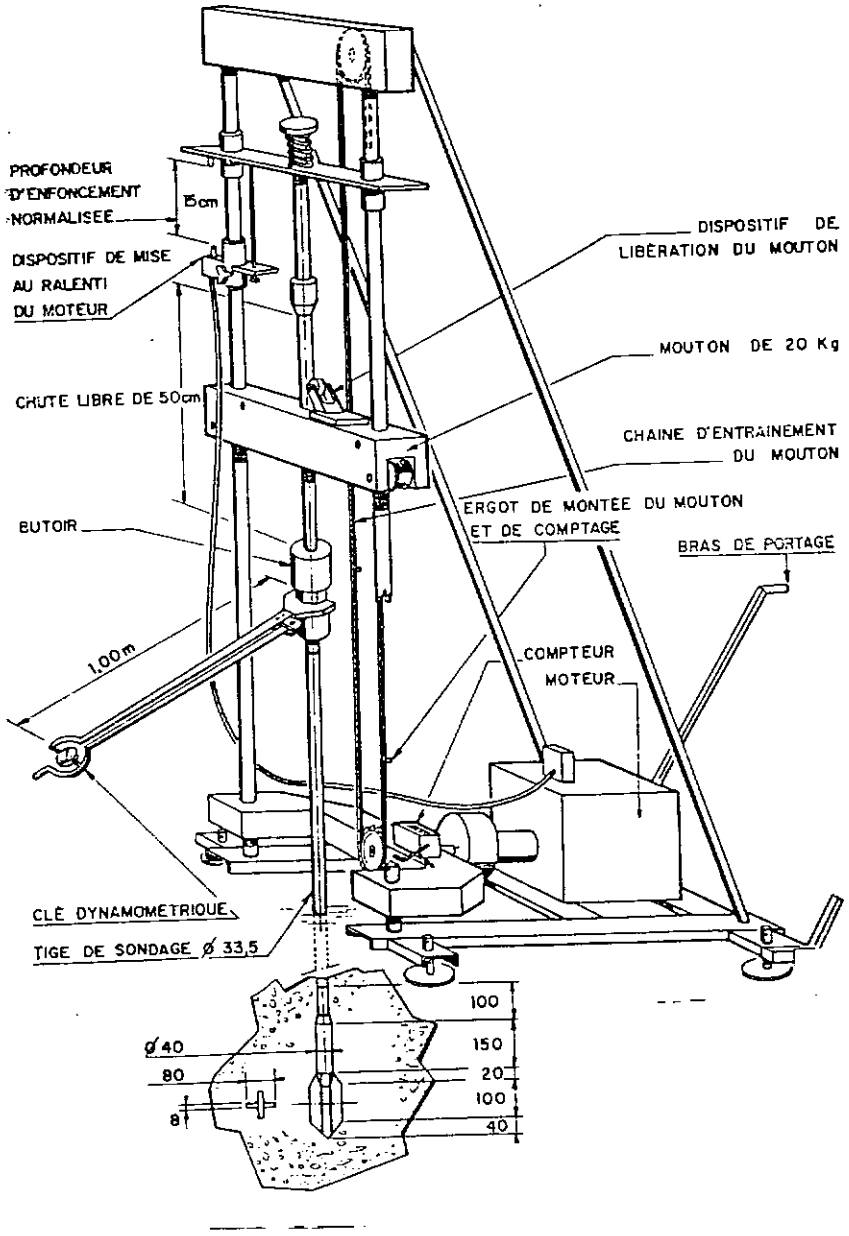


Figura II.27 - Esquema do equipamento "Pénévane". (TRÂN-VÔ-NHIÊM,1971).

culo idealizados, bem como notar pontos comuns provenientes da observação do comportamento dos modelos reduzidos levados a efeito.

No capítulo V são comparados os resultados da aplicação das diversas metodologias aos tubulões e sapatas em solo residual apresentados no capítulo III.

Cabem, ainda, neste item alguns comentários quanto aos trabalhos de Rowe, Booker e Davis, quais sejam: ROWE E BOOKER (1979a e 1979b), ROWE E BOOKER (1980a) e 1980b) ROWE E BOOKER (1981) e ROWE E DAVIS (1982a e 1982b). Esses trabalhos versam fundamentalmente sobre deslocamentos de placas de ancoragem utilizando métodos elásticos, sendo que os dois últimos também abordam o aspecto de capacidade de carga.

Infelizmente, estes trabalhos chegaram às nossas mãos, através do professor Claudio Fernando Mahler, um pouco tarde, para que os pudéssemos acrescentar em nosso trabalho. Pelo pouco que pudemos ler, entretanto, os estudos desenvolvidos são bastante profundos e merecem maiores atenções e comparações com resultados de provas de carga realizadas em solos brasileiros.

Registre-se ainda o método desenvolvido por MELO (1982b) para prever o comportamento, incluindo a transferência de carga, de uma estaca isolada em argila.

Finalizando, no apêndice 1 são apresentados alguns conceitos fundamentais ao entendimento do desenvolvimento dos processos de cálculo aqui apresentados.

CAPÍTULO III

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA REALIZADAS EM TAMANHO NATURAL DE SAPATAS E TUBULÕES EM SOLO RESIDUAL

III.1 - GENERALIDADES

Este capítulo apresenta todos os aspectos das provas de carga realizadas, desde o seu planejamento, a descrição das características geotécnicas e topográficas do local, as fundações e os tipos de ensaios executados, os equipamentos e processos de execução, dificuldades encontradas, etc., até os resultados propriamente ditos. Com objetivo meramente didático, alguns tópicos que, eventualmente, poderiam constar deste capítulo, aparecem no capítulo IV, seguinte, que trata da Análise dos Resultados das Provas de Carga. Tanto neste como naquele capítulo procurou-se fornecer um grande número de ilustrações, de forma a contribuir para uma melhor compreensão dos temas apresentados.

III.2 - ESQUEMA DAS PROVAS DE CARGA

A filosofia geral para a elaboração do "lay-out" do campo de provas e as correspondentes especificações se baseou - em virtude de razões técnicas e logísticas - na capacidade estrutural do sistema de reação, cuja mobilidade dependeria, fundamentalmente, do peso próprio da viga de reação. Levando-se

em conta uma série de fatores que poderiam influir diretamente na operacionalidade do programa de provas, optou-se pela execução de uma viga com 12,60 metros de comprimento e peso de 22tf (ver figuras III.1, III.2 e III.3), capaz de aplicar, a cada fundação ensaiada, uma carga máxima de tração de 300 tf (BARATA, PACHECO E DANZIGER, 1978).

Fig. III.1 - Vista da viga de reação sendo posicionada.

A viga de reação transmitia carga à fundação ensaiada através de quatro macacos hidráulicos (sendo dois em cada extremidade da viga), cada um com 150 tf de capacidade, os quais reagiam contra estruturas de apoio próprio (tubulões de compressão).

Fig. III.2 - Vista do sistema de reação .

A viga metálica então, através do acionamento dos macacos, tracionava verticalmente a fundação em teste (ver figs. III.3 , III.4, III.5 e III.6). Todos os testes foram executados com a mesma viga de reação , que se fazia deslocar de modo a ser apoiada, nas extremidades, nos tubulões de compressão (TC), que formavam os vértices de quadrados de 12,00 metros de lado e, em cujos pontos médios, se situavam os elementos a ensaiar (fig.III.6). A distância de 6,00 metros entre eixos de fundação a testar e tubulão de reação era tal que não houvesse interferência nas pressões induzidas ao solo pelas fundações.

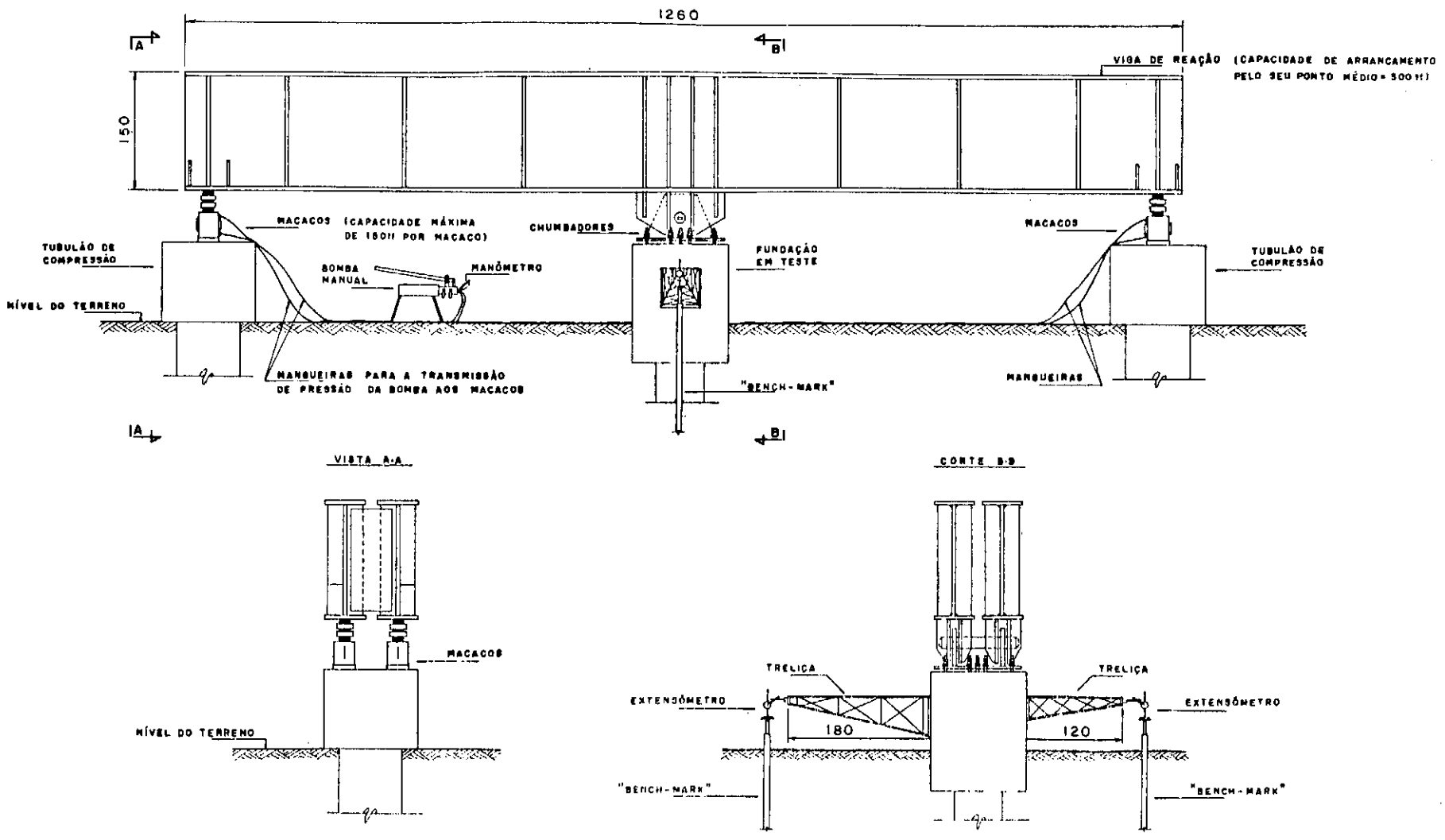


Fig. III.3 - Esquema geral de um teste.

Fig. III.4 - Vista de uma montagem, podendo-se notar o equipamento para transporte da viga de reação .

Para as medições das cargas aplicadas, foram emprega dos manômetros aferidos, ligados à bomba de acionamento dos maca cos. Esta bomba, por sua vez, era acoplada diretamente aos qua tro macacos hidráulicos, de modo que estes fossem acionados si multaneamente, para garantir a aplicação uniforme do carregamen to do teste (fig. III.7). Os manômetros empregados apresentavam intervalos de leituras correspondentes a 20 kgf/cm^2 (equivalen tes a intervalos de cerca de 26 tf de carga aplicada); levando-se em conta que esta amplitude de intervalos correspondia a in crementos de carga muito elevados - quando comparados com a me

Fig. III.5 - Dois macacos em uma das extremidades da viga de reação , reagindo contra uma estrutura de apoio.

nor carga de trabalho das fundações da linha, 58 tf, e ainda no intuito de aumentar a confiabilidade das provas, com um número maior de pontos - adotou-se como incremento, via de regra, a carga correspondente à metade daquele intervalo (10 kgf/cm^2),que correspondia à aplicação de incrementos de cerca de 13 tf de tração na fundação em teste.

É de opinião do autor que é mais confiável utilizar-se leituras manométricas inteiras (que não correspondem a percentuais exatos da carga de trabalho) do que se tentar ajustar fra

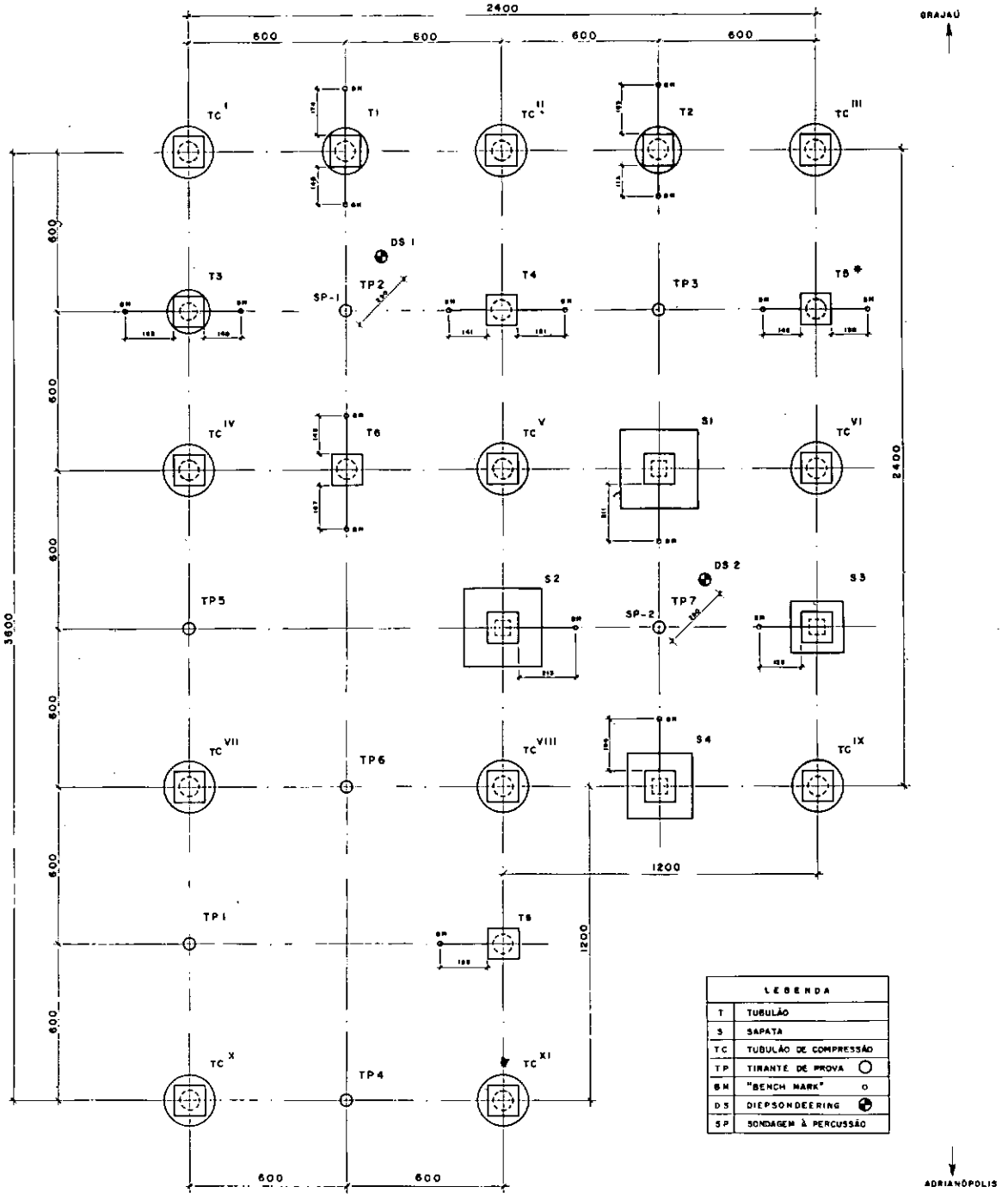


Fig. III.6a - Arranjo geral das provas de carga (planta).

ELEVAÇÕES

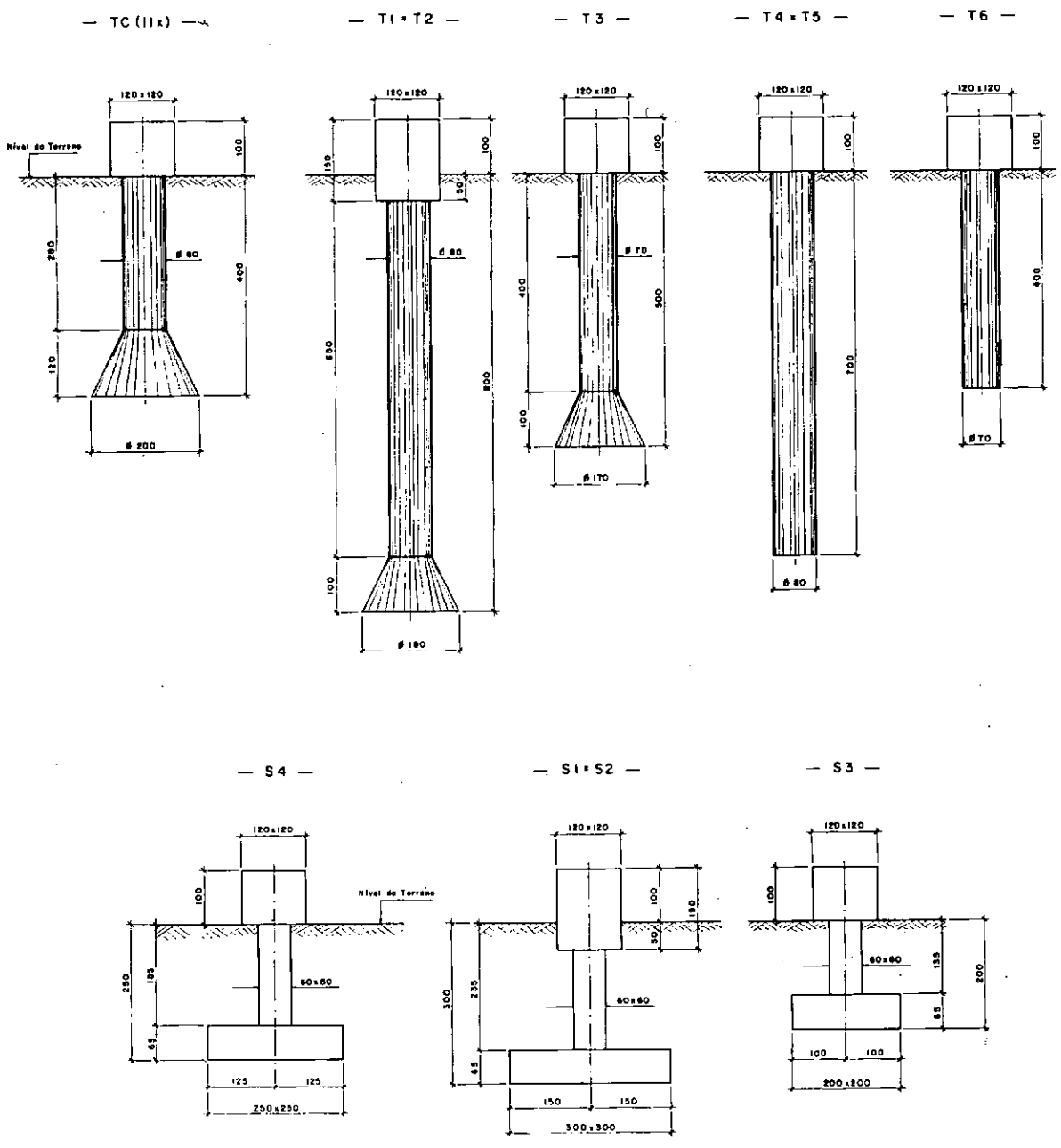


Fig. III.6 b - Arranjo geral das provas de carga (elevações).

Fig. III.7 - Perfil da montagem de um teste, podendo-se notar o acoplamento simultâneo da bomba a todos os macacos. Note-se também o sistema de medição dos deslocamentos(treliças - extensômetros - "bench-marks").

ções da carga de trabalho às divisões do manômetro, o que constitui prática, por vezes, usual.

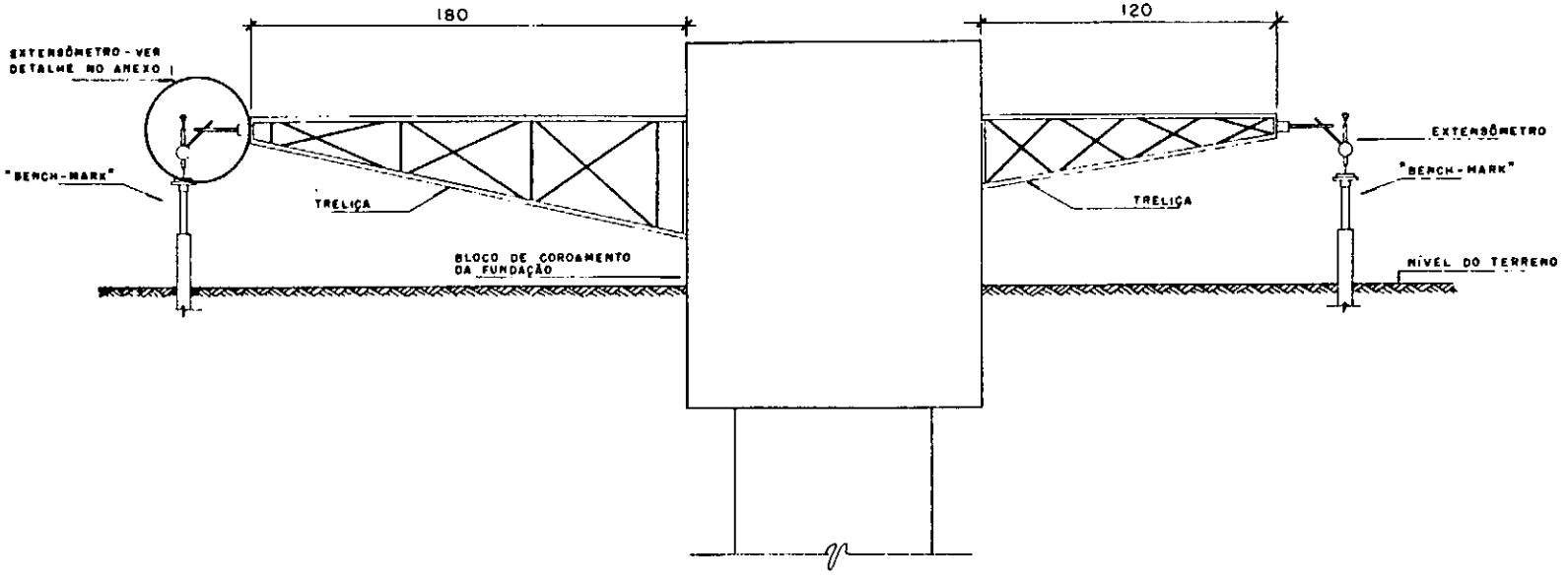
III.3 - MEDIÇÃO DOS DESLOCAMENTOS

Foram realizadas medições de deslocamentos em duas faces opostas do bloco de coroamento da fundação.

O sistema de medição dos deslocamentos evoluiu ao longo dos testes, devido a uma série de dificuldades apresentadas

SISTEMA I

(UTILIZAÇÃO DE DOIS "BENCH-MARKS" COMO REFERÊNCIAS FIXAS)



ELEVAÇÃO
Esc 1:20

FUNDAÇÃO TESTADA COM A UTILIZAÇÃO DO SISTEMA I	DISTÂNCIA ENTRE A FACE DO BLOCO E O "BENCH-MARK" (cm)
T 1	140 - 174
T 2	113 - 183
T 3	140 - 183
T 4	141 - 181
T 6	143 - 167

Fig. III.8 - Sistema de medição de deslocamentos com dois "bench-marks" como referências fixas.

no decorrer dos primeiros ensaios (ver item III.7.3). Em cada face, o sistema que se mostrou adequado era constituído por (ver figs. III.8 a III.11 e anexo 1):

Fig. III.9 - Vista do sistema de medição dos deslocamentos.

- uma treliça metálica bastante rígida, de 1,20m ou 1,80m de comprimento (dependendo da distância da referência fixa à fundação a testar), fixada à fundação através de parafusos chumbados diretamente no bloco de coroamento;

Fig. III.10 - Componentes do sistema de medição dos deslocamentos: treliça, base magnética, extensômetro e "bench-mark".

- uma base magnética, que se fixava à treliça, e hastes metálicas de sustentação do extensômetro;

- um extensômetro, com sensibilidade de 0,01mm, que se posicionava sobre a referência fixa;

- uma referência fixa ("bench-mark"), que era constituída por

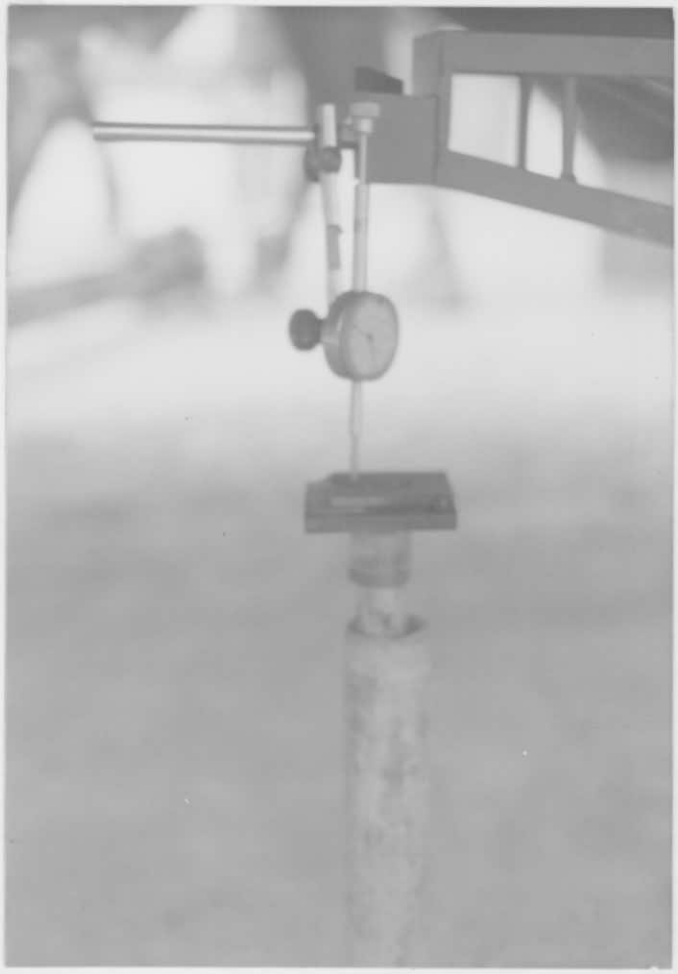


Fig. III.11 - Detalhe do extensômetro quanto ao seu posicionamento.

um tubo interno, ancorado a aproximadamente 12m de profundidade, razoavelmente abaixo da região que se supunha poder deslocar-se, e um tubo de revestimento, compreendendo justamente esta região; o espaço existente entre os dois tubos foi preenchido com lama bentonítica, de maneira a não transmitir qualquer deslocamento do tubo de revestimento ao tubo interno, através de eventual ponto de contato en

tre os tubos. No topo do tubo interno, foi fixada uma placa de forma a apoiar a ponta do extensômetro (ver figs. III.10 e III.11).

Já que não existia (à época da realização das provas) normalização a respeito de procedimentos para provas de carga à tração, foi utilizado o critério de estabilização de deslocamentos existentes nas NB-20/69 e NB-27/68 , respectivamente para provas de carga à compressão de estacas e provas de carga à compressão de placas. Vale enfatizar que em numerosos casos os estágios de carga foram extremamente longos (24 horas ou mais) e procurou-se sempre - pelo menos nos estágios de maiores cargas - manter, por um mínimo de 15 minutos, os carregamentos nas fundações, mesmo que os deslocamentos já estivessem estabilizados anteriormente.

III.4 - TIPOS DE FUNDAÇÕES ENSAIADAS

Ao todo, foram executados e ensaiados seis tubulões, sendo três com base alargada e três simples (sem alargamento de base), quatro sapatas e onze ancoragens profundas injetadas (verticais), das quais sete ancoradas em solo (no mesmo local das provas dos tubulões e das sapatas) e quatro ancoradas em rocha (em local distinto), com armaduras de 12 Ø 8mm e 6 Ø 12,5mm(1/2"). A geometria de tubulões e sapatas consta da figura III.6. Cumpre ressaltar que a apresentação e análise dos resultados dos ensaios das ancoragens não fazem parte deste trabalho.

A execução de tubulões, com e sem base alargada, objetivava a avaliação das parcelas de resistência pelas quais seriam responsáveis o fuste e a base. Desse modo, poder-se-ia aquilatar sob que condições seria vantajoso o alargamento das bases dos tubulões.

As ancoragens profundas injetadas (verticais) foram ensaiadas de modo a se estudar o seu comportamento quando utilizadas como recurso adicional na obtenção de maiores valores de capacidade de carga à tração. Sua utilização foi feita em sapatas (sapatas com ancoragens protendidas), nos casos em que a não utilização das ancoragens conduzia a sapatas de dimensões por demais elevadas.

III.5 - TIPOS DE ENSAIOS EXECUTADOS

Dois tipos de ensaios foram realizados para as sapatas e os tubulões:

1. Ensaios de Ruptura

Neste caso, a fundação era tracionada verticalmente, em estágios, visando-se atingir a ruptura do solo (o que, em um dos tubulões, não aconteceu, por restrições da capacidade do sistema de reação). Após atingida a ruptura (ou o máximo valor permitido pelo equipamento), a carga aplicada era aliviada completamente, o que se fazia também em estágios.

2. Ensaios Repetitivos

Neste caso, a fundação era tracionada verticalmente, em estágios, até um valor correspondente à carga de trabalho máxima das estruturas mais leves (58 tf) e, depois, descarregada (também em estágios). Em cada ensaio repetitivo foram executados três ciclos completos de carga e descarga sendo que, após o terceiro ciclo, a fundação era tracionada uma quarta vez (também em estágios), de maneira análoga ao ensaio de ruptura (carga e descarga).

No que diz respeito ao dimensionamento estrutural das fundações, o critério adotado foi o seguinte:

- As fundações que seriam submetidas ao ensaio de ruptura teriam que ser armadas para uma carga de trabalho correspondente à carga prevista para a ruptura da fundação.

- As fundações que seriam submetidas ao ensaio repetitivo teriam que ser armadas para a carga de trabalho de 58 tf.

Cabe enfatizar que, mesmo com essa distinção na armação das fundações, nenhum problema estrutural foi observado no decorrer dos testes, inclusive com a visualização da ruptura do solo numa fase posterior (ver item III.8.3).

A tabela a seguir apresenta, para cada fundação, o ensaio realizado.

FUNDAÇÃO	TIPO DE ENSAIO
Sapata 1	ruptura
Sapata 2	repetitivo
Sapata 3	ruptura
Sapata 4	ruptura
Tubulão 1**	ruptura
Tubulão 2**	repetitivo
Tubulão 3**	ruptura
Tubulão 4*	ruptura
Tubulão 5*	repetitivo
Tubulão 6*	ruptura

* - sem base alargada

** - com base alargada

III.6 - CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DO TERRENO ENSAIADO

As características geotécnicas do terreno foram bem descritas por BARATA, PACHECO E DANZIGER (1978), BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979) e DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b). Reportar-se-á, aqui, àqueles trabalhos, sobretudo ao primeiro.

III.6.1 - Local das Provas

O local escolhido para as provas de carga foi um platô, obtido por terraplanagem de um topo de colina, próximo à localidade de Adrianópolis, Estado do Rio de Janeiro. O terreno é constituído de solo residual, resultante de alteração de gnaisse. A escolha foi intencional, sob o ponto de vista das características do terreno. Havia interesse, realmente, de obter informações sobre o comportamento à tração, em solo residual, tendo em vista que as pesquisas principais, até hoje realizadas (ver capítulos I e II), o foram, sempre, em terrenos sedimentares (na Europa e Estados Unidos) ou em amostras preparadas em laboratório (no caso de modelos).

O platô terraplenado ficou com aproximadamente 40m x 50m, de área, e nele foram instaladas as diversas fundações a ensaiar (figs. III.6, III.12 e III.13).

Tendo em vista que o terreno original era um topo de colina (em solo residual), o corte horizontal para obtenção do platô acarretou uma certa heterogeneidade de camadas, de local para local, já que os estratos residuais tendem a ter conformação geométrica semelhante à da superfície (fig. III.14). Infelizmente, na fase de programação das provas de carga e dos ensaios (prospecção) de campo, não se previu essa possibilidade, o que criou algumas dificuldades (posteriormente) para interpretação dos resultados obtidos.

Fig. III.12 - Local das provas de carga após a terraplenagem, onde se pode notar a locação das fundações.

Fig. III.13 - Local das provas de carga com os testes em andamento.

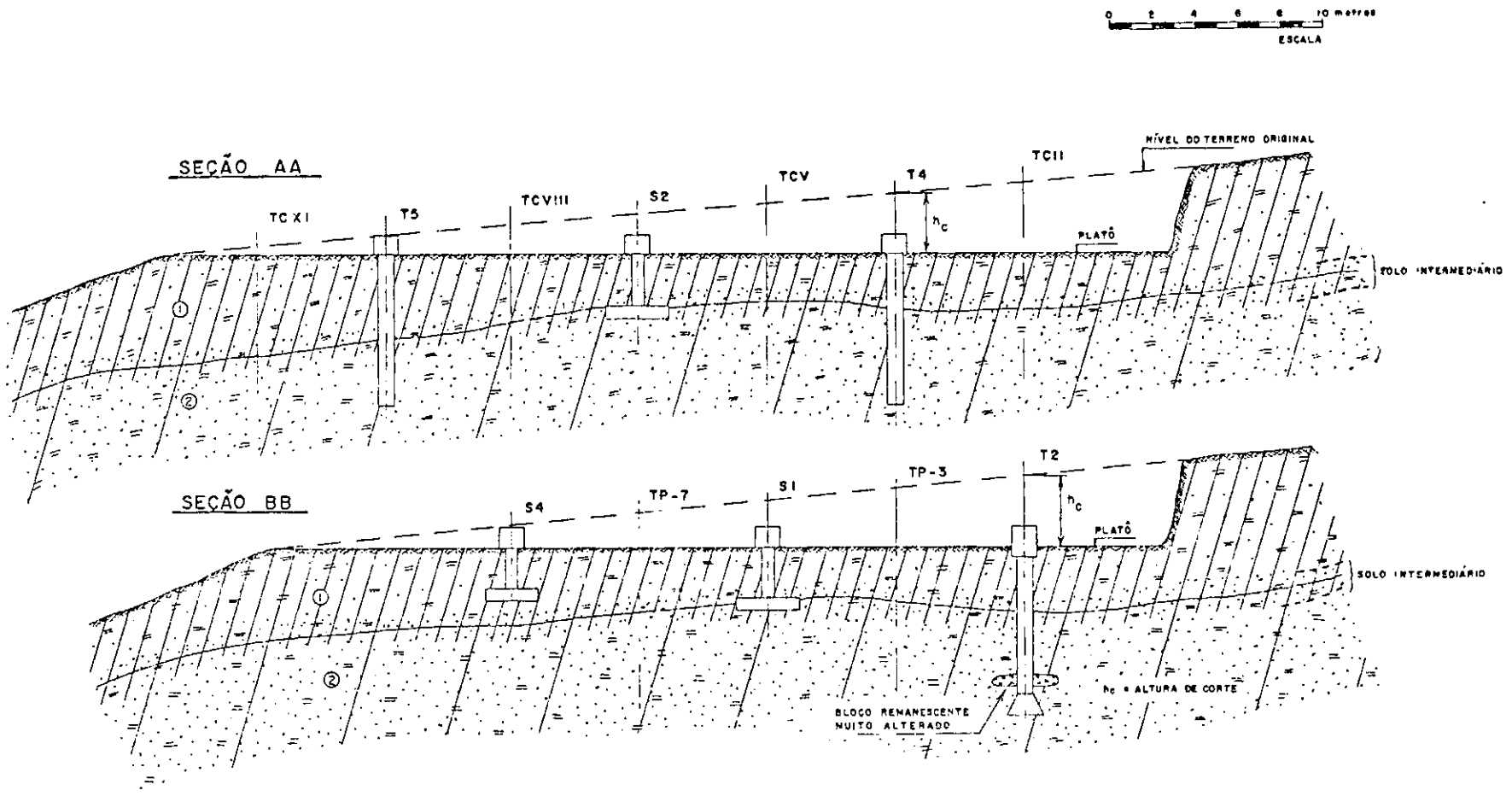


Fig. III.14 - Perfis geotécnicos AA e BB (ver também fig. III.6).

III.6.2 - Ensaios de Campo

Foram programados:

a) sondagens à percussão (dois furos);

b) ensaios de cone holandês ou "diepsondeering" (três ensaios);

c) extração de amostras indeformadas (em blocos de 25cm x 25cm x 25cm), de profundidades diversas, durante a escavação para os tubulões;

d) extração de amostras deformadas (colocadas em sacos), de profundidades diversas, durante a escavação para as sapatas.

A locação das sondagens e dos "diepsondeerings" aparece na planta geral da fig. III.6; além disso, os resultados desses ensaios de campo são apresentados nas figs. III.15, III.16 e III.17 .

O número de sondagens foi relativamente pequeno (em razão do problema inesperado, explicado no item III.6.1, anterior) mas, pela análise dos resultados dos ensaios de laboratório, foi possível definir-se - até as maiores profundidades atingidas pelos tubulões - as camadas existentes e atravessadas pelas fundações.

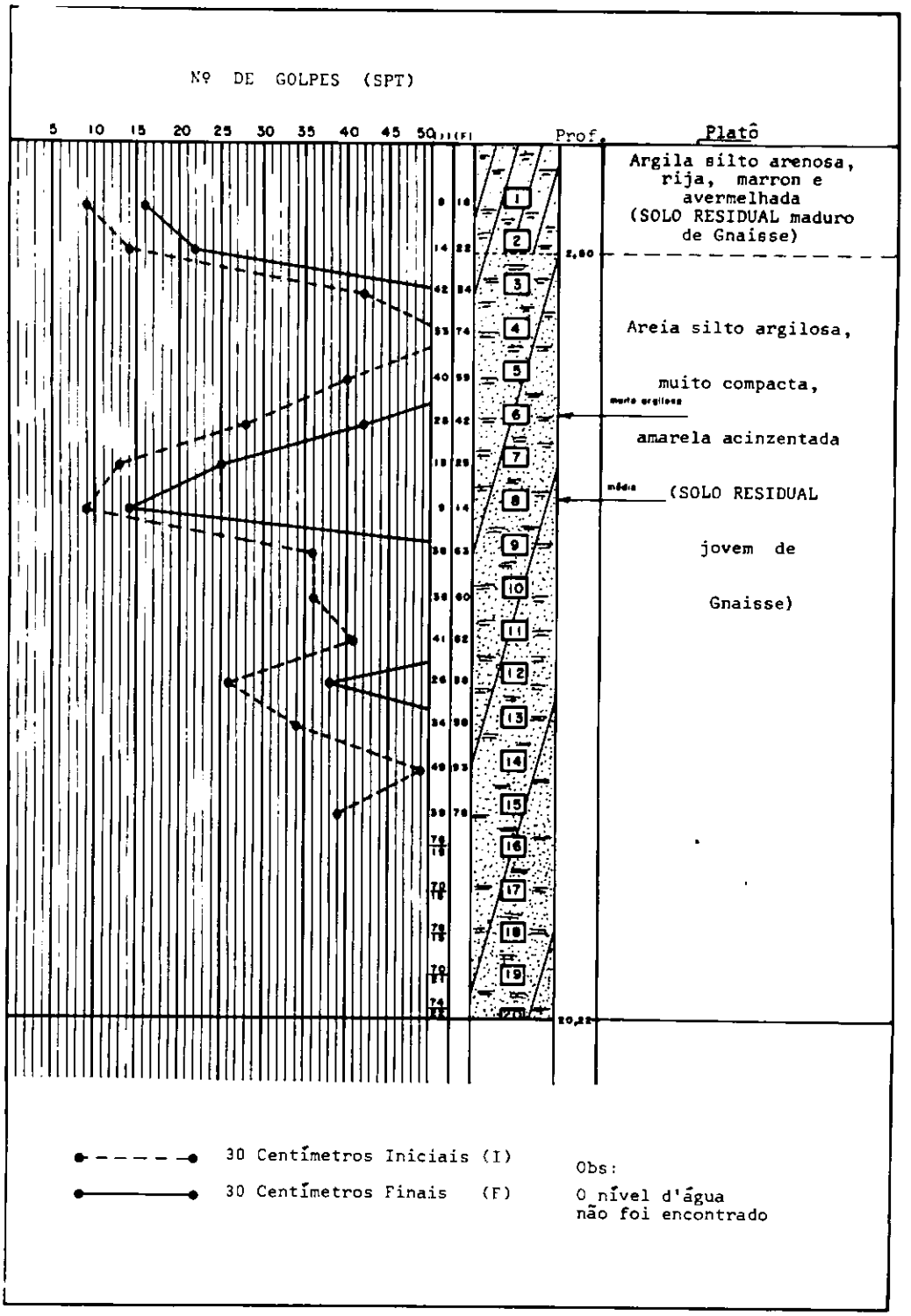


Fig. III.15 - Sondagem à percussão (SPT) - SP1.

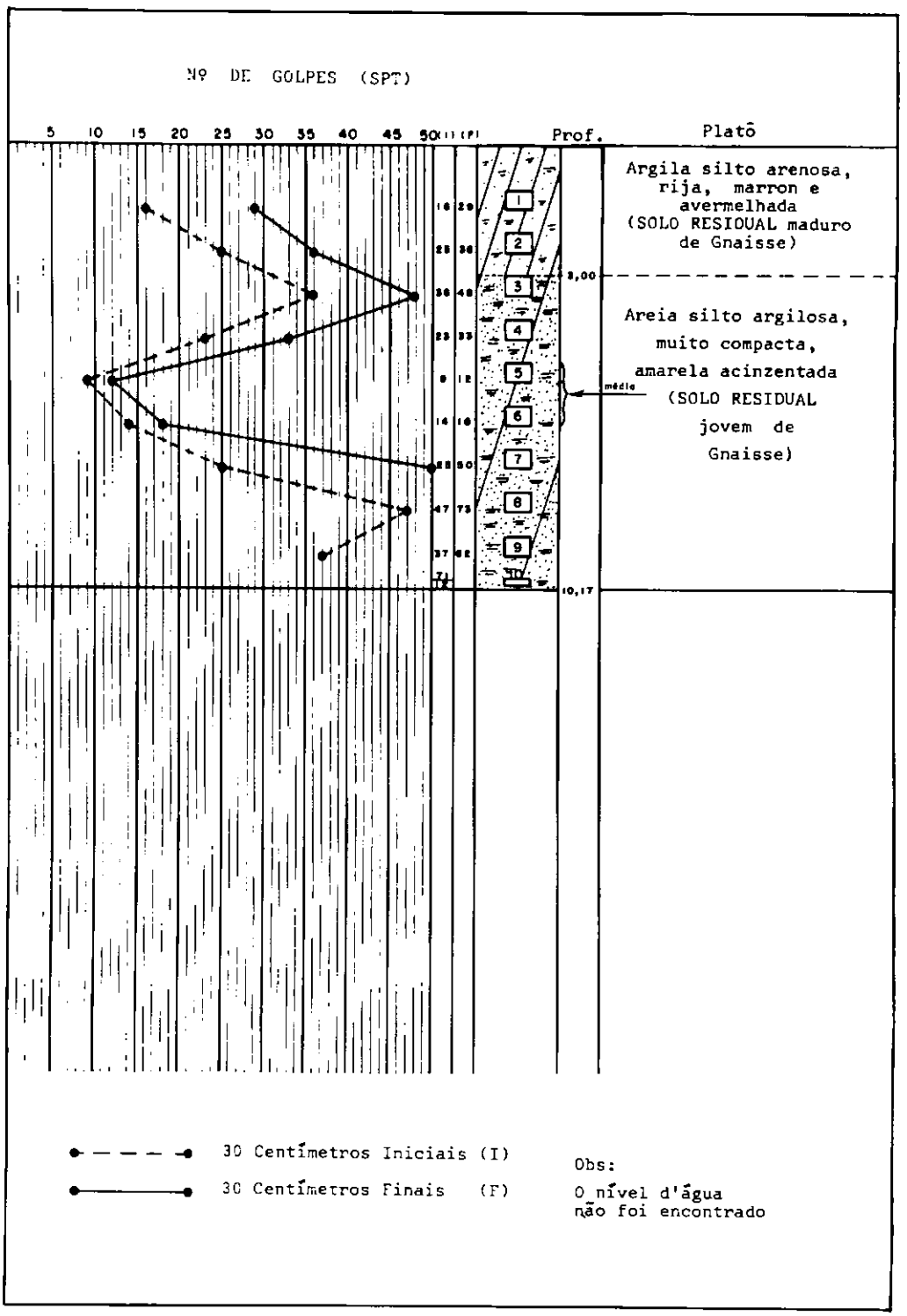


Fig. III.16 - Sondagem à percussão (SPT) - SP2.

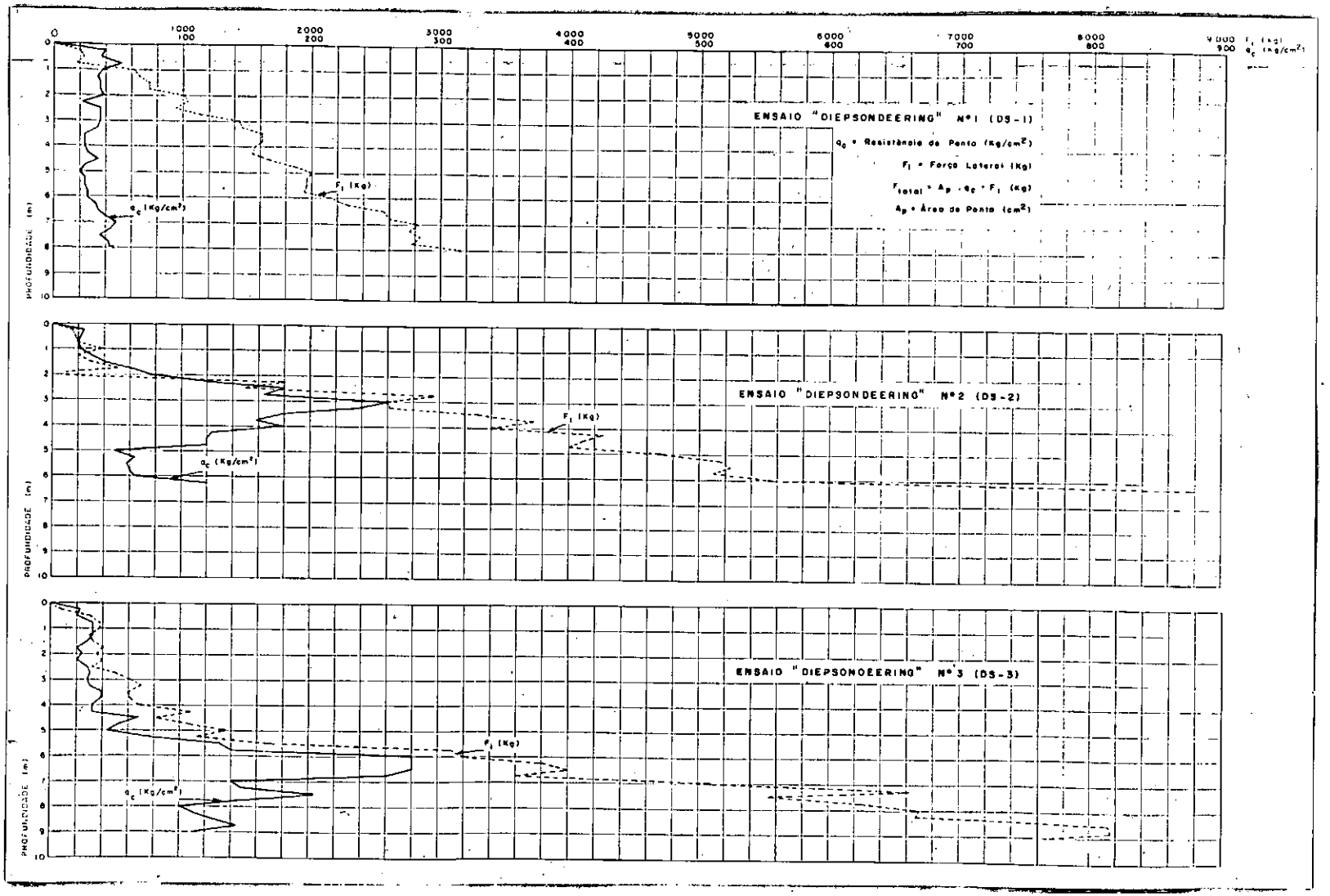


Fig. III.17 - Resultados dos ensaios de penetração estática ("diepsondeering").

III.6.3 - Ensaios de Laboratório

Foram programados ensaios de:

a) umidade e densidade naturais;
b) massa específica real dos grãos;
c) granulometria (com sedimentação);
d) limites de consistência (LL e LP);
e) resistência ao cisalhamento (triaxial CU) em amostras indeformadas e compactadas.

Os resultados dos ensaios das diversas amostras estão apresentados nas figs. III.18 e III.19.

Vale notar que foram realizados, como parte de uma pesquisa sobre ensaios de placa, diversos ensaios de laboratório com o material do mesmo local das provas de carga referidas no presente trabalho (WERNECK, JARDIM E ALMEIDA, 1979, JARDIM, 1980). Cabe ressaltar, entretanto, que o solo ensaiado era basicamente da camada superior (solo residual maduro - ver ainda item III.6.4.), de uma região em que praticamente não houve necessidade de cortes para a terraplenagem do local dos testes.

III.6.4 - Análise dos Resultados de Ensaios

As sondagens, "diepsondeering" e ensaios de laboratório mostram que:

a) O NA subterrâneo é bastante profundo, não tendo sido detectado até as maiores profundidades perfuradas;
b) existem duas camadas principais de solo, atravessadas pelas fundações;

TUBULÃO Nº	AMOSTRA Nº	PROF. (m)	h_{NAT} (%)	h_L (%)	h_P (%)	I_P (%)	% < # 10	% < # 40	% < # 200	% < 5 μ	% < 2 μ	γ_s (g/cm³)	γ_{NAT} (g/cm³)	e	S_r (%)	ENSAIO TRIAXIAL CU		CLASSIFICAÇÃO	
																c_u (Kg/cm²)	ϕ_u	HRB	UCS
T1	1.A	0.80	22.5	52.0	30.0	22.0	97.0	67.0	40.0	17.0	11.0	2.62	1.534	1.093	54.0	0.20	26°	A-7-5	SC
T1	1.B	7.00	15.6	NP*	NP	NP	98.0	54.0	22.0	3.0	2.0	2.61	1.585	0.905	45.2	0.10	33°	A-2-4	SM
T2	2.A	2.20	18.8	NP	NP	NP	96.0	58.0	35.0	11.0	5.0	2.60	1.556	0.986	49.7	0.20	29°	A-2-4	SM
T3	3.A	1.30	23.9	72.0	35.0	37.0	100.0	85.0	62.0	39.0	32.0	2.64	1.819	0.799	79.1	0.35	32°	A-7-5	MH - CH
T3	3.B	4.10	23.2	NP	NP	NP	95.0	64.0	37.0	12.0	4.0	2.60	1.519	1.109	54.5	0.20	29°	A-4	SM
T4	4.A	1.00	18.1	44.0	28.0	16.0	98.0	65.0	40.0	14.0	6.0	2.61	1.548	0.994	47.6	0.30	25°	A-7-6	SC
T4	4.B	7.00	20.5	NP	NP	NP	94.0	54.0	26.0	6.0	3.0	2.60	1.468	1.136	47.0	0.35	26°	A-2-4	SM
T5	5.A	1.00	21.8	51.0	45.0	26.0	92.0	72.0	55.0	32.0	25.0	2.67	1.671	0.948	67.3	0.05	31°	A-7-5	MH - CH
T5	5.B	4.00	16.5	50.0	34.0	18.0	95.0	67.0	40.0	11.0	5.0	2.61	1.563	0.945	45.6	0.30	27°	A-7-5	SC
T5*	5*.A	3.80	25.6	NP	NP	NP	100.0	82.0	44.0	11.0	4.0	2.66	1.379	1.423	47.8	0.25	23°	A-4	SM
T5*	5*.B	7.00	24.5	NP	NP	NP	99.0	80.0	42.0	14.0	7.0	2.57	1.674	0.912	69.0	0.40	25°	A-4	SM
T6	6.A	1.20	20.6	57.0	16.0	41.0	98.0	68.0	46.0	22.0	15.0	2.62	1.622	0.948	56.9	0.30	24°	A-7-6	SC
T6	6.B	4.10	19.1	NP	NP	NP	97.0	60.0	34.0	8.0	4.0	2.61	1.453	1.139	43.3	0.20	29°	A-2-4	SM

* NÃO PLÁSTICO

Fig. III.18 - Resultados dos ensaios geotécnicos (amostras coletadas durante as escavações para a execução dos tubulões).

SAPATA Nº	AMOSTRA Nº	PROF. (m)	h_L (%)	h_P (%)	I_P (%)	% < #10	% < #40	% < #200	% < 5μ	% < 2μ	γ_s (g/cm³)	COMPACTAÇÃO h_{ot} (%)	COMPACTAÇÃO γ_d (g/cm³)	COMPACTAÇÃO e	COMPACTAÇÃO S_r (%)	ENSAIO TRIAXIAL CU c_u (Kg/cm²)	ENSAIO TRIAXIAL CU ϕ_u	CLASSIFICAÇÃO HRB	CLASSIFICAÇÃO UCS
S1	I.A	1.00	NP*	NP	NP	98.0	71.0	43.0	12.0	6.0	2.61	16.5	1.634	0.596	72.2	0.90	26°	A-4	SM
S1	I.B	3.00	NP	NP	NP	98.0	65.0	33.0	8.0	2.0	2.63	15.6	1.654	0.590	69.7	0.25	27°	A-2-4	SM
S2	II.A	1.00	53.0	33.0	20.0	98.0	68.0	49.0	24.0	15.0	2.58	17.9	1.592	0.618	74.9	0.25	37°	A-7-5	SC/MH
S2	II.B	3.00	NP	NP	NP	98.0	56.0	28.0	4.0	2.0	2.64	21.2	1.544	0.712	78.6	0.60	29°	A-2-4	SM
S3	III.A	1.00	49.0	33.0	16.0	99.0	78.0	47.0	20.0	10.0	2.59	20.4	1.549	0.671	78.6	0.75	25°	A-7-5	SC/ML-MH
S3	III.B	2.22	NP	NP	NP	98.0	67.0	39.0	17.0	7.0	2.65	18.1	1.624	0.632	75.8	0.75	23°	A-4	SM
S4	IV.A	1.00	59.0	33.0	26.0	96.0	70.0	52.0	30.0	19.0	2.58	19.8	1.528	0.688	74.2	1.25	20°	A-7-5	MH-CH
S4	IV.B	3.00	58.0	35.0	23.0	99.0	79.0	56.0	26.0	17.0	2.63	23.8	1.455	0.808	77.5	0.25	23°	A-7-5	MH-CH

* NÃO PLÁSTICO

Fig. III.19 - Resultados dos ensaios geotécnicos (amostras coletadas durante as escavações para a execução das sapatas).

b.1 - uma camada sobrejacente de solo residual maduro (argilas silto-arenosas), plástico, de classificação .. (HRB) A-7-5 ou A-7-6 e classificação (SUC) MH-CH ou SC; designar-se-á esta camada por (1);

b.2 - uma camada subjacente de solo residual "jovem - maduro" a jovem (areias silto-argilosas), não plástico, de classificação (HRB) A-2-4 a A-4 e (SUC) SM; chamar-se-á esta camada de (2).

c) as curvas granulométricas dos materiais das camadas (1) e (2) estão grupadas, em faixas, na fig. III.20. Verifica-se uma diferença razoável entre os dois grupos, principalmente na fração fina (material que passa na # 200), e, mais que isso, na fração argila (< 0,002mm); há, por outro lado, alguns materiais que são intermediários ou de transição, ou seja, apresentam características tanto da camada (1), quanto da (2); poder-se-ia chamá-los de materiais "maduro - jovens";

d) em termos de resistência ao cisalhamento, há de se observar que as amostras naturais apresentam grau de saturação baixo (45% a 65%, em geral); assim sendo, os ensaios triaxiais CU tendem a apresentar resultados (c_u, ϕ_u) praticamente iguais a (c', ϕ'), ou seja, os valores de pressões totais eram praticamente efetivos, sem desenvolvimento de poro-pressões sensíveis; tal fato justificaria os valores de (c_u, ϕ_u) ou (c',ϕ') encontrados, relativamente elevados;

f) os valores característicos do terreno das provas foram, em média:

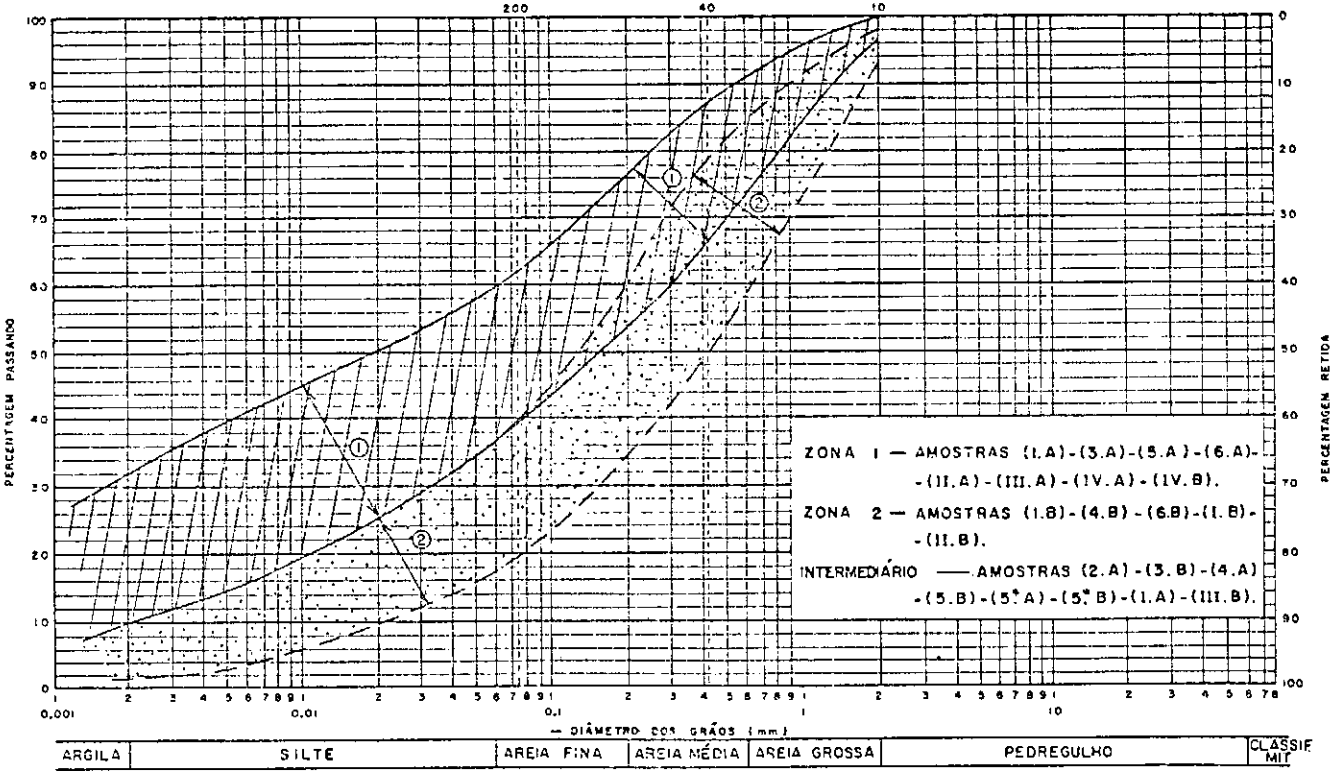


Fig. III.20 - Análise Granulométrica.

- Camada (1) - $\gamma \cong 1{,}700$ tf/m^3

$c_u \cong c' \cong 0{,}35$ kgf/cm^2

$\phi_u \cong \phi' \cong 25^o$ a 30^o

$S \cong 60\%$

- Camada (2) - $\gamma \cong 1{,}500$ tf/m^3

$c_u \cong c' \cong 0{,}20$ kgf/cm^2

$\phi_u \cong \phi' \cong 27^o$ a 32^o

$S \cong 45\%$

- Materiais de transição (1 - 2)

$\gamma \cong 1{,}550$ tf/m^3

$c_u \cong c' \cong 0{,}25$ kgf/cm^2

$\phi_u \cong \phi' \cong 25^o$ a 28^o

$S \cong 50\%$

g) pelos ensaios de cone holandês ("diepsondeering") pode-se inferir que, aproximadamente, se tenha os seguintes valores de adesão média:

- Camada (1) - $s \cong 3{,}5$ tf/m^2

- Camada (2) - $s \cong 10{,}0$ tf/m^2

Para a resistência de ponta q_c, não se observa diferença marcante entre os resultados das camadas (1) e (2). Tendo em conta, ainda, a relação clássica entre q_c (em kgf/cm^2) e o número de golpes para cravação do amostrador padrão de uma sondagem

à percussão, N (SPT),

$$q_c = n\ N \qquad \text{(III.1)}$$

chega-se a

$n \cong 1{,}5$ a $2{,}5$ - camada (1)

e

$n \cong 2{,}0$ a $3{,}5$ - camada (2).

Comparando os valores acima, de solos residuais - embora tenham sido obtidos meramente de observações, sem nenhum processo estatístico - com os valores obtidos estatisticamente por RAGONI DANZIGER (1982), de solos sem classificação de sua gênese, nota-se que:

a) o limite superior da faixa encontrada para a camada (1) corresponde ao valor proposto por aquele autor;

b) o limite superior da faixa encontrada para a camada (2) é ligeiramente inferior ao valor proposto por aquele autor.

Os resultados do presente trabalho, em pequeno número, merecem ser grupados com outros valores exclusivamente de solos residuais de granitos e gnaisses, de forma a averiguar se a tendência de valores de n menores em relação aos demais tipos de solo e, ainda, com pequenas faixas de variação, é verdadeira, ou se os valores aqui encontrados apenas situam-se abaixo da média e dentro das faixas de dispersão usuais.

III.7 - DIFICULDADES ENCONTRADAS NO DECORRER DA REALIZAÇÃO DAS PROVAS

III.7.1 - Generalidades

No decorrer da execução das provas de carga, diversas dificuldades foram sendo encontradas. Por esse motivo, alguns aperfeiçoamentos foram necessários para uma melhor realização dos testes. Serão mencionadas, brevemente, em seguida, algumas das dificuldades e as modificações introduzidas, de maneira a auxiliar outros, eventualmente, em situação semelhante.

Não se pode deixar de ter em mente, é bom que se ressalte, do caráter prático dos testes, ou seja, o objetivo principal dos ensaios era o projeto de fundações de uma Linha de Transmissão e não realizar pesquisas de fundações, se bem que este também tenha sido um subproduto extremamente importante.

Dessa forma, uma sofisticação exagerada no equipamento (aplicação de cargas, medição de deslocamentos, etc.) traria como consequência um ônus ainda maior e um tempo mais longo ao já "dispendioso e demorado"empreendimento.

III.7.2 - Do Sistema de Aplicação de Cargas

Inicialmente, o acionamento dos macacos foi levado a efeito com o auxílio de uma bomba elétrica, acoplada aos quatro macacos e a dois manômetros aferidos. Entretanto, a bomba elétrica acusou inúmeros defeitos - principalmente o de não manter

a pressão - que prejudicavam a sequência de desenvolvimento do ensaio, tendo sido substituída por uma bomba manual (fig.III.21). É de opinião do autor que a operação e a manutenção de bomba manual, por sua simplicidade, recomendam o uso de tal bomba, de uma maneira geral.

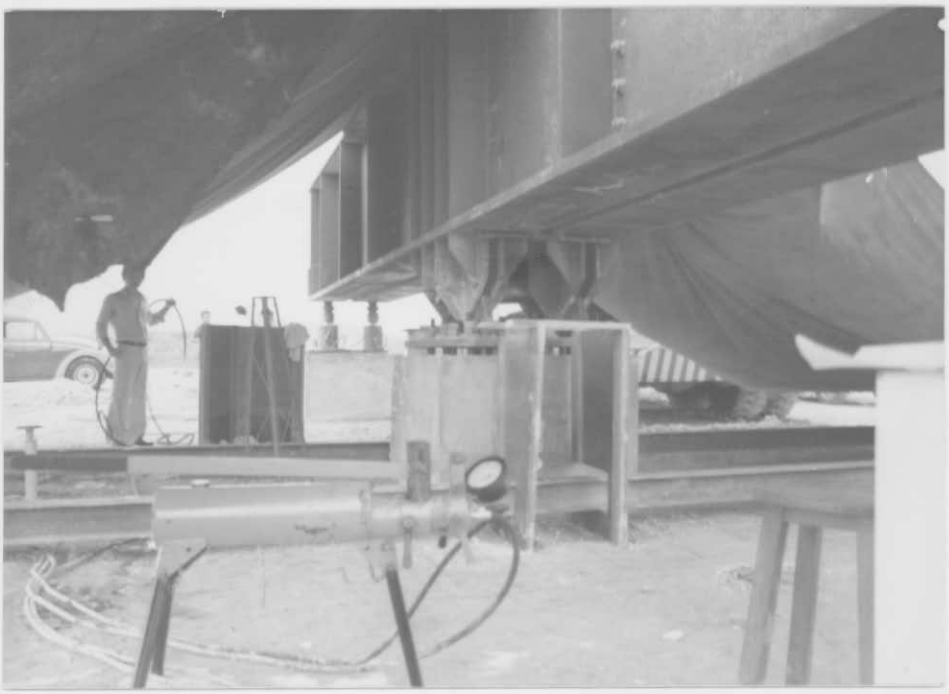


Fig. III.21 - Bomba manual empregada em quase todos os testes.

A bomba manual foi acoplada, em princípio, a dois manômetros; mais tarde , contudo, optou-se pelo emprego de ape

nas um manômetro, uma vez que uma leitura inteira em um dos manômetros não correspondia a uma leitura inteira no outro manômetro, o que, é claro, criava confusão. Conforme já mencionado no item III.2, optou-se - em função de uma maior confiabilidade dos valores de aplicação de cargas - por leituras manométricas inteiras, e não por valores de cargas inteiras.

Um outro problema, que aconteceu mais de uma vez, foi a da ocorrência de vazamentos nas mangueiras de óleo. Este fato, que sempre provoca a interrupção do ensaio, ocasionou, em um dos testes (sapata S-2) a necessidade de descarregamento completo da fundação e seu posterior recarregamento. A única maneira, no nosso entender, de se minimizar o problema - além da escolha adequada de mangueira em função da pressão a atuar, é claro - é no sentido de se tomar cuidados com a passagem de equipamentos e máquinas na região (ver ainda item III.7.4).

III.7.3 - Do Sistema de Medição dos Deslocamentos

O sistema de medição dos deslocamentos constituiu-se no elemento que mais sofreu adaptações, ou modificações, no decorrer dos testes, até que se chegou ao sistema considerado ideal, descrito no item III.3 .

As especificações para a execução das provas de carga exigiam, como é de hábito, que fossem realizadas leituras em duas faces opostas do bloco de coroamento das fundações, com medidas em extensômetros de sensibilidade igual a 0,01mm.

Entretanto, o sistema de medição dos deslocamentos com que se iniciou os testes era constituído por:

a) em uma face - leitura através de extensômetro, referenciado a um "bench-mark".

Com algumas adaptações, foi o melhor modo de se realizarem as medições.

Era constituído por uma treliça metálica de 1,20m de comprimento, uma base magnética, um conjunto de hastes metálicas, um extensômetro e um "bench-mark". A montagem era praticamente a mesma já descrita no item III.3, mostrada nas figs.III.8 a III.11 e anexo 1.

b) na face oposta - leitura através de instrumento topográfico.

Constituía-se, basicamente, de uma régua metálica fixada à fundação, através da qual se procedia às leituras com instrumento topográfico; tal sistema apresentava, no entanto, medidas com precisão distinta em relação às medidas obtidas do extensômetro (a sensibilidade da régua era de 0,5mm, enquanto que a do extensômetro era de 0,01mm), tornando sem qualquer sentido a adoção de uma média representativa, conforme exigência das especificações. Além disso, a régua era fixada à fundação de uma maneira improvisada, incompatível com o rigor dos testes, de maneira geral.

Posteriormente, a régua metálica - utilizada apenas

em um dos testes - foi substituída por um conjunto constituído de:

a) dois perfis metálicos (um de cada lado do bloco de coroamento da fundação) apoiados no chão, em local fora da influência da fundação em teste e dos tubulões de compressão; estes perfis serviriam como referências fixas;

b) duas chapas fixadas à fundação (através de parafusos chumbados no concreto), que serviram de apoio para as bases magnéticas; os extensômetros, acoplados às bases magnéticas através das hastes metálicas, referenciavam-se às vigas metálicas (fig. III.22 e anexos 1 e 2).

As vigas metálicas, entretanto, mostraram-se extremamente sensíveis a variações de temperatura (mesmo quando cobertas por lonas), o que ficou definitivamente comprovado com medições efetuadas; tais medições mostraram que os deslocamentos provocados nas vigas por efeito de variação de temperatura em intervalos de apenas 15 minutos já eram sensivelmente elevados, da mesma ordem de grandeza que os deslocamentos de muitos estágios de igual duração (15 minutos).

Outros agentes externos também contribuíram, de maneira desfavorável, nas medições dos deslocamentos como, por exemplo, os apoios de madeira das vigas metálicas de referência, que sofriam variações de volume com a absorção da água da chuva; além disso, o cuidado requerido quando da utilização das vigas metálicas era enorme pois, além das pisadelas, esbarrões, etc. ,

não se podia passar pisando forte junto aos apoios, fato que fazia o extensômetro mudar de leitura.

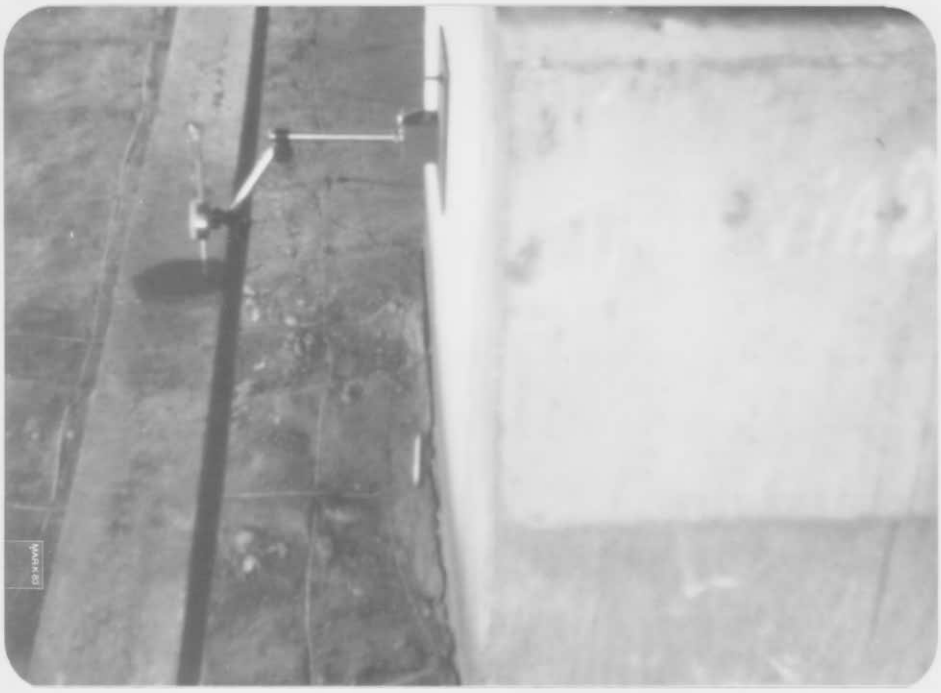


Fig. III.22 - Vista do conjunto, formado pela placa metálica, base magnética, hastes metálicas, extensômetro e uma das referências (viga metálica), empregado na medição dos deslocamentos. Pode-se notar também as trincas surgidas no terreno e o"descolamento" do bloco de coroamento da fundação em relação ao solo adjacente.

Uma vez constatada, no campo, a pouca confiabilidade das vigas metálicas como referências para a medição dos deslocamentos, decidiu-se pelo seu afastamento, em definitivo, para os testes restantes; para estes testes, os deslocamentos foram obtidos através de dois "bench-marks" como referências (ver figura III.8).

Para fins de análise dos resultados, foi adotado o seguinte critério:

a) fundações cujos deslocamentos foram obtidos através de duas vigas e um "bench-mark" como referências (caso do tubulão T-5 e das sapatas S-1, S-3, S-4 e S-4 reteste - ver item IV.4); nestes casos, os valores correspondentes às vigas de referência foram desprezados, adotando-se aqueles relativos ao "bench-mark";

b) a sapata S-2, cujos deslocamentos foram medidos apenas através de utilização de vigas de referência, teve os deslocamentos máximos correspondentes a cada estágio estimados, criteriosamente, a partir da análise de curvas tempo x deslocamento;

c) nos casos em que as medidas dos deslocamentos foram obtidas através de utilização de dois "bench-marks", considerou-se a média aritémtica entre as leituras correspondentes (caso dos tubulões T-1, T-2, T-3, T-4 e T-6).

Finalizando, cabe lembrar que mesmo o sistema cujas medidas eram feitas com o "bench-mark" como referência fixa sofreu uma modificação. Verificou-se que a distância entre a face do bloco de coroamento da fundação e o "bench-mark" era bem maior do que o comprimento da treliça, que media 1,20m (ver fig. III.8), o que exigia um conjunto de hastes metálicas extenso, de pequena rigidez, acarretando erros nas medições. Para a correção deste problema, foram construídas treliças metálicas maiores, de 1,80m, empregadas com os "bench-marks" mais distantes

das fundações. Os "bench-marks" executados após a constatação dos problemas referenciados anteriormente, neste item, tiveram uma distância da fundação tal que se pôde empregar, com segurança, a treliça de 1,20m. A figura III.8 mostra, com detalhe, a configuração do sistema definitivo.

III.7.4 - Outras Dificuldades

Dentre outras dificuldades que poderiam ser citadas, sempre no sentido de alertar outros que venham a participar de realizações semelhantes, destacam-se:

a) Transporte e manuseio da viga de reação

Devido ao peso e dimensões da viga de reação, seu transporte e manuseio antevinham-se como operações cuidadosas.

A princípio, para os deslocamentos da viga, foram providenciados guindastes ("crane-cars") cuja capacidade de operação se mostrou insuficiente, havendo a necessidade de substituí-los. Na fig. III.23 pode-se notar o equipamento que veio a ser utilizado em todos os testes, cujo custo de aluguel era bastante elevado.

Concluindo, vale lembrar que a sequência de execução dos testes foi determinada, basicamente, pela melhor facilidade no transporte da viga de reação.

III.23 - Vista do local das provas, podendo-se notar o equipamento empregado para transporte da viga de reação.

b) Danificação de mangueiras de óleo

Aconteceu algumas vezes, mesmo tendo sido utilizadas nas faixas de pressão recomendadas. Entretanto, em apenas uma vez (teste da sapata S-2) o vazamento foi de tal ordem que obrigou o descarregamento da fundação. Nas demais vezes, conseguiu-se manter a carga aplicada enquanto se reparava ou substituía a mangueira. Pelos transtornos que causa sua danificação, com a interrupção da prova ou mesmo o descarregamento da fundação, é

necessária uma atenção especial às mangueiras (verificação quando em carga, existência de reservas, etc.), sobretudo em se tratando de pressões elevadas - como era o caso -, juntamente, é claro, com o funcionamento de bomba e macacos.

c) Manutenção de carga nos estágios durante a noite

Conforme já comentado no item III.3, houve numerosos casos de estágios extremamente longos (24 horas ou mais), em diversas provas.

Inicialmente, deixava-se a fundação em carga ao anoitecer e a perda de carga que ocorria durante a noite era reposta de manhã. Suspeitou-se, entretanto, que este procedimento poderia estar ocasionando maior demora para a estabilização dos deslocamentos do que aquele em que se mantivesse a carga durante a noite. Pelas experiências feitas, tal suspeita se confirmou.

A partir daí, foi montado um esquema de forma a que um operador trabalhasse à noite, esquema este que por uma série de razões (não técnicas) foi algo complicado.

III.8 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

No presente item são meramente apresentados os resultados das provas de carga, ficando a análise dos mesmos para o capítulo IV seguinte.

III.8.1 - Gráficos Carga x Deslocamento

Os gráficos carga x deslocamento de todas as provas constam do anexo 3. Nos desenhos constam, ainda, as plantas e elevações de cada fundação, de forma a permitir a imediata visualização das estruturas testadas.

As tabelas correspondentes aos gráficos carga x deslocamento são apresentadas no anexo 4; nessas tabelas constam também os horários de início e término de cada estágio, bem como as datas correspondentes, que permitem a observação da duração (grande) de quase todas as provas.

Vale enfatizar que todas as provas de carga foram levadas à ruptura, exceção feita ao tubulão T-2, em cujo teste foi atingida a capacidade estrutural do sistema de reação (ver item III.8.3).

III.8.2 - Diagramas de Trincas

Para todas as fundações testadas, na ocasião da aplicação da carga máxima à fundação, eram esquematizadas as trincas surgidas no terreno. Para facilitar e orientar a execução do que se denominou "Diagrama de Trincas", foi utilizada uma malha quadrada, feita em arame, de 4,00m x 4,00m, com divisões de 40cm x 40cm, conforme esquema mostrado na fig. III.24.

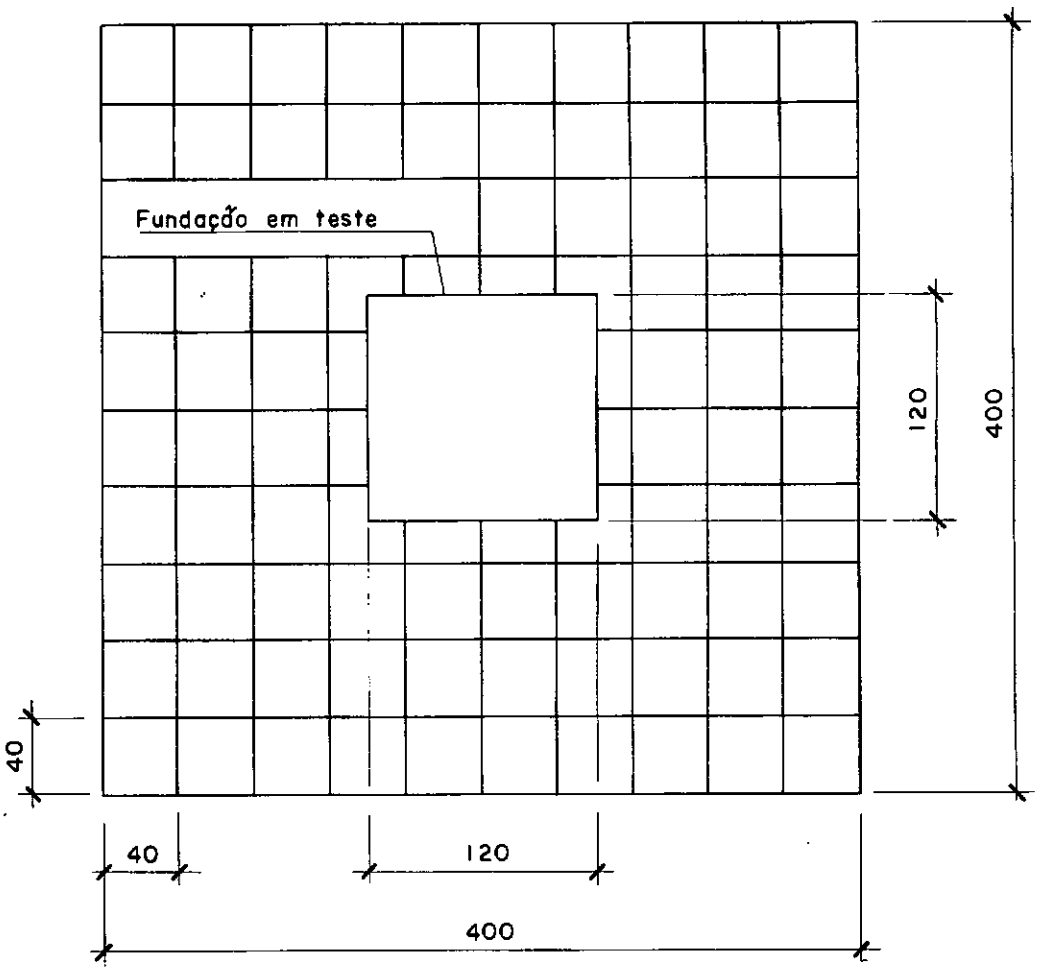


Fig. III.24 - Esquema da malha de arame empregada para auxiliar o traçado do"Diagrama de Trincas".

Todos os diagramas de trincas constam do anexo 5, para as diversas fundações testadas. Ressalte-se que, naqueles diagramas, a espessura do traço representa uma maior ou menor aber

tura da trinca.

As figs. III. 25 a III.27 mostram, ainda, aspectos diversos das trincas observadas.

Fig. III.25 - Trincas na superfície do terreno observadas no teste da sapata S-3. Havia uma orientação preferencial das trincas no sentido da diagonal do bloco de coroamento. Na figura, os sulcos no terreno serviam apenas para colocação de anteparos de madeira que protegiam os extensômetros do vento.

Fig. III.26 - Trincas e "descolamento" do bloco de coroamento da fundação, observados no teste da sapata S-1.

Fig. III.27 - Trincas observadas no teste do tubulão T-6. Genericamente, as trincas começavam a ser vistas a olho nu a cerca de 70% da carga de ruptura.

III.8.3 - Superfície de Ruptura

Em algumas fundações (infelizmente, apenas tubulões - T-1, T-2, T-3 e T-4), após a execução dos testes propriamente ditos foram realizadas escavações parciais e novamente tracionadas as fundações até a ruptura.

As figs. III.28 a III.31 mostram diversos aspectos das superfícies de ruptura observadas.

Fig. III.28 - Escavação parcial para a observação da superfície de ruptura no caso do tubulão T-2, podendo-se notar a região remanescente de rocha alterada que aderiu à fundação.

Fig. III.29 - Detalhe da superfície de ruptura desenvolvendo-se ao longo do fuste, podendo-se também observar o remanescente de rocha junto ao fuste do tubulão T-2. A superfície de ruptura só se separou do fuste próximo ao nível do terreno.

Fig. III.30 - Detalhe da superfície de ruptura separando-se do fuste, já próximo ao nível do terreno.

Fig. III.31 - Vista, de dentro de uma escavação, da superfície de ruptura separando-se do fuste, passando pelo fundo do bloco de coroamento e caminhando em direção ao nível do terreno.

III.8.4 - Outros Resultados

Outros resultados das provas de carga, como os deslocamentos observados, reteste de uma fundação, comportamento de fundações com velocidade de aplicação de cargas diferentes , etc., serão apresentados, por motivos didáticos, juntamente com a sua análise, em subitens distintos do capítulo IV - Análise dos Resultados das Provas de Carga.

CAPÍTULO IV

ANÁLISE DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA

IV.1 - CARGA DE RUPTURA DAS PROVAS

IV.1.1 - Conceituação

Alguns conceitos sobre a determinação da carga de ruptura a partir dos dados de uma prova de carga - abordados por BARATA, PACHECO E DANZIGER (1978) - são comentados, de forma a justificar o procedimento adotado nesta análise.

Segundo o procedimento usual, a carga de ruptura é determinada (ou estimada) de acordo com os seguintes critérios:

a) Quando a prova de carga não atinge a ruptura do terreno

Neste caso, o valor assintótico da curva carga x deslocamento, que representa a carga de ruptura, é meramente estimado de acordo com o bom senso do engenheiro, a partir da observação do aspecto da curva obtida. Tal procedimento, além de depender substancialmente de critérios pessoais, pode conduzir a erros sensíveis, dependendo da relação entre as escalas atribuídas às cargas e aos deslocamentos - VAN DER VEEN (1953); não há, pois, um critério definido, com os resultados variando de pessoa para pessoa. VAN DER VEEN (1953) propõe, de forma a padronizar o procedimento de obtenção da carga de ruptura, que esta se faça através do ajuste de uma curva matemática, cuja equação é fornecida a seguir.

b) Quando a prova de carga atinge a ruptura do terreno

Neste caso, a ruptura é tradicionalmente atribuída ao estágio de carga que, no ensaio, venha a corresponder a um deslocamento não estabilizado; note-se que tal carga não traduz, necessariamente, a ruptura da fundação e só o seria numa situação muito particular, isto é, se fossem aplicados estágios de carregamento muito pequenos, quando a ruptura, então, seria definida como a carga a partir da qual ocorressem deslocamentos não estabilizados. Nas provas de carga convencionais, em que se aplicam incrementos da ordem de 20% da carga de trabalho prevista, podem ser cometidos erros - ao se atribuir a ruptura ao último estágio, não estabilizado - tanto maiores quanto maior for a velocidade na passagem de um estágio de carga para outro; note-se, além disso,que numa prova de carga ocorre, quase sempre, a tendência natural de se aumentar tal velocidade à medida que se aproxima a ruptura.

Concluindo, o valor de carga correspondente a deslocamentos não estabilizados é o limite superior da carga de ruptura da prova, sendo o limite inferior o valor de carga correspondente ao último estágio com deslocamentos estabilizados.

Vale dizer ainda que na Inglaterra é usado o ensaio de deformação (constante) controlada, conhecido como "constant rate of penetration test" , que indica uma carga bem definida; porém não é preferível ao ensaio de carga incremental mantida constante, prescrito pela NB-20/1978, especialmente porque é um ensaio rápido e que, portanto, conduz a cargas de ruptura maiores (LOPES, 1979). O método da NB-20/1978 poderia ser melhorado em dois aspectos: (a) a realização de incrementos de 20% da carga de trabalho prevista (Q_{trab}) até Q_{trab} ou até 1,5 Q_{trab} e 10% a partir daí; o incremento poderia ser reduzido ainda mais, para 5%, se o operador sentisse a iminência da ruptura; (b) a definição de critérios de estabilização de deslocamentos mais rigorosos.

IV.1.2 - Determinação da Carga de Ruptura

Pelos motivos expostos no item anterior, a carga de ruptura determinada para as provas de carga foi estabelecida pelo ajuste de uma equação aos pontos carga x deslocamento obtidos para as diversas fundações.

De acordo com a metodologia proposta (originalmente para provas de carga à compressão) por VAN DER VEEN (1953), a curva carga x deslocamento de uma prova de carga pode ser expressa pela equação

$$P = P_f \ (1 - e^{-aZ}) \qquad \text{(IV.1)}$$

sendo

P - carga correspondente a um deslocamento Z

a - coeficiente que depende das características da fundação e do tipo de solo

P_f - carga de ruptura, correspondente a um valor assintótico da curva, para $Z = \infty$

AOKI (1976) modificou a expressão de VAN DER VEEN(1953) introduzindo b na função exponencial. Assim, tem-se

$$P = P_f \ (1 - e^{-(aZ+b)}) \qquad \text{(IV.2)}$$

sendo b, da mesma forma que a, um coeficiente que depende das características da fundação e do tipo de solo.

A dedução das expressões IV.1 e IV.2 é suficientemente conhecida e não será apresentada neste trabalho.

A tabela da fig. IV.1 mostra, para cada fundação testada, os coeficientes a e b, a carga de ruptura ajustada P_f, a carga máxima atingida no teste $P_{máx}$ e o coeficiente de correlação C, que traduz o grau de proximidade dos pontos da curva carga x deslocamento à equação ajustadora. Cabe notar que o ajustamento não é feito diretamente da função exponencial, mas sim da logaritmização de sua expressão (AOKI, 1976).

Os valores que deram origem à tabela da fig. IV.1 foram obtidos por processo computacional, constando, para todas as fundações, do anexo 6. Neste anexo, são apresentadas também as representações de todas as curvas ajustadas e os pontos carga x deslocamento correspondentes, representados por "X". Os gráficos foram representados no primeiro quadrante - semelhantemente ao que já havia sido feito por BARATA, PACHECO E DANZIGER (1978) - , de modo a se melhor visualizar uma prova de carga à tração, da mesma forma que tradicionalmente os resultados de uma prova de carga à compressão são representados no quarto quadrante. No presente trabalho, portanto, todas as provas de carga são representadas no primeiro quadrante.

Vale ressaltar que, para a determinação da carga de ruptura, o último ponto carga x deslocamento da prova de carga não foi considerado no cálculo da equação da curva, pois não correspondia, como os demais, a deslocamentos estabilizados.

FUNDAÇÃO	a (mm^{-1})	b	C	P_{rup} (tf)	$P_{máx}$ (tf)
T-1	0,167	0,216	0,983	217.5	236,7
T-2	0,157	0,255	0,994	344,5	314,3*
T-3	0,224	0,291	0,962	106,0	113,0
T-4	0,416	0,141	0,997	151,0	159,1
T-5	0,859	0,354	0,984	97,5	122,9
T-6	1,194	0,375	0,995	45,5	51,7
S-1	0,344	0,216	0,985	130,0	135,6
S-2	0,677	-0,310	0,992	123,5	135,6
S-3	0,785	0,430	0,993	58,5	71,1
S-4	0,156	0,392	0,933	116,0	122,9
$S-4_{RR}$	0,084	0,180	0,994	111,5	122,9

a,b - parâmetros característicos da curva

$$P = P_{rup} \left[1 - e^{-(az+b)}\right].$$

C - coeficiente de correlação.

P_{rup} - carga de ruptura extrapolada.

$P_{máx}$ - carga máxima obtida no teste, correspondente a um deslocamento não estabilizado.

$S-4_{RR}$ - segundo teste realizado na sapata S-4.

* - o teste no tubulão T-2 não foi levado à ruptura.

Fig. IV.1 - Resumo de resultados das provas de carga (BARATA, PACHECO E DANZIGER, 1978).

No que toca ao tubulão T-2, o qual não se conseguiu, conforme comentado nos itens III.8.1 e III.8.3, levar à ruptura em virtude de se atingir a capacidade estrutural do sistema de reação, o ponto com o maior valor de carga corresponde a um deslocamento estabilizado, tendo sido, assim, considerado no cálculo da equação da curva.

Cabe ressaltar que, comparativamente ao tubulão T-1 (de mesma geometria), cuja carga de ruptura pelo processo acima descrito seria de 217,5 tf, o tubulão T-2 teria uma resistência adicional de 127,0 tf, uma vez que apresentaria uma carga de ruptura de 344,5 tf (extrapolada pelo mesmo processo). Em se admitindo, que não houve praticamente influência devido ao ciclo de repetição de cargas do tubulão T-2 (ver item IV.3), a diferença ficaria por conta do terreno. De fato, já na fase dos ensaios geotécnicos não havia sido possível coletar bloco indeformado da parte inferior da escavação - para a construção do tubulão - tendo a firma encarregada da execução dos ensaios geotécnicos definido o material como "residual duro (quase alteração)".

Quando, após o teste, se procedeu à escavação referida no item III.8.3 - para a observação das trincas que surgiriam no terreno com a nova tração do tubulão - observou-se uma região remanescente de rocha muito alterada solidária à fundação (ver figs. III.28 e III.29) o que, sem dúvida alguma, lhe conferiu uma resistência extremamente grande.

IV.2 - COMENTÁRIOS SOBRE OS DESLOCAMENTOS APRESENTADOS PELAS FUNDAÇÕES TESTADAS

IV.2.1 - Deslocamentos em Fase de Carregamento

Uma constante de todas as provas de carga - o que se constituiu em surpresa para todos os que acompanhavam de perto os resultados das provas - foi a obtenção de valores extremamente reduzidos para os deslocamentos, inclusive próximo à ruptura.

Vale enfatizar que tal observação é válida tanto para as sapatas como para os tubulões, com ou sem alargamento de base.

A partir das curvas de ajustamento referenciadas no item IV.1.2, curvas estas que servem para regularizar o que seria a pura e simples ligação dos pontos carga x deslocamento, foram obtidos os valores do quadro da fig. IV.2, no qual são apresentadas colunas com deslocamentos correspondentes a diferentes fatores de segurança (3,0 e 2,0) à ruptura (correspondendo, respectivamente a 33% e 50% da carga de ruptura) e, ainda, uma coluna com a carga igual a 90% da carga de ruptura de cada fundação. Pode-se observar que mesmo os valores desta última coluna são muito pequenos. Vale ressaltar que como valor de carga de ruptura foi considerado o valor ajustado.

As conclusões a que se pode chegar são, portanto:

(a) No que diz respeito ao aspecto da curva carga x deslocamento, pode-se esperar que fundações com características se

FUNDAÇÃO	P_r - CARGA DE RUPTURA AJUSTADA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		
		P = 33% P_r (FS=3.0)	P = 50% P_r (FS=2.0)	P = 90% P_r
Tubulão 1	217,5	1,135	2,857	12,495
Tubulão 2	344,5	0,958	2,791	13,042
Tubulão 3	106,0	0,511	1,795	8,980
Tubulão 4	151,0	0,636	1,327	5,196
Tubulão 5	97,5	0,060	0,395	2,268
Tubulão 6	45,5	0,026	0,266	1,614
Sapata 1	130,0	0,551	1,387	6,066
Sapata 2	124,0	1,075	1,487	3,793
Sapata 3	58,5	0,000	0,335	2,385
Sapata 4	116,0	0,086	1,930	12,247
Sapata 4 (rup.res.)	111,5	2 684	6,109	25,269

Fig. IV.2 - Deslocamentos das fundações para diversos níveis de carregamento.

melhantes às testadas, em solos de resistência elevada, a presentem pequenos deslocamentos até próximos da ruptura , que deverá se proceder de uma maneira brusca. Em termos de configuração da curva, pode-se falar em algo semelhante à ruptura generalizada de TERZAGHI (1943).

(b) Em decorrência da primeira conclusão, aquelas fundações podem ser projetadas sem a preocupação de verificações quanto a deslocamentos.

Quanto aos fatores de segurança (globais), em se empregando métodos de previsão de ruptura com boa confiabilidade(*), a partir de parâmetros geotécnicos obtidos de bons ensaios de laboratório e, ainda, com carregamentos conhecidos, os fatores de segurança a empregar poderiam ser tão baixos quanto 2,0.

Outras considerações sobre deslocamentos de fundações tracionadas são apresentadas no capítulo VI. Quanto à questão do fator de segurança, no capítulo VII são feitos novos comentários.

IV.2.2 - Deslocamentos Residuais

Naturalmente, se os deslocamentos em fase de carregamento foram pequenos, os deslocamentos residuais também o foram. Cabem, entretanto, algumas considerações, separadamente, sobre

---

(*) ver capítulos II e V

o comportamento de sapatas e tubulões; ressalte-se que os valores de recuperação (em relação aos deslocamentos máximos alcançados nos testes) dos deslocamentos - além dos próprios valores dos deslocamentos residuais - auxiliam, sobremaneira, a interpretação dos resultados.

No caso das sapatas, os deslocamentos permanentes (ou residuais) foram menores que os valores correspondentes obtidos para os tubulões; o maior valor encontrado foi de 1,74mm (sapata S-1) e o menor de 1,01mm (reteste da sapata S-4). Em termos de recuperação, o menor valor foi de 87% e o maior de 97%.

Quanto aos tubulões, os deslocamentos residuais variaram entre 8,87mm e 14,28mm, com recuperação na faixa de 21% a 53%, exceções feitas ao tubulão T-5, em que se permitiu um deslocamento excessivo quando da ruptura (deslocamento residual de 37,11mm, recuperação de 7%) e tubulão T-2, que não atingiu a ruptura (deslocamento residual de 5,83mm, recuperação de 58%).

Cabe frisar, entretanto, que os conceitos de deslocamento permanente e de recuperação, aqui utilizados e usuais no caso de estruturas submetidas a esforços de compressão, tornam-se distintos daqueles, no caso de estruturas submetidas a esforços de tração. A análise dos resultados torna-se inclusive mais complexa, uma vez que, em se tratando de fundações submetidas a esforços de tração estas, quando completamente descarregadas, ficam ainda sujeitas à ação da gravidade (peso próprio da fundação e peso de solo atuantes), o que favorece a recuperação, contra

riamente ao caso da compressão.

Tal fato parece justificar os menores deslocamentos residuais encontrados no caso das sapatas em comparação àqueles obtidos para os tubulões.

Na fig. IV.3 é apresentado um quadro com as cargas e os deslocamentos máximos alcançados e os deslocamentos permanentes (ou residuais) obtidos em todos os testes.

IV.3 - COMENTÁRIOS ACERCA DOS CICLOS REPETITIVOS

No que concerne aos ciclos de repetição de cargas, que procuram simular as condições de trabalho das torres, pode-se notar (nas curvas do anexo 3 para os tubulões T-2 e T-5 e sapata S-2) que as fases de carga e descarga praticamente se confundem, com deslocamentos permanentes (nos ciclos) extremamente reduzidos, o que traduz um comportamento quase elástico, mesmo para cargas relativamente grandes, como se pode constatar também nos quadros da fig. IV.4.

É interessante observar, naqueles quadros, as percentagens das cargas dos ciclos com relação às cargas de ruptura (ou o que seriam os fatores de segurança).

Por todas estas observações, é válido concluir que os ciclos de carga e descarga levados a efeito não alteraram os deslocamentos nem a capacidade de carga das fundações.

FUNDAÇÃO	TIPO DE ENSAIO	CARGA MÁXIMA (tf)	MÁXIMO DESLOCAMENTO (mm)	RECUPERAÇÃO (mm)	RECUPERAÇÃO (%)	DESLOCAMENTO RESIDUAL (mm)
Sapata 1	Ruptura	135,6	12,89	11,15	87	1,74
Sapata 2	Repetitivo	135,6	11,59	12,43	107	-0,84*
Sapata 3	Ruptura	71,1	18,16	16,75	92	1,41
Sapata 4	Ruptura	122,9	25,71	24,68	96	1,03
Sapata 4 (rup.res.)	Ruptura	122,9	33,27	32,26	97	1,01
Tubulão 1	Ruptura	236,7	22,90	8,62	38	14,28
Tubulão 2	Repetitivo	314,3	13,79	7,96	58	5,83
Tubulão 3	Ruptura	113,0	18,23	7,15	39	11,08
Tubulão 4	Ruptura	159,1	18,73	9,86	53	8,87
Tubulão 5	Repetitivo	122,9	39,83	2,72	7	37,11
Tubulão 6	Ruptura	51,7	16,22	3,38	21	12,84

* - O deslocamento residual negativo encontrado é atribuído a erros nas medidas realizadas com as vigas metálicas como referências (ver itens II.3 e III.7.3)

Fig. IV.3 - Cargas máximas e deslocamentos máximos e permanentes obtidos nos testes.

SAPATA 2

CICLO		CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)	RECUPERAÇÃO (mm)
1º	Carga	58,2	1,25	0,60
	Descarga	0,0	0,65	
2º	Carga	58,2	1,34	0,52
	Descarga	0,0	0,82	
3º	Carga	71,1	1,57	0,82
	Descarga	0,0	0,75	
Fase de ruptura	Carga	71,1	1,58	--

Fig. IV.4 - Deslocamentos das fundações quando submetidas a ciclos de repetição de cargas.

TUBULÃO 2

CICLO		CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)	RECUPERAÇÃO (mm)
1º	Carga	100,9	0,59	0,67
	Descarga	0,0	-0,08	
Fase de ruptura	Carga	88,0	0,50	--

TUBULÃO 5

CICLO		CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)	RECUPERAÇÃO (mm)
1º	Carga	58,2	0,31	0,21
	Descarga	0,0	0,10	
2º	Carga	58,2	0,31	0,21
	Descarga	0,0	0,10	
3º	Carga	58,2	0,32	0,21
	Descarga	0,0	0,11	
Fase de ruptura	Carga	58,2	0,35	--

Fig. IV.4(cont.) - Deslocamentos das fundações quando submetidas a ciclos de repetição de cargas.

IV.4 - SOBRE O COMPORTAMENTO DE UMA SAPATA RECARREGADA (S-4)

A sapata S-4 foi a primeira fundação a ser testada, tendo o seu sistema de medição de deslocamentos apresentado alguns problemas, conforme comentado no item III.7.3.

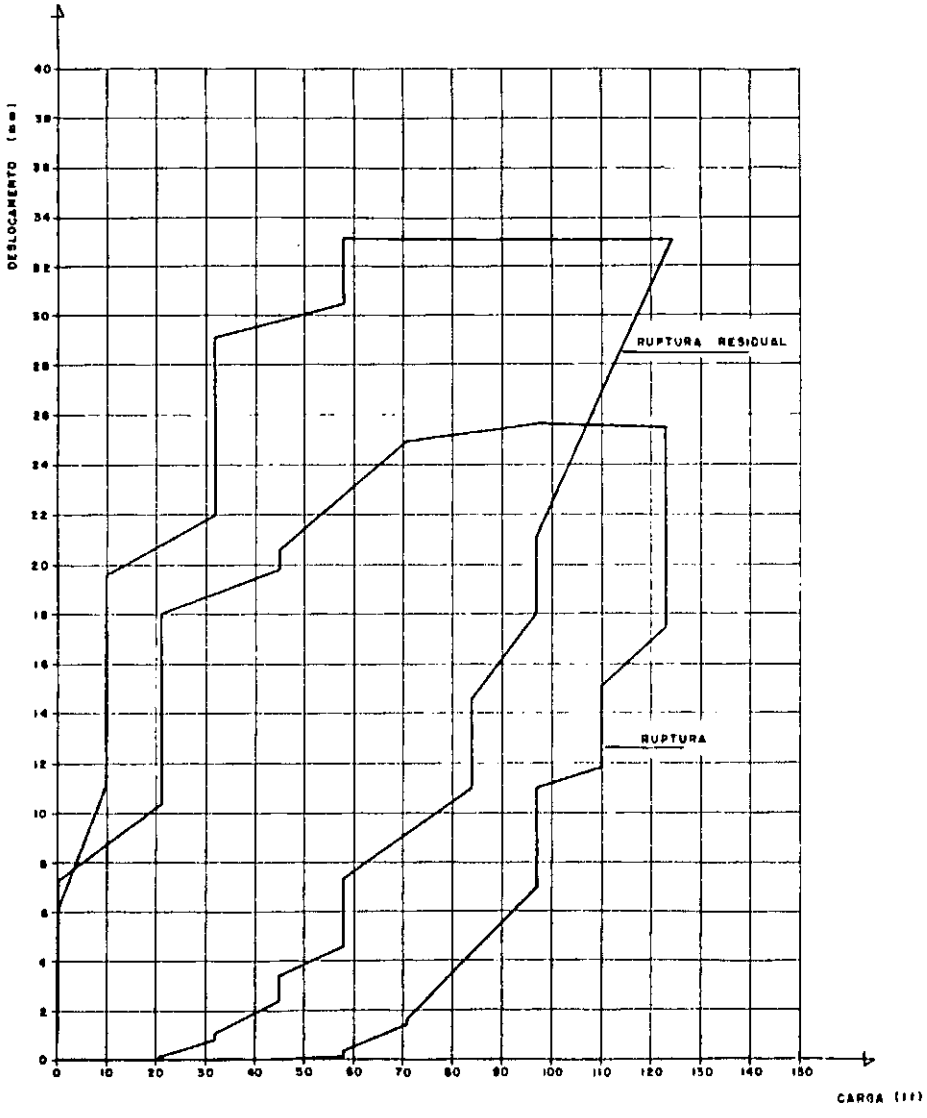
Face a esses problemas e, ainda, com o interesse em se verificar a resistência residual da fundação (que seria a carga de ruptura obtida através de um segundo carregamento da fundação), a sapata S-4 foi novamente ensaiada. Embora no anexo 3 constem, separadamente, as curvas carga x deslocamento correspondentes aos dois ensaios da sapata S-4, julgou-se conveniente traçá-las conjuntamente, o que é feito na fig. IV.5.

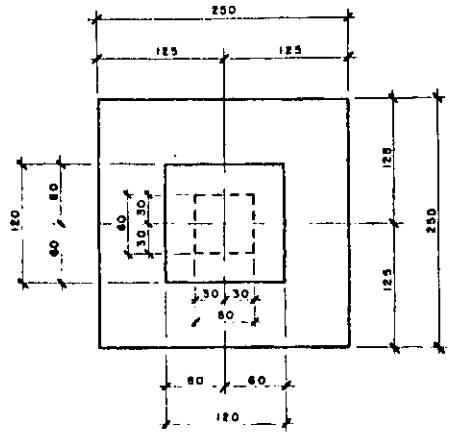
Em termos de ruptura, tem-se:

- carga de ruptura residual da sapata S-4 = 111,5 tf = 96% de 116,0 tf = carga de ruptura da sapata S-4.

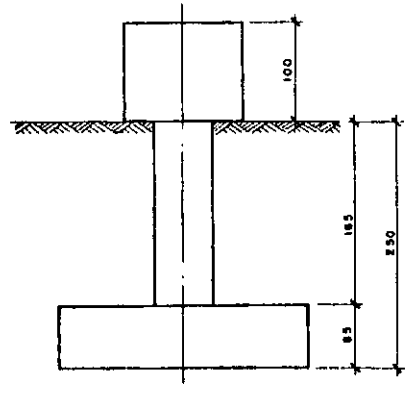
Logo a carga de ruptura residual foi apenas ligeiramente menor que a carga de ruptura da fundação testada a primeira vez.

Em termos de deslocamentos, o segundo teste apresentou deslocamentos bem maiores, para os mesmos valores de cargas. Note-se que para os valores além de aproximadamente metade da carga de ruptura a diferença entre os deslocamentos, nos dois casos, cresceu bastante em termos absolutos (apesar de diminuir em termos relativos, o que aconteceu até próximo da carga de ruptura).





PLANTA



ELEVAÇÃO
Esc. 1:75

Fig. IV.5 - CURVAS CARGA x DESLOCAMENTO SAPATAS S-4 E S-4RR

O quadro da fig. IV.6, além dos gráficos da fig. IV.5, ajuda a visualizar estas considerações.

SAPATA S-4 RUPTURA		SAPATA S-4 RUPTURA RESIDUAL	
CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)	CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)
10,3	0,00	10,3	0,00
21,1	0,00	21,1	0,15
32,3	0,00	32,3	1,15
45,3	0,01	45,3	3,40
58,2	0,27	58,2	7,33
71,1	1,56	84,1	14,62
97,0	11,16	97,0	21,88
100,9	15,13	122,9	32,68
122,9	25,68	71,1	33,13
97,0	25,71	84,1	33,27
71,1	24,91	58,2	30,39
45,3	18,91	32,3	21,97
21,1	10,45	10,3	11,02
0,0	1,03	0,0	1,01

Fig. IV.6 - Deslocamentos apresentados pela sapata S-4 nos dois testes efetuados até a ruptura.

IV.5 - COMENTÁRIOS ACERCA DAS RESISTÊNCIAS DE FUSTE E DE BASE DOS TUBULÕES

As considerações feitas neste item baseiam-se em duas premissas, a saber:

(a) os ciclos de repetição de cargas não influíram no valor da carga de ruptura final das fundações, o que é válido em se considerando, conforme comentado no item IV.3, que o comportamento das fundações nessa fase foi praticamente elástico;

(b) as fundações comparadas encontram-se em solo com aproximadamente as mesmas características de resistência, o que também é válido, em se considerando o solo em questão e, ainda, o tipo de análise a ser feita.

Inicialmente, serão analisados os resultados dos tubulões T-1 e T-4, cujas cargas de ruptura constam da figura IV.7.

Obs.: O tubulão T-2 não participará da análise, pelos motivos citados no item III.8.3. O tubulão T-5 não será também considerado na análise uma vez ter apresentado carga de ruptura significativamente diferente da do tubulão T-4 (de mesma geometria) e situar-se mais distante do tubulão T-1 que o tubulão T-4.

FUNDAÇÃO	CARGA DE RUPTURA
T-1	217,5 tf (com base alargada)
T-4	151,0 tf (sem base alargada)

Fig. IV.7 - Cargas de ruptura dos tubulões T-1 e T-4.

Comparando-se a geometria dos tubulões T-1 e T-4 (ver fig. IV.8), pode-se atribuir a diferença entre a carga de ruptura do tubulão T-1 e a carga de ruptura do tubulão T-4 à contribuição da base do tubulão T-1.

Resistência atribuída à base do tubulão T-1:

$$217,5 - 151,0 = 66,5 \text{ tf},$$

valor bastante elevado. De outra forma, tem-se percentualmente:

$$\frac{66,5}{217,5} = 0,31 = 31\%,$$

ou seja, da capacidade de carga do tubulão T-1 ter-se-ia 31% resistidos pela base e 69% pelo fuste.

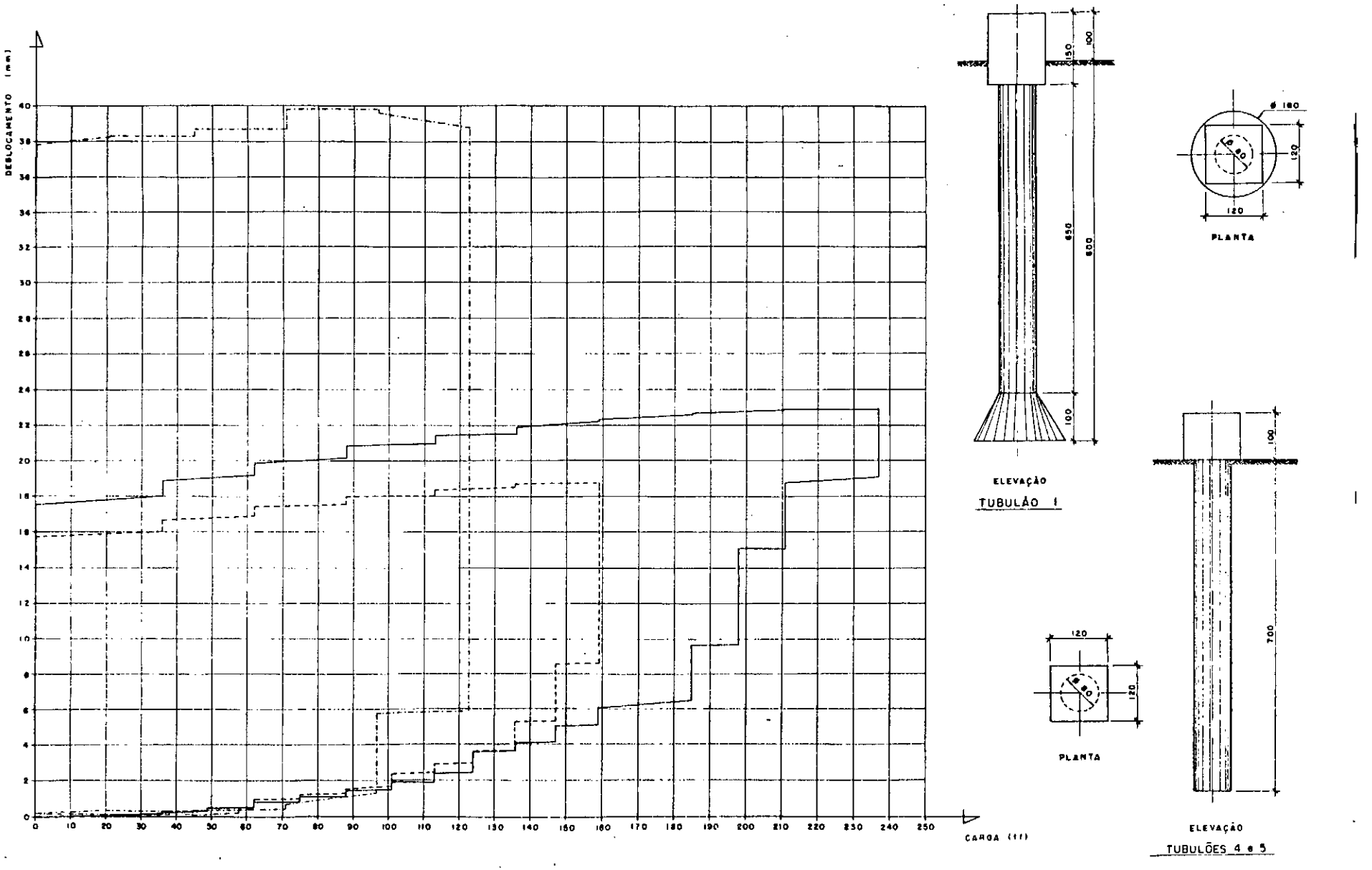


Fig. IV.8 - CURVAS CARGA x DESLOCAMENTO T-1,T-4 E T-5

Analisando agora o problema de deslocamentos, pode-se verificar que as curvas dos ensaios de T-1 e T-4 traçadas em um mesmo gráfico na fig. IV.8 (onde aparece também a curva de T-5) praticamente se confundem até aproximadamente 150 tf. Tal evidência sugere que a mobilização de carga num tubulão com base alargada submetido à tração se faça inicialmente no fuste e posteriormente na base, o que, aliás, é algo intuitivo. Este fenômeno traz alguma semelhança com a transferência de carga no caso de fundações profundas sujeitas a esforços de compressão.

Serão analisados, agora, os resultados dos tubulões T-3 e T-6, cujas cargas de ruptura constam da fig. IV.9.

FUNDAÇÃO	CARGA DE RUPTURA
T-3	106,0 tf (com base alargada)
T-6	45,5 tf (sem base alargada)

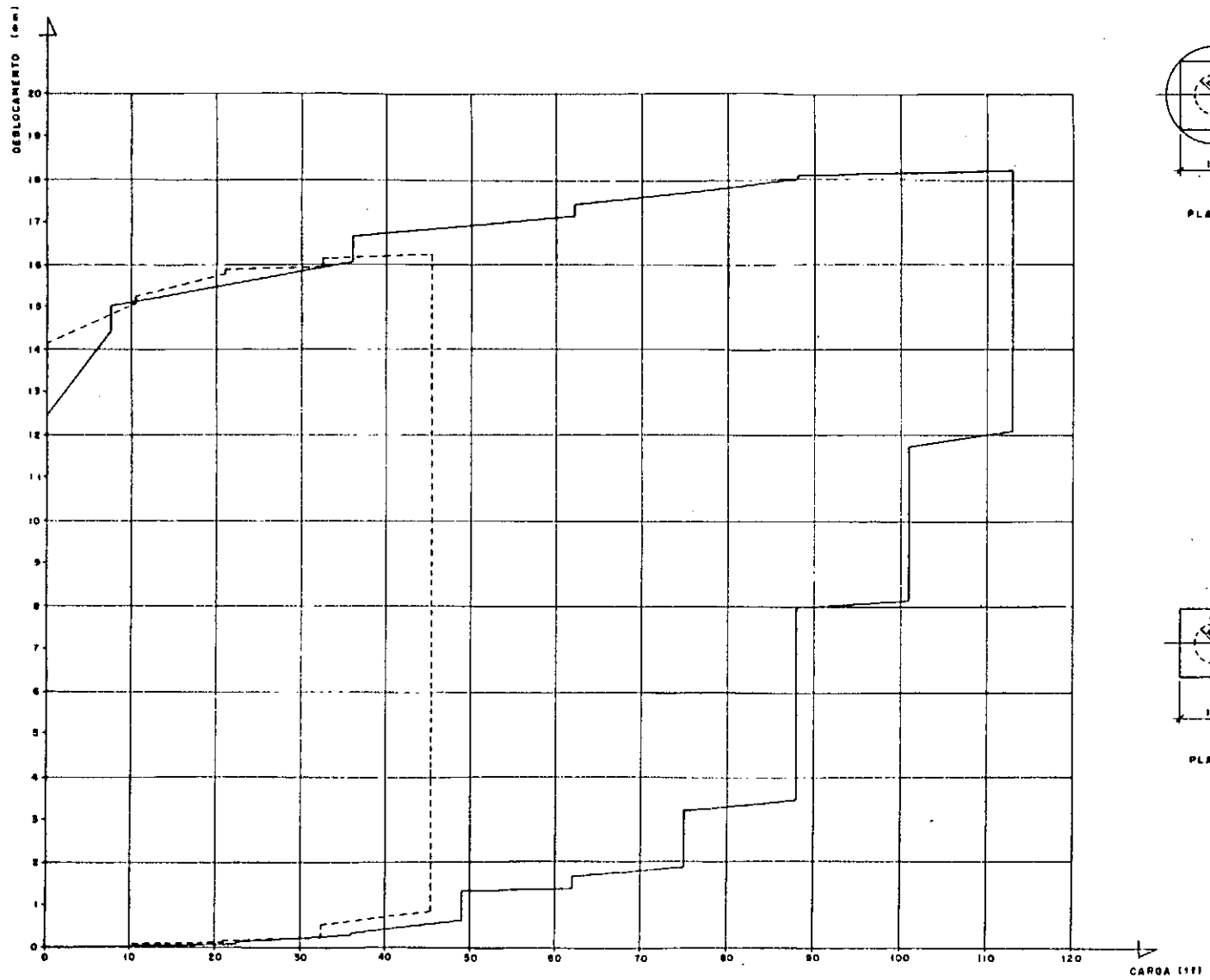
Fig. IV.9 - Cargas de ruptura dos tubulões T-3 e T-6.

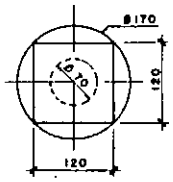
Observando-se a geometria dos tubulões T-3 e T-6 (ver fig. IV.10), pode-se, também, atribuir a diferença entre as cargas de ruptura dos tubulões T-3 e T-6 à contribuição da base do tubulão T-3.

Resistência atribuída à base do tubulão T-3:

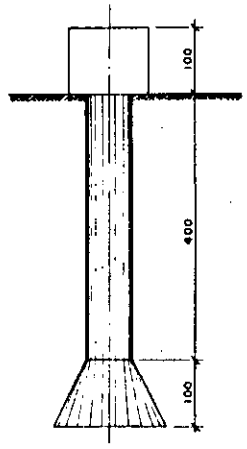
$$106,0 - 45,5 = 60,5 \text{ tf},$$

valor bastante elevado. De outra forma, tem-se percentualmente:



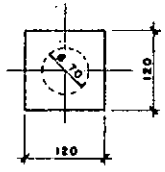


PLANTA

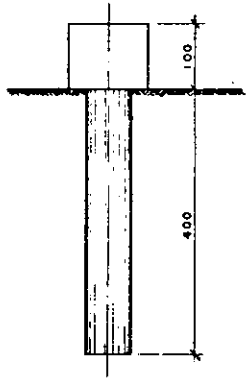


ELEVAÇÃO

TUBULÃO 3



PLANTA



ELEVAÇÃO

TUBULÃO 6

LEGENDA

——— TUBULÃO 3

– – – – – TUBULÃO 6

Fig. IV.10 - CURVAS CARGA x DESLOCAMENTO T-3 E T-6

$$\frac{60,5}{106,0} = 0,57 = 57\%$$

ou seja, da capacidade de carga do tubulão T-3 ter-se-ia 57% resistidos pela base e 43% pelo fuste.

Analisando novamente o problema de deslocamentos, pode-se verificar que as curvas carga x deslocamento correspondentes aos tubulões T-3 e T-6, traçadas em um mesmo gráfico na fig. IV.10, praticamente se confundem até aproximadamente a ruptura do tubulão T-6 (cerca de 45 tf). Tal evidência sugere, também neste caso, que a mobilização de carga se faça inicialmente no fuste e posteriormente na base.

Além desta conclusão, que diz respeito à mobilização de carga ao longo dos tubulões, os resultados encontrados nas comparações feitas entre [T-1 e T-4] e [T-3 e T-6] permitem-nos concluir que é extremamente vantajosa a utilização de tubulões com base alargada. Embora os valores percentuais obtidos não dêem margem a nenhuma lei de formação - sem uma análise teórica da questão, uma vez que são em grande número as variáveis envolvidas no problema -, verificou-se que o ganho de resistência é grande e que, no caso de tubulões sem base alargada, ter-se-ia que aumentar bastante a sua profundidade de modo a se obter a mesma capacidade de carga dos tubulões com base alargada.

Com as condições geotécnicas e geométricas dos tubulões testados, pode-se dizer que a base alargada teve contribuição bastante significativa.

NOTA: Naturalmente, em cada caso, a referida contribuição dependerá da geometria do tubulão e das condições do solo. A contribuição da base e a do fuste podem ser avaliadas, separadamente, por via teórica, em função daquelas condições (ver itens II.7, V.3.4 e V.4.3).

Em se considerando a utilização em terrenos razoavelmente homogêneos, que permitam sua escavação com segurança - solos residuais de maneira geral, acima do nível d'água, etc. - o emprego de tubulões com alargamento de base constitiu-se, pelo exposto anteriormente, em uma excelente solução para o caso de estruturas com esforços de tração em suas fundações. Em se considerando, ainda, horizontes de solos em que a resistência cresce com a profundidade - por exemplo, solos residuais de granitos e gnaisses na transição residual maduro e residual jovem ou residual jovem e rocha muito alterada - a utilização de tubulões com alargamento de base é ainda mais adequada, uma vez que a escavação da base é mais segura e a parcela de resistência pela qual a base é responsável é ainda maior.

IV.6 - SOBRE A VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Neste item, são feitas algumas reflexões sobre a influência da velocidade de aplicação dos carregamentos na capacidade de carga e nos deslocamentos de fundações, a partir de resultados obtidos nas provas de carga.

Quando, após os testes dos tubulões T-1 e T-4, procedeu-se a uma escavação junto aos tubulões (comentada no item III.8.3), carregando-se as fundações novamente até a ruptura - com o objetivo de visualizar a superfície de ruptura que surgiria -, aproveitou-se para se fazer leituras nos extensômetros, correspondentes aos diversos estágios de carga. Essas leituras, que fazem parte das tabelas do anexo 7, correspondem à aplicação de carregamentos muito rápidos, não estabilizados.

A partir dos valores constantes destas tabelas, foram traçadas as curvas carga x deslocamento correspondentes, conjuntamente às curvas carga x deslocamento dos ensaios programados para os tubulões T-1 e T-4 (ver figs. IV.11 e IV.12). Observa-se que, no caso de carregamento muito rápido, os deslocamentos para uma mesma carga são menores e o valor da carga de ruptura obtida é bem maior, em ambos os casos (observado também por BJERRUM, 1973; LOPES, 1979). É importante notar que esses resultados foram obtidos após a fundação ter sido submetida à ruptura uma primeira vez e se ter executado uma escavação junto ao tubulão e, assim, diminuído a sua resistência, uma vez que foi eliminada parte do solo que reagiria . Essa redução, infelizmente, não é quantificável; no entanto, parece claro que, sem a escavação, obter-se-ia para o ensaio rápido deslocamentos ainda menores para as mesmas cargas e, também , valores de carga de ruptura maiores.

Tais observações demonstram a necessidade de um planejamento adequado do procedimento de execução das provas de carga, em vista dos carregamentos que irão ocorrer na estrutura.

É fácil de se concluir que uma inadequação da programação dos testes poderá conduzir a situações contrárias à segurança ou anti-econômicas.

As diferenças entre os ensaios realizados das duas maneiras, com e sem estabilização dos deslocamentos, deverá ser tanto maior quanto maior for a diferença entre as velocidades de aplicação dos carregamentos.

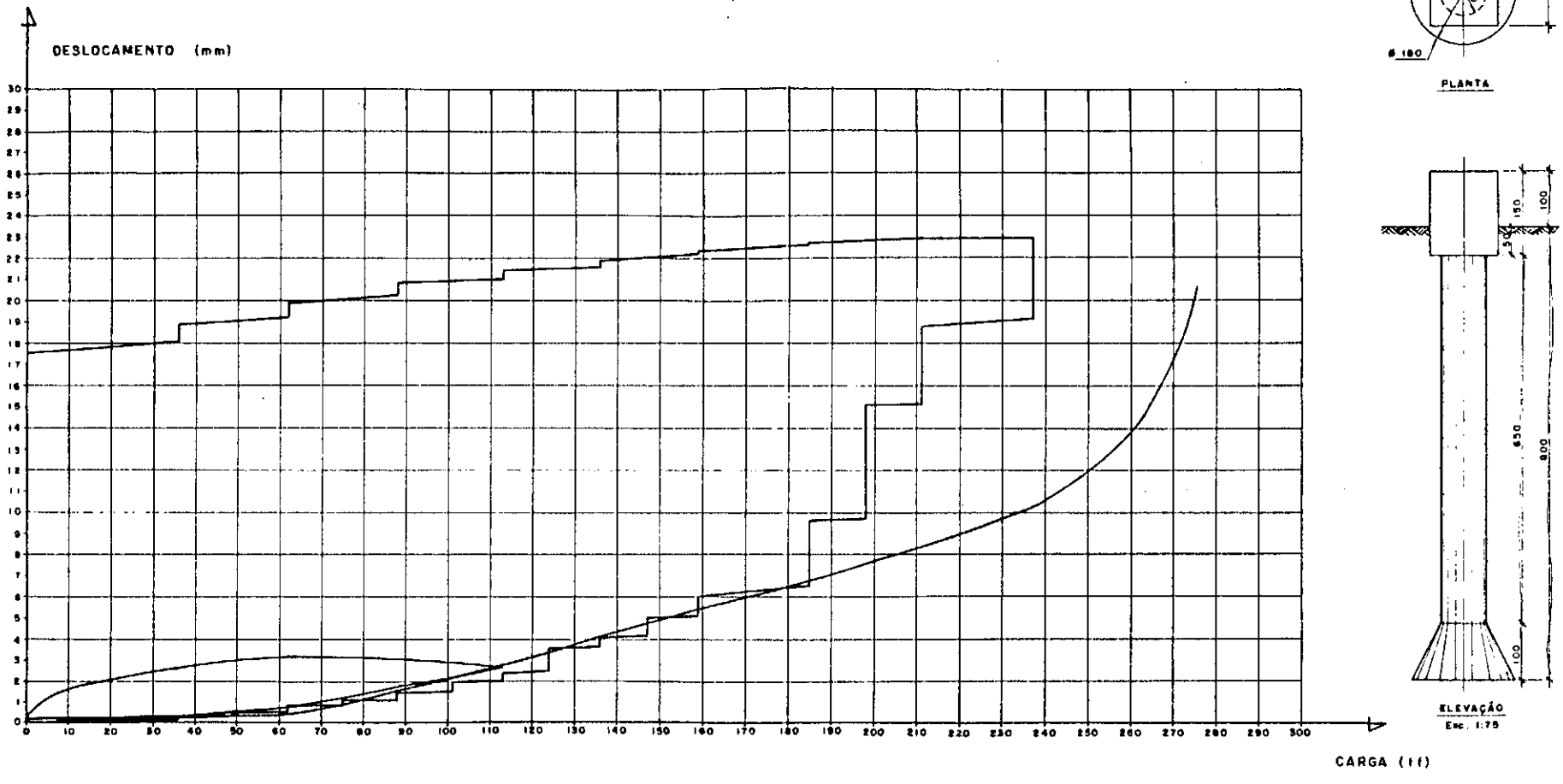


Fig. IV.11 - INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO T-I

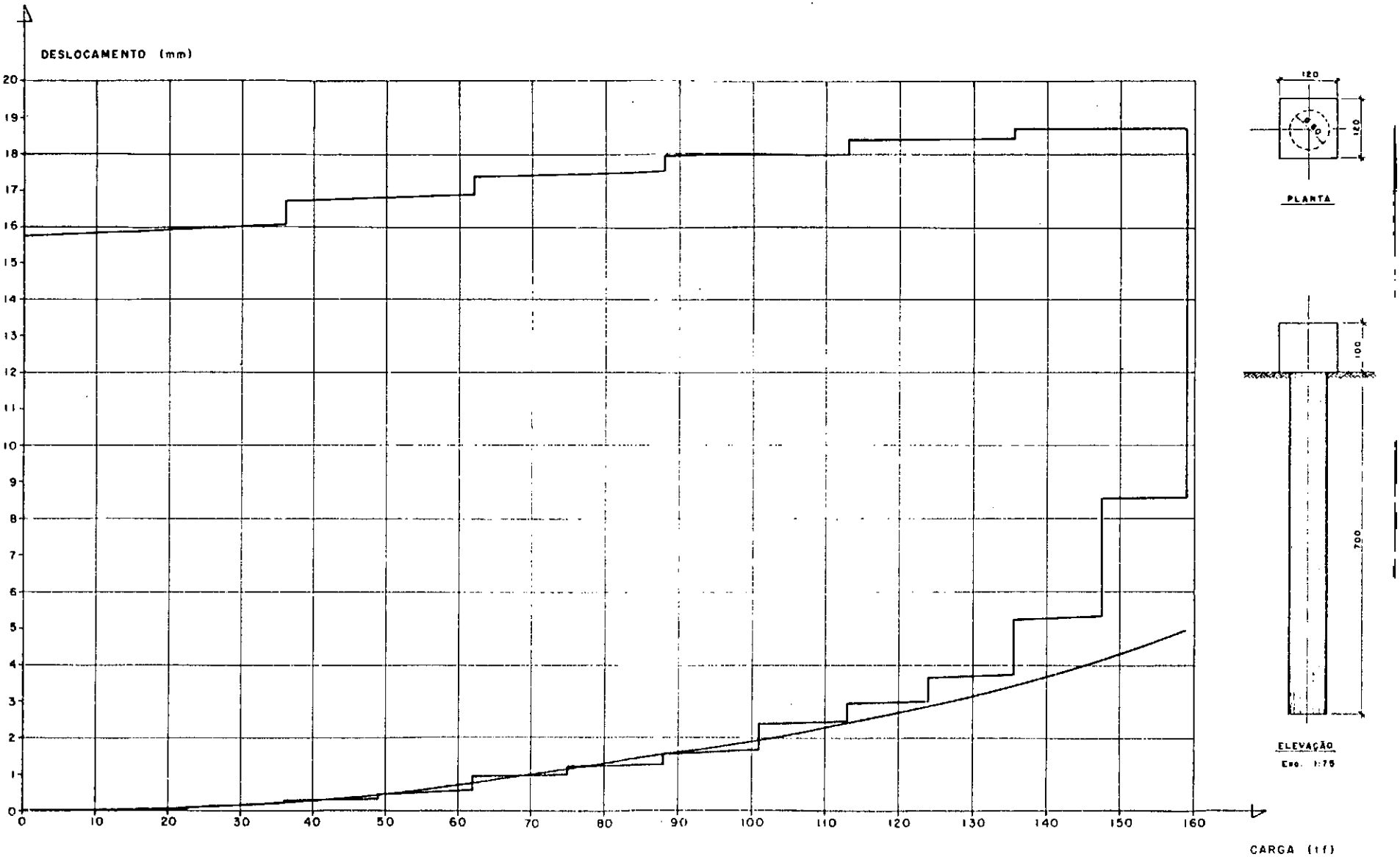


Fig. IV.12 - INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DO CARREGAMENTO T-4

Pode-se notar, dos gráficos, que as diferenças entre as curvas são menores no começo (onde os estágios têm menor duração), aumentando à medida que o carregamento cresce.

Vale ressaltar que a conceituação de capacidade de carga expressa no item IV.1.1 foi formulada a partir de muitos fatores, mas as observações citadas neste item auxiliaram em muito a reflexão do tema.

Como comentário adicional, vale dizer que não acreditamos que as diferenças encontradas possam ser justificadas pela abordagem clássica, a partir de pressões efetivas e pressões neutras, uma vez que o grau de saturação do solo em torno dos tubulões não era elevado (cerca de 50%). De qualquer forma é um assunto discutível, totalmente em aberto e que merece, sem dúvida, uma pesquisa profunda.

CAPÍTULO V

COMPARAÇÃO DA APLICAÇÃO DOS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO COM BASE NOS RESULTADOS DE PROVAS DE CARGA DE SAPATAS E TUBULÕES

V.1 - GENERALIDADES

Neste capítulo são feitas comparações da aplicação dos diversos métodos de cálculo apresentados no capítulo II às sapatas e tubulões ensaiados em solo residual. Os resultados das provas de carga, principalmente as cargas de ruptura obtidas nos testes, servem de base às comparações efetuadas.

O Método do Cone será analisado à parte, de vez que não existem maneiras de se correlacionar o parâmetro básico de entrada do método - o ângulo entre a geratriz do cone e a vertical - com parâmetros geotécnicos e geométricos de fundação, conforme comentado no item II.2.

O Método do Cilindro de Atrito também merecerá tratamento especial, em virtude das dúvidas quanto à maneira de se calcular a adesão ao longo da superfície de ruptura, admitida como sendo um cilindro ou um prisma, dependendo da forma da fundação, conforme comentado no item II.3. Se fosse o caso de solos argilosos saturados, caberia uma comparação entre a coesão e a adesão obtida no ensaio, mas esta não é a situação dos testes efetuados.

V.2 - PARÂMETROS E CONSIDERAÇÕES PARA CÁLCULO

Os parâmetros geotécnicos considerados para determinação da capacidade de carga das fundações pelos diversos métodos de cálculo constam das figuras V.1 e V.2, respectivamente, para tubulões e sapatas.

TUBULÃO	γ (tf/m³)	c (tf/m²)	ϕ (°)
T1	1.56	1.50	29.5
T3	1.67	2.75	28.5
T4	1.51	3.25	25.5
T5	1.62	3.00	29.0
T6	1.54	2.50	26.5

Fig. V.1 - Parâmetros geotécnicos considerados para cálculo no caso dos tubulões.

SAPATA	γ_c (tf/m³) *	γ (tf/m³)	c (tf/m²)	ϕ (°)
S1	1.91	1.53	2.90	25.9
S2	1.87	1.54	2.50	26.5
S3	1.89	1.53	3.25	24.0
S4	1.82	1.53	2.90	25.5

* γ_c - peso específico aparente do solo compactado.

Fig. V.2 - Parâmetros geotécnicos considerados para cálculo no caso das sapatas.

Duas observações fazem-se necessárias, quanto à análise a ser procedida a seguir.

A primeira, recordando que o tubulão T-2 não participará da análise dos resultados, por ter aderido a um bloco de rocha muito alterado - conforme comentado nos itens III.8.3 e IV.1.2 -, o que lhe conferiu um acréscimo de resistência extremamente grande.

A segunda observação diz respeito aos parâmetros geotécnicos em si. Os valores constantes das figuras V.1 e V.2 foram obtidos a partir dos valores das tabelas das figuras III.18 e III.19. No caso dos tubulões, foi calculada uma média dos parâmetros geotécnicos representativos das duas profundidades, ao longo dos tubulões, em que foram retiradas amostras para ensaios de laboratório. No caso das sapatas, entretanto, os valores da figura III.19 referem-se a ensaios em amostras compactadas. Só foram considerados, assim, os valores de γ, tendo-se procedido a uma média semelhante ao caso dos tubulões. Tais valores - simbolizados como γ_c no quadro da figura V.2 -, são utilizados para o cálculo da parcela de peso acima da sapata. Os parâmetros c, ϕ e γ correspondentes ao solo natural foram obtidos de médias efetuadas a partir dos resultados relativos a fundações adjacentes. Isto porque a superfície de ruptura deve ter se desenvolvido em solo natural, uma vez que esta superfície abre em direção ao nível do terreno e, ainda, levando em conta que as escavações efetuadas tinham paredes verticais e dimensões em planta praticamente as mesmas da base da sapata. Cabe ressaltar que tais parâmetros são menores que os do solo compactado.

V.3 - RESULTADOS DAS PREVISÕES DOS DIVERSOS MÉTODOS

Os resultados das previsões de carga de ruptura efetuados pelos diversos métodos constam das tabelas das figuras V.3 e V.4 e dos gráficos das figuras V.5 e V.6, respectivamente para sapatas e tubulões. Nas tabelas são apresentados também os valores dos erros das previsões em relação às cargas de ruptura medidas nos testes.

Antes, entretanto, de se proceder à análise dos resultados obtidos - o que será feito no item V.4 seguinte - são necessários alguns comentários quanto aos modelos de cálculo considerados para cada um dos métodos.

V.3.1 - Método de Balla

O método de Balla foi desenvolvido para sapatas circulares, a partir de observações do comportamento de modelos reduzidos em areias. Como não existe nenhuma observação, no método , quanto à determinação da capacidade de carga de fundações profundas, só foram calculadas as cargas de ruptura correspondentes às sapatas.

Quanto ao tipo de material, embora as observações para o desenvolvimento da teoria tenham sido feitas em areias, o método prevê fórmulas para o cálculo de solos com coesão e atrito, o que possibilitou o seu emprego às sapatas ensaiadas em solo residual.

SAPATA	CARGA DE RUPTURA DA PROVA (tf)	CARGAS DE RUPTURA (tf) PREVISTAS E ERROS OBTIDOS (%) NA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE							
		BALLA		MEYERHOF E ADAMS		UNIVERSIDADE DE DUKE		UNIVERSIDADE DE GRENOBLE	
		1	2	1	2	1	2	$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$
S1	130,0	171,3 (+32%)	164,1 (+26%)	203,4 (+56%)	165,0 (+27%)	171,0 (+32%)	140,5 (+8%)	146,7 (+13%)	130,4 (0%)
S2	124,0	160,9 (+30%)	154,6 (+25%)	189,9 (+53%)	153,9 (+27%)	160,1 (+29%)	131,8 (+6%)	138,1 (+11%)	123,1 (-1%)
S3	58,5	48,5 (-17%)	47,6 (-19%)	83,1 (+42%)	60,3 (+3%)	67,7 (+16%)	56,2 (-4%)	53,8 (-8%)	48,1 (-18%)
S4	116,0	93,7 (-19%)	91,4 (-21%)	130,1 (+12%)	100,8 (-13%)	107,3 (-7%)	88,4 (-24%)	89,3 (-23%)	79,4 (-32%)

FIGURA V.3 – CARGAS DE RUPTURA MEDIDAS E PREVISTAS PARA O CASO DE SAPATAS.

TUBULÃO	CARGA DE RUPTURA DA PROVA (tf)	CARGAS DE RUPTURA (tf) PREVISTAS E ERROS OBTIDOS (%) NA APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE							
		BALLA		MEYERHOF E ADAMS		UNIVERSIDADE DE DUKE		UNIVERSIDADE DE GRENOBLE	
		1	2	1	2	1	2	$\lambda \neq 0$	$\lambda = 0$
T1	217,5	—	—	—	322,3 (+48%)	—	—	250,4 (+15%)	213,9 (-2%)
T3	106,0	—	—	—	175,4 (+65%)	—	—	149,1 (+41%)	107,6 (+2%)
T4	151,0	—	—	—	63,3 (-58%)	—	—	123,8 (-18%)	86,3 (-43%)
T5	97,5	—	—	—	87,7 (-10%)	—	—	124,5 (+28%)	85,7 (-12%)
T6	45,5	—	—	—	37,8 (-17%)	—	—	45,7 (0%)	36,2 (-20%)

FIGURA V.4 - CARGAS DE RUPTURA MEDIDAS E PREVISTAS PARA O CASO DE TUBULÕES.

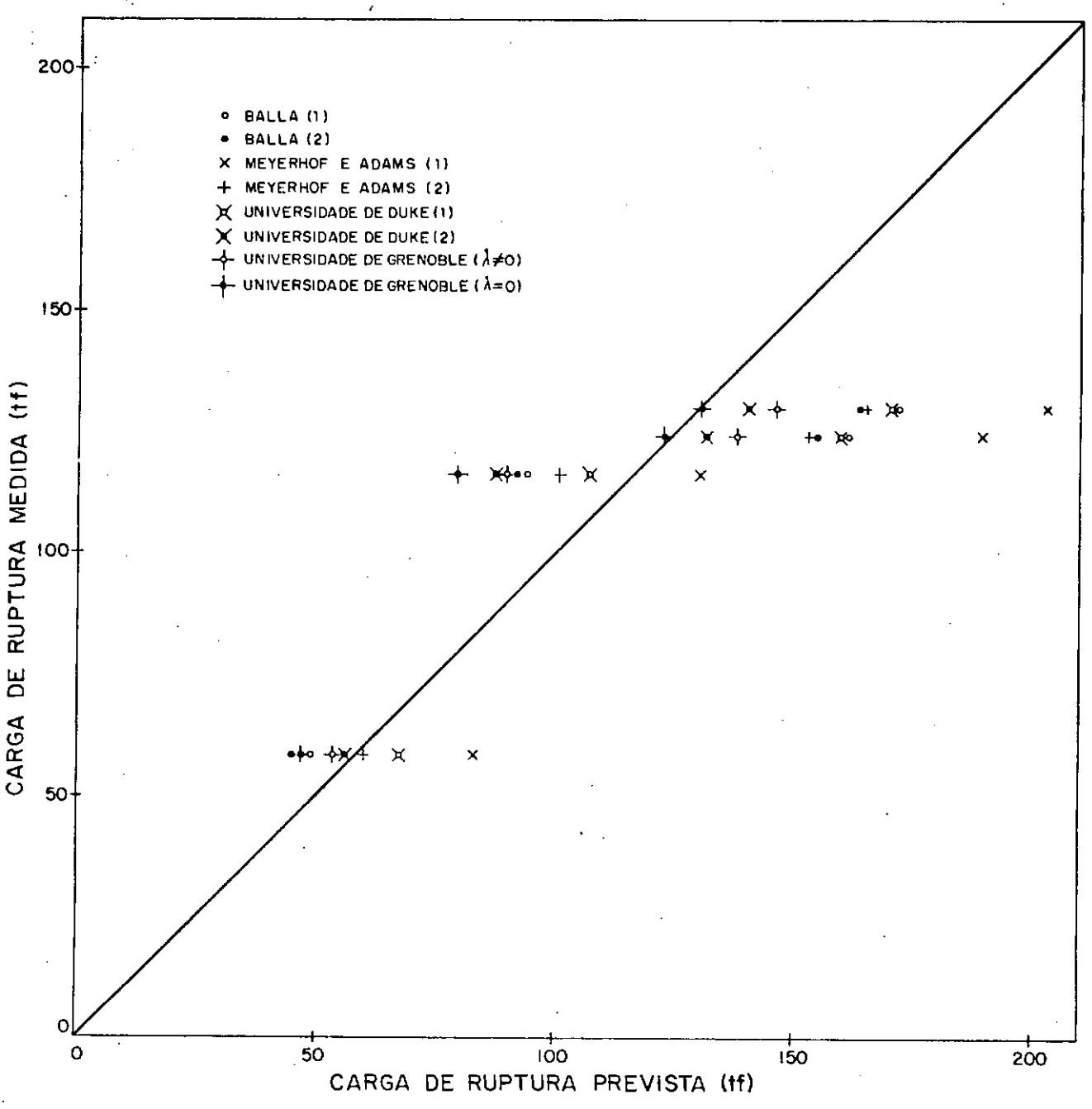


Fig. V.5 - Gráfico cargas de ruptura prevista x medida. Caso de sapatas.

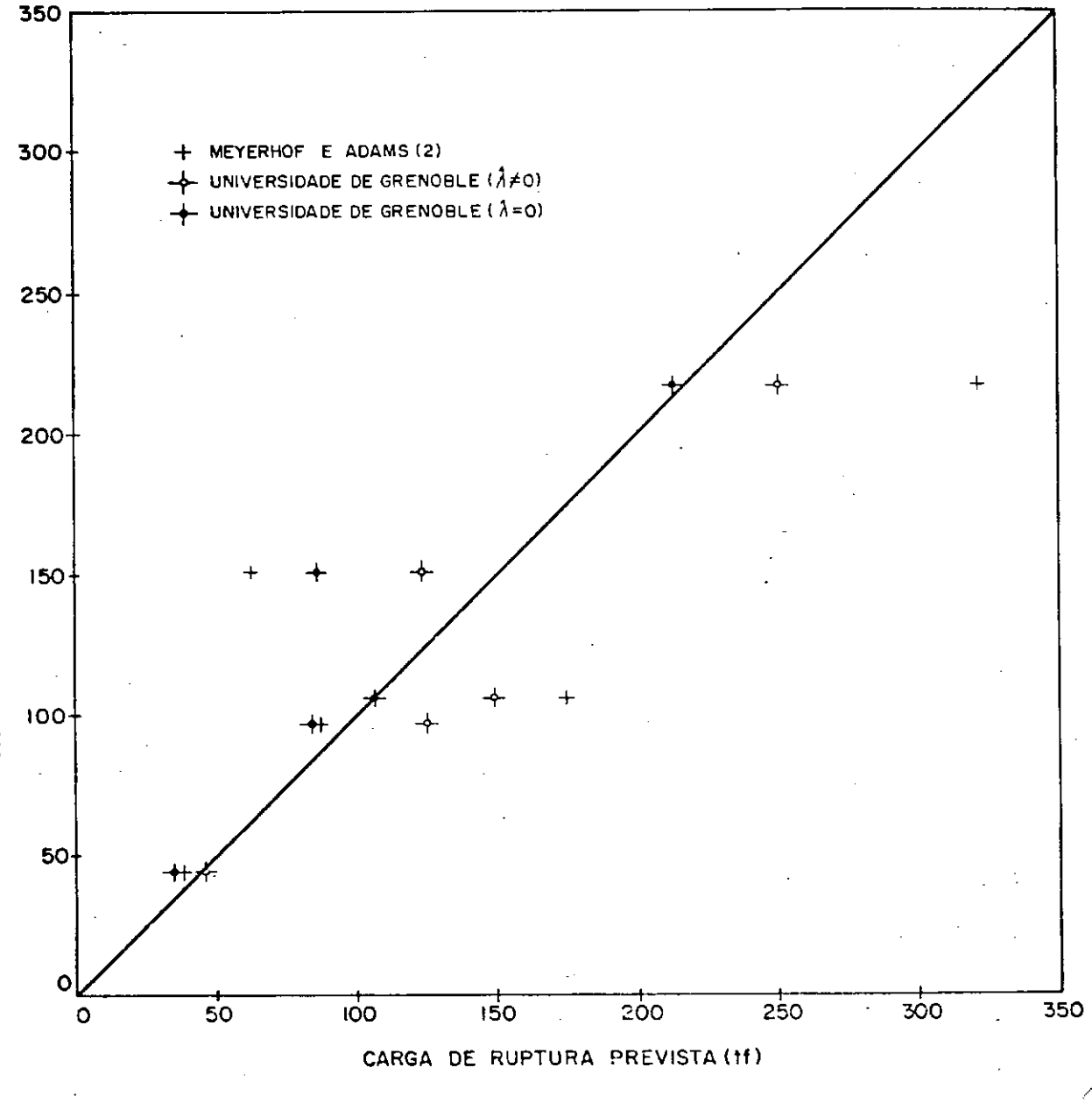


Fig. V.6 - Gráfico cargas de ruptura prevista x medida. Caso de tubulões.

Quanto à forma da fundação, o método prevê apenas o cálculo da capacidade de carga de ruptura de fundações circulares, não trazendo nada explicitamente com referência a fundações retangulares e quadradas, em particular. De modo a superar essa limitação, utilizou-se o procedimento sugerido no método da Universidade de Grenoble, para placas em solos resistentes, qual seja o de calcular um raio equivalente da sapata, de tal forma que haja igualdade de perímetro em relação à sapata original. Uma explicação simples quanto à igualdade de perímetros e não de áreas, como se poderia pensar ser o caso, diz respeito a que o fenômeno de ruptura de fundações superficiais ocorre ao longo de uma determinada superfície; ao longo da área lateral dessa superfície - relacionada diretamente com o perímetro e a profundidade da fundação - é que se desenvolvem as tensões de cisalhamento. Assim, a equivalência de forma da fundação é feita em termos de perímetro e não de área.

Quanto aos cálculos em si, é importante que se diga que os ábacos constantes do trabalho de BALLA (1961) foram elaborados para uma faixa em que não se enquadravam os dados de entrada para as sapatas das provas de carga. Foi, portanto, necessário que se fizesse uma extrapolação; pela forma das curvas, no entanto, tal extrapolação não é plenamente confiável. Por esse motivo, os valores de cargas de ruptura previstos podem não ser muito corretos.

Ainda quanto aos cálculos efetuados, no item V.2 comentou-se que os valores de peso específico considerados o foram da seguinte forma:

(a) natural, na parcela correspondente à resistência ao cisalhamento do solo;

(b) compactado, na parcela de peso acima da base da sapata.

Entretanto, como no método de BALLA (1961) não aparece, explicitamente, a parcela de peso acima da base da sapata - ficando esta englobada no peso total de solo dentro da superfície de ruptura -, os cálculos foram feitos de duas maneiras:

(1) considerando todo o peso de solo como sendo de material compactado - coluna (1);

(2) considerando apenas o peso de solo acima da base da sapata como de material compactado, e aquele além dos limites da projeção da sapata - mas ainda dentro da superfície de ruptura - como de material natural - coluna (2); esta hipótese talvez represente melhor a maneira com que foram executadas as fundações.

Em vista da observação anterior quanto à extrapolação de determinados parâmetros, entretanto, a diferença obtida entre os cálculos realizados com as duas hipóteses deve ser olhada com cautela.

V.3.2 - Método de Meyerhof e Adams

No que diz respeito às sapatas, a aplicação do método de MEYERHOF E ADAMS (1968) não conduziu a maiores problemas. O úni

co comentário digno de nota diz respeito à maneira de levar em conta a espessura das sapatas no cálculo da capacidade de carga. Diferentemente dos outros métodos, a superfície de ruptura admitida por MEYERHOF E ADAMS (1968) parte da aresta inferior, e não superior, da base da sapata (ver figura II.8). Assim, para entrada nos ábacos de cálculo considerou-se a profundidade de assentamento da sapata, e não esta profundidade descontada da espessura da sapata, como nos demais métodos de cálculo. Os resultados são apresentados na coluna (1). Na coluna (2) são apresentados os valores das previsões calculadas de maneira distinta da sugerida na figura II.8 (do trabalho de MEYERHOF E ADAMS, 1968), ou seja, com a superfície de ruptura partindo da aresta superior da sapata. Vale ressaltar, ainda, que nenhuma consideração explícita quanto à espessura da sapata é feita por MEYERHOF E ADAMS (1968).

No que diz respeito aos tubulões, o cálculo foi feito admitindo-se o modelo de placas, à profundidade de assentamento dos tubulões e diâmetro igual à base alargada, quando esta existia; quando não, o próprio diâmetro dos tubulões.

Poder-se-ia indagar o porquê de tal procedimento, quando pode-se constatar - por exemplo, nos trabalhos relacionados à teoria da Universidade de Grenoble - que o fenômeno de ruptura de placas profundas é qualitativamente diferente daquele de tubulões sem base alargada, e mesmo do de tubulões com alargamento de base, em que a relação entre o raio do fuste e o raio da base influencia a carga de ruptura.

Na realidade, tal procedimento só foi levado a efeito em face do método de Meyerhof e Adams ser o único, além do método

da Universidade de Grenoble, que apresenta uma maneira de determinar a capacidade de carga de fundações profundas. Além disso, os resultados a que se chegou servem para ressaltar que a comparação - feita nas teses da Universidade de Duke - entre a capacidade de carga de estacas e placas assentes à mesma profundidade tem mais sentido naqueles casos em que as condições geotécnicas e geométricas das fundações conduzam a superfícies de ruptura semelhantes.

Vale dizer, ainda, que, com as premissas de cálculo estabelecidas, apenas o tubulão T-3 foi enquadrado no caso de fundações superficiais, os demais tubulões sendo enquadrados como fundações profundas.

V.3.3 - Método da Universidade de Duke

As observações quanto à aplicação do método da Universidade de Duke são semelhantes àquelas efetuadas para o método de Balla, no item V.3.1.

O método não mostra como calcular a capacidade de carga de fundações profundas, embora os trabalhos façam numerosas considerações, inclusive qualitativas, quanto às diferenças existentes entre fundações rasas e profundas. Assim, só foram determinadas as cargas de ruptura correspondentes ao caso de sapatas.

Quanto ao tipo de material, as teses desenvolvidas enfocaram areias (c=0), argilas bentoníticas e argilas siltosas, os dois últimos materiais com condições praticamente não drenadas

($\phi = 0$). Entretanto, a metodologia de cálculo, originada da teoria de expansão de cavidades de Vesić, permite a aplicação para solos com coesão e atrito, o que possibilitou o seu emprego às sapatas ensaiadas em solo residual.

Quanto à forma da fundação, o método prevê duas situações: placas esféricas (caso de simetria axial) e placas longas retangulares (caso de estado plano de deformações). Como naturalmente o caso de sapatas quadradas foge ao estado plano de deformações, utilizou-se o mesmo artifício do raio equivalente descrito no item V.3.1 para o método de Balla. Neste caso, entretanto,surgiu uma dúvida quanto à forma de se processarem os cálculos. O método da Universidade de Duke é o único que fornece a carga de ruptura indiretamente, ou seja, através da determinação da pressão de ruptura. Uma vez determinada esta pressão, veio o questionamento quanto à área a ser multiplicada pela pressão de ruptura, se a área correspondente à placa circular de mesmo perímetro ou a área real da placa quadrada, já que a igualdade de perímetros conduz a diferenças de áreas. Com este questionamento, o cálculo foi feito das duas maneiras, sendo a coluna (1) correspondente à área da placa circular e a coluna (2) à placa quadrada.

Ainda quanto aos cálculos efetuados, na fórmula para determinação da pressão da ruptura o peso de terra interno à superfície de ruptura aparece implicitamente. Assim, os cálculos foram feitos com o valor da massa específica natural, tendo-se acrescentado posteriormente o volume de terra acima da base da sapata multiplicado pela diferença entre as massas específicas compactada e natural, além de, naturalmente, o peso da fundação.

No que diz respeito à espessura da placa, nenhum comentário é feito e, assim, considerou-se a ruptura iniciando-se na aresta superior da base da sapata.

V.3.4 - Método da Universidade de Grenoble

Não são necessários muitos comentários quanto à aplicação do método da Universidade de Grenoble tanto no caso de sapatas como no de tubulões, de vez que as fundações ensaiadas e os parâmetros geotécnicos do solo residual enquadram-se quase que perfeitamente nos modelos de cálculo previstos por aquela metodologia.

Uma observação digna de nota diz respeito à forma de considerar as bases alargadas dos tubulões para efeito de cálculo. Já havia sido comentado por BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979) que o método desenvolvido na Universidade de Grenoble apresenta um modelo de cálculo no qual o ângulo i da geratriz da base do tubulão (ver fig. V.7) não excede 30°. Entretanto, o uso de ângulos excedendo 30º (por exemplo, um valor em torno de 60º) é frequente. De fato, aqueles autores confirmaram que a aplicação do modelo de cálculo proposto para o caso de ângulos maiores que 30º conduz a resultados incoerentes, tornando-se necessária uma adaptação a outro modelo. Foi proposto por eles a utilização de uma base cilíndrica equivalente, cuja espessura seja uma fração da altura da base do tubulão, ou seja, de 0,3 a 0,5d (ver fig. V.7). A validade de tal proposição - que permite o enquadramento do tubulão no caso de sapata, ou sistema placa e fuste, circular - pode ser observada na tabela da figura V.8 ,

onde se vê, para os tubulões T-1 e T-3, os valores de várias tentativas correspondentes a espessuras distintas de bases equivalentes.

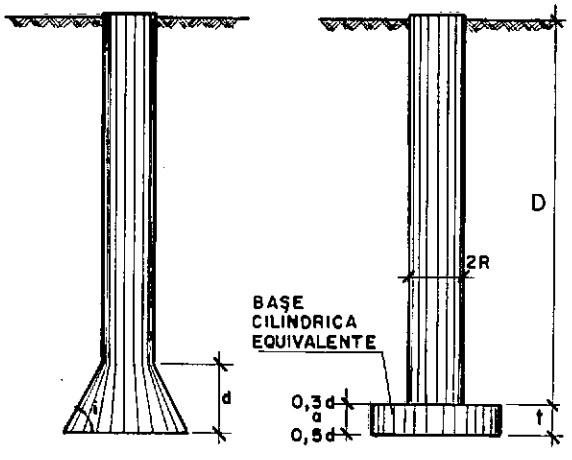


Fig. V.7 - Bases equivalentes para efeito de cálculo, conforme proposição de BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979).

Vale ressaltar que os valores constantes da tabela da figura V.4 foram obtidos em se considerando uma espessura da base equivalente de metade da altura da base, ou seja, de 50 centímetros.

Quanto aos valores de λ preconizados pelo método da Universidade de Grenoble, julgou-se conveniente fazer duas análises: a primeira, com os próprios valores propostos pelo método, ou seja, $\lambda = -\phi/4$ para sapatas e $\lambda = -\phi/8$ para tubulões; a segunda, com valores de $\lambda = 0^{o}$, conforme foi observado para o ca

so dos tubulões. Maiores comentários a esse respeito são realizados no item V.4 a seguir.

ESPESSURA DA BASE EQUIVALENTE	TUBULÃO T1 CARGA DE RUPTURA (tf)	TUBULÃO T3 CARGA DE RUPTURA (tf)
t = (1/8)d	263,8	113,9
t = (1/4)d	252,3	110,1
t = (1/3)d	242,3	107,7
t = (1/2)d	213,9	102,8
t = (2/3)d	209,0	98,0
t = (3/4)d	206,6	95,7

Fig. V.8 - Cargas de ruptura para diversos valores de espessura da base equivalente, segundo BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979).

V.4 - ANÁLISE DOS DIVERSOS MÉTODOS COM BASE NOS RESULTADOS DAS PREVISÕES

V.4.1 - Do Método do Cone

A análise procedida é, basicamente, paramétrica, em decorrência da impossibilidade, comentada no item II.2, de determinação prévia do ângulo de abertura do cone, que permite o cálculo da carga de ruptura.

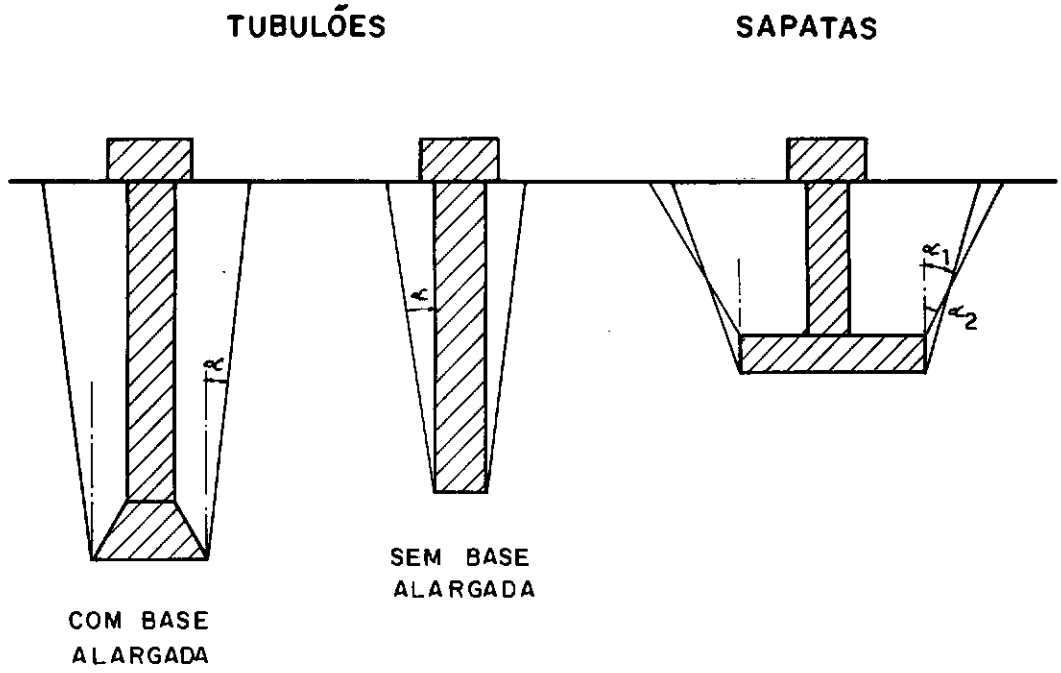
DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b) desenvolveram extensos estudos sobre o Método do Cone, com base nos resultados das provas de carga reportadas no presente trabalho. São apresentadas, aqui, as principais observações e conclusões obtidas por aqueles autores.

Inicialmente, são mostrados nos quadros da figura V.9 os valores de α determinados a partir dos resultados das provas de carga, para o caso de sapatas e tubulões. No caso de sapatas, foram feitos os cálculos admitindo-se o tronco de cone a partir da aresta inferior e superior da base da sapata (ver figura V.9).

Do quadro correspondente ao caso de sapatas, pode-se constatar que os valores de α apresentaram diferenças consideráveis, na faixa de 10º a 20º, para as duas hipóteses referidas anteriormente. No que segue, serão considerados os valores de α tomados a partir da aresta inferior da base - sem maiores preocupações de representatividade da realidade física do problema, já que esta praticamente não existe -, meramente porque os valores correspondentes a esta hipótese são mais próximos dos usuais.

Comparando os valores obtidos para sapatas e tubulões, pode-se observar que a variação de α foi maior no caso das sapatas que no caso dos tubulões.

Uma das conclusões mais interessantes que se pode apreender destes resultados refere-se às limitações existentes quando se executam provas de carga com o objetivo principal de determinação do valor de α. Como se pode observar, na análise efetuada



TUBULÃO	α
T1	17,81°
T3	22,09°
T4	23,14°
T5	16,76°
T6	26,12°

SAPATA	α_1	α_2
S1	27,04°	38,33°
S2	25,97°	37,02°
S3	39,08°	57,96°
S4	41,75°	56,24°

Fig. V.9 - Valores de α obtidos pela aplicação do Método do Cone, segundo DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b).

para sapatas, foi obtida uma variação bastante significativa (... 25,83º a 41,75º), isto ocorrendo para um terreno relativamente homogêneo e para um mesmo tipo de fundação. Portanto, a extrapola

ção de valores de α pode estar sujeita a erros consideráveis , quando se trabalha com fundações de dimensões diferentes.

Quando não se dispõe de provas de carga, o usuário do Método do Cone tem de estimar o valor de α a ser utilizado. Essa estimativa é feita, em geral, dentro da faixa de 15º a 30º. Por esse motivo, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b) simularam os erros correspondentes às cargas de ruptura determinadas com o emprego de α variando dentro daquela faixa, de 5º em 5º, para todas as fundações. Os resultados são apresentados nos quadros da figura V.10.

Aqueles autores apresentaram os resultados constantes na figura V.10 em forma de gráfico, para cada valor de α , o que fornece uma melhor idéia das variações obtidas.

Analisando-se o quadro da figura V.10, para tubulões , observa-se que a tendência é de obtenção de resultados, para a faixa de valores pesquisada (15º a 30º), superiores aos das provas, contra a segurança, portanto. O erro máximo cometido contra a economia seria de 51% (para α = 15º); contra a segurança , ter-se-ia um significativo erro (máximo) de 178% (para α = 30º).

No que diz respeito às sapatas, os erros seriam menores, variando desde 54% (contra a economia, com α = 15º) até 13% (contra a segurança, com α = 30º). A tendência, entretanto, para a faixa de valores de α empregados na comparação apresentada, é de obtenção de resultados inferiores aos das provas (anti-econômicos).

T U B U L Õ E S

T	P_r(tf)	α = 15º		α = 20º		α = 25º		α = 30º	
		P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro
1	217,5	176,11	19%	253,96	-17%	353,92	-63%	482,20	-122%
3	106,0	70,36	34%	94,31	11%	124,28	-17%	161,97	-53%
4	151,0	76,17	50%	117,95	22%	173,48	-15%	246,56	-63%
5	97,5	82,76	15%	128,87	-32%	190,14	-95%	270,78	-178%
6	45,5	22,10	51%	30,95	32%	42,48	7%	57,43	-26%

S A P A T A S

S	P_r(tf)	α = 15º		α = 20º		α = 25º		α = 30º	
		P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro	P_c(tf)	Erro
1	130,0	91,93	29%	105,99	18%	122,37	6%	141,77	-9%
2	124,0	90,68	27%	104,49	16%	120,58	3%	139,63	-13%
3	58,5	30,17	48%	34,30	41%	39,11	33%	44,81	23%
4	116,0	53,13	54%	60,87	48%	69,89	40%	80,58	31%

$$\text{"ERRO"} = \frac{P_r - P_c}{P_r} \quad (\%)$$

P_r - Carga de ruptura verificada na prova de carga.

P_c - Carga de ruptura calculada pelo método do tronco de cone.

Fig. V.10 - Carga de ruptura para diversos valores de α, mediante a aplicação do Método do Cone às fundações ensaiadas, segundo DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979b).

Por outro lado, parece evidente que, para uma dada fundação, a variação do tipo de terreno pode implicar em variações de α ainda mais sensíveis.

É, portanto, o ângulo α um parâmetro empírico, que pode variar, aleatoriamente, segundo os seguintes fatores:

(a) Características do terreno - uma mesma fundação, ensaiada em diversos tipos de terreno, fornecerá diversos valores de α ;

(b) Tipo de fundação - para um mesmo terreno, o ângulo α correspondente a uma sapata apresentará um valor diferente em relação a um tubulão, a uma estaca ou a qualquer outro tipo de fundação;

(c) Dimensões da base da fundação - variando-se as dimensões da base de uma fundação, mantida constante a sua profundidade , obter-se-ão diversos valores de α ;

(d) Profundidade da fundação - uma mesma fundação, executada num mesmo tipo de terreno, porém a diferentes profundidades, fornecerá diferentes valores de α .

E essas conclusões são mais ou menos óbvias, de vez que o ângulo α engloba uma série de fatores que influenciam a capacidade de carga da fundação ou, em outras palavras, é uma função de diversas variáveis.

No que diz respeito à noção de profundidade crítica, que o método também não aborda, a observação da figura V.11 permite

uma consideração interessante. Na figura, estão representadas algumas fundações que, pelo Método do Cone, têm capacidades de carga cres centes (1<2<3<4). Naturalmente, tal não é verdade e as fundações mais profundas já estariam abaixo da profundidade crítica e teriam me nores capacidades de carga. Aliás, por absurdo, pela hipótese for mulada pelo Método do Cone, até uma fundação puntual, representa da pelo vértice do cone, teria capacidade de carga maior que as demais fundações.

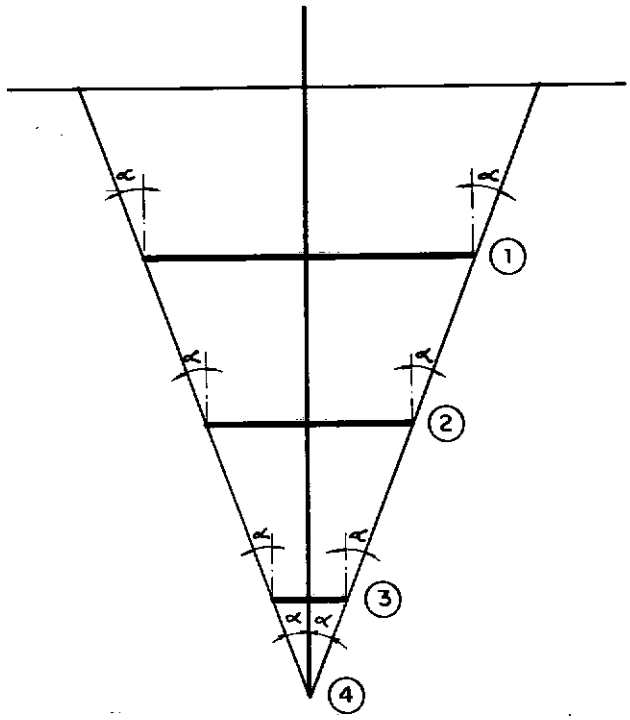


Fig. V.11 - Fundações com capacidades de carga crescentes pelo Método do Cone.

Pelo mostrado acima, acredita-se que as limitações do Mé todo do Cone tenham sido suficientemente analisadas.

V.4.2 - Do Método do Cilindro de Atrito

A abordagem do Método do Cilindro de Atrito terá a mesma diretriz da anterior, ou seja, será procedida a partir dos resultados de carga de ruptura obtidos nos testes. Os valores de adesão para as diversas fundações constam das tabelas da figura V.12..

Semelhantemente ao Método do Cone, foram obtidos os valores de adesão s (tf/m^2), para as sapatas, considerando a área lateral tanto limitada pela aresta superior como pela inferior da base.

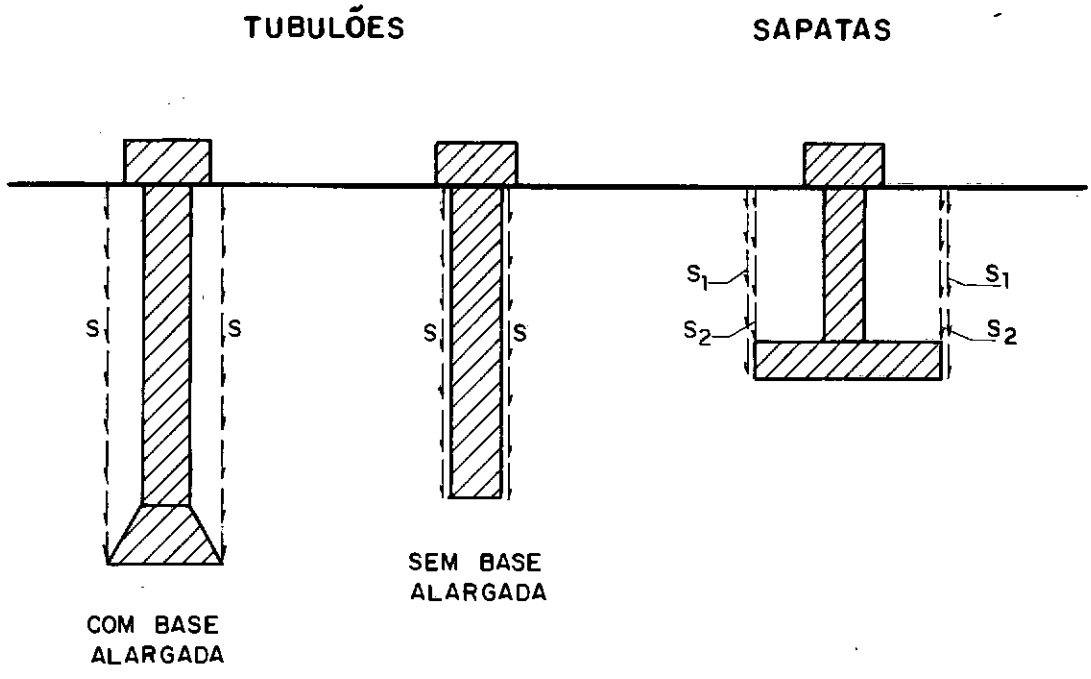
Os resultados mostraram que, no caso de tubulões, as diferenças não foram muito significativas - exceção feita ao tubulão T-4 -, variando s de 3,04 a 4,84 tf/m^2.

No caso das sapatas, tal não ocorreu. As diferenças entre o maior e o menor valor de adesão foram relativamente elevadas, tanto numa como noutra hipótese assumida para a consideração da área lateral. Em ambos os casos, o maior valor de s foi da ordem de 1,8 vezes o menor.

As limitações do método, que decorrem da dificuldade de previsão do valor de s sem considerações teóricas de diagramas de empuxo, são óbvias.

Finalizando, vale ressaltar que, em algumas situações, o modelo idealizado pelo Método do Cilindro de Atrito representa ,

razoavelmente, a realidade física do problema. São estes os casos de tubulões sem alargamento de base e estacas, de profundidade relativa elevada.



TUBULÃO	ADESÃO S (tf/m²)
T1	3,91
T3	3,04
T4	7,88
T5	4,84
T6	4,32

SAPATA	ADESÃO S (tf/m²)	
	1	2
S1	1,96	2,50
S2	1,81	2,31
S3	2,37	3,51
S4	3,23	4,37

Fig. V.12 - Valores de adesão obtidos pela aplicação do Método do Cilindro de Atrito.

V.4.3 - Dos Demais Métodos

Em face do pequeno número de testes realizados, não se julgou necessário que se fizessem estudos estatísticos aprofundados com os resultados encontrados. Assim, a análise a ser procedida será baseada, única e exclusivamente, nos próprios resultados e nos cálculos de erros em relação à carga de ruptura das provas, valores estes que constam das tabelas das figuras V.3 e V.4 e dos gráficos das figuras V.5 e V.6.

Daquelas figuras, pode-se constatar que:

(a) Para as sapatas

Basicamente, todos os métodos,excetuando-se o de Meyerhof e Adams original (1), forneceram resultados razoáveis - eventualmente muito bons - em termos de engenharia, com erros de até cerca de 30%.

Procedendo-se a uma análise individual dos métodos de cálculo, observa-se que:

(1) Método de Balla :

As previsões correspondentes à hipótese (2) do método de Balla forneceram melhores resultados que as correspondentes à hipótese (1), traduzindo em números uma melhor representatividade da realidade da hipótese (2) em relação à (1). Assim, é sugerido empregar-se aquela hipótese (2) em situações semelhantes. Uma conclusão importante a respeito do método de Balla refere-se à

sua utilização no tipo de solo testado, de gênese não sedimentar e, ainda, com coesão e atrito. Embora a teoria tenha se desenvolvido a partir de ensaios em areias, forneceu bons resultados quando aplicada às sapatas das provas de carga.

(2) Método de Meyerhof e Adams:

Os resultados da aplicação do método de Meyerhof e Adams, original (1) mostraram uma tendência marcante de resultados contrários à segurança, com previsões superiores aos valores de carga de ruptura de 12, 42, 53 e 56%, para as quatro sapatas testadas. Tais resultados poderiam, em princípio, ser atribuídos à premissa de cálculo do método, que consiste em admitir que a superfície de ruptura parte da aresta inferior e não da superior da base da sapata (a profundidade é referenciada a este ponto), como nos métodos de Balla e da Universidade de Grenoble (o da Universidade de Duke não tece comentários a respeito). Vale ressaltar que a espessura da base da sapata é relativamente grande(65cm) em todas as sapatas. De fato, a falta de representatividade do modelo de cálculo em relação à realidade é confirmada quando se observa os resultados da coluna (2), correspondentes ao caso da superfície de ruptura partindo da aresta superior da sapata. Embora ainda haja uma tendência ligeiramente contrária à segurança, a melhoria em relação aos resultados da coluna (1) é substancial.

(3) Método da Universidade de Duke:

Enquanto no método de Balla as cargas de ruptura obtidas com as duas hipóteses de cálculo não diferiram muito entre si, no método da Universidade de Duke a aplicação segundo as duas hipóteses conduziu a resultados razoavelmente distintos.

Correspondentemente à hipótese (1), embora os resultados tenham sido plenamente aceitáveis em termos de engenharia - com erros de -7, 16, 29 e 32% -, evidenciou-se uma tendência ligeiramente contrária à segurança. Já no caso da hipótese (2), as previsões melhoraram significativamente, com erros de -24, -4, 6 e 8%.

Dessa forma, ficou mostrado, através destes casos, que o método da Universidade de Duke pode propiciar boas previsões da capacidade de carga de sapatas em solos com coesão e atrito. No caso de sapatas quadradas e a partir destas experiências, sugere-se o procedimento correspondente a (2), ou seja, determinar-se o raio equivalente da sapata circular de igual perímetro, utilizar este raio para calcular a pressão de ruptura e, posteriormente, para a obtenção da carga de ruptura, multiplicar pela área real da sapata quadrada. Quanto à consideração da superfície de ruptura iniciar-se a partir da aresta superior da base, os cálculos mostraram ser esta a hipótese correta, também neste caso.

(4) Método da Universidade de Grenoble:

No caso do método da Universidade de Grenoble, foram

feitas duas hipóteses de cálculo, correspondentemente a valores do ângulo λ, da geratriz da superfície de ruptura com a vertical, serem considerados como $\lambda = -\phi/4$ (conforme prevê a teoria ser a superfície de ruptura em tronco de pirâmide, nesse caso) ou como $\lambda = 0$ (admitindo que a superfície de ruptura seja prismática).

Ambas as hipóteses forneceram bons resultados em termos de engenharia. A primeira apresentou erros de -23, -8, 11 e 13%, enquanto que a segunda de -32, -18, -1 e 0%. Entretanto, os resultados mostraram que a distribuição dos erros é melhor na hipótese de $\lambda \neq 0$, enquanto que para $\lambda = 0$ a tendência é ligeiramente conservativa. Tal conclusão decorre de que, realmente, no caso de fundações superficiais (pequena profundidade relativa), a ruptura se dá ao longo de uma superfície que abre na direção do nível do terreno, e não ao longo de um prisma.

(b) Para os tubulões

No caso dos tubulões, a análise dos resultados torna-se mais simplificada, em virtude de só se terem podido empregar dois métodos de cálculo: o de Meyerhof e Adams e o da Universidade de Grenoble, analisados isoladamente a seguir.

(1) Método de Meyerhof e Adams:

Confirmando a expectativa de que o modelo de placas de Meyerhof e Adams não se adaptaria ao caso de tubulões, as previsões constantes da coluna (2) na figura V.4 mostraram-se muito

contrárias à segurança para os tubulões com base alargada, com erros de 48 e 65%, e conservativas para os tubulões sem alargamento de base, com erros de -10, -17 e -58%. Quaisquer tentativas para explicar os erros encontrados tornar-se-iam, a nosso ver, infrutíferas, já que o modo de ruptura de placas é qualitativamente distinto daquele de tubulões, com ou sem alargamento de base. A principal conclusão a esse respeito é, aliás, a inadequação do modelo de cálculo de placas para o caso de tubulões.

(2) Método da Universidade de Grenoble:

Quanto ao método da Universidade de Grenoble, foram feitas duas hipóteses de cálculo, também no caso de tubulões, correspondendo aos casos de $\lambda = -\phi/8$ (conforme prevê a teoria ser a superfície de ruptura um tronco de cone, nesse caso) ou $\lambda = 0$ (admitindo que a superfície de ruptura seja cilíndrica). Pode ser observado que, embora bons resultados tenham sido obtidos com $\lambda \neq 0$, os resultados com $\lambda = 0$ foram melhores (excluindo-se o tubulão T-4 da análise), diferentemente do que ocorreu no caso de sapatas.

Vale ressaltar, ainda, que a idéia de se considerar o valor de $\lambda = 0$ surgiu da observação da superfície de ruptura de alguns tubulões, conforme descrito no item III.8.3.

Naqueles tubulões observou-se, de maneira geral, uma única superfície de ruptura tanto para o tubulão T-4 (sem base alargada), como para os demais tubulões (com alargamento de base). Essas verificações indicaram um tipo de ruptura com contribuições separadas de fuste e base, caracterizando um tipo de ruptura pro

funda, segundo a teoria da Universidade de Grenoble.

De acordo com a teoria, a superfície de ruptura deveria se originar na base e se desenvolver completamente em solo. Entretanto, conforme verificado nas escavações, a superfície de ruptura separou-se do fuste a uma pequena profundidade, conforme mostrado no item III.8.3 e na figura V.13.

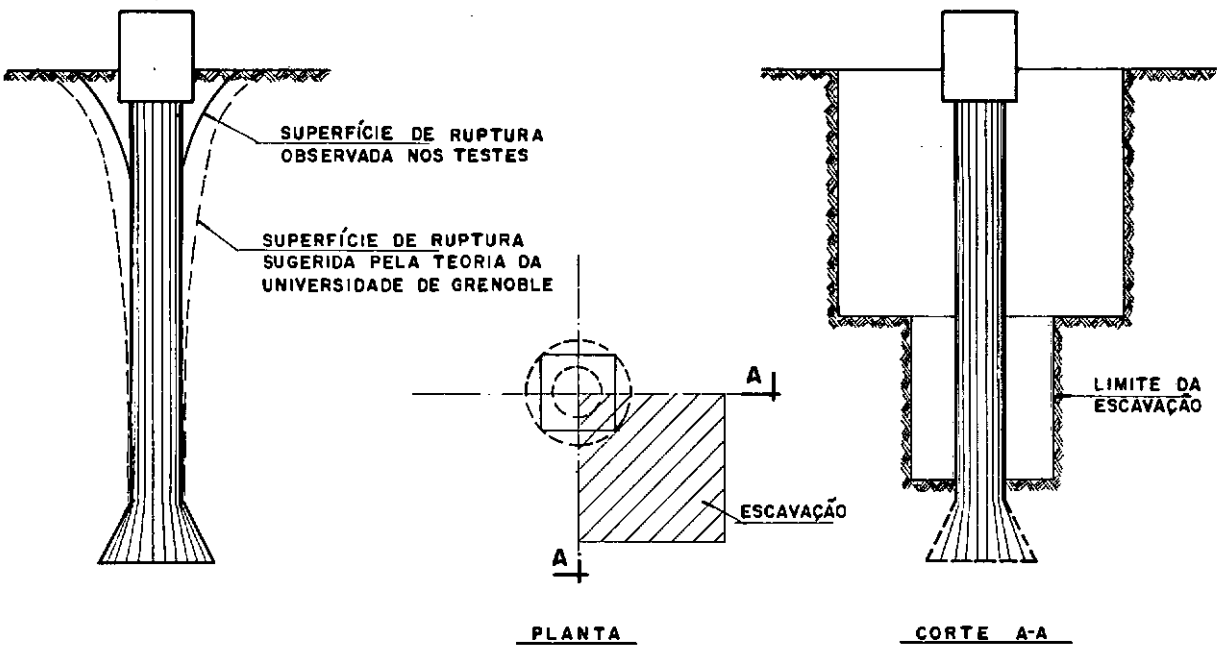


Fig. V.13 - Aspectos gerais da superfície de ruptura observada para os tubulões.

A principal conclusão que se obteve, com as observações e cálculos efetuados, tanto para sapatas como para tubulões, é que a consideração de $\lambda = 0$ no cálculo da capacidade de carga de

ve representar tanto mais a realidade quanto maior for a profundidade relativa da fundação.

Fazendo agora um apanhado geral dos resultados das previsões dos diversos métodos de cálculo, pode-se concluir que:

1º - Com as adaptações e modificações feitas no caso de sapatas, para a aplicação dos diversos métodos de cálculo, os resultados de todas as teorias foram bastante aceitáveis, eventualmente excelentes. Sugere-se que quem as vá utilizar o faça, naturalmente, com aquelas adaptações e modificações. Vale ressaltar que a aplicação da teoria da Universidade de Grenoble que forneceu melhores resultados correspondeu ao processo original, sem nenhuma adaptação.

2º - Ainda no caso de sapatas, comparando os melhores resultados - com as adaptações e modificações feitas - de cada um dos métodos, as previsões mais próximas dos valores medidos foram obtidas com a aplicação dos métodos das Universidades de Duke e Grenoble (praticamente as mesmas), seguidas de Balla e Meyerhof e Adams, este último com uma tendência algo contrária à segurança.

3º - Em decorrência das hipóteses correspondentes às observações anteriores, pode-se concluir que, no caso de fundações em sapatas em solos resistentes, a superfície de ruptura única acompanha a parede da base até a aresta superior, abrindo daí na direção da superfície do terreno.

4º - O modelo de placas profundas do método de Meyerhof e Adams não se aplica ao caso de tubulões com ou sem alargamento de base. Assim, o único método que possui estes modelos, e fornece bons resultados, é o da Universidade de Grenoble. Uma única adaptação é sugerida quanto à sua aplicação, qual seja a de fazer $\lambda = 0^{o*}$ na parcela do fuste, que corresponde a admitir que a ruptura se dá ao longo da superfície lateral do tubulão. Esta asserção será tanto mais verdadeira quanto maior for a profundidade relativa do tubulão.

*NOTA: Os valores dos coeficientes M_c, $M_\phi + M_\gamma$ e M_q para o valor de $\lambda = 0º$ são apresentados no anexo 8.

CAPÍTULO VI

COMENTÁRIOS SOBRE OS DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES SUJEITAS A ESFORÇOS DE TRAÇÃO

Embora não faça parte do tema principal deste trabalho, este capítulo é dedicado a discutir aspectos dos deslocamentos de fundações submetidas a esforços de tração.

No capítulo IV comentava-se quanto à surpresa, dos que acompanhavam as provas de sapatas e tubulões em solo residual, quanto aos valores de deslocamentos muito pequenos medidos em todos os testes, em situações próximas, ou mesmo muito próximas, da ruptura da fundação. De fato, do quadro da figura IV.2 constata-se que os deslocamentos para 90% da carga de ruptura das fundações foram de 1,6 a 5,2mm, no caso de tubulões sem alargamento de base, e 9,0 a 13,0mm, para os tubulões com base alargada; no caso das sapatas, os deslocamentos foram de 2,3 a 12,2mm. Para 67% da carga de ruptura, os deslocamentos máximos foram de 5,3 e 5,4mm, para os tubulões T-1 e T-2, sendo nos demais casos inferiores a 4,6mm e, em três casos (T-5, T-6, S-3) inferiores a 1mm. Para 50% da carga de ruptura, as mesmas fundações apresentaram deslocamentos de menos que 3mm enquanto que T-5, T-6 e S-3 deslocaram-se menos que 0,5mm. Finalmente, para 33% da carga de ruptura os deslocamentos estiveram sempre abaixo (ou muito abaixo) de 1mm, exceção feita ao tubulão T-1 e à sapata S-2, com 1,1mm.

Mas os reduzidos valores de deslocamentos medidos nos testes não se constituíram em surpresa apenas para quem os acompanhava. De fato, TOMLINSON (1979), em resposta ao envio do primeiro trabalho publicado sobre os resultados das provas (BARATA, PACHECO E DANZIGER, 1978), comentava, entre outras questões, que

> "I was interested to see the very small movements which were required to develop maximum resistance. This was in contrast with some uplift tests I made on steel H-piles driven into a weathered slaty mudstone. The attached figure taken from the paper* shows that resistance was still increasing at un upward movement of 90 to 100 mm".

A figura a que se refere TOMLINSON (1979) é apresentada a seguir.

As provas de carga citadas por TOMLINSON (1979), em estacas metálicas com 313mm x 313mm e seção H, tinham a finalidade de determinação do atrito lateral que seria empregado na análise de provas de carga à compressão . As provas de carga indicadas na figura VI.1 correspondem a estacas cravadas imediatamente acima do nível superior do siltito, 1,25m e 2,20m abaixo daquele nível. A figura VI.2 mostra a descrição das camadas atravessadas pelas estacas e os diagramas de cravação.

Os gráficos das provas evidenciam diferenças básicas do comportamento destas estacas em relação ao verificado para as

---

* O trabalho referenciado é de autoria de GEORGE, SHERREL E TOMLINSON (1976).

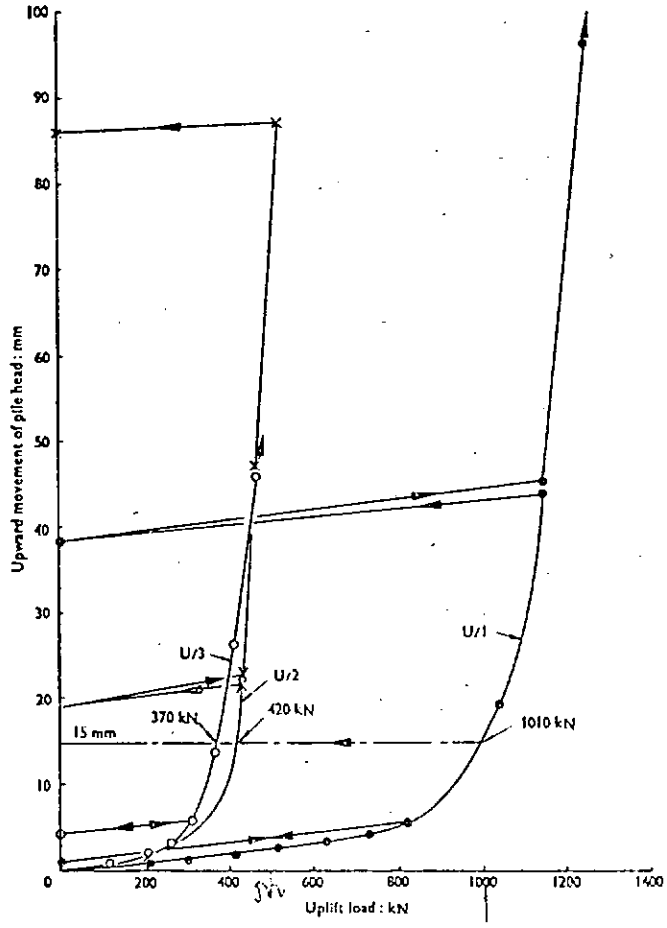


Fig. VI.1 - Resultados de provas de carga à tração em estacas metálicas com 313mm x 313mm e seção H, segundo GEORGE, SHERREL E TOMLINSON (1976).

sapatas e tubulões testados em solo residual. Não só os deslocamentos para as estacas foram maiores - em termos genéricos -, como a ruptura no caso das estacas não aconteceu, a resistência crescendo mesmo para deslocamentos muito elevados, diferentemente do caso de sapatas e tubulões, onde a ruptura efetivamente ocorreu (ver também ítem IV.1).

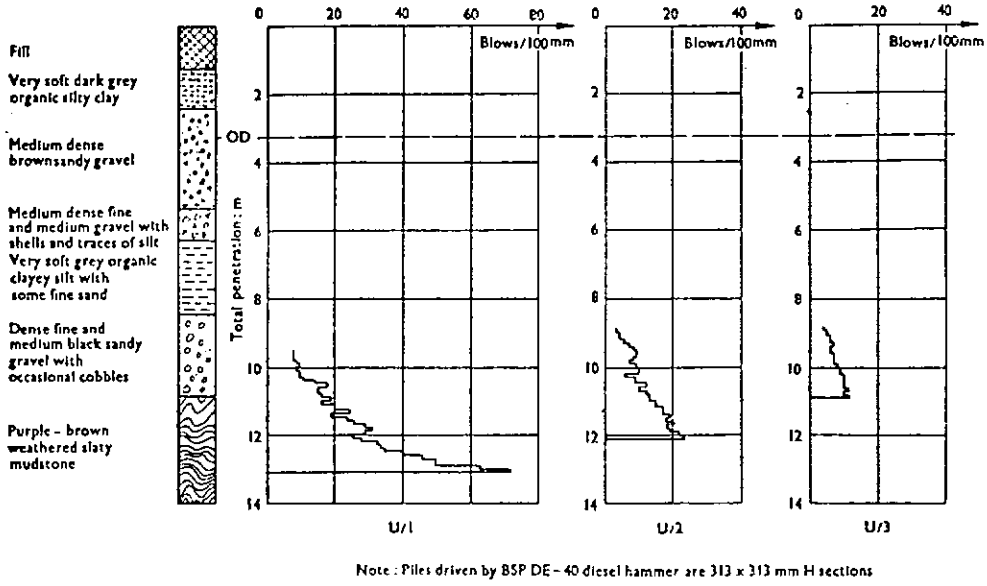


Fig. VI-2 - Registros de cravação de estacas para provas de carga à tração, segundo GEORGE, SHERREL E TOMLINSON ... (1976).

Deixando de lado as diferenças de critérios de realização das provas, porventura existentes, quanto à velocidade de aplicação dos carregamentos, estabilização dos deslocamentos, etc., fatores que sem sombra de dúvida exercem grande influência na resposta da fundação aos carregamentos aplicados, parece claro que o comportamento das estacas foi não só quantitativamente mas qualitativamente distinto das sapatas e tubulões. O que, na realidade, é possível de acontecer, considerando que fenômenos semelhantes ocorrem também no caso de fundações comprimidas, podendo-se citar os casos de ruptura generalizada e localizada descri

tos por TERZAGHI (1943) e de ruptura generalizada, localizada e por puncionamento descritos por VESIĆ (1975). Vale ressaltar que não se está procurando estabelecer paralelos quanto ao comportamento de uma fundação comprimida e tracionada, pois tais fenômenos são fundamentalmente distintos, mas apenas mostrar a possibilidade de que curvas carga x deslocamento - que traduzem o comportamento da fundação - de fundações tracionadas podem, também, dependendo das condições geotécnicas e estruturais da fundação, apresentar-se segundo padrões distintos.

A que atribuir o comportamento das estacas abordado por GEORGE, SHERREL E TOMLINSON (1976), se à inexistência de uma superfície de ruptura bem definida, às características de deformabilidade dos solos atravessados pelas estacas e do próprio siltito, etc., é assunto que naturalmente precisa ser muito estudado e amadurecido.

Em outras palavras, a possibilidade de previsão do padrão de comportamento de uma dada fundação tracionada, num determinado tipo de terreno - uma vez já ter sido constatada a possibilidade de mais de um padrão - é assunto que merece uma pesquisa aprofundada. É claro, ainda, que, em determinadas condições, muito particulares, poder-se-á prever, com base nas experiências já realizadas, um determinado padrão de comportamento da fundação, mas ainda se conhece muito pouco a esse respeito.

Ainda com relação ao caso de estacas, a figura VI.3 a seguir ilustra o caso de uma prova de carga à tração em estaca inclinada, reportada por RAMOS (1978). Na figura são ainda apresen

tadas as características da estaca, da montagem da prova e a son dagem à percussão mais próxima à estaca.

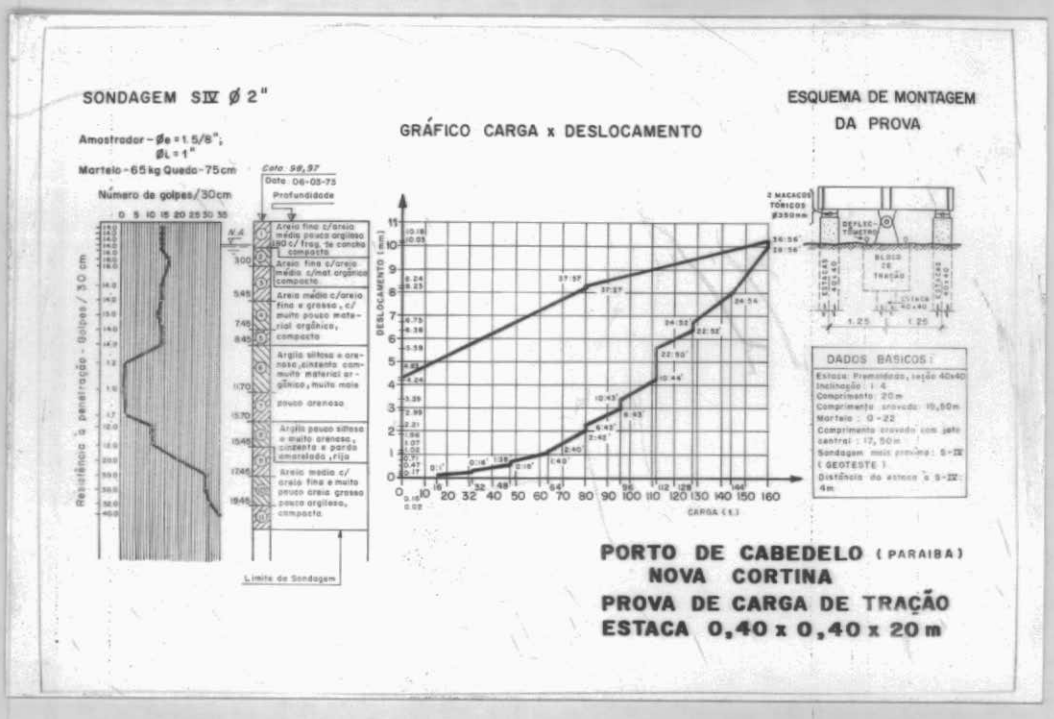


Fig. VI.3 - Dados de prova de carga à tração realizada em esta ca pré-moldada protendida, segundo RAMOS (1978).

Do gráfico da prova, pode-se notar que os deslocamentos foram pequenos: menos de 11mm para 160tf, a carga máxima aproxi mada da prova, e cerca de 2mm para 80tf, a carga prevista de tra balho da estaca. Infelizmente, a prova de carga não pôde ser con duzida até a ruptura do terreno, face à limitação estrutural da estaca, que começou a apresentar fissuras de tração. Entretanto , os pequenos deslocamentos mostrados pela estaca, a forma do gráfi

co carga x deslocamento e as características das camadas de solo atravessadas pela estaca talvez possam sugerir que a ruptura efetivamente ocorreria, e bruscamente, na hipótese de possibilidade de continuação da prova.

A figura VI.4 mostra os resultados de uma prova de carga horizontal num cavalete - portanto tração em uma estaca e compressão em outra - reportada também por RAMOS (1978). Na figura são também apresentadas as características das estacas, da montagem da prova e a sondagem à percussão mais próxima.

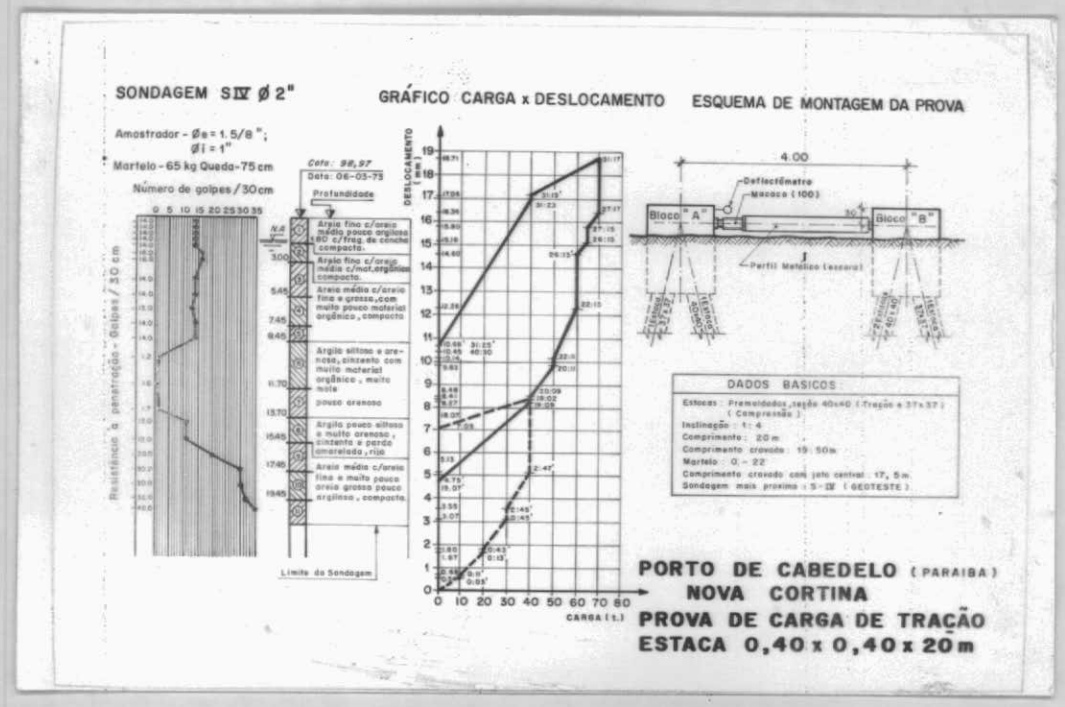


Fig. VI.4 - Dados de prova de carga horizontal em cavalete composto por duas estacas pré-moldadas, segundo RAMOS (1978).

Na figura, são mostrados dois gráficos, correspondentes à dois ensaios. Embora o comportamento do cavalete reflita os comportamentos das duas estacas, os pequenos deslocamentos do conjunto vêm mostrar pequenos deslocamentos da estaca tracionada. Infelizmente, também neste caso a ruptura não pôde ser atingida, por problemas de desalinhamentos do sistema de aplicação de cargas. Para esta situação, inclusive, é mais difícil tecer considerações quanto à ruptura, que ocorreria para o conjunto, o que torna a situação bem mais complexa que no caso da estaca tracionada isolada.

Ainda quanto ao comportamento de estacas tracionadas, a figura VI.5 a seguir mostra as características do subsolo onde foi realizada uma prova de carga em estaca metálica reportada por NAPOLES NETO (1958), no que se constituiu o primeiro trabalho publicado em Congressos Brasileiros de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações tratando de fundações à tração.

O gráfico da prova é mostrado na figura VI.6, onde se pode notar que os deslocamentos não foram elevados, em se considerando o grande comprimento da estaca. Para 50% da carga de ruptura, 59tf, o deslocamento havido foi de cerca de 14mm e, em se descontando os 5mm correspondentes ao deslocamento residual do primeiro ciclo de carregamento, chega-se a 9mm, o que é um deslocamento relativamente pequeno.

Além disso, o deslocamento inicial correspondente ao estágio em que se deu a ruptura era de apenas 31mm, sem descontar os 5mm mencionados anteriormente, valor também razoavelmente pequeno.

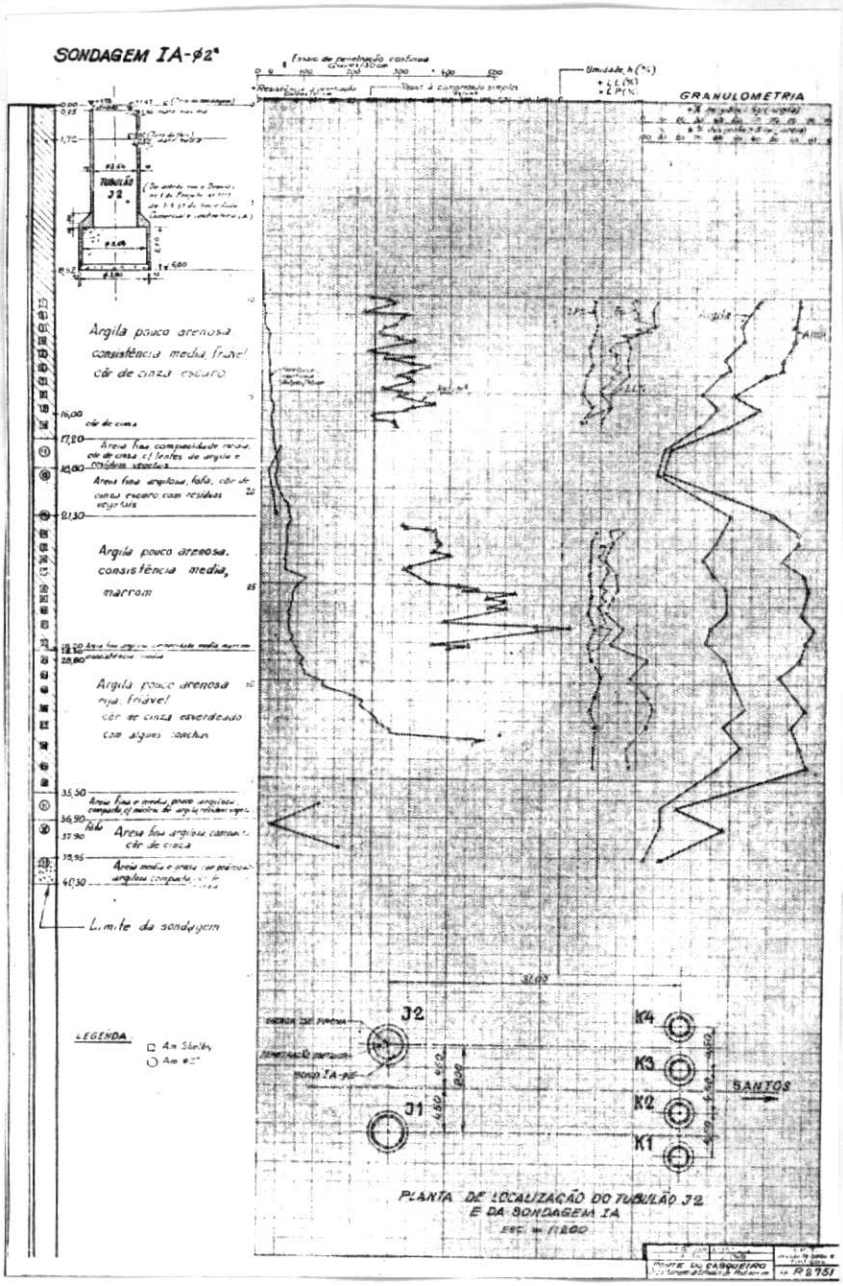


Figura VI.5 - Características do subsolo correspondente à realização de prova de carga à tração em estaca metálica duplo T de 25cm (10"), segundo NAPOLES NETO (1958).

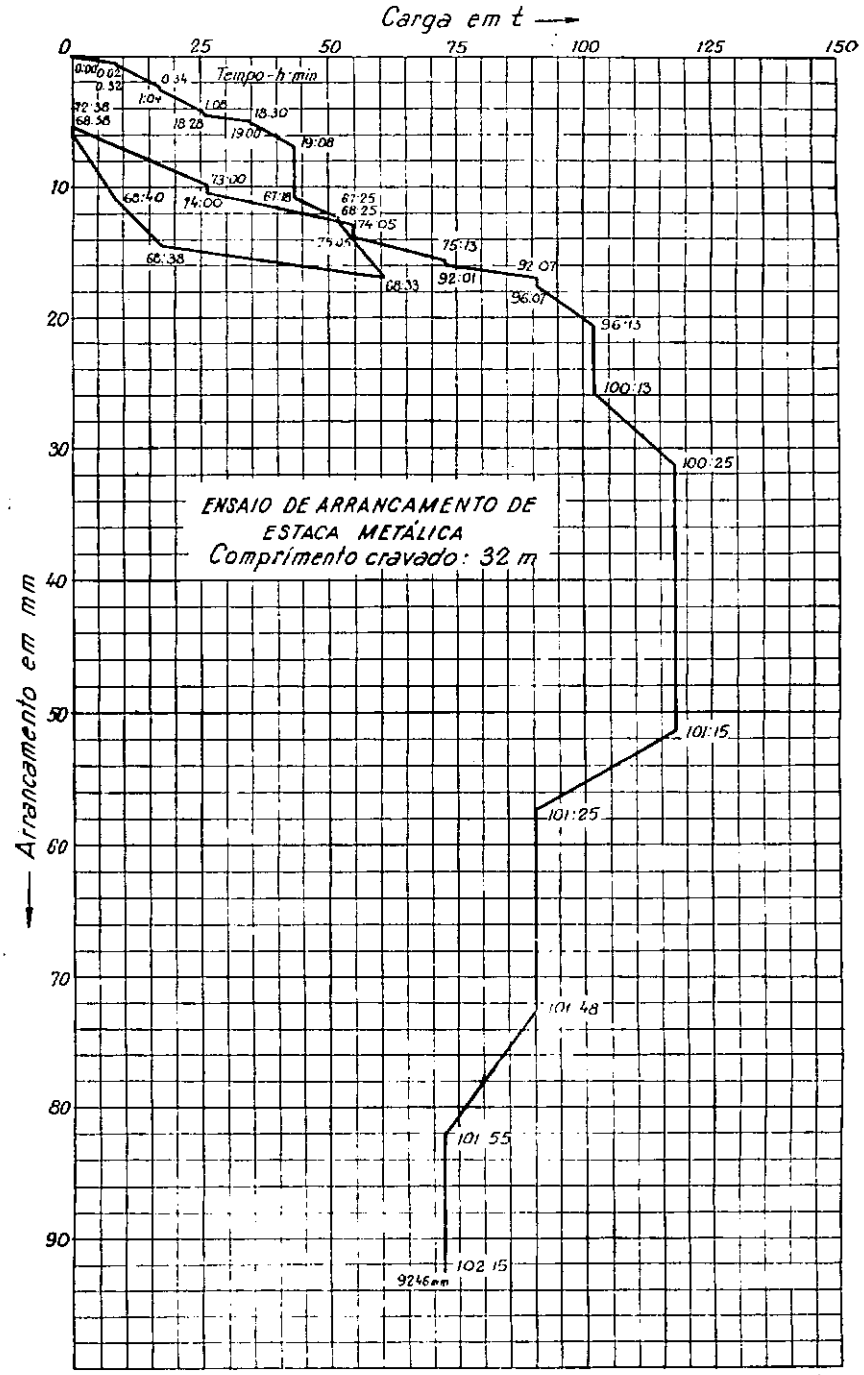


Figura VI.6 - Gráfico carga x deslocamento de prova de carga à tração em estaca metálica duplo T de 25cm (10"), segundo NAPOLES NETO (1958).

E, nesta prova, não só a ruptura foi efetivamente atingida, como não foi possível manter-se a carga de ruptura, de 118tf. Ainda assim a prova prosseguiu até deslocamentos de cerca de 90 milímetros, conforme indicado no gráfico da prova, que foram atingidos após cerca de 1 hora. A prova ainda prosseguiu por cerca de 40 horas, tendo a estaca se deslocado um total de 572,76 milímetros, valor bastante elevado.

Mas o mais importante, no caso, é o padrão de comportamento da fundação, que consistiu em deslocamentos relativamente pequenos antecedendo uma ruptura bem caracterizada da fundação.

Vale ressaltar, nesse ponto, que todas as provas de carga mostradas até aqui seguiram o critério de execução de provas à compressão, descrito na NB-20/69 (atual NBR-6121/80), os carregamentos tendo sido aplicados, portanto, em estágios, e havendo estabilização dos deslocamentos, exceção feita naturalmente às provas descritas por GEORGE, SHERREL E TOMLINSON (1976), sobre as quais não se pôde saber os critérios de execução das provas.

Com a finalidade de exemplificar, agora, a influência das características da fundação - além das do solo - no seu comportamento, são mostrados alguns resultados de provas de carga realizadas em dois programas de testes, que tinham a finalidade de verificar o comportamento de fundações de estais de torres de linhas de transmissão. Pela geometria da torre, a tração das fundações não é vertical e, assim, aqueles ensaios não se

enquadram perfeitamente no tema do presente trabalho. Entretanto, uma vez que só se pretende realizar umas poucas comparações qualitativas, os testes servem para ilustrá-las.

O primeiro programa de testes, bastante amplo, foi reportado por GIULIANI, CASTAÑEDA E CONTÍN (1982), sendo referente a testes em fundações de concreto, de três tipos: vigas (ou placas) pré-moldadas, blocos prismáticos horizontais e cilíndros verticais. A figura VI.7 mostra os tipos de fundações ensaiadas.

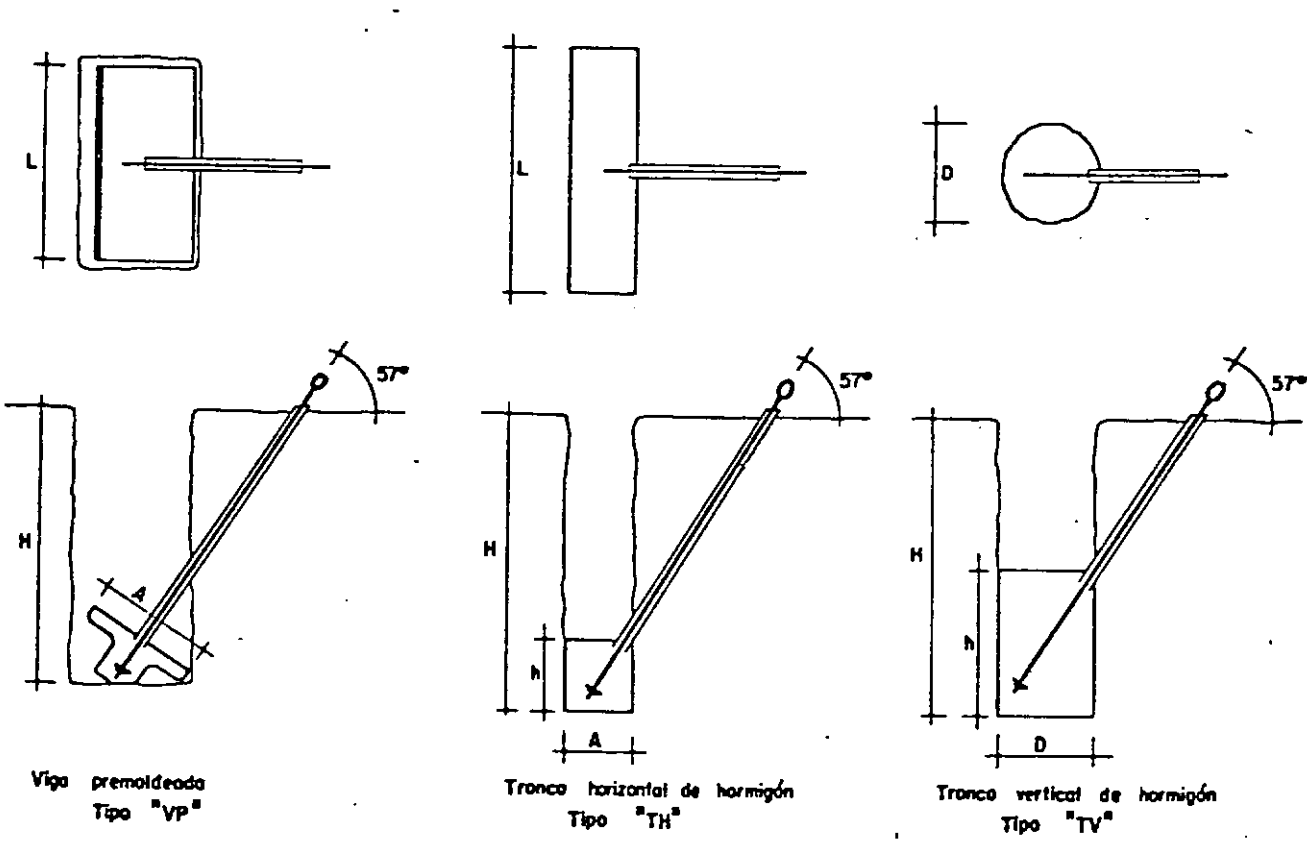


Fig. VI.7 - Tipos de ancoragens ensaiadas, reportadas por GIULIANI, CASTANÊDA E CONTÍN (1982).

as fundações concretadas in situ tiveram deslocamentos de 10 a 40mm, enquanto que as placas pré-moldadas alcançaram deslocamentos de até 150mm, para cargas,nos três tipos de fundações , entre 20 e 60 tf.

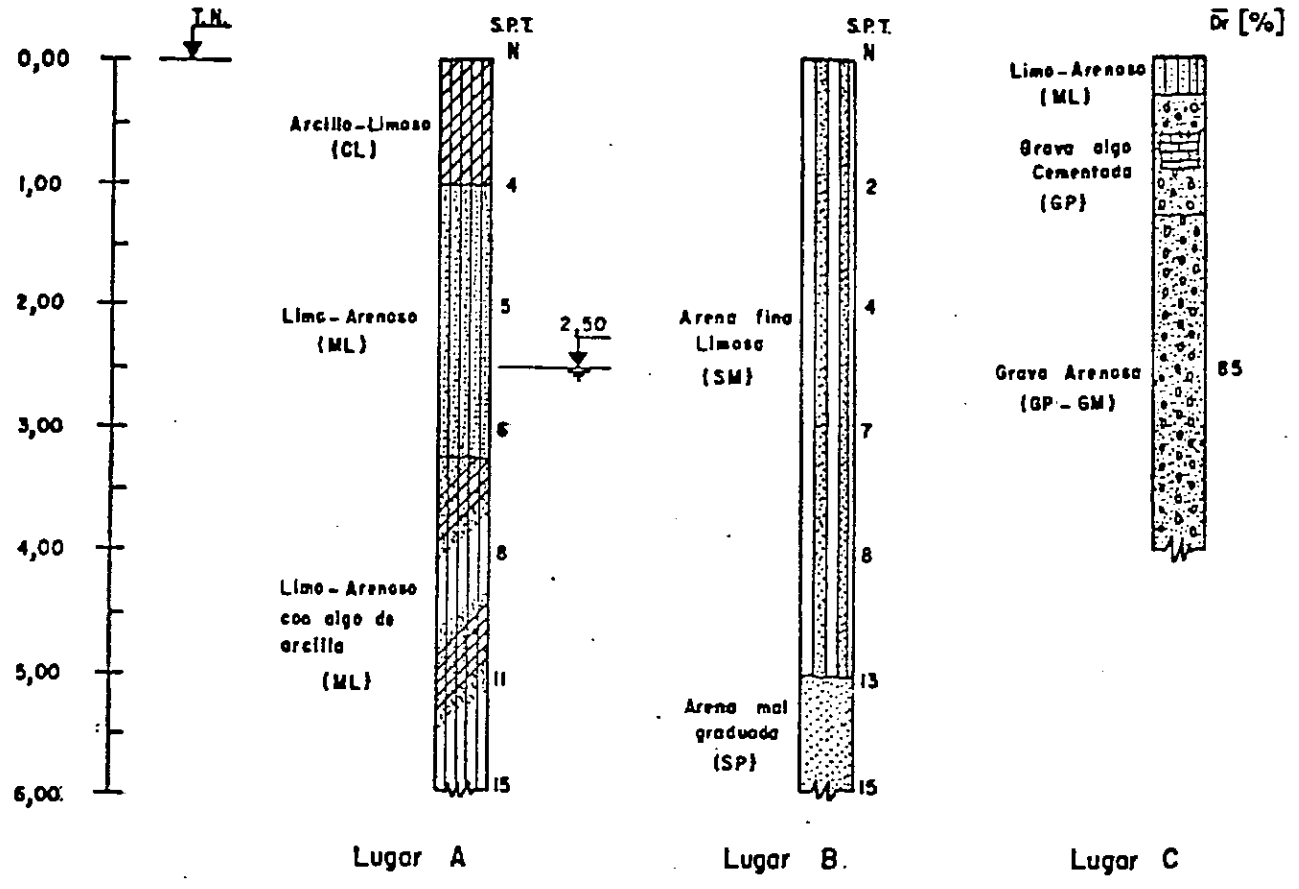
Os testes foram realizados em três locais, cujas características geotécnicas constam da figura VI.8.

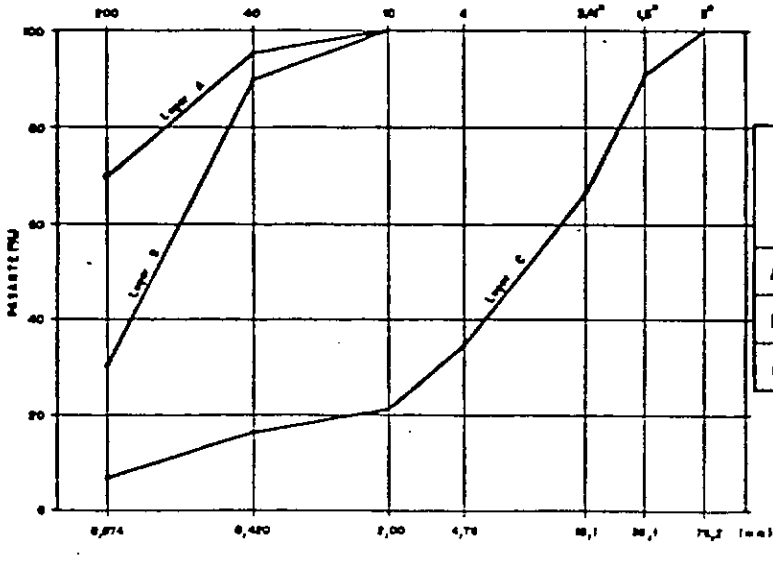
As cargas dos testes foram aplicadas em incrementos de 3tf, mantendo-se cada uma até a estabilização dos deslocamentos. Segundo os autores, todos os testes foram levados até a ruptura.

Os resultados das provas, no local A, são apresentados na figura VI.9.

Dos gráficos da figura VI.9 pode-se notar uma diferença nítida de padrões de comportamento entre as fundações. A placa pré-moldada não apresentou uma mudança brusca no seu comportamento, ao longo da prova,ocorrendo deslocamentos elevados , mas sempre com correspondentes acréscimos de carga da fundação . Já os outros dois tipos de fundação mostraram um comportamento inicial com deslocamentos menores e grandes acréscimos de carga, antecedendo grandes deslocamentos com acréscimos de carga reduzidos ou inexistentes. Nos dois outros locais de testes estas observações são igualmente válidas, conforme pode ser visto na figura VI.10.

Vale dizer ainda que, comparativamente às provas de carga reportadas anteriormente, os valores de deslocamentos foram proporcionalmente maiores, em termos genéricos, e considerando as cargas aplicadas. Antes de atingir a ruptura, as fundações concretadas in situ tiveram deslocamentos de 10 a 40mm, enquanto que as placas pré-moldadas alcançaram deslocamentos de até 150mm, para cargas,nos três tipos de fundações , entre 20 e 60 tf.





Lugar	Suelo tipo	Clasificación Unificada	LL %	IP %	w %	P.I. 200 %	δ_d t/m³	ϕ'	C'	Nivel Freático
A	Limo Arenoso	ML	28	5	18.5	70	1.35	30	0	2.50
B	Arena fina Limosa	SM	NP	NP	4	30	1.25	27	0	—
C	Grava Areno-Limosa	GP	NP	NP	—	7	2.00	43	0	—

Fig. VI.8 - Perfis geotécnicos, granulometrias e propriedades físico-mecânicas dos solos dos locais dos testes segundo GIULIANI, CASTAÑEDA E CONTÍN (1982).

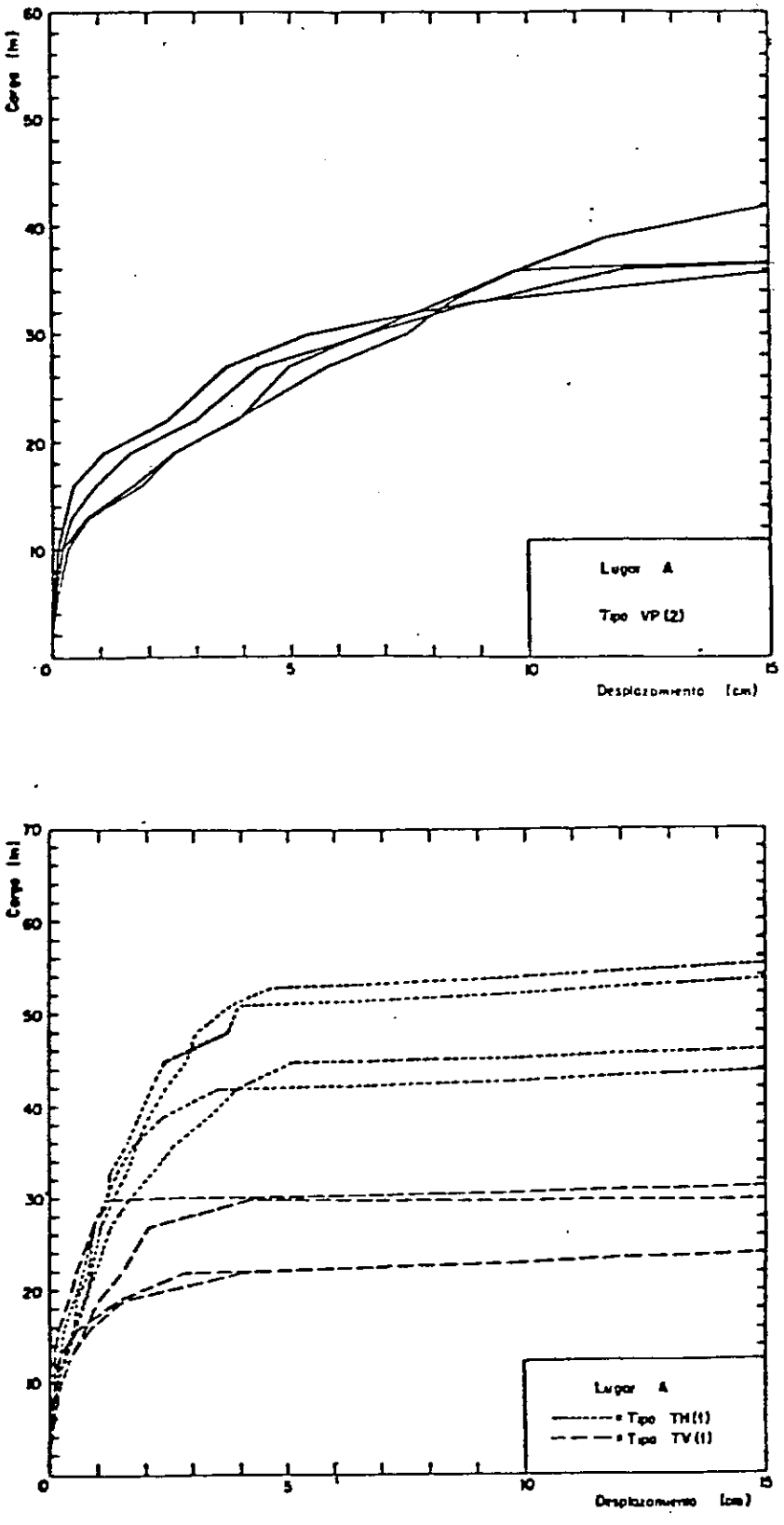
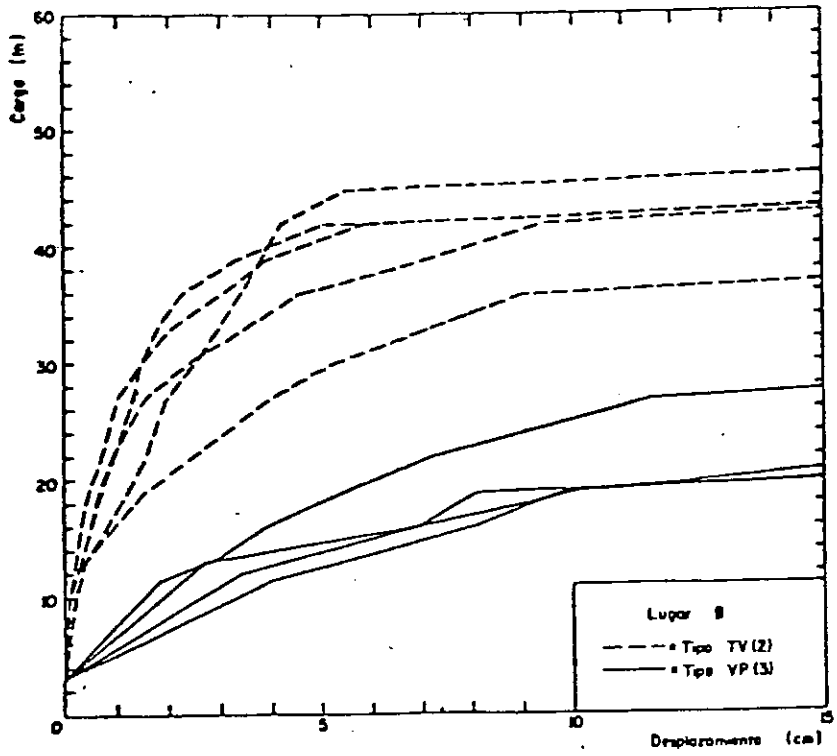


Fig. VI.9 - Resultados de provas de carga em ancoragens, no local A, reportados por GIULIANI, CASTANÊDA E CONTÍN (1982).



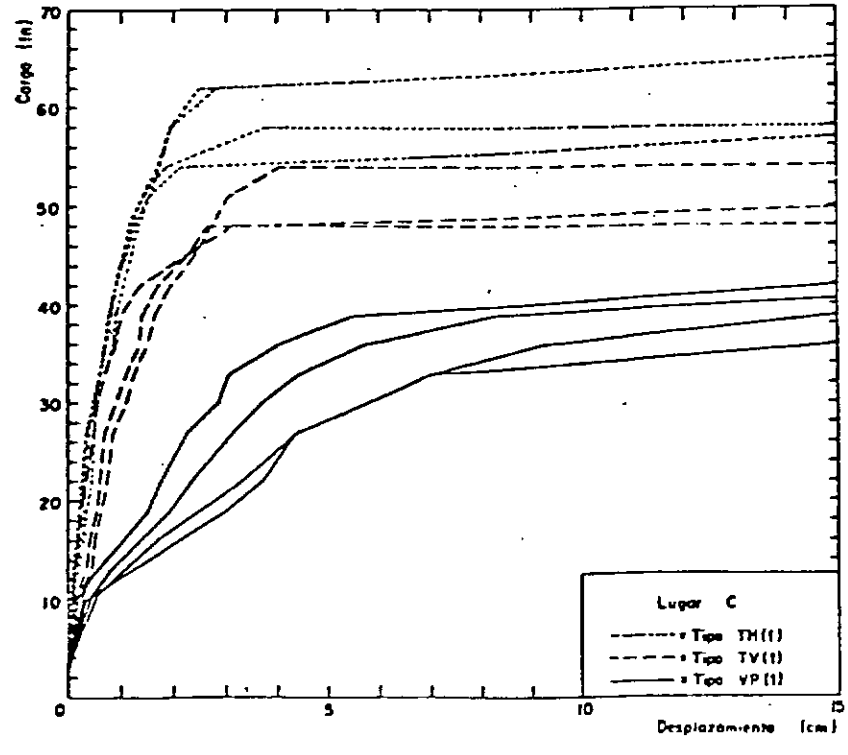


Figura VI.10 - Resultados de provas de carga em ancoragens, nos locais B e C, reportados por GIULIANI, CASTAÑEDA E CONTÍN (1982).

A conclusão a que se pode chegar, com base nos resultados dos testes, diz respeito à grande influência que exerce também o tipo de fundação - além de outros fatores já comentados - não só no comportamento, mas no padrão de comportamento da fundação.

Vale enfatizar ainda que GIULIANI, CASTAÑEDA E CONTÍN , (1982) disseram explicitamente que todas as provas de carga foram conduzidas até a ruptura. Entretanto, os gráficos carga x deslocamento mostram resistências crescentes - embora às vezes o crescimento seja muito pequeno - na fase que poderia ser definida como já na ruptura da fundação. Em condição semelhante , TOMLINSON (1979) não considerou que as provas de carga haviam atingido a ruptura. É, portanto, também um problema de conceituação o estabelecimento da ruptura da fundação.

O segundo programa de testes foi realizado em fundações metálicas (grelhas), cujo esquema é mostrado na figura VI.11 , tendo sido reportado por MEDEIROS, DANZIGER E PEREIRA PINTO .... (1983).

Os testes foram realizados em diversas condições de solos, embora sempre acima do lençol freático. A característica principal dos testes, naturalmente em decorrência do tipo de fundação empregado, consistiu na obtenção de deslocamentos razoavelmente elevados - à semelhança do programa de testes citado anteriormente - em se considerando os carregamentos, não muito grandes, aplicados às fundações. A figura VI.12 mostra os histogramas de deslocamentos apresentados pelas fundações, ob

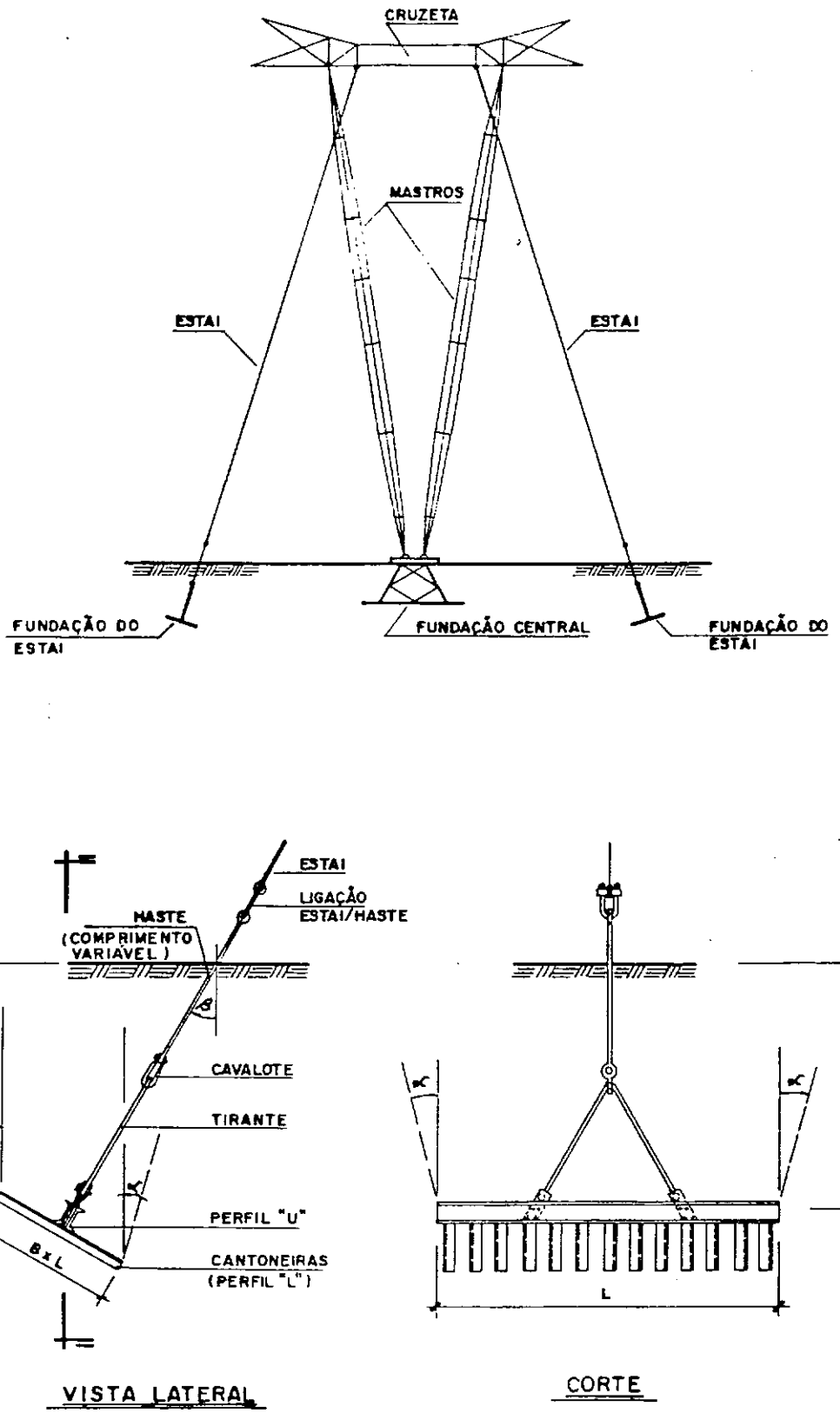


Fig. VI.11 - Grelhas metálicas utilizadas como fundação para estai (MEDEIROS, DANZIGER E PEREIRA PINTO, 1983).

tidos para várias percentagens da carga de projeto (trabalho) nos diversos tipos de solo. Os histogramas serviram basicamente apenas como controle de qualidade da escolha do tipo de grelha em função do solo, fornecendo tão somente a ordem de grandeza dos deslocamentos verificados.

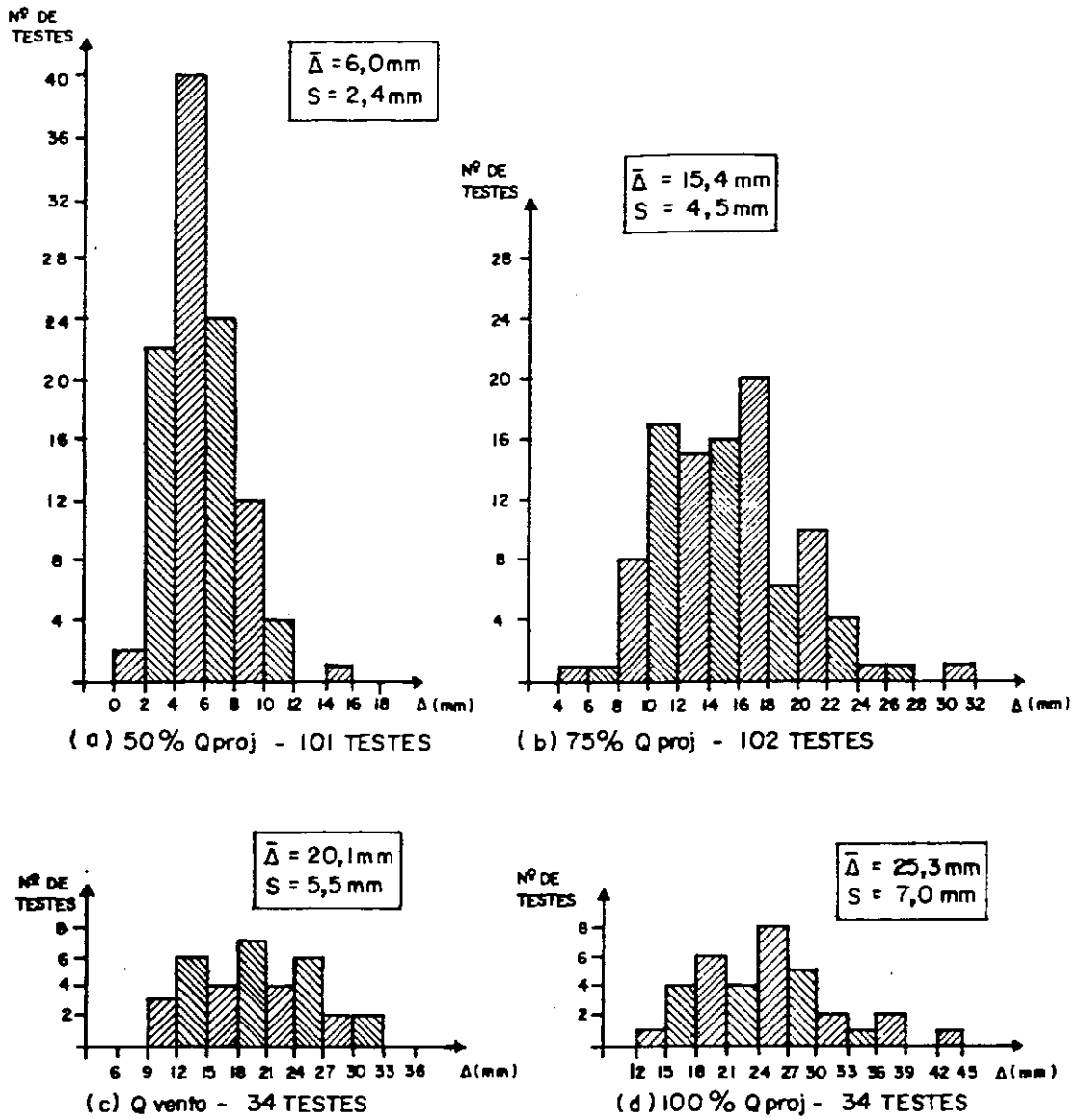


Fig. VI.12 - Histogramas de deslocamentos de fundações em grelhas metálicas, segundo MEDEIROS, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1983).

Infelizmente, em função da limitação do sistema de reação e, principalmente, estrutural, das peças metálicas que compõem a grelha, nenhum teste pôde ser conduzido até a ruptura do solo de fundação. A tendência observada nas curvas carga x deslocamento não pôde ser muito bem definida, em função da carga máxima de ensaio se situar, na maioria dos casos, razoavelmente aquém da carga de ruptura prevista para as fundações.

Concluindo, vale dizer que nestas provas de carga os estágios de carregamento tinham duração de 1 a 5 minutos, dependendo do estágio, a passagem de um estágio para outro tendo sido feita sem a obrigatoriedade de estabilização dos deslocamentos.

As principais conclusões dos resultados das provas de carga mostradas ao longo deste capítulo podem ser assim resumidas:

(1ª.) Os deslocamentos apresentados por uma dada fundação dependem das características de resistência e deformabilidade dos solos atravessados pelas fundações, mas também das características estruturais da fundação e, ainda, do tipo de carregamento aplicado.

(2ª.) Semelhantemente ao caso de fundações comprimidas, as fundações tracionadas podem também apresentar-se segundo mais de um padrão de comportamento, traduzido pelo aspecto da curva carga x deslocamento, o que dependerá dos mesmos fatores descritos na 1ª. conclusão.

Em determinadas circunstâncias, em função das experiências já realizadas, pode-se presumir acerca da ordem de grandeza dos deslocamentos de uma dada fundação, num determinado terreno, assim como se sua ruptura será ou não bem caracterizada. Entretanto, o assunto ainda é muito pouco estudado.

Quanto à previsão dos deslocamentos em si, praticamente nada existe sobre o tema.

As considerações acima mostram um amplo caminho a ser percorrido na pesquisa de fundações tracionadas.

NOTA : Um dos primeiros trabalhos brasileiros que trata de tração em fundações é o de autoria de VELLOSO (1959), em que o autor aborda a questão de tração em estacas tipo Franki, fazendo comentários inclusive sobre algumas provas de carga realizadas no Brasil e no mundo nesse tipo de estaca.

CAPÍTULO VII

CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS E CONCLUSÕES

VII.1 - CONSIDERAÇÕES ADICIONAIS

1ª) Foi mostrado, no item II.7, o processo, desenvolvido na Universidade de Grenoble, para o cálculo da capacidade de carga de estacas, ou tubulões, à tração, em solos homogêneos . Foi comentado, também, que o cálculo no caso de meios estratificados é feito considerando-se a resistência de cada camada isoladamente, sob o efeito de sobrecarga das camadas adjacentes.

No aspecto teórico, a principal sugestão que se faz é a consideração de $\lambda=0$, ao invés de $\lambda=-\phi/8$, conforme sugerido por MARTIN (1966), em função das observações feitas nos tubulões ensaiados em solo residual. Essa sugestão, que deverá traduzir tanto mais a realidade quanto maior for a profundidade relativa da fundação, traz também como consequência uma simplificação nos cálculos da capacidade de carga.

Quanto ao aspecto prático, geralmente as estacas atravessam um número elevado de camadas de solo, com características distintas, as quais, em sua maioria, encontram-se abaixo do lençol freático. Embora sob o aspecto teórico o problema possa ser resolvido conforme descrito anteriormente, recair-se-á no problema básico de obtenção dos parâmetros de resistência do solo c, ϕ e γ, restando ainda a velha discussão quanto à utilização de parâmetros totais ou efetivos, em função da representação do

que venha realmente a ocorrer no campo.

Esses mesmos problemas já conduziram o cálculo da capacidade de carga de estacas comprimidas, onde se utilizavam fórmulas estáticas, para o uso de fórmulas semi-empíricas, empregando correlações com ensaios de campo. Não existem motivos para que esta tendência se reverta no caso de fundações tracionadas, pois os problemas são basicamente os mesmos. Haverá, naturalmente, algumas situações em que as fórmulas estáticas poderão ser empregadas sem maiores dificuldades práticas, como no caso de pequeno número de camadas atravessadas pelas estacas, inexistência de nível d'água, etc., em que a estimativa de c, ϕ e γ, com base em sondagens à percussão - ensaio que geralmente se dispõe -, pode ser feita sem que se incorra em maiores erros. Mas estas situações constituem apenas casos isolados.

Quanto à utilização da parcela de atrito lateral das fórmulas semi-empíricas do caso de compressão para o cálculo da capacidade de carga à tração, cuidados devem ser tomados. Na realidade, a aferição daquelas fórmulas só foi feita (RAGONI DANZIGER, 1982) em termos globais, ou seja, em relação à soma do atrito lateral com a resistência de ponta. Assim, não é garantido que um determinado método, mesmo já amplamente utilizado, vá fornecer bons resultados quanto à determinação apenas do atrito lateral. Além disso, há implícita, nisso tudo, uma premissa bastante aceita na prática, mas discutível, qual seja a de que o atrito lateral unitário à compressão é o mesmo da tração. Autores há que consideram o atrito na tração uma parcela da compressão (VELLOSO, 1981).

As considerações acima mostram a necessidade da adequação das fórmulas semi-empíricas existentes para o caso da compressão - ou mesmo do desenvolvimento de novas fórmulas - ao cálculo da capacidade de carga de estacas tracionadas, o que pode ser feito naturalmente com base nas provas de carga já existentes.

Além disso, é importante também o desenvolvimento de um programa de pesquisas visando especificamente a comparação entre atritos laterais unitários à compressão e à tração, de vez que é muito empregado o procedimento de realização de provas de carga à tração servindo de base à utilização no caso da compressão.

2º) É sabido que uma fundação deve atender a dois requisitos básicos: (a) a carga aplicada na fundação deve ter segurança suficiente com relação à ruptura e (b) os deslocamentos provocados pela ação da carga devem ser compatíveis com a estrutura.

No caso das sapatas e tubulões ensaiados em solo residual, os deslocamentos havidos, mesmo muito próximos da ruptura, foram tão pequenos que certamente, em casos semelhantes, não precisará existir a menor preocupação quanto ao problema dos deslocamentos. Quanto aos fatores de segurança, no caso de fatores de segurança globais, pode-se empregar valores tão baixos como 2,0 , dependendo, naturalmente, do conhecimento das cargas a serem efetivamente aplicadas à fundação, dos parâmetros de resistência

c, ϕ e do peso específico γ com suas variações possíveis e, ainda, da confiança no método de cálculo empregado. Parece-nos que o enfoque probabilístico, que constitui a tendência da moderna Mecânica dos Solos, será de grande valia também no caso de fundações tracionadas.

Ao invés do enfoque clássico de fatores de segurança globais, no caso de fundações tracionadas um melhoramento pode ser introduzido, qual seja o de considerar fatores parciais distintos correspondentes às diversas parcelas que fornecem a capacidade de carga à tração. Assim, para a parcela de peso da fundação poder-se-ia empregar um valor de fator de segurança bastante baixo, da ordem de 1,0 a 1,1, para o peso de solo mobilizado cerca de 1,2 a 1,5 e para a resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura cerca de 2,0 a 3,0. Vale ressaltar que esta sugestão não foi aferida numericamente, devendo portanto ser suficientemente amadurecida.

VII.2 - CONCLUSÕES

1ª) Os ciclos de carga e descarga levados a efeito em algumas fundações não alteraram os deslocamentos nem a capacidade de carga das fundações.

2ª) O padrão de comportamento de todas as fundações testadas consistiu em deslocamentos muito pequenos mesmo próximo, ou muito próximo da ruptura, a qual foi bem caracterizada.

3ª) Semelhantemente ao caso da compressão, uma fundação tracionada poderá apresentar-se segundo mais de um padrão de comportamento, traduzido pela sua curva carga x deslocamento. A resposta de uma dada fundação a um determinado carregamento depende não só das características de resistência e deformabilidade do solo, mas também da rigidez da fundação e do processo de aplicação dos carregamentos. Em condições semelhantes às testadas, é de se esperar naturalmente pequenos deslocamentos e uma ruptura bem caracterizada.

4ª) Nos dois tubulões em que se procedeu a carregamentos com velocidades distintas, a capacidade de carga foi maior e os deslocamentos menores no caso de carregamentos rápidos, o que mostra que a velocidade, dentro do processo de aplicação de cargas, exerce influência no comportamento da fundação.

5ª) As comparações dos resultados dos testes efetuados em tubulões com e sem alargamento de base mostraram que é extremamente vantajosa a utilização de tubulões com base alargada. Com as condições geotécnicas e geométricas das fundações testadas, pode-se dizer que a base alargada teve uma contribuição muito importante. Além disso, ficou evidenciado que a mobilização de carga num tubulão com base alargada submetido à tração se faz inicialmente no fuste e posteriormente na base, semelhante ao caso da compressão.

6ª) Em todas as metodologias de cálculo, desenvolvidas a partir da década de 60 e baseadas no real comportamento de fundações tracionadas, é feita a constatação de que, para uma

dada fundação, - excetuando-se o caso de fundações cilíndricas , sem base alargada - e um dado terreno, existe uma profundidade a partir da qual o processo de ruptura modifica-se qualitativamente. Tal profundidade, denominada profundidade crítica, depende das características do solo e da geometria da fundação. As provas de carga realizadas constataram experimentalmente este fato.

7ª) Outras conclusões, em que há unanimidade dos diversos métodos, igualmente constatadas pelos ensaios realizados em sapatas e tubulões: a capacidade de carga cresce com as dimensões da base e com a profundidade de assentamento da fundação.

8ª) A aplicação do Método do Cone com os valores usuais do ângulo entre a geratriz do cone e a vertical (na faixa de 15º a 30º) apresentou uma forte tendência de resultados anti-econômicos no caso de sapatas, e de resultados contrários à segurança, no caso de tubulões. A principal dificuldade da aplicação do Método do Cone reside na obtenção do ângulo acima referido, que só pode ser determinado a partir de prova de carga, em escala natural, no próprio terreno a ser implantada a fundação . Além disso, o método não prevê nenhuma diferenciação em seu emprego no caso de fundações abaixo de uma profundidade crítica.

9ª) Em virtude das dúvidas quanto à maneira de se calcular, teoricamente, a adesão ao longo da superfície de ruptura assumida, a análise do Método do Cilindro de Atrito limitou-se à

obtenção dos valores da adesão a partir dos resultados dos ensaios. Tais resultados devem fornecer uma orientação apenas quanto à faixa de valores possíveis de acontecer em situações semelhantes. Vale salientar que o modelo idealizado pelo Método do Cilindro de Atrito só representa a realidade física do problema nos casos de tubulões sem alargamento de base e estacas, de profundidade relativa elevada. O método também não prevê nenhuma diferenciação em seu emprego no caso de fundações abaixo de uma profundidade crítica.

10ª) O Método de Balla, embora desenvolvido a partir de ensaios em areias, forneceu bons resultados quando aplicado às sapatas das provas de carga, em solo residual. Entretanto, algumas adaptações foram feitas, de modo a adequar o modelo idealizado por Balla às condições das sapatas das provas.

11ª) Os resultados da aplicação do Método de Meyerhof e Adams às sapatas das provas de carga, conforme preconizado pelos autores, conduziu a resultados bem maiores que os reais, portanto contrários à segurança. Em se considerando, entretanto, a premissa existente nos Métodos de Balla e da Universidade de Grenoble, que a superfície de ruptura se separa da sapata a partir da aresta superior e não da inferior da base (o que referencia a profundidade para cálculo), a tendência anterior é minimizada.

12ª) O Método da Universidade de Duke também mostrou-se capaz de propiciar boas previsões em solo residual, com coesão e atrito, apesar de ter-se desenvolvido, experimentalmente, em areias (condição $c=0$) e argilas (condição $\phi=0$). Semelhante

mente ao Método de Balla, foram necessárias algumas adaptações, no sentido de adequar o modelo de cálculo às condições das provas.

13ª) O Método da Universidade de Grenoble foi o único que, no caso de sapatas, propiciou bons resultados exatamente com todas as premissas e hipóteses formuladas e existentes no próprio método. Em outras palavras, não houve necessidade de nenhuma adaptação às sapatas das provas, de vez que o método já abrange esses casos. A premissa do método de que, nestes casos, a superfície de ruptura abre na direção do nível do terreno forneceu, inclusive, melhores resultados do que a hipótese de que aquela superfície tem geratriz vertical, realizada com fins comparativos.

14ª) Dentre as adaptações necessárias dos modelos idealizados nos Métodos de Balla e da Universidade de Duke, uma das principais diz respeito à forma da fundação. De fato, os modelos idealizados naquelas metodologias representam casos de fundações circulares. A adaptação feita - e que forneceu bons resultados - para se calcular a capacidade de carga das sapatas quadradas das provas consistiu em considerar para cálculo uma sapata circular de perímetro igual ao da sapata quadrada, semelhante ao procedimento sugerido no Método da Universidade de Grenoble. A igualdade, em termos de perímetros e não de áreas, como se poderia pensar ser o caso, diz respeito a que o fenômeno de ruptura de fundações superficiais se dá ao longo de uma determinada superfície; e é ao longo da área lateral dessa superfície - relacionada diretamente com o perímetro e a profun

didade da fundação - que se desenvolvem as tensões de cisalhamento. Daí a equivalência de forma em termos de perímetro e não de área.

15ª) O único método que fornece a carga de ruptura através da pressão de ruptura é o da Universidade de Duke. Nos casos do emprego do método para fundações quadradas - e a consequente necessidade de estabelecimento de uma sapata circular equivalente - a carga de ruptura deve ser obtida multiplicando-se a pressão de ruptura pela área real da fundação quadrada e não pela da fundação circular equivalente.

16ª) Fazendo um apanhado geral da aplicação dos diversos métodos de cálculo às sapatas das provas de carga, pode-se dizer que:

(a) Com as adaptações e modificações feitas, os resultados de todas as teorias foram bastante aceitáveis, com erros máximos da ordem de 25%, e eventualmente excelentes. Sugere-se que quem as vá utilizar o faça, naturalmente, com aquelas adaptações e modificações. Vale lembrar que a aplicação da teoria da Universidade de Grenoble, dentre as hipóteses feitas, a que forneceu melhores resultados corresponder ao processo original, sem nenhuma adaptação.

(b) Comparando os melhores resultados - com as adaptações e modificações feitas - de cada um dos métodos, as previsões mais próximas dos valores medidos foram obtidas com a aplicação dos métodos das Universidades de Duke e Grenoble

(praticamente as mesmas), seguidas das de Balla e Meyerhof e Adams, este último com uma tendência algo contrária à segurança.

(c) Em decorrência das hipóteses correspondentes às observações anteriores, pode-se concluir que, no caso de fundações em sapatas em solos resistentes, a superfície de ruptura, única, parte da aresta superior da base, abrindo na direção do nível do terreno.

17ª) A tentativa de utilização do modelo de placas profundas do Método de Meyerhof e Adams aos tubulões das provas de carga não forneceu bons resultados, evidenciando a inadequação do modelo. Esta conclusão decorre de que o modo de ruptura de placas é qualitativamente distinto daquele de tubulões, com ou sem alargamento de base.

18ª) No caso de tubulões, pôde-se observar, de uma maneira geral, uma única superfície de ruptura tanto para o tubulão T-4 (sem base alargada) como para os demais tubulões T-1, T-2 e T-3 com alargamento de base. Essas verificações indicaram um tipo de ruptura com contribuições separadas de fuste e base, caracterizando um tipo de ruptura profunda, segundo a teoria da Universidade de Grenoble.

De acordo com a teoria, a superfície de ruptura deveria originar-se na base e desenvolver-se completamente em solo. Entretanto, conforme verificado nas escavações, a superfície de ruptura separou-se do fuste a uma pequena profundidade.

19ª) Dentre os métodos de cálculo analisados, o único que possui os modelos correspondentes a tubulões, com ou sem alargamento de base, e que fornece, aliás, bons resultados, é o da Universidade de Grenoble. A observação, feita nos testes, de que a superfície de ruptura só se separa do fuste a uma pequena profundidade conduziu a se fazer $\lambda=0$, na parcela do fuste, o que corresponde a admitir que a ruptura se dá ao longo da superfície lateral do tubulão, diferentemente, portanto, do método original, que consiste em fazer $\lambda=-\phi/8$. Numericamente, a hipótese de $\lambda=0$, que forneceu melhores resultados que a de $\lambda=-\phi/8$, corresponderá tanto mais à realidade quanto maior for a profundidade relativa da fundação.

20ª) Para se utilizar o Método da Universidade de Grenoble no caso de tubulões com base alargada - cujo ângulo de inclinação da geratriz da base com a horizontal é geralmente de cerca de 60º -, é necessária uma adaptação ao modelo de cálculo, de vez que o método só é válido para aquela inclinação de até 30º. Tal adaptação, proposta por BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979), consiste em admitir uma base cilíndrica equivalente de diâmetro igual à base alargada e altura igual a 0,3 a 0,5 vezes a altura original da base. Vale observar que as comparações feitas neste trabalho o foram com aquela adaptação e o valor da altura da base igual a 0,5 vezes a altura da base original.

CAPÍTULO VIII

SUGESTÕES DE TEMAS PARA PESQUISAS

1ª) Embora as provas de carga realizadas, de sapatas e tubulões, em solo residual de gnaisse tenham propiciado uma série de observações e conclusões qualitativas e quantitativas sobre o comportamento de fundações tracionadas, há que se planejar e realizar novas campanhas de testes, de forma a aprofundar alguns aspectos não suficientemente esclarecidos, verificar os limites de validade das observações e conclusões efetuadas em outros tipos de solos residuais e, ainda, permitir um tratamento estatístico do problema.

2ª) Uma das conclusões das pesquisas da Universidade de Duke diz respeito à necessidade de se considerar a compressibilidade do solo no cálculo da capacidade de carga. Entretanto, a metodologia proposta pela Universidade de Grenoble apresenta modelos de cálculo diferentes em função do tipo de solo, mas dependendo apenas dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo. A necessidade da consideração da compressibilidade no cálculo da capacidade de carga, ou a possibilidade de fazer as previsões meramente com a utilização de parâmetros de resistência, é tema que merece ser aprofundado, naturalmente fundamentado em provas de carga realizadas em condições adequadas.

3ª) O efeito do processo de aplicação dos carregamentos, principalmente da velocidade, no aspecto qualitativo do fe

nômeno e nos deslocamentos e capacidade de carga de fundações tracionadas.

4ª) A aferição das teorias existentes para o cálculo da capacidade de carga de fundações inclinadas, em condições de solos brasileiros.

5ª) O desenvolvimento de método semi-empírico, ou a adequação dos métodos existentes para esforços de compressão, para o cálculo da capacidade de carga de estacas com base em ensaios penetrométricos, principalmente ensaios de cone holandês e sondagens à percussão.

6ª) O desenvolvimento de teorias e o estudo dos processos existentes para o cálculo de deslocamentos de fundações tracionadas, iniciando as pesquisas com os modelos de placas e fundações cilíndricas, a exemplo dos estudos para a determinação da capacidade de carga.

7ª) No caso de fundações em grelhas metálicas, o estudo da influência da relação entre vazios e cheios e da distância e largura das peças metálicas que compõem a base da grelha nos deslocamentos e na capacidade de carga das fundações.

8ª) No caso de estacas e tubulões, a comparação entre atrito lateral unitário na compressão e na tração, em função de alguns parâmetros como, por exemplo, a profundidade.

9ª) Ainda no caso de estacas e tubulões, o estudo da transferência de carga ao solo para diversos níveis de carregamentos, até a ruptura, inclusive com o processo de formação da superfície de ruptura.

10ª) No caso de placas e sapatas, o estudo da distribuição das pressões induzidas no solo, também para diversos níveis de carregamento, até a formação da superfície de ruptura, é tema bastante interessante.

11ª) A utilização de fatores de segurança distintos nas diversas parcelas que somadas fornecem a capacidade de carga de fundações tracionadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ADAMS, J.I. "Grouted-Anchor Transmission Tower Footings". Ontario Hydro Research Quarterly, 1969.

[2] ADAMS, J.I. & HAYES, D.C. "The Uplift Capacity of Shallow Foundations". Ontario Hydro Research Quarterly 19,1 , 1967.

[3] ADAMS, J.I. & KLYM, T.W. "A Study of Anchors for Transmission Line Towers". Ontario Hydro Research Quarterly 25,2 1973.

[4] ALI, M.S. "Pullout Resistance of Anchor Plates and Anchor Piles in Soft Bentonite Clay". M.Sc. Thesis, Duke Univ. Duke Soil Mechanics Series No. 17, 1968.

[5] AOKI, N. "Considerações sobre a Capacidade de Carga de Estacas Isoladas". Coordenação Central de Pós-Graduação e Atividades Complementares. Curso de Extensão Universitária em Engenharia de Fundações. Universidade Gama Filho, Rio de Janeiro, 1976.

[6] AOKI, N. & VELLOSO, D.A. "An Approximate Method to Estimate the Bearing Capacity of Piles". Proceedings from the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, 1975.

[7] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. "Prova de Carga à Compressão de Estacas Verticais". NB-20, 1951,rev.,1969,1978.

[8] ——. "Prova de Carga Direta sobre Terreno de Fundação". NB-27, 1968.

[9] ——. "Estruturas Ancoradas no Terreno-Ancoragens Injetadas no Terreno". NB-565, 1977.

[10] ——. "Estaca-Prova de Carga". NBR-6121, 1980.

[11] BAKER, W.H.& KONDNER, R.L. "Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand". HRB, No.108,1965.

[12] BALLA, Á. "The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundations for Pylons". Proceedings from the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng. Vol. 1, 1961.

[13] BARATA, F.E. Comunicação Pessoal, 1979.

[14] BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B. "Uplift Tests on Drilled Piers and Footings Built in Residual Soil". Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, Setembro, 1978.

[15] BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. "Foundations under Pulling Loads in Residual Soil-

Analysis and Application of the Results of Load Tests". Proceedings from the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lima, Peru, 1979.

[16] BARRAUD, Y. "Fondations de Pylônes Classiques ou Haubannés. Recherches expérimentales. Bulletin Sté Française des Electriciens, Octobre, 1958.

[17] ——. "Contribution à l'Étude Expérimentale des Fondations Sollicitées à l'Arrachement. Bulletin Sté Française des Electriciens, September, 1962.

[18] BATMANABANE, L. "Résistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages en Milieu Cohérent". Thèse de Docteur - Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1973.

[19] BEREZANTZEV, V.G. "Axial Symmetrical Problem of the Limit Equilibrium Theory of Earthy Medium". Moscow, 1952.

[20] BHATNAGAR, R.S. "Pullout Resistance of Anchors in Silty Clay". M.Sc. Thesis, Duke University. Duke Soil Mechanics Series No.18, 1969.

[21] BIAREZ, J. "Contribution à l'Étude des Propriétés Mécaniques des Sols et des Materiaux Pulverulents". Thèse de Doctorat ès-Sciences, Faculté des Sciences de Grenoble, Juillet, 1961.

[22] BIAREZ, J. & BARRAUD, Y. "Adaptation des Fondations de

Pylônes au Terrain par les Méthodes de la Mécanique des Sols". Rapport 22-06 de la C.I.G.R.E., Paris, 1968.

[23] BIAREZ,J.; BOUCHERIE, M.; BOUCRAUT, L.M.; HAERINGER, J.; MARTIN, D.; MONTEL, B.; NÈGRE, R.; STUTZ, P.; WIENDIECK, K. "Équilibre Limite de Fondations en Milieu Pulverulent à Deux Dimensions". Symposium International de Rhéologie et de Mécanique des Sols, Grenoble, 1964.

[24] BJERRUM, L. "Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays". General Report, Proceedings from the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973.

[25] BRINCH HANSEN, J. "Earth Pressure Calculations". The Danish Technical Press. The Institution of Danish Civil Engineers. Copenhagen, 1953.

[26] CAQUOT, A. & KERISEL, J. "Traité de Mécanique des Sols". Gauthier - Villars, 4e Edition, Paris, 1966.

[27] DANZIGER, F.A.B. & PEREIRA PINTO, C. "Alguns Critérios para Dimensionamento de Fundações Sujeitas a Esforços de Tração". Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, 1979a.

[28] ——. "Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 KV Adrianópolis-Grajaú". A

nais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, 1979b.

[29] EHRLICH, M. "Estudo do Comportamento Reológico de Três Ancoragens Experimentais em Argila Mole". Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, Setembro, 1978.

[30] ——. "Estudo do Comportamento de um Tirante em Argila Mole". Tese M.Sc. COPPE-UFRJ, 1978.

[31] ESQUIVEL-DÍAZ, R.F. "Pullout Resistance of Deeply Buried Anchors in Sand". M.Sc. Thesis, Duke University. Duke Soil Mechanics Series No. 8, 1967.

[32] FRANKI CONGRESS - "Utilisation des Pieux de Traction pour Résister aux Sous-Pressions". Estacas Franki-Brésil , 1960.

[33] GEORGE, A.B.; SHERRELL, F.W.; TOMLINSON, M.J. "The Behaviour of Stell H-Piles in Slaty Mudstone". Géotechnique, vol.26, No. 1, 1976.

[34] GIULIANI, F.L.; CASTAÑEDA, M.R.; CONTÍN, J.C. "Proyecto de Anclajes de Torres de Suspension del Sistema de Transmision Alicura-Abasto". Anais de Simpósio, Buenos Aires , 1982.

[35] HARR, M.E. "Foundations of Theoretical Soil Mechanics". Mc Graw-Hill Book Company, 1966.

[36] JARDIM, W.F.D. "Estudo da Pressão Admissível de Fundações Diretas em Solo Residual de Gnaisse através de Provas de Carga em Placa". Tese M.Sc. COPPE-UFRJ, 1980.

[37] LACERDA, W.A. "Notas de Aula do Curso de Resistência ao Cisalhamento dos Solos". COPPE-UFRJ, 1979

[38] LANGLEY, W.S. "Uplift Resistance of Groups of Bulbous Piles in Clay". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical College, 1967.

[39] LOPES, F.R. "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method". Ph.D. Thesis. University of London, 1979.

[40] MACDONALD, H.F. "Uplift Resistance of Caisson Piles in Sand". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical College, 1963.

[41] MACKAY, R.D. "Active and Passive Pressures on Curved Surfaces". Sols, 5. 1966.

[42] MARIUPOL'SKII, L.G. "The Bearing Capacity of Anchor Foundation". Soil Mechanics and Foundation Engineering, Consultants Bureau, No. 1, 1965.

[43] MARTIN, D. "Fondations Profondes Sollicitées à l'Arrachement en Milieu Cohérent Tridimensionel". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, Juillet, 1963.

[44] ——. "Étude à la Rupture de Différents Ancrages Sollicitées Verticalement". Thèse de Docteur - Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1966.

[45] ——. "Calcul des Pieux et Fondations a Dalle des Pylônes de Transport d'Énergie Électrique, Étude Théorique et Résultats d'Essais en Laboratoire et in - Situ". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Supplément au No. 307-308, 1973.

[46] ——. "Design of Anchor Plates". Rapport 22-74 , C.I.G.R.E., Paris, 1974 (revisado em 1977).

[47] ——. "Calcul A L'Arrachement des Fondations". Electra, nº 38, 1975.

[48] MARTIN, D.; PORCHERON, Y.; TRÂN-VÔ-NHIÊM. "Le Calcul des Fondations de Pylônes à l'Aide de l'Appareil de Chantier Pénévane". C.I.G.R.E., 1972.

[49] MEDEIROS; W.B.; DANZIGER, F.A.B.; PEREIRA PINTO, C. "Análise do Comportamento de Fundações para Estais a partir dos testes de Carga do Sistema de Transmissão de ITAIPU". Trabalho enviado ao VII Seminário Nacional de Produção

e Transmissão de Energia Elétrica, Brasília, 1983.

[50] MELO, C.E. "Assessment of Methods to Predict the Uplift Capacity of a Single Pile". Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Setembro, 1982a.

[51] ——. "A Method to Predict the Response of a Single Pile Under Upflit Loading in a Clay". Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Recife, 1982b.

[52] MEYERHOF, G.G. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Géotechnique 2, 1951.

[53] ——. "The Uplift Capacity of Foundations Under Oblique Loads". Canadian Geotechnical Journal, 1973.

[54] MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations". Canadian Geotechnical Journal, Vol. 5, No. 4, November, 1968.

[55] MEYERHOF, G.G. & RANJAN, G. "The Bearing Capacity of Rigid Piles under Inclined Loads in Sand. II: Batter Piles". Canadian Geotechnical Journal, 1973.

[56] MONTEL, B. "Contribution à l'Étude des Fondations Sollicitées à l'Arrachement - Phémomène Plan, Milieux Pulvérulents". Thèse de Doctorat de Spécialité, Fa-

culté des Sciences de Grenoble, 1963.

[57] NAPOLES, NETO, A.D.F. "Ensaios de Carregamento e Arrancamento de uma Estaca Metálica". Anais do II Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Recife, 1958.

[58] PALADINO, L. "Fundações para Torres de Linhas de Transmissão". Proceedings from the 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Buenos Aires, Tomo I, 1975.

[59] PALADINO, L.; ZVEIBIL, H.; BRUNI FILHO, J.O. "Fundações de Torres de Linha de Transmissão em Solo Mole nas Travessias dos Rios Guamá e Acará em Belém. Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Recife. Setembro, 1982.

[60] PARR, R.G. & VANNER, M.J. "Strength Tests on Overhead Line Tower Foundations. Electrical Research Association, Report 0.T28, 1962.

[61] PATERSON, G. & URIE, R.L. "Uplift Resistance Tests on Full Size Transmission Tower Foundations". Conference Internationale des Grands Reseaux Electrique a Haute Tension, Paper 203. Paris, 1964.

[62] PETERSON, W.S. & HUNSUCKER, W.A. "Reinforced Concrete Pole Type Footings for Transmission Line Towers". U.S.

Pacific Coast Practice, Paper nº 219, Ibid, 1956.

[63] PORCHERON, Y & MARTIN, D. "Étude à la Rupture des Fondations de Pilônes Sollicitées à l'Arrachement", E.D.F. - Bulletin de la Direction des Études et Recherches - Série B . Réseaux Électrique, Matériels Electriques, nº 2, 1968.

[64] RAGONI DANZIGER, B. "Estudo de Correlações entre os Ensaios de Penetração Estática e Dinâmica e suas Aplicações ao Projeto de Fundações Profundas". Tese de M.Sc. COPPE - UFRJ, Setembro, 1982.

[65] RAMOS, O.G. "Fundações de Obras Portuárias". Relato apresentado ao VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Setembro, 1978.

[66] RIBIER, B. "Étude des Argiles Fortement Plastiques et Essais de Soulèvement des Pieux". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1962.

[67] ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "A Method of Analysis for Horizontally Embedded Anchors in an Elastic Soil". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 3, 1979a.

[68] ——. "The Analysis of Inclined Anchor Plates". Proceed. from the Third International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. April, 1979b.

[69] ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "The Analysis of Multiple Underream Anchors". Proc. from the Third Australian and New Zealand Conference on Gemechanics, Wellington, May, 1980a.

[70] ——. "The Elastic Response of Multiple Underrream Anchors". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics. Vol. 4, 1980b.

[71] ——. "The Elastic Displacements of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil. Géotechnique 31, No. 1, 1981.

[72] ROWE, R.K. & DAVIS, E.H. "The Behaviour of Anchor Plates in Sand". Géotechnique 32, No. 1, 1982a.

[73] ——. "The Behaviour of Anchor Plates in Clay". Géotechnique 32, No. 1, 1982b.

[74] SANGLERAT, G. "The Penetrometer and Soil Exploration". Elsevier Co., Amsterdam, 1972.

[75] SOARES, M.M. "Problemas do Estado de Equilibrio Limite nos Solos: Seu Estudo e sua Programação ". Tese de M.Sc. COPPE-UFRJ, Novembro de 1971.

[76] SPENCE, B.E. "Uplift Resistance of Piles with Enlarged Bases in Clay". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical Col. 1965.

[77] SUTHERLAND, H.B. "Model Studies for Shaft Raising Through Cohesionless Soils". Proceedings from the 6th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng., Montreal, 1965.

[78] TERZAGHI, K. "Theoretical Soil Mechanics". John Wiley and Sons Inc. 1943.

[79] TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. "Theory of Elasticity". McGraw-Hill Kogakusha, Ltd. International Student Edition. Third Edition, 1970.

[80] TOMLINSON, M.J. "Pile Design and Construction Practice". View Point Publication. The Garden City Press Limited. Cement and Concrete Association, 1977.

[81] ——. Comunicação Pessoal ao Prof. Fernando Emmanuel Barata, 1979.

[82] TRÂN-VÔ-NHIÊM. "Force Portante Limite des Fondations Superficielles et Résistance Maximale à l'Arrachment des Ancrages. Étude d'un Appareil Portable Destiné à la Reconnaissance Sommaire du Sol en Place: le Pénévane". Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, Février, 1971.

[83] TURNER, E.A. "Uplift Resistance of Transmission Tower Footings". Journal of the Power Division, Proceedings of the ASCE, Julho, 1962.

[84] VEEN, C. Van der. "The Bearing Capacity of a Pile ". Proc. from the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. II, Switzerland, 1953.

[85] VELLOSO, D.A. "A Resistência à Subpressão por Meio de Estacas de Tração". Portos e Navios, Nov-Dez., 1959.

[86] ——. "Notas de Aula do Curso de Fundações II". COPPE-UFRJ, 1978.

[87] VELLOSO, P.P.C. "Estacas Escavadas. Aspectos Geotécnicos de Projeto", Anais do Ciclo de Palestras sobre Estacas Escavadas. Clube de Engenharia, Fev. 81.

[88] VESIC, A.S. "Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom". Duke University, Soil Mechanics Series No. 20, 1969.

[89] VESIC, A.S. & BARKSDALE, R.D. "Theoretical Studies and Cratering Mechanisms Affecting the Stability of Cratered Slopes". Final Report, Project No. A-665, Engineering Experiment Station, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 1963.

[90] VESIC, A.S.; WILSON, W.E.; CLOUGH, G.W.; TAI, T.L. "Engin. Properties of Nuclear Craters". Technical Report No. 3-699, Report 2: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1965.

[91] VESIC, A.S. "Bearing Capacity of Shallow Foundations". In Foundation Engineering Handbook. Hans F. Winterkorn and Hsai-Yang Fang, 1975.

[92] WERNECK, M.L.G. & EHRLICH, M. "Notas de Aula do Curso de Instrumentação e Ensaios de Campo". COPPE-UFRJ.

[93] WERNECK, M.L.G.; JARDIM, W.F.D.; ALMEIDA, M.S.S. "Deformation Modulus of a Gneissic Residual Soil Determined from Plate Loading Tests". Solos e Rochas, Dez. 1979.

[94] WISEMAN, R.J. "Uplift Resistance of Groupes of Bulbous Piles in Sand". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical Col. 1966.

APÊNDICE 1

CONSIDERAÇÕES SOBRE FORÇAS, TENSÕES E EQUILÍBRIO

NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

APÊNDICE 1

CONSIDERAÇÕES SOBRE FORÇAS, TENSÕES E EQUILÍBRIO

NOTAÇÕES E CONVENÇÕES

1. GENERALIDADES

Existem dois tipos básicos de forças externas que podem atuar nos corpos.

O primeiro grupo de forças é chamado de forças de superfície ou de contato, uma vez que atuam em contato com o corpo, distribuídas ao longo de sua superfície. Como exemplo, a pressão de um corpo sobre outro e a pressão da água resultam em forças de contato.

O segundo grupo de forças é chamado de forças de volume, uma vez que atuam ao longo do volume do corpo, à distância . Como exemplo, os efeitos da gravidade e de campos magnéticos são forças de volume.

Neste trabalho, todas as forças (de contato e de volume) são designadas por letras maiúsculas. No caso da necessidade de se distinguir entre forças de contato e de volume, estas possuirão uma barra acima da letra que a designar.

As tensões serão designadas por letras minúsculas ou ainda com a notação clássica σ para tensões normais e τ para tensões de cisalhamento.

As tensões normais e de cisalhamento positivas agindo na superfície de um cubo elementar representando um ponto P são mostradas na figura 1 a seguir.

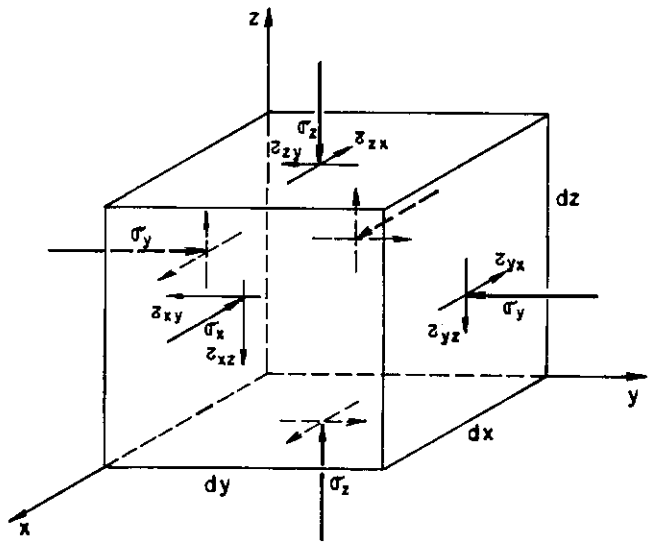


Fig. 1 - Tensões positivas atuantes no ponto P, segundo HARR (1966).

Na figura 1, a tensão normal σ_i atua na faceta perpendicular ao eixo i.

As tensões de cisalhamento são decompostas em duas direções, paralelas aos eixos coordenados. Dois subscritos são

usados neste caso, o primeiro indicando a direção da normal ao plano em consideração e o segundo a direção do eixo em relação ao qual a tensão cisalhante é paralela. Assim, a tensão cisalhante τ_{ij} atua na faceta perpendicular ao eixo i (cuja tensão normal é σ_i), paralelamente ao eixo j.

No que diz respeito aos sinais, a convenção adotada é a seguinte (HARR, 1966) :

As tensões normais são positivas se forem de compressão.

Se as tensões normais de compressão no plano considerado (e portanto positivas) se opõem ao sentido do eixo normal ao plano, as tensões cisalhantes positivas neste plano terão o sentido contrário ao eixo em relação ao qual elas são paralelas.

Em caso contrário, o raciocínio é análogo, ou seja, o sinal da tensão de cisalhamento tem a mesma condição, é regulado pelo sentido da tensão de compressão na mesma faceta.

No que diz respeito a esta convenção, que é usual no âmbito da Mecânica dos Solos, cabe uma observação.

A convenção utilizada em Resistência dos Materiais, Teoria da Elasticidade e em Estruturas (TIMOSHENKO E GOODIER, 1970)é diversa daquela utilizada em Mecânica dos Solos, ou seja:

As tensões normais são positivas se forem de tração e as tensões de cisalhamento têm também a mesma condição, são regu

ladas, pelo sentido da tensão de tração na mesma faceta.

Como conclusão, resulta que as duas convenções - a utilizada em Mecânica dos Solos e aquela da Resistência dos Materiais - conduzem a sinais contrários, de uma maneira geral.

Cuidados devem ser sempre tomados, portanto, no sentido de se saber a convenção adotada.

Neste trabalho, como já comentado, a convenção utilizada é aquela usual em Mecânica dos Solos.

Dos comentários anteriores, constata-se que para cada par de lados paralelos do elemento (ver fig. 1), são necessários um símbolo para indicar a tensão normal e dois símbolos para indicar as tensões cisalhantes. No total, ter-se-ia então para representar as tensões normais três símbolos σ_x, σ_y , σ_z e para representar as tensões cisalhantes seis símbolos τ_{xy}, τ_{yx}, τ_{xz}, τ_{zx}, τ_{yz}, τ_{zy}. Pode-se demonstrar rigorosamente (TIMOSHENKO E GOODIER, 1970, HARR, 1966) que

$$\tau_{xy} = \tau_{yx} \quad (1) \qquad \tau_{xz} = \tau_{zx} \quad (2) \qquad \tau_{yz} = \tau_{zy} \quad (3)$$

Desta forma, pode-se reduzir as componentes de tensões de nove para seis.

As componentes de tensões σ_x, σ_y, σ_z, $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ são, portanto, suficientes para descrever as tensões agindo segundo as direções dos planos coordenados num pon

to. Essas tensões são designadas como as componentes de tensões no ponto considerado.

2. EQUAÇÕES DE EQUILÍBRIO

Dentre as demonstrações mais conhecidas das equações de equilíbrio, o autor considera como a melhor aquela apresentada por TIMOSHENKO E GOODIER (1970), por conseguir aliar simplicidade e rigor, com a utilização do conceito (definição) de derivada como limite da razão incremental.

A demonstração, feita para o caso bidimensional e facilmente extensível para o caso tridimensional, é a seguinte:

Seja o elemento retangular de dimensões h e k mostrado na figura 2 a seguir (pode-se também admitir, como na referência citada, que trata-se de um bloco com espessura unitária). As tensões atuantes nas facetas 1, 2, 3, 4, com seus sentidos positivos, são indicadas na figura.

Considerando que as tensões variam ao longo do material, o valor das tensões é diferente de faceta para faceta. Assim, $(\sigma_x)_i$ e $(\tau_{xy})_i$ atuam na faceta i. Os valores indicados no desenho referem-se aos pontos médios dos lados do retângulo. Desde que as faces do retângulo são pequenas, as forças correspondentes são obtidas multiplicando-se as tensões atuantes pelos comprimentos respectivos das facetas.

As forças de volume são designadas por X e Y, correspon

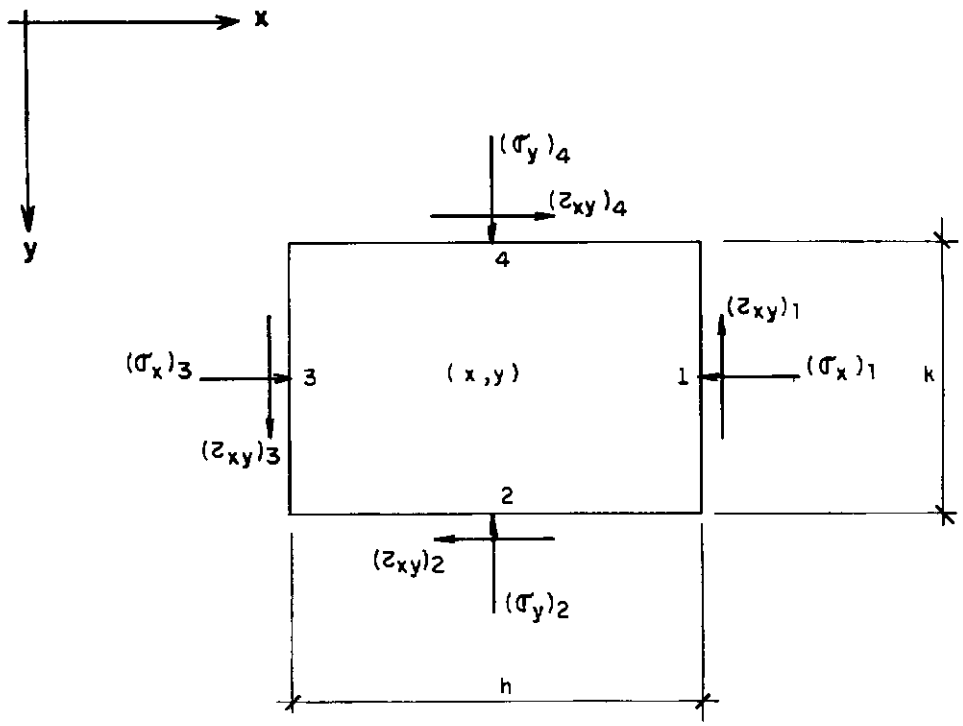


Fig. 2 - Tensões positivas atuantes no elemento de dimensões h,k. Adaptado de TIMOSHENKO E GOODIER (1970).

dentemente às direções x e y, e atuando no sentido positivo dos eixos.

O equilíbrio de forças será então:

$$\Sigma F_x = 0 \qquad (4)$$

$$(\sigma_x)_1.k - (\sigma_x)_3.k + (\tau_{xy})_2.h - (\tau_{xy})_4.h - X.h.k = 0 \qquad (5)$$

Dividindo todas as parcelas pelo produto h.k e grupando, tem-se:

$$\frac{(\sigma_x)_1 - (\sigma_x)_3}{h} + \frac{(\tau_{xy})_2 - (\tau_{xy})_4}{k} - X = 0 \qquad (6)$$

Em se reduzindo, agora, as dimensões do retângulo, ou seja, em se fazendo as dimensões tenderem a zero, $h \to 0$ e $k \to 0$, tem-se que:

$$\lim_{h \to 0} \frac{(\sigma_x)_1 - (\sigma_x)_3}{h} = \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} \qquad (7)$$

e

$$\lim_{k \to 0} \frac{(\tau_{xy})_2 - (\tau_{xy})_4}{k} = \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} \qquad (8)$$

pela própria definição de derivada como limite da razão incremental.

A equação correspondente a

$$\Sigma F_y = 0 \qquad (9)$$

é obtida de maneira análoga.

Tem-se, então, as equações de equilíbrio para o caso

bidimensional:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = X \qquad (10)$$

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} = Y \qquad (11)$$

Na maioria dos casos, a única força de volume é o peso do corpo. Considerando-se agora o eixo dos z como sendo o eixo vertical, as equações de equilíbrio tornam-se:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \qquad (12)$$

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \qquad (13)$$

sendo γ o peso específico do corpo.

No caso tridimensional, considerando também o peso a única força de volume atuante e o eixo dos z como o vertical (ver convenção na figura 1), tem-se as equações de equilíbrio:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \qquad (14)$$

$$\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} = 0 \qquad (15)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \gamma = 0 \qquad (16)$$

Em certas ocasiões, é mais conveniente expressar as equações de equilíbrio em termos de coordenadas polares. Na figura 3 a seguir são mostradas as tensões atuantes num elemento obtido em coordenadas polares.

Semelhantemente ao caso de coordenadas retangulares, pode-se demonstrar que

$$\tau_{r\theta} = \tau_{\theta r} \qquad (17)$$

$$\tau_{rz} = \tau_{zr} \qquad (18)$$

$$\tau_{\theta z} = \tau_{z\theta} \qquad (19)$$

e as equações de equilíbrio serão

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{zr}}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \qquad (20)$$

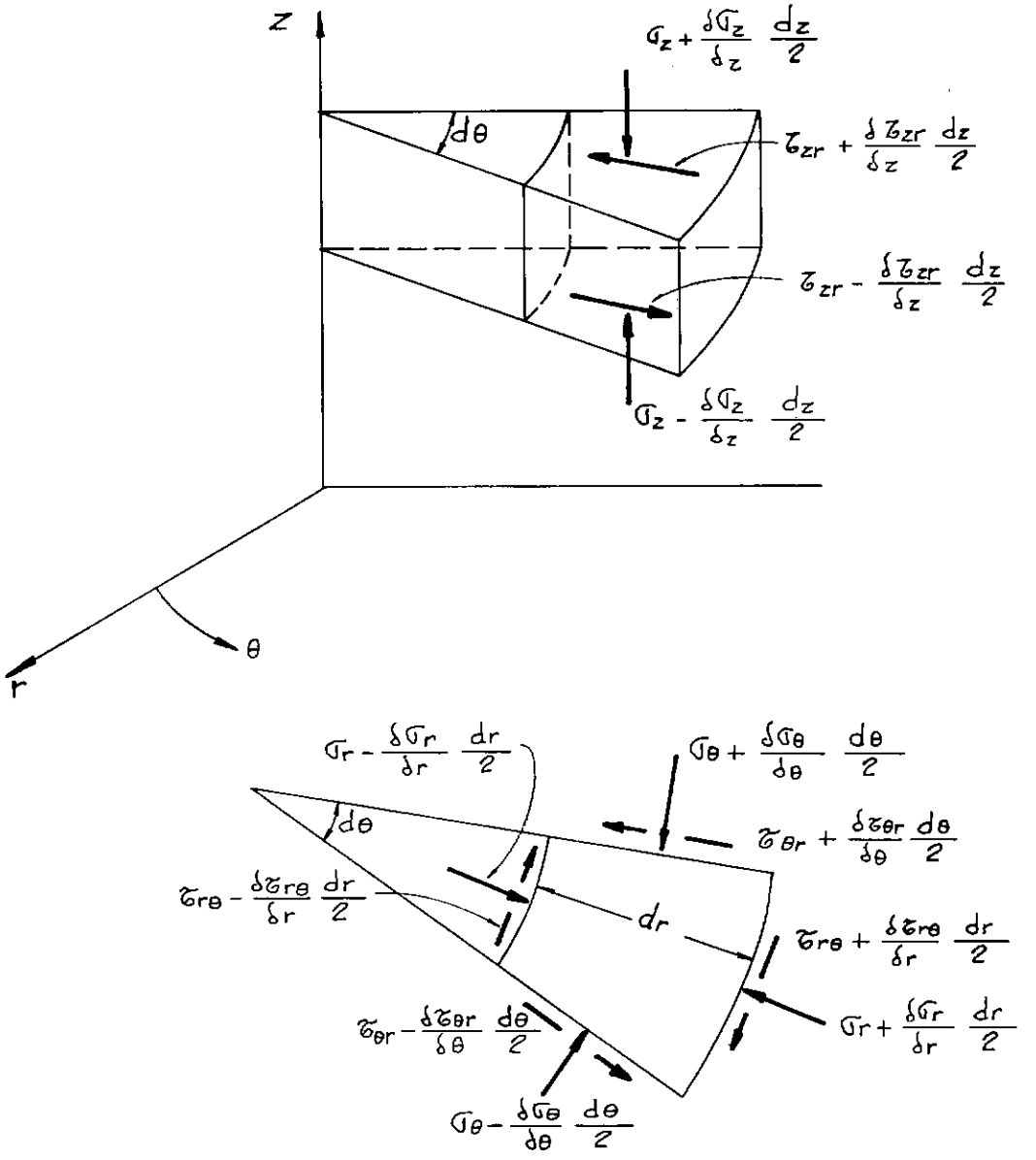


Fig. 3 - Tensões positivas atuantes num elemento em coordenadas polares, segundo HARR (1966).

$$\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial \sigma_{\theta}}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial z} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = 0 \qquad (21)$$

$$\frac{\partial \tau_{zr}}{\partial r} + \frac{1}{r}\frac{\partial \tau_{\theta z}}{\partial \theta} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\tau_{zr}}{r} + \gamma = 0 \qquad (22)$$

considerando o peso a única força de volume atuante e o eixo dos z o vertical (ver convenção na figura 3).

3. CONSIDERAÇÕES DIVERSAS NA RESOLUÇÃO DE PROBLEMAS

Pelo exposto nos parágrafos anteriores, ficou evidenciado que para se conhecer a distribuição de forças no interior de uma massa de solo é necessário o conhecimento de seis variáveis, quais sejam, três componentes de tensões normais e três componentes de tensões tangenciais (no caso de coordenadas retangulares, σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, τ_{yz}).

Uma vez que, em princípio, só se dispõe de três equações (as equações de equilíbrio), o problema será estaticamente indeterminado.

Portanto, são necessárias informações adicionais que permitam a resolução do problema. Essas informações terão de atender a dois requisitos básicos, quais sejam (HARR, 1966):

(a) a igualdade entre o número de incógnitas e o número de equações;

(b) o sistema resultante deverá permitir sua resolução em casos práticos.

Embora não tenha sido explicitamente dito, é óbvio que as condições de contorno deverão ser respeitadas em cada caso prático específico.

De uma maneira mais ampla, pode-se dizer(TERZAGHI,1943) que a solução de um problema é rigorosa se o estado de tensões calculado é rigorosamente compatível com as condições de equilíbrio, com as condições de contorno e com as assumidas características mecânicas do material em estudo.

Essas características do material em estudo é que fornecerão as equações complementares - juntamente com as equações de equilíbrio e as condições de contorno - necessárias à resolução de um problema prático.

No que segue, por simplicidade, tratar-se-á apenas do caso bidimensional; entretanto, as equações estabelecidas são facilmente extensíveis ao caso tridimensional.

Do caso bidimensional, as equações de equilíbrio são, conforme já visto,

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \qquad (12)$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \qquad (13)$$

A equação complementar que permitirá a resolução do pro

blema - além das condições de contorno - será, para o caso do material ser perfeitamente elástico (relações entre tensões e deformações obedecendo à lei de Hooke)

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right) \quad (\sigma_x + \sigma_z) = 0 \qquad (23)$$

que é a chamada equação de compatibilidade ou de continuidade em termos de componentes de tensões, válidas tanto para o caso de tensão plana como para o caso de deformação plana.

Embora não apareçam explicitamente termos com componentes de deformações ou de deslocamentos na equação (23), ela expressa a compatibilidade justamente entre deformações e deslocamentos, com uma transformação através da lei de Hooke das componentes de deformações para componentes de tensões. Didáticas considerações sobre estes aspectos são tecidas por TIMOSHENKO E GOODIER (1970) e HARR (1966).

O sistema das três equações (12), (13) e (23) permite, portanto, juntamente com as condições de contorno, a determinação completa da distribuição de tensões num problema bidimensional.

É importante observar, ainda, que naquelas equações não aparecem valores de constantes elásticas do material em estudo. Portanto, a distribuição de tensões será a mesma para todos os materiais isotrópicos, num determinado problema, já que aquelas equações com as condições de contorno serão suficientes para a

completa determinação das tensões. A conclusão, de importância prática,é de que pode-se usar - com auxílio de um método ótico utilizando luz polarizada - materiais transparentes, como o vidro e a xilonita, para a determinação de tensões em materiais diversos, tais como o aço, desde que tais materiais sejam, evidentemente, homogêneos. Tais observações constituem a base da foto-elasticidade (TIMOSHENKO E GOODIER, 1970).

No que diz respeito à resolução do sistema de equações, serão estudadas inicialmente as duas primeiras equações, ou seja, as equações de equilíbrio.

Estas duas equações serão satisfeitas se

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial z^2} \tag{24}$$

$$\sigma_z = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \tag{25}$$

$$\tau_{xz} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial z} + \gamma x + C \tag{26}$$

onde F é uma função arbitrária de x e z e C é uma constante de integração.

Combinando a equação de compatibilidade com estas equações, tem-se a equação diferencial padrão para o caso bidimensional (estado plano de tensões e estado plano de deformações) em que a única força de volume é o peso. Esta equação é

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2\,\frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial z^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial z^4} = 0 \qquad (27)$$

A função F é conhecida como função de Airy, função de tensões, ou função de tensões de Airy (TERZAGHI, 1943,TIMOSHENKO E GOODIER, 1970). A parte matemática do problema consiste, portanto, em achar uma função $F = F(x,z)$, que satisfaça simultaneamente a equação (27) e as condições de contorno.

A equação (27) pode ser escrita na seguinte forma:

$$\nabla^4 F = \nabla^2 \nabla^2 F = 0 \qquad (28)$$

onde o símbolo ∇^2 representa o operador de Laplace,

$$\nabla^2 = \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right) \qquad (29)$$

Uma solução obtida da equação (27) é válida apenas se as deformações do corpo forem puramente elásticas. Se, agora , as tensões - em determinadas regiões do corpo ou mesmo integralmente - no material forem de tal ordem que o comportamento não seja elástico, recair-se-á no estudo da plasticidade (na realidade existe, obviamente, a transição entre a elasticidade e a plasticidade; em geral, entretanto, uma abordagem nesse nível é razoavelmente complexa).

No caso da plasticidade, então, as tensões em todos os pontos - numa determinada região ou em todo o corpo - deverão

atender as condições de tensões de equilíbrio plástico.

A mais popular das hipóteses de ruptura (em Mecânica dos Solos, é claro) é a hipótese de ruptura de Mohr, cuja equação correspondente é

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2}\right)^2 + \tau_{xz}^2} - \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \operatorname{sen}\phi = c \cos\phi \qquad (30)$$

Esta equação (30) permite, juntamente com as equações de equilíbrio e as condições de contorno, a resolução do problema do estado de tensões em todos os pontos de uma região de um determinado corpo - ou em todo o corpo - que se encontre em estado de equilíbrio plástico.

Será desenvolvido, agora, o estudo das tensões ou esforços necessários para produzir ruptura em uma massa de solo por separação ao longo de uma superfície de deslizamento. Imediatamente antes do deslizamento ocorrer, a massa de solo acima da superfície de deslizamento poderá estar num estado de transição entre o equilíbrio elástico e o equilíbrio plástico (estado elasto-plástico) ou integralmente num estado de equilíbrio plástico. Em todos os pontos ao longo da superfície de deslizamento o estado de tensões deverá satisfazer a equação de Coulomb

$$s = c + \sigma \operatorname{tg}\phi \qquad (31)$$

sendo σ a tensão normal e s a tensão cisalhante atuantes

na superfície de deslizamento. Naturalmente as equações de equilíbrio (12) e (13) deverão ser também satisfeitas. Na figura 4, seguinte, é mostrado um elemento $d\ell$ da superfície de deslizamento com um elemento prismático de solo adjacente. Combinando a equação de Coulomb para o caso de solos sem coesão

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi \tag{32}$$

com as equações de equilíbrio (12) e (13), chega-se a

$$\frac{d\sigma}{d\ell} - 2\sigma \operatorname{tg}\phi \frac{d\eta}{d\ell} = \gamma \operatorname{sen} (\eta - \phi) \cos\phi \tag{33}$$

que é conhecida como equação de Kötter. Nesta equação, η representa o ângulo entre o elemento de comprimento $d\ell$ da superfície de deslizamento e o eixo horizontal.

Portanto, se a forma da superfície de deslizamento em uma massa de solo granular for conhecida, bem como o ângulo de atrito, a equação (33) permitirá a determinação da distribuição das tensões normais na superfície e da linha de ação da resultante de pressões, desde que as pressões neutras sejam nulas.

Jáky (1936), como citado por TERZAGHI (1943), demonstrou ser a equação de Kötter válida também para solos com coesão.

Se, entretanto, as tensões no solo incluírem não só pressões efetivas, como também pressões neutras, Carrillo (1942),

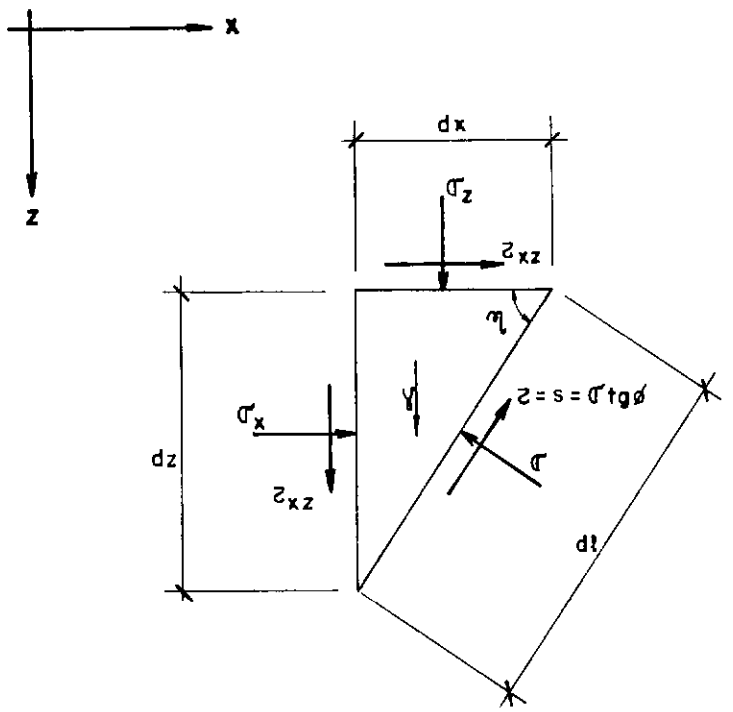


Fig. 4 - Elemento dℓ da superfície de deslizamento com um elemento prismático de solo adjacente.

como citado por TERZAGHI (1943), sugere uma equação, semelhante à de Kötter, mas que leva em consideração o efeito das pressões neutras nas condições de ruptura.

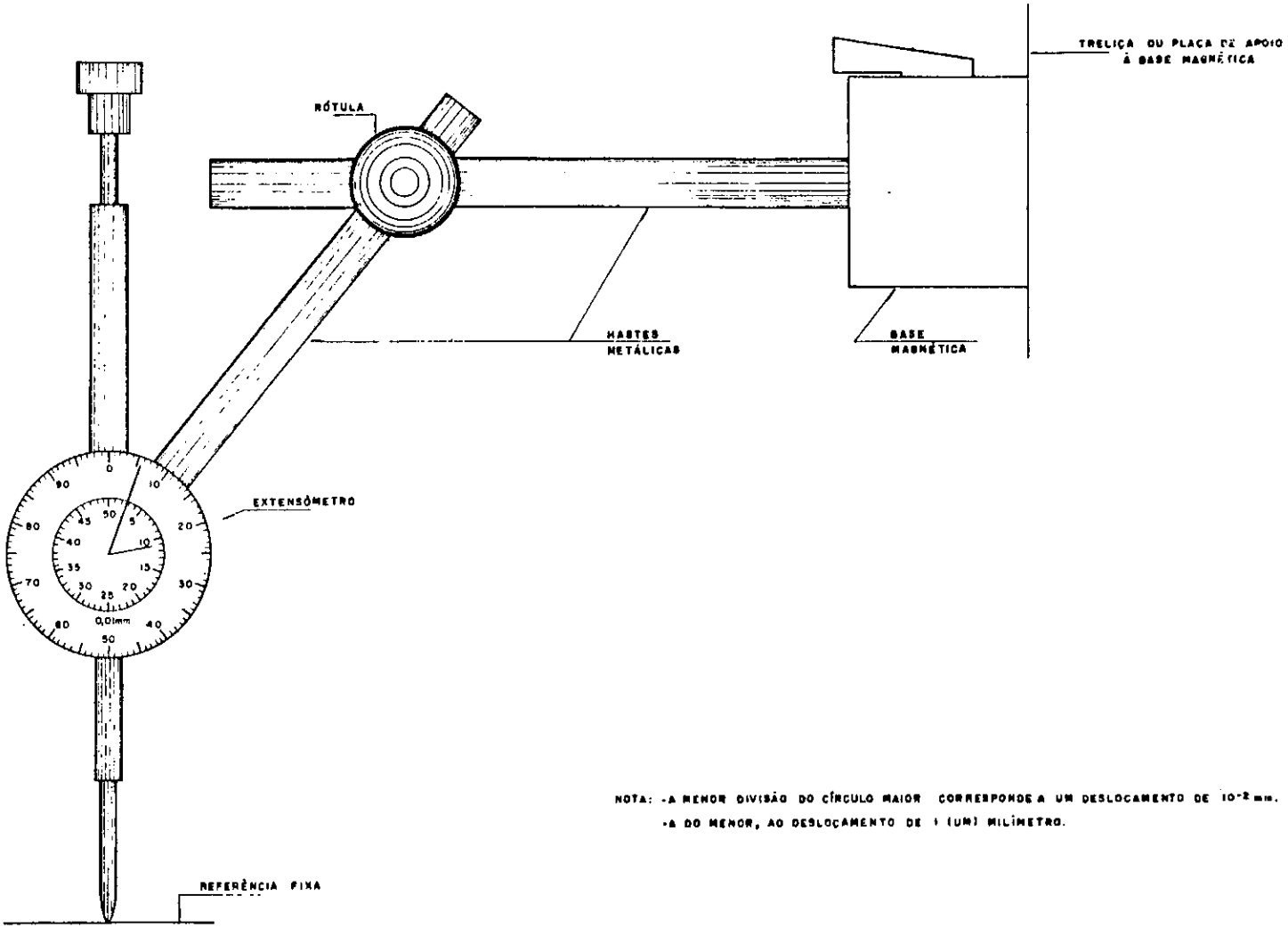
A equação de Kötter pode ser formulada, ainda, em termos de coordenadas polares. Pode, também, apresentar não a variação de tensão normal ao longo da superfície de deslizamento, mas a variação de tensão cisalhante.

Vale ressaltar, ainda, que em aplicações da Mecânica dos Solos nem sempre é possível atender-se a todas as condições de forma a obter-se uma solução rigorosa, pois chegar-se-ia a

desenvolvimentos extremamente complexos. Muitas vezes, portanto, uma ou outra condição não é satisfeita (por exemplo, uma determinada condição de contorno), o que não chega a contrariar os princípios da Mecânica dos Solos, ciência que contém implícita (por exemplo, na determinação dos parâmetros geotécnicos ou na premissa de homogeneidade do solo) uma série de aproximações perfeitamente compatíveis com os objetivos que se pretende atingir.

ANEXO 1

DETALHE DE FIXAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

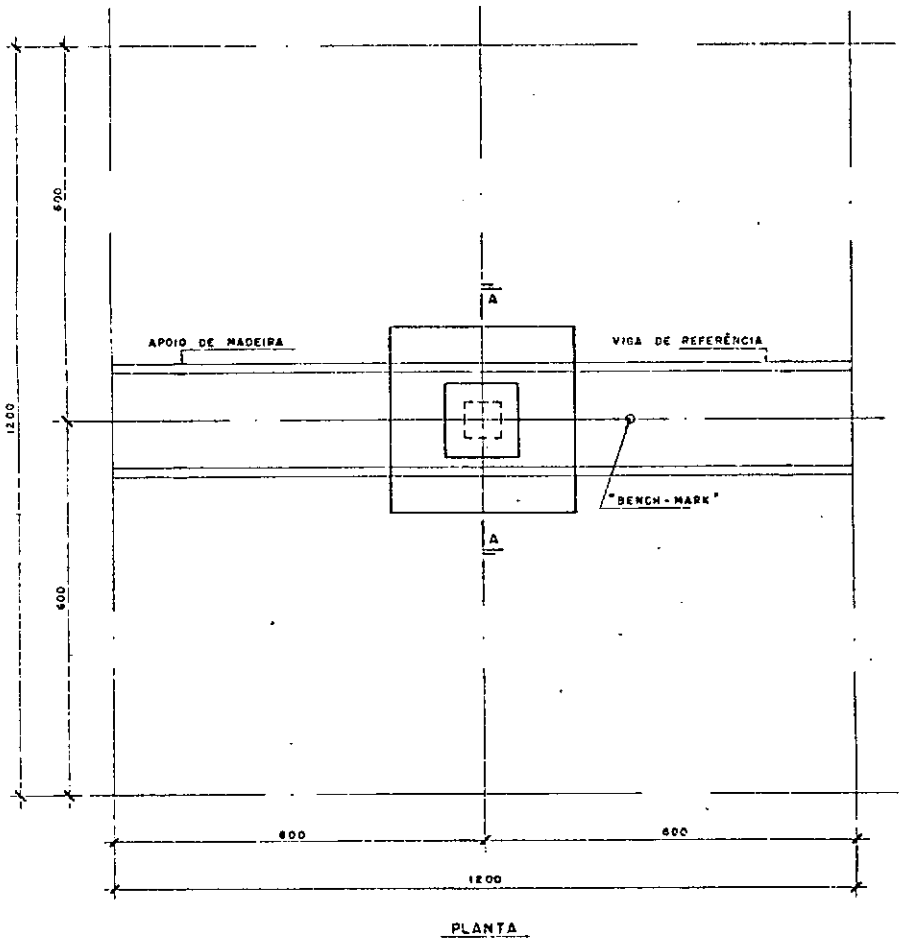


NOTA: -A MENOR DIVISÃO DO CÍRCULO MAIOR CORRESPONDE A UM DESLOCAMENTO DE 10^{-2} mm.
-A DO MENOR, AO DESLOCAMENTO DE 1 (UM) MILÍMETRO.

DETALHE DA FIXAÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

ANEXO 2

SISTEMA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS COM DUAS VIGAS E UM "BENCH-MARK" COMO REFERÊNCIAS

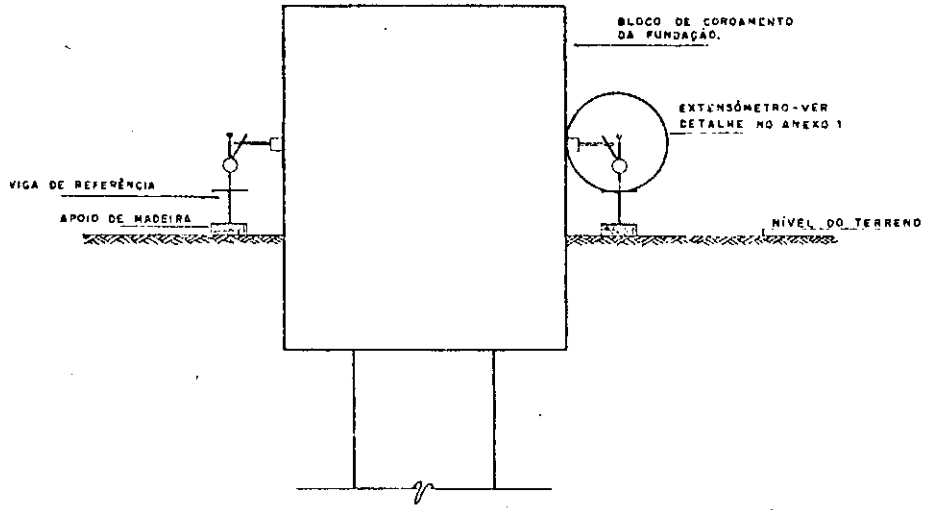


PLANTA

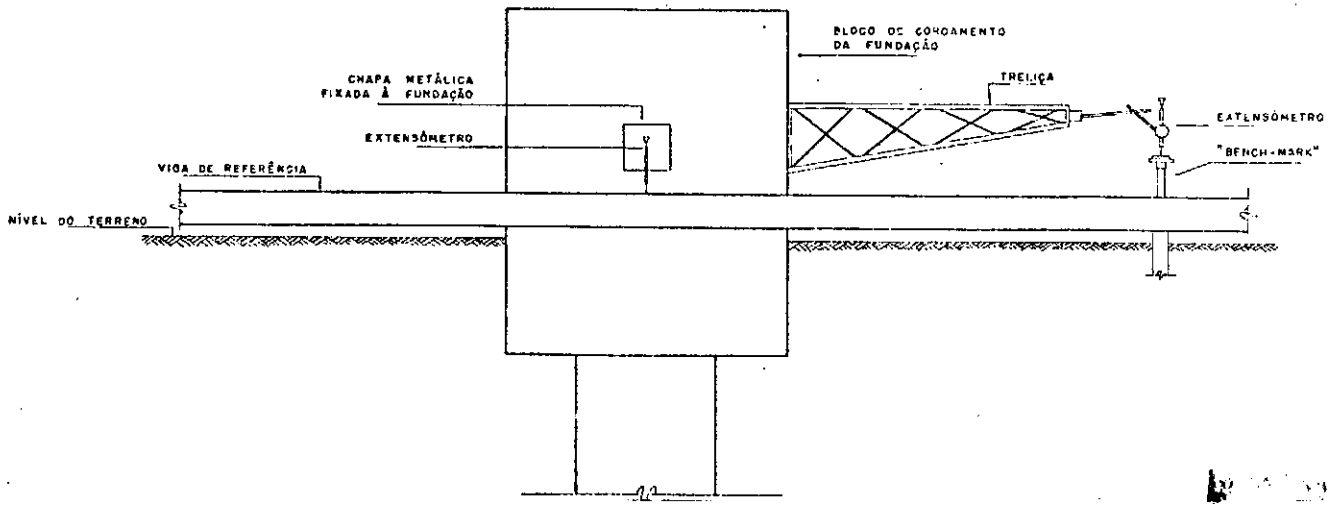
FUNDAÇÃO TESTADA COM A UTILIZAÇÃO DO SISTEMA II	DISTÂNCIA ENTRE A FACE DO BLOCO E O "BENCH-MARK" (cm)
S1	211
S2	213
S3	159
S4	194
S4RR	194
T5	180

SISTEMA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

CORTE A-A



ELEVAÇÃO



SISTEMA DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS

ANEXO 3

GRÁFICOS CARGA x DESLOCAMENTO

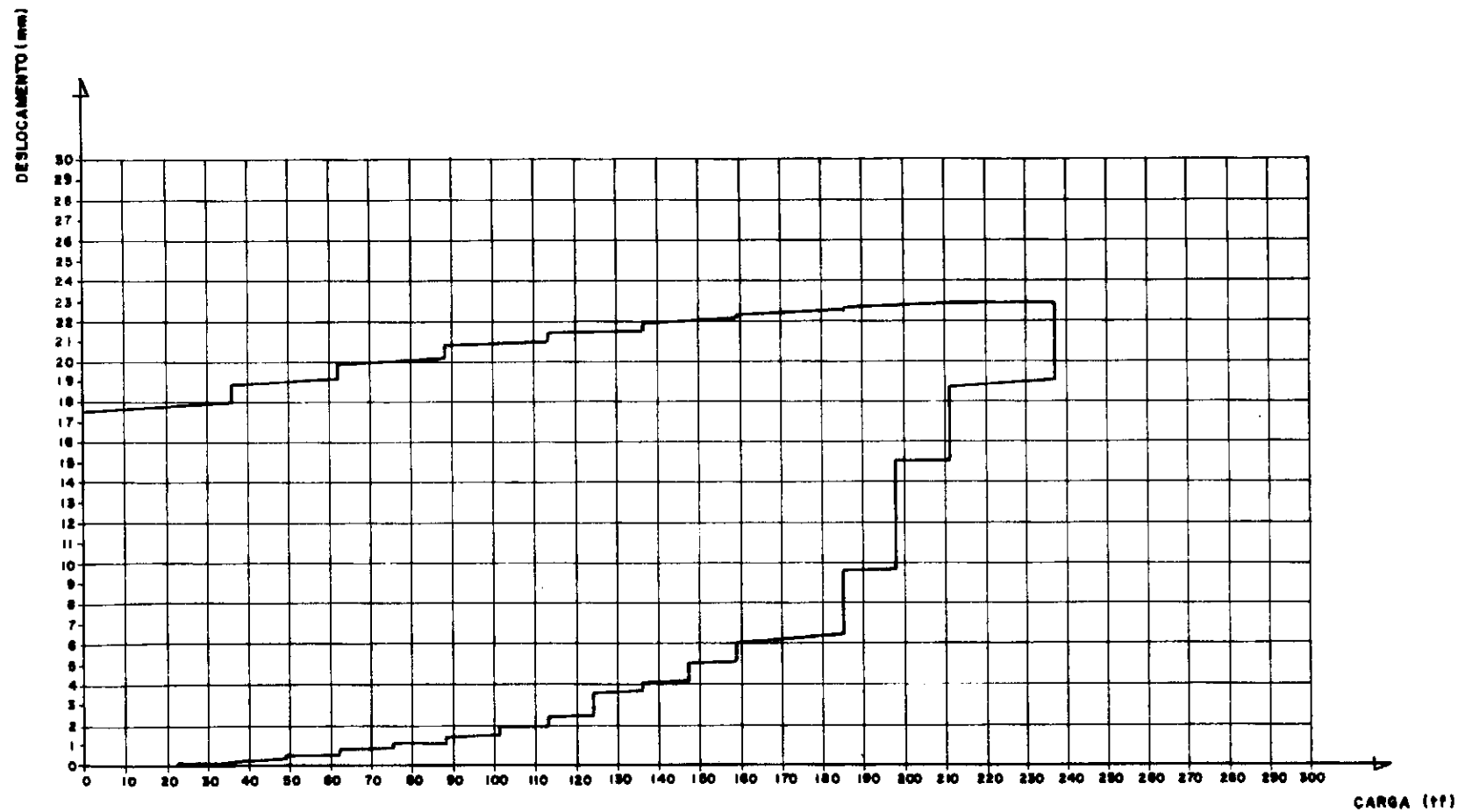
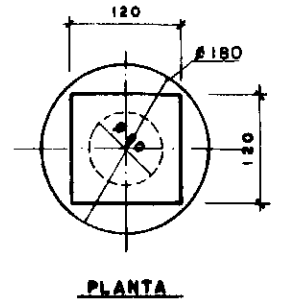
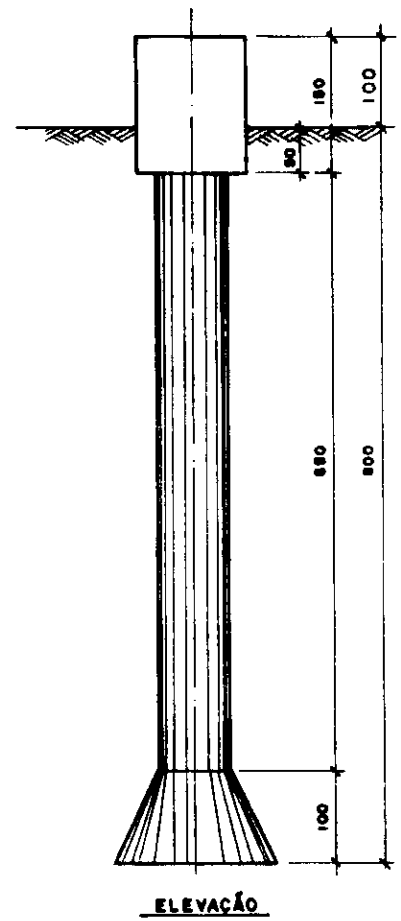


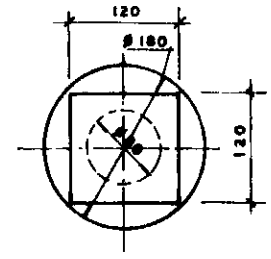
GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO - TUBULÃO 1



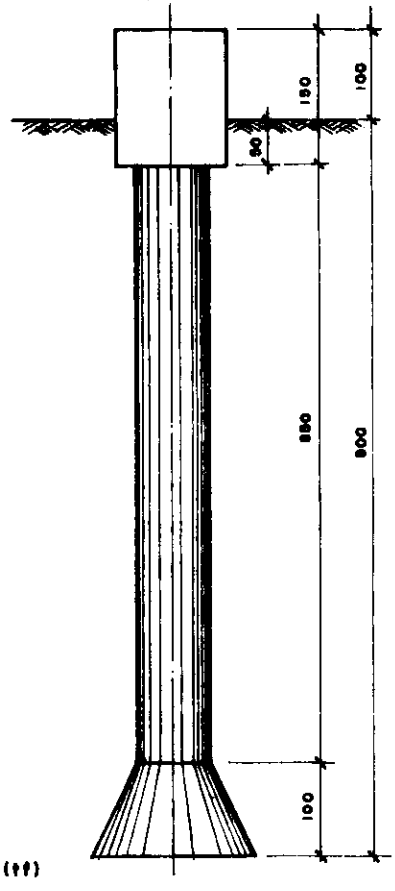
PLANTA



ELEVAÇÃO



PLANTA



ELEVAÇÃO

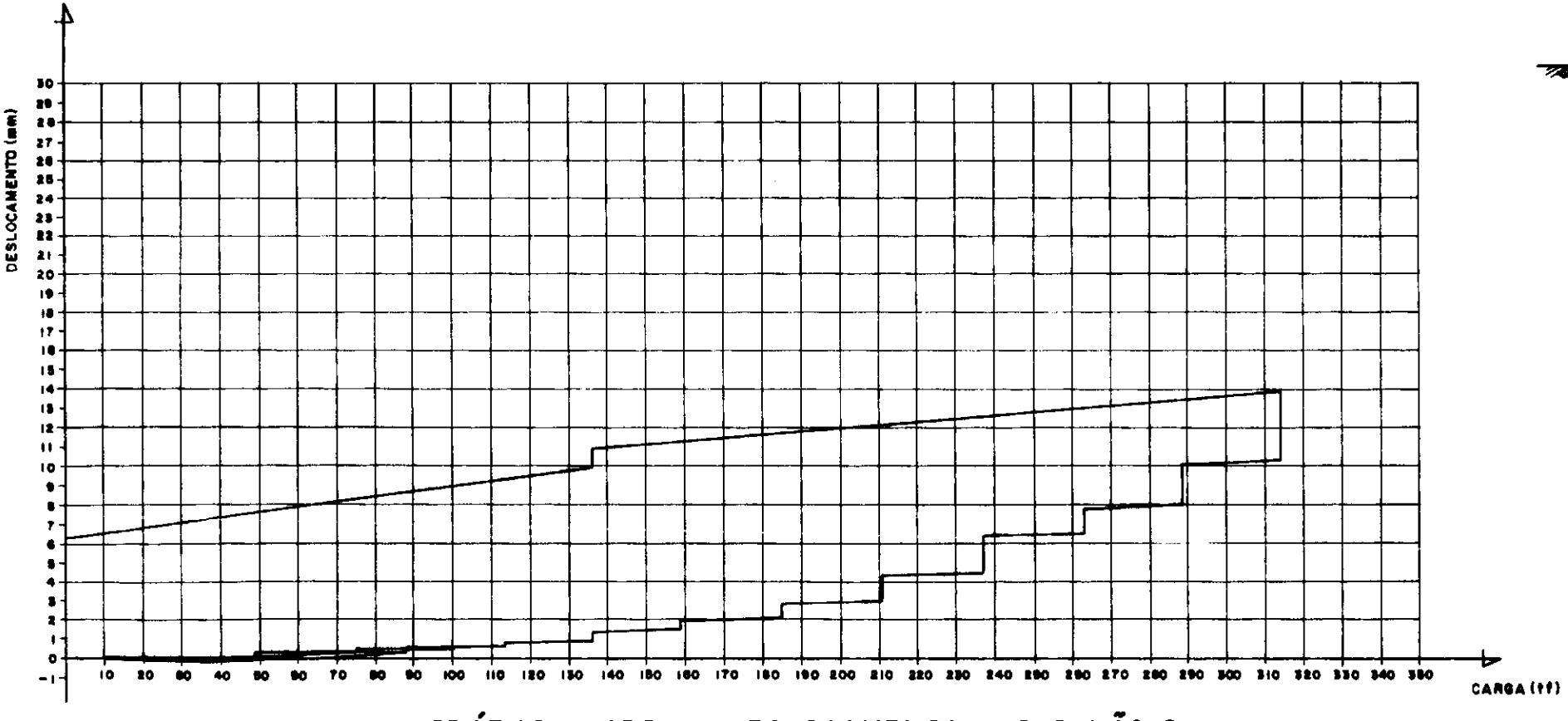
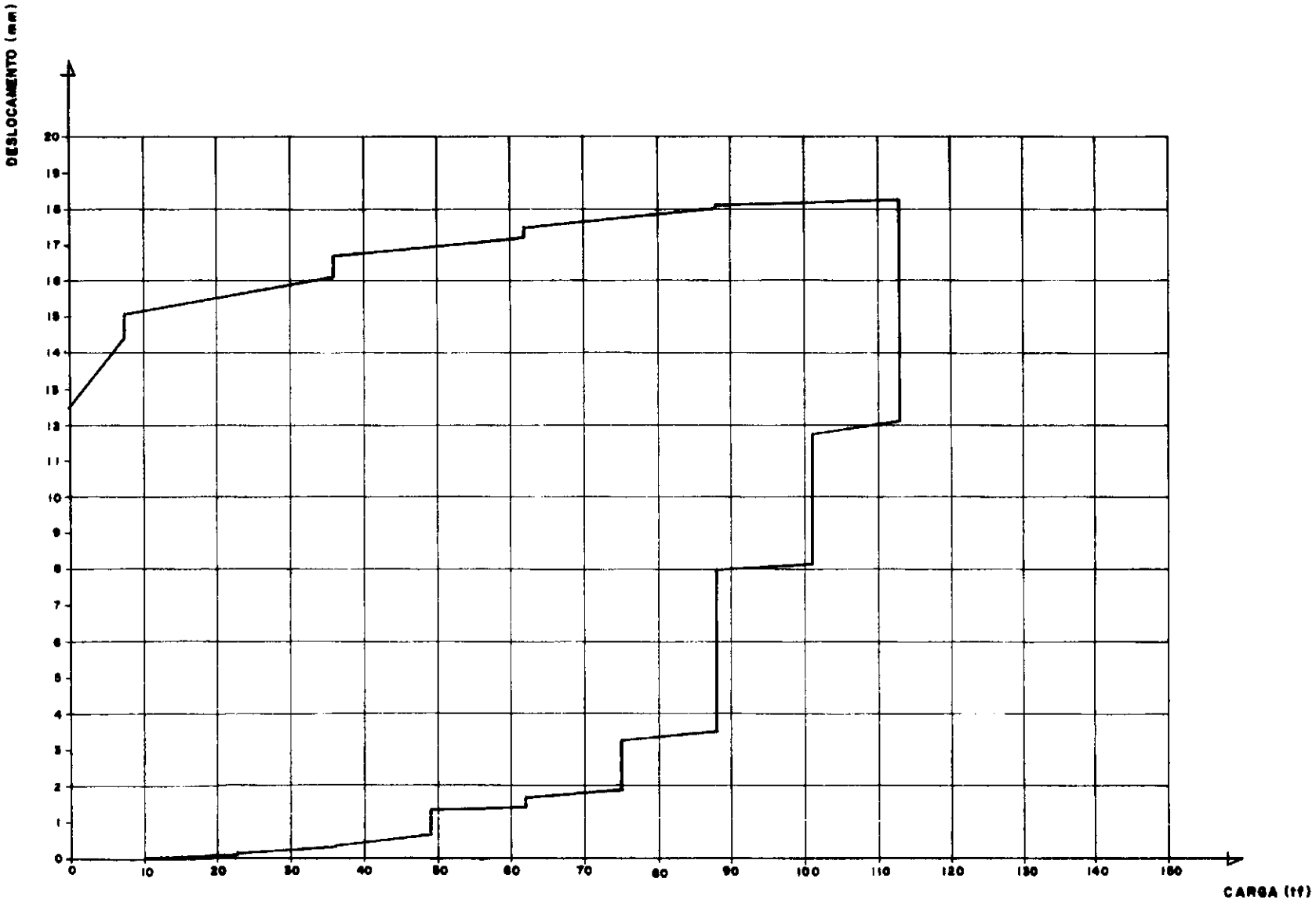
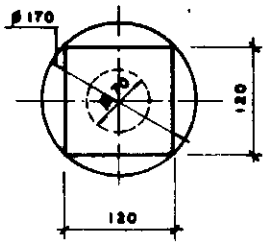
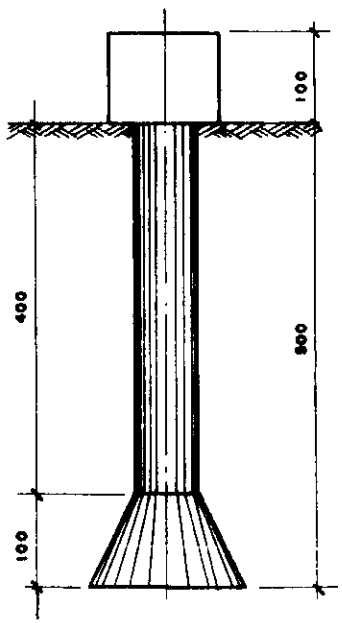


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – TUBULÃO 2





PLANTA



ELEVAÇÃO

GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – TUBULÃO 3

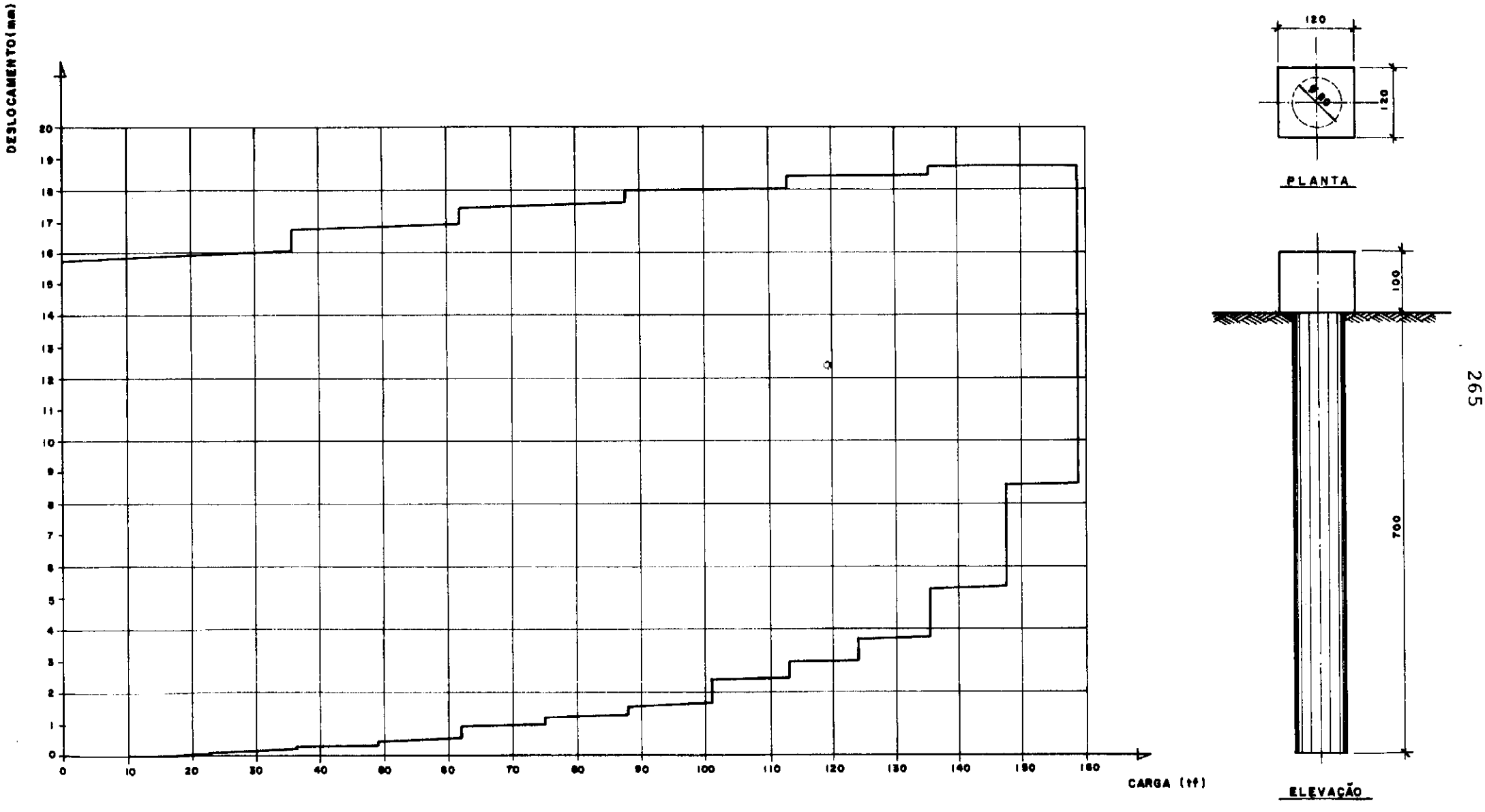
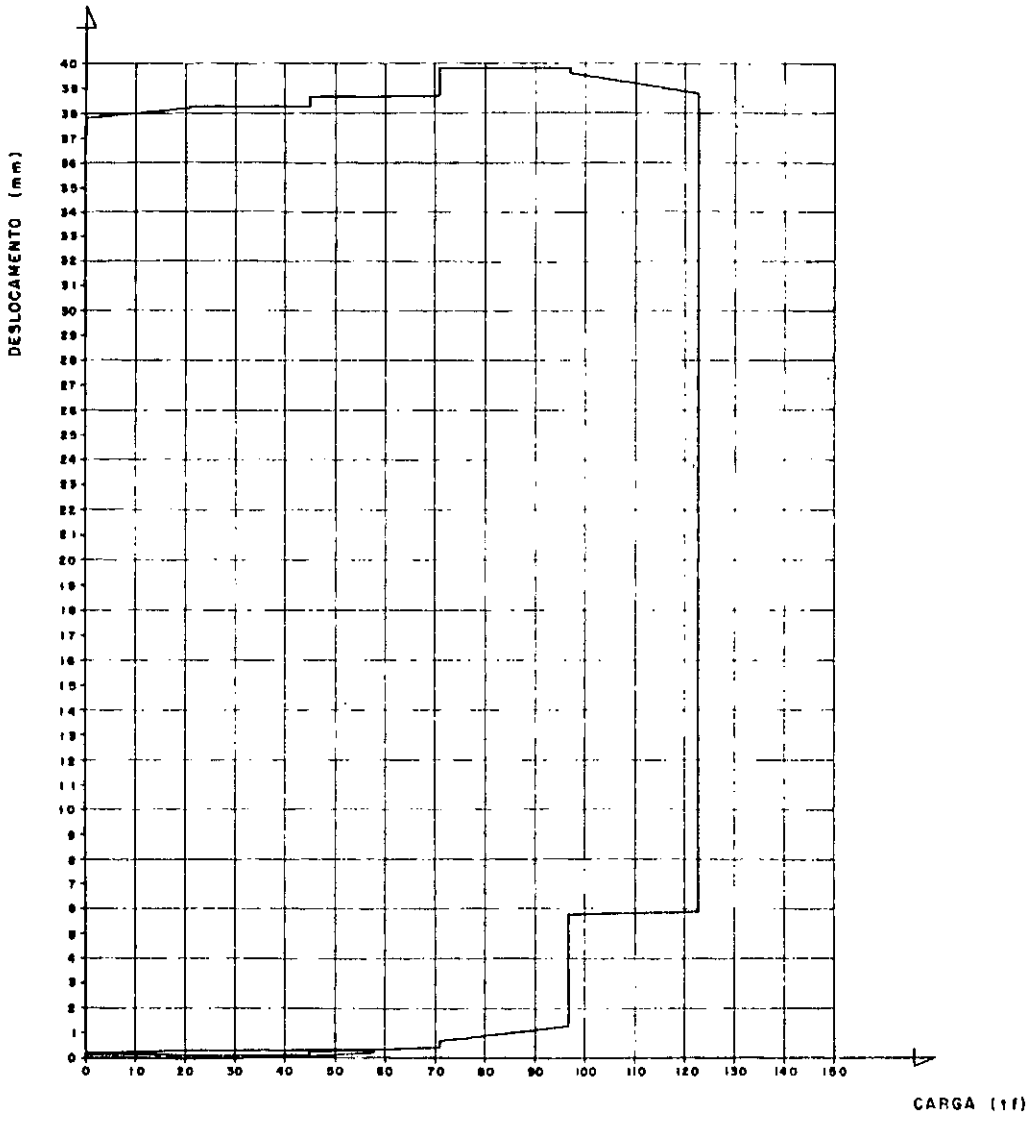


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – TUBULÃO 4



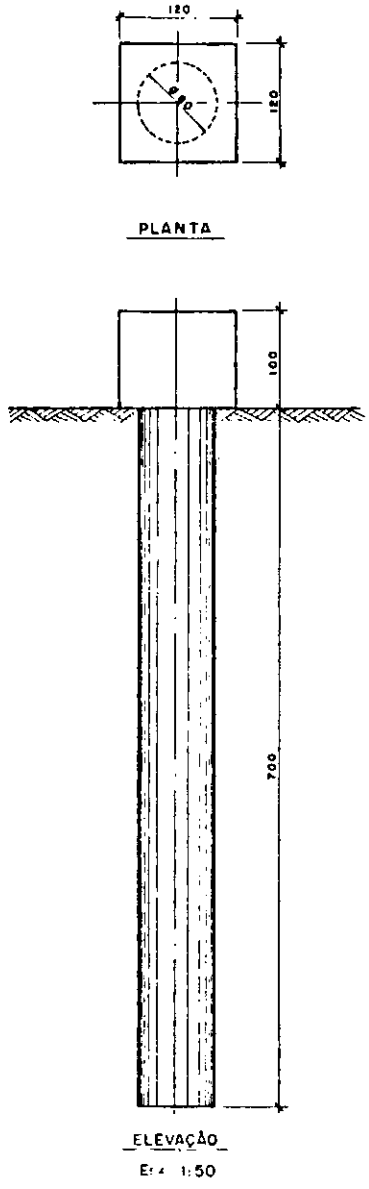
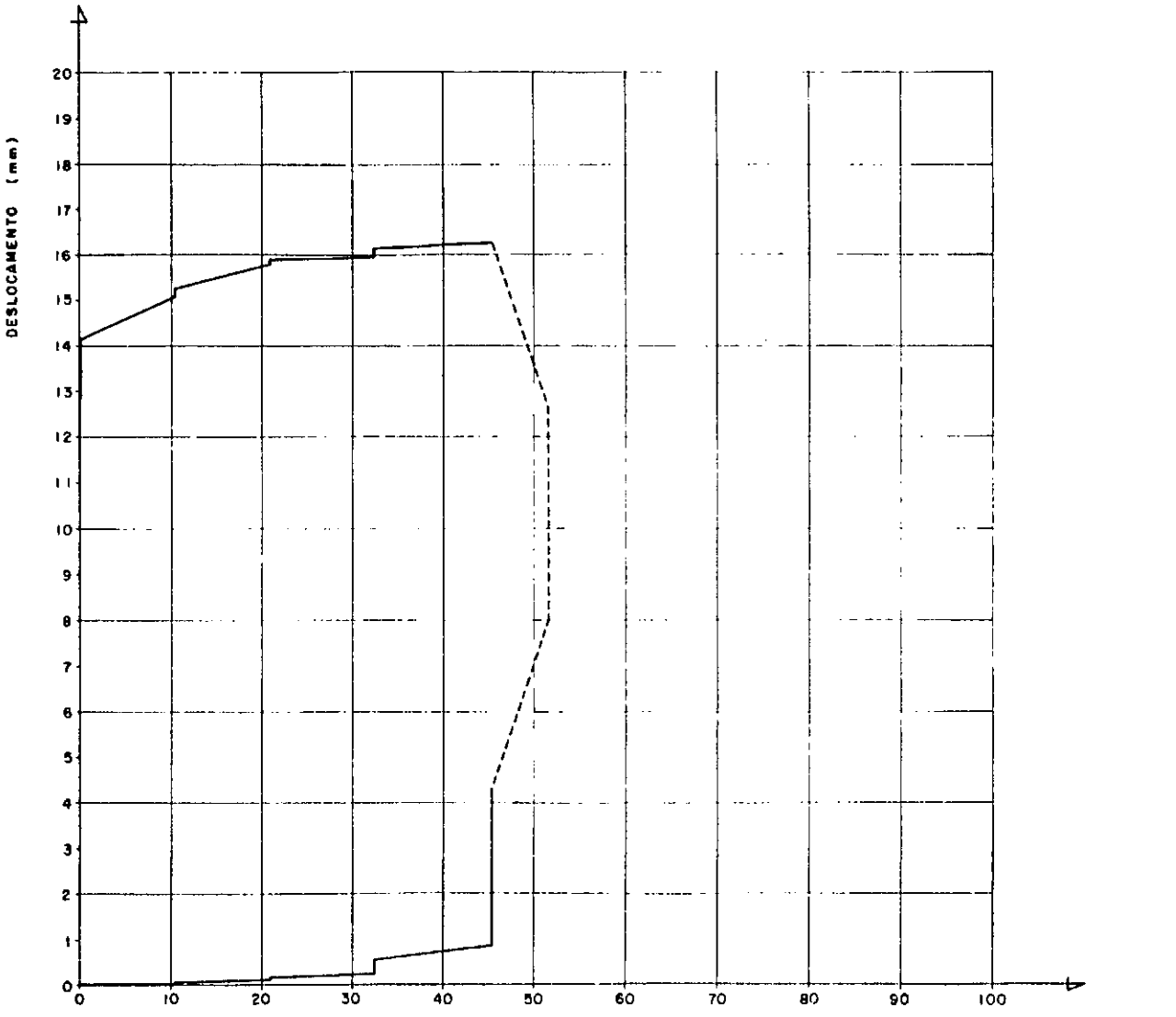
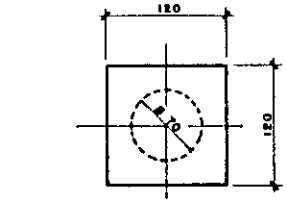


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO — TUBULÃO 5





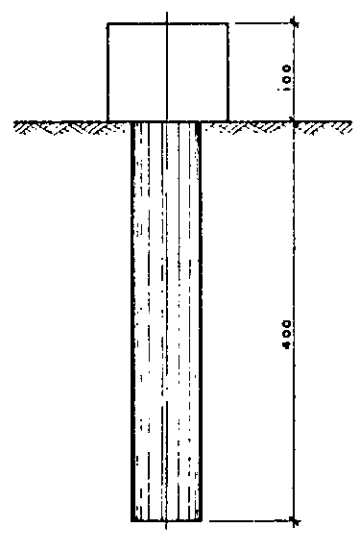


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – TUBULÃO 6

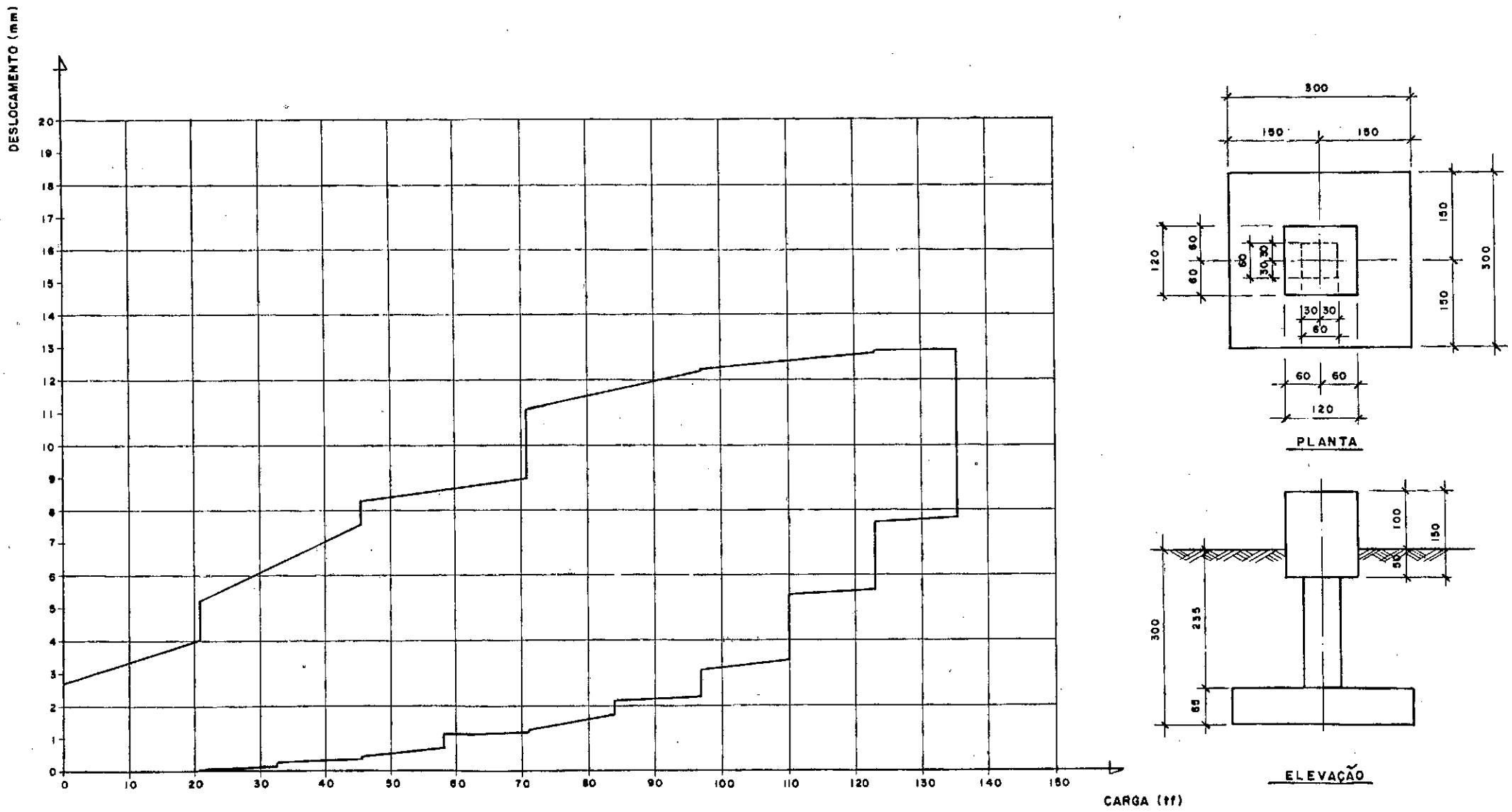


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – SAPATA 1

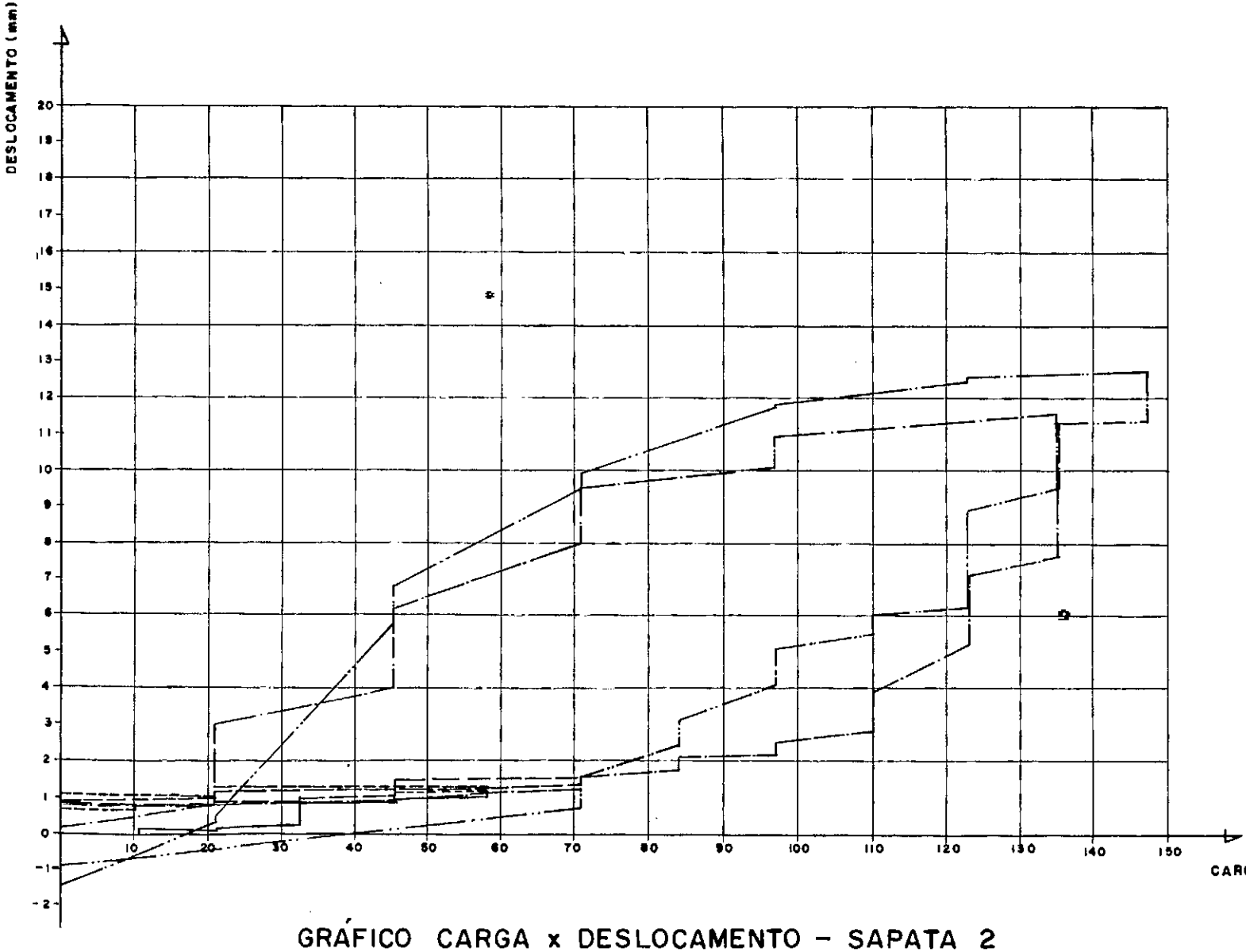
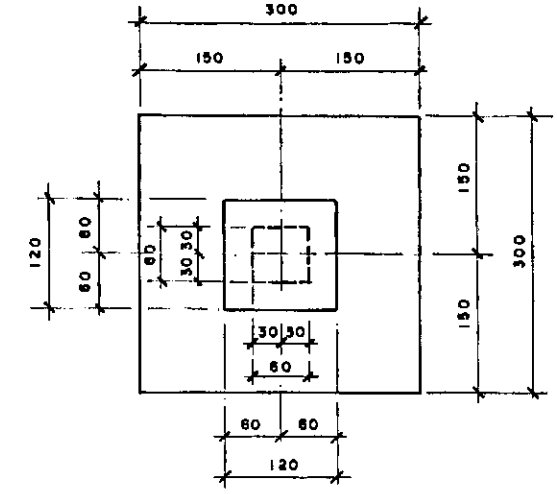
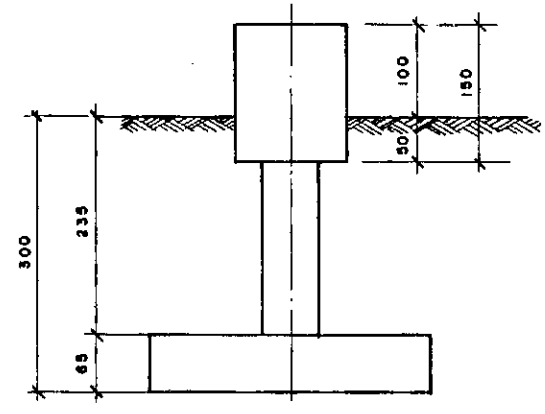


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – SAPATA 2



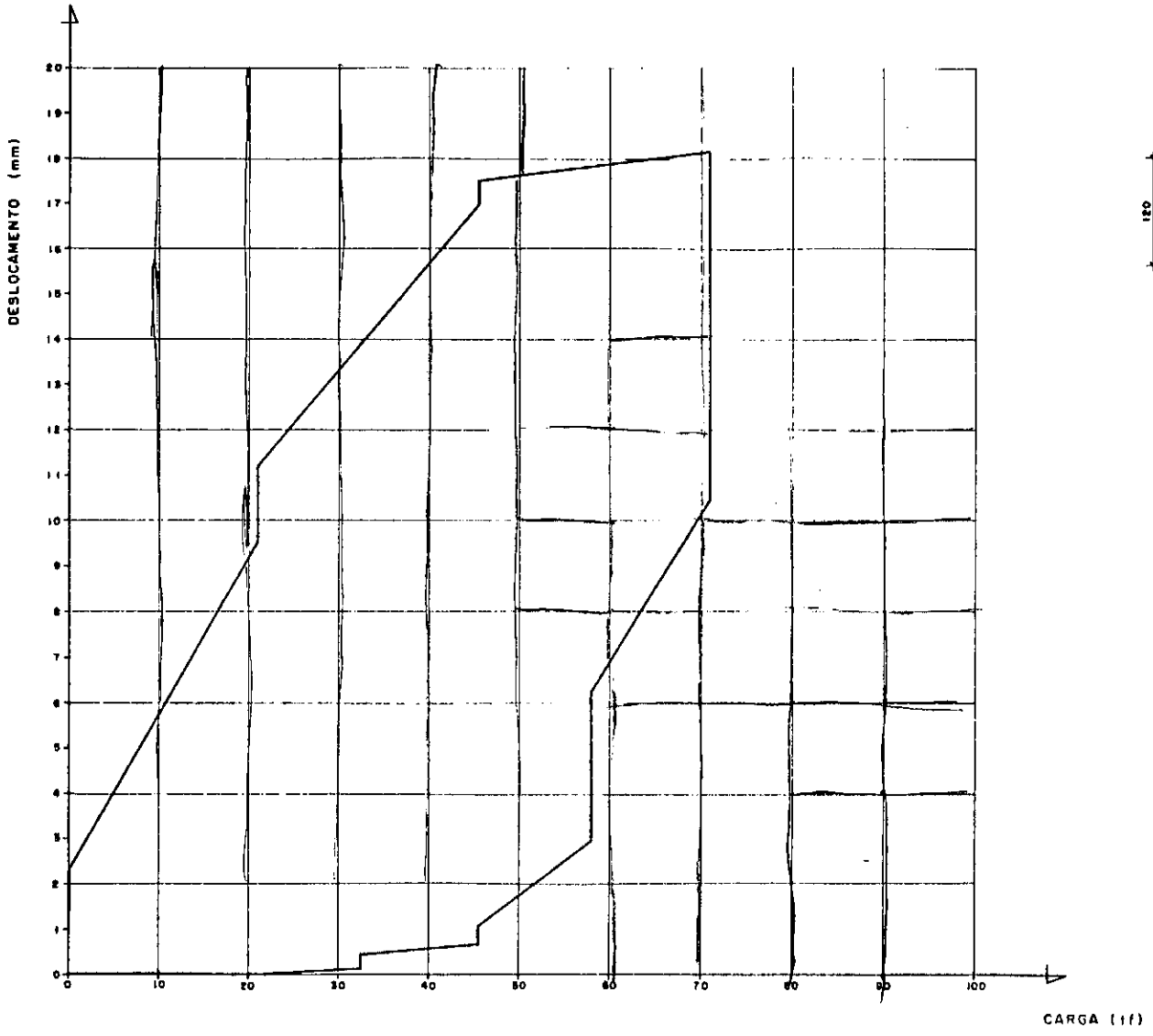
PLANTA

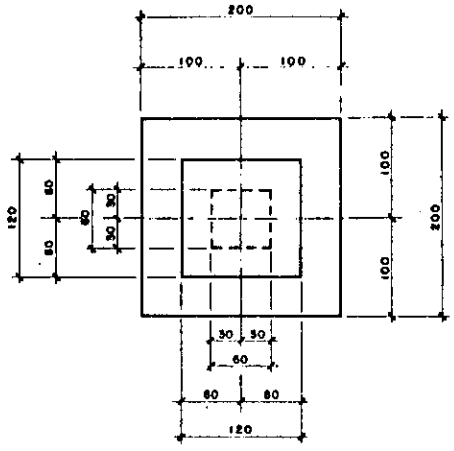


ELEVAÇÃO

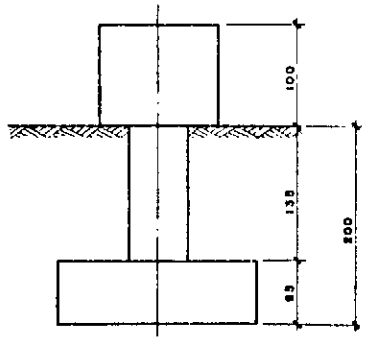
LEGENDA

- 1º CICLO REPETITIVO
- 2º CICLO REPETITIVO
- 3º CICLO REPETITIVO
- 1º CICLO DE RUPTURA
- 2º CICLO DE RUPTURA





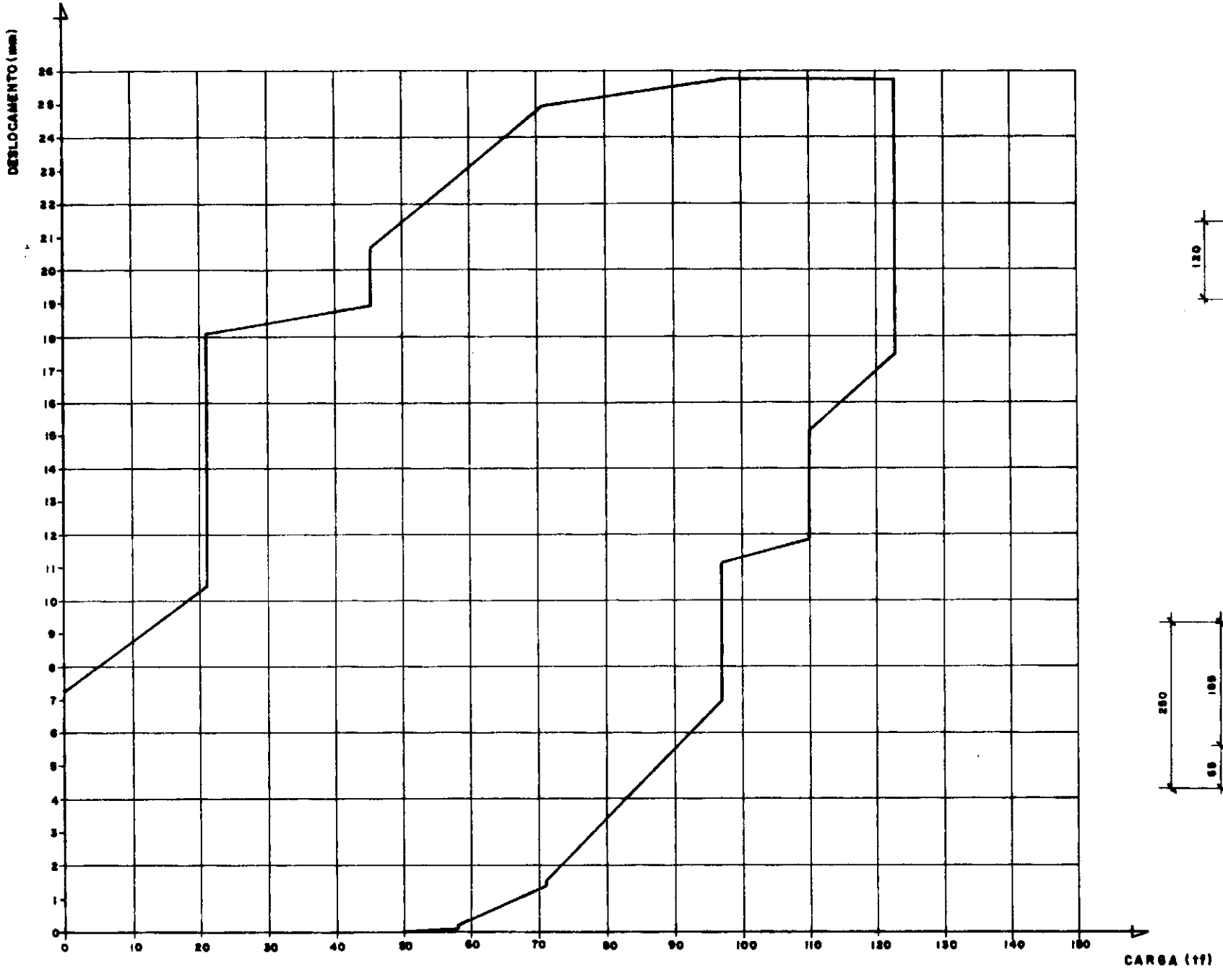
PLANTA

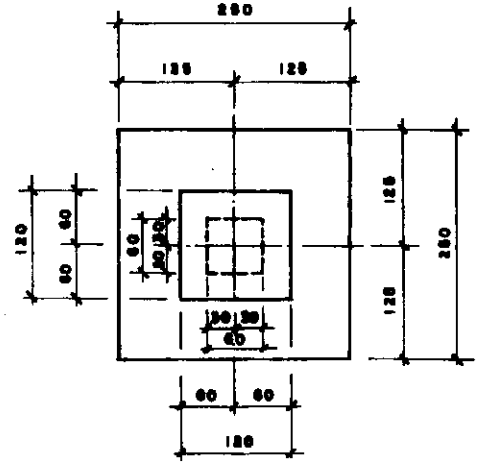


ELEVAÇÃO

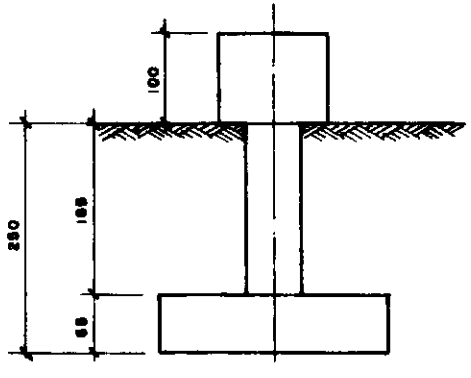
Esc. 1:50

GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – SAPATA 3



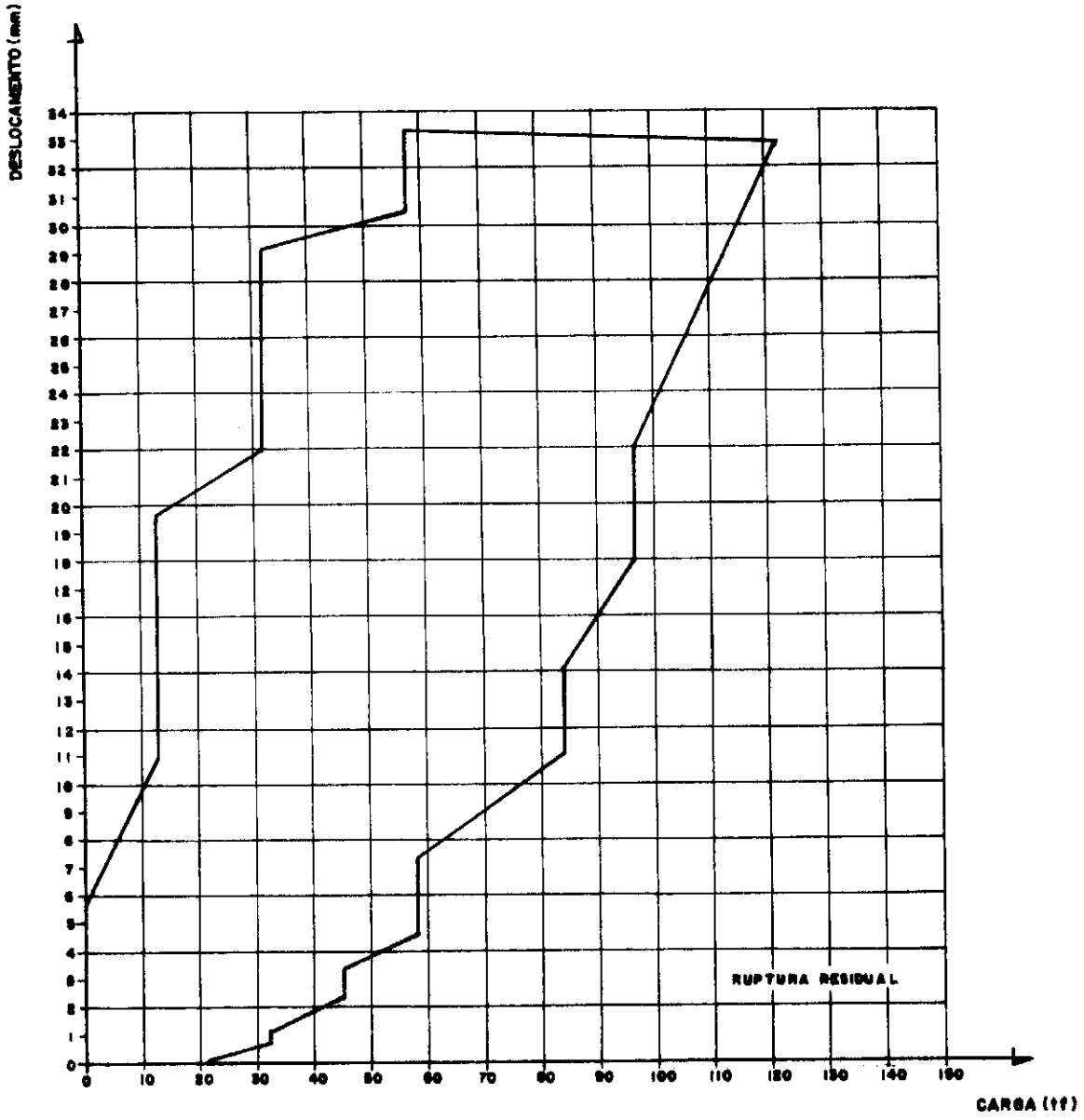


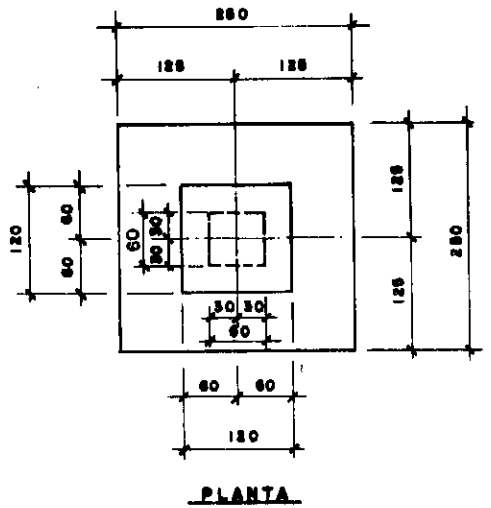
PLANTA



ELEVAÇÃO

GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO – SAPATA 4





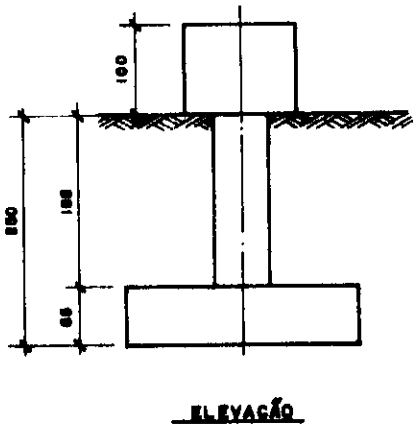


GRÁFICO CARGA x DESLOCAMENTO - SAPATA 4

ANEXO 4

TABELAS CARGA x DESLOCAMENTO, COM DATAS E HORÁRIOS DE REALIZAÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

TUBULÃO T-1

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
22,4	0,06	0,09	9:55	10:25	24/09	24/09
36,2	0,16	0,20	10:25	10:40	24/09	24/09
49,1	0,29	0,47	10:40	9:20	24/09	25/09
62,1	0,51	0,80	9:20	9:40	25/09	26/09
75,0	0,83	1,11	9:40	9:15	26/09	27/09
88,0	1,11	1,42	9:30	8:00	27/09	28/09
100,9	1,47	1,92	8:00	8:20	28/09	29/09
113,0	1,93	2,41	8:30	8:45	29/09	30/09
124,2	2,44	3,61	8:45	8:00	30/09	03/10
135,6	3,65	4,17	8:00	9:00	03/10	04/10
147,3	4,18	5,04	9:00	8:15	04/10	05/10
159,1	5,09	6,08	8:15	9:00	05/10	06/10
185,0	6,49	9,64	9:00	8:30	06/10	07/10
197,9	9,73	15,14	9:10	8:30	07/10	10/10
210,8	15,15	18,81	8:30	8:30	10/10	13/10

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

TUBULÃO T-1

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
236,7	19,15	22,90	8:30	9:30	13/10	13/10
210,8	22,88	22,86	9:30	10:00	13/10	13/10
185,0	22,73	22,61	10:00	10:30	13/10	13/10
159,1	22,36	22,27	10:30	11:00	13/10	13/10
135,6	21,91	21,54	11:00	9:00	13/10	14/10
113,0	21,44	20,98	9:00	9:00	14/10	15/10
88,0	20,83	20,23	9:00	9:00	15/10	17/10
62,1	19,90	19,23	9:00	9:00	17/10	18/10
36,2	18,92	17,98	9:00	8:30	18/10	19/10
0,0	17,47	14,28	8:30	12:30	19/10	19/10

I - Início do estágio

T - Término do estágio

TUBULÃO T-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA *	
	I	T	I	T	I	T
36,2	0,02	0,04	9:00	9:15	24/10	24/10
49,1	0,09	0,14	9:15	11:15	24/10	24/10
62,1	0,18	0,20	11:15	11:45	24/10	24/10
75,0	0,26	0,35	11:45	15:45	24/10	24/10
88,0	0,37	0,48	9:00	17:00	25/10	25/10
100,9	0,49	0,59	9:00	9:00	26/10	27/10
75,0	0,51	0,39	9:00	9:15	27/10	28/10
49,1	0,27	0,15	9:15	9:30	28/10	29/10
0,0	0,05	-0,08	9:30	17:30	29/10	29/10
36,2	-0,13	-0,10	9:15	9:30	31/10	31/10
62,1	0,03	0,16	9:30	9:00	31/10	01/11
88,0	0,28	0,50	9:00	9:00	01/11	03/11
113,0	0,59	0,83	9:00	10:00	03/11	04/11
135,6	0,91	1,40	10:00	8:30	04/11	07/11

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

TUBULÃO T-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
159,1	1,53	1,91	8:30	9:30	07/11	08/11
185,0	2,08	2,78	9:30	10:00	08/11	09/11
210,8	2,89	4,28	10:00	8:30	09/11	11/11
236,7	4,42	6,29	8:30	9:00	11/11	14/11
262,6	6,43	7,70	9:00	9:00	14/11	16/11
288,5	7,87	10,03	9:00	9:30	16/11	18/11
314,3	10,22	13,79	9:30	9:00	18/11	22/11
135,6	10,95	9,91	9:00	10:30	22/11	23/11
0,0	6,32	5,83	10:30	9:00	23/11	24/11

I - Início do estágio

T - Término do estágio

TUBULÃO T-3

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
7,6	0,00	0,01	12:18	12:20	13/09	13/09
22,4	0,10	0,18	12:20	14:20	13/09	13/09
36,2	0,32	0,36	14:20	14:35	13/09	13/09
49,1	0,65	1,33	14:40	10:40	13/09	14/09
62,1	1,39	1,68	10:40	14:40	14/09	14/09
75,0	1,87	3,27	15:00	8:30	14/09	15/09
88,0	3,50	7,98	9:00	8:00	15/09	19/09
100,9	8,14	11,73	8:30	8:00	19/09	20/09
113,0	12,09	18,23	8:00	9:30	20/09	20/09
88,0	18,06	17,99	9:30	11:30	20/09	20/09
62,1	17,46	17,18	11:30	8:40	20/09	21/09
36,2	16,69	16,06	9:20	8:00	21/09	22/09
7,6	15,04	14,40	8:00	10:00	22/09	22/09
0,0	12,43	11,08	10:00	12:00	22/09	22/09

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

TUBULÃO T-4

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
22,4	0,10	0,13	12:20	12:24	25/08	25/08
36,2	0,22	0,30	12:30	16:30	25/08	25/08
49,1	0,36	0,47	8:50	9:20	26/08	26/08
62,1	0,58	0,96	9:20	8:20	26/08	27/08
75,0	1,01	1,23	8:30	15:30	27/08	27/08
88,0	1,29	1,56	15:30	16:30	27/08	27/08
100,9	1,68	2,39	16:30	9:15	27/08	29/08
113,0	2,44	2,95	9:30	9:30	29/08	30/08
124,2	3,02	3,70	9:30	9:15	30/08	31/08
135,6	3,76	5,31	9:30	8:45	31/08	01/09
147,3	5,36	8,58	9:35	9:00	01/09	03/09
159,1	8,62	18,73	9:00	8:00	03/09	05/09
135,6	18,69	18,46	8:30	8:00	05/09	06/09
113,0	18,39	18,01	8:00	8:00	06/09	07/09
88,0	17,98	17,54	8:30	8:40	07/09	08/09
62,1	17,41	16,89	8:40	8:40	08/09	09/09
36,2	16,72	16,05	8:40	9:30	09/09	10/09
0,0	15,75	8,87	9:30	8:30	10/09	12/09

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

TUBULÃO T-5

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	9:00	9:02	08/08	08/08
21,1	0,00	0,00	9:02	9:04	08/08	08/08
32,3	0,01	0,02	9:04	9:06	08/08	08/08
45,3	0,04	0,13	9:06	9:08	08/08	08/08
58,2	0,24	0,31	9:08	9:10	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	9:10	9:18	08/08	08/08
21,1	0,32	0,27	9:18	9:20	08/08	08/08
0,0	0,20	0,10	9:20	9:35	08/08	08/08
10,3	0,10	0,10	9:35	9:39	08/08	08/08
21,1	0,10	0,10	9:39	9:41	08/08	08/08
32,3	0,10	0,10	9:41	9:43	08/08	08/08
45,3	0,12	0,18	9:43	9:45	08/08	08/08
58,2	0,24	0,31	9:45	9:47	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	9:47	10:17	08/08	08/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

./.

TUBULÃO T-5

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
21,1	0,32	0,28	10:17	10:21	08/08	08/08
0,0	0,21	0,10	10:21	10:25	08/08	08/08
10,3	0,10	0,10	10:25	10:27	08/08	08/08
21,1	0,10	0,10	10:27	10:35	08/08	08/08
32,3	0,10	0,11	10:35	10:37	08/08	08/08
45,3	0,14	0,19	10:37	10:39	08/08	08/08
58,2	0,26	0,32	10:39	10:41	08/08	08/08
45,3	0,32	0,32	10:41	10:49	08/08	08/08
21,1	0,32	0,28	10:49	10:53	08/08	08/08
0,0	0,20	0,11	10:53	10:55	08/08	08/08
10,3	0,11	0,11	10:55	11:10	08/08	08/08
21,1	0,11	0,11	11:10	11:12	08/08	08/08
32,3	0,11	0,11	11:12	11:14	08/08	08/08
45,3	0,14	0,22	11:15	11:30	08/08	08/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

../..

TUBULÃO T-5

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
58,2	0,26	0,35	11:30	11:45	08/08	08/08
71,1	0,41	0,76	11:45	12:45	08/08	08/08
97,0	1,31	5,78	12:45	7:45	08/08	09/08
122,9	5,95	38,81	7:45	8:00	09/08	09/08
97,0	39,64	39,82	8:00	8:15	09/08	09/08
71,1	39,83	38,68	8:15	12:15	09/08	09/08
45,3	38,73	38,28	12:15	12:30	09/08	09/08
21,1	38,28	38,24	12:30	12:32	09/08	09/08
0,0	37,85	37,11	12:32	12:47	09/08	09/08

I - Início do estágio
T - Término do estágio

TUBULÃO T-6

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,01	0,08	12:15	16:15	23/08	23/08
21,1	0,15	0,18	16:15	17:15	23/08	23/08
32,3	0,26	0,55	17:15	18:15	23/08	23/08
45,3	0,84	16,22	18:15	17:15	23/08	24/08
32,3	16,12	15,92	17:40	9:10	24/08	25/08
21,1	15,87	15,78	9:10	9:25	25/08	25/08
10,3	15,23	15,04	9:25	10:25	25/08	25/08
0,0	14,12	12,84	10:25	10:40	25/08	25/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

SAPATA S-1

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	13:00	13:01	18/08	18/08
21,1	0,02	0,05	13:01	13:09	18/08	18/08
32,3	0,17	0,27	13:09	13:24	18/08	18/08
45,3	0,39	0,44	13:24	13:32	18/08	18/08
58,2	0,70	1,13	13:35	8:45	18/08	19/08
71,1	1,22	1,27	8:45	8:49	19/08	19/08
84,1	1,73	2,16	8:50	15:50	19/08	19/08
97,0	2,27	3,11	15:50	16:20	19/08	19/08
109,9	3,42	5,42	16:30	7:45	19/08	20/08
122,9	5,55	7,62	7:45	9:45	20/08	20/08
135,6	7,75	12,89	9:45	10:00	20/08	22/08
122,9	12,87	12,85	10:00	10:15	22/08	22/08
97,0	12,31	12,28	10:15	10:30	22/08	22/08
71,1	11,11	8,99	10:30	8:35	22/05	23/08
45,3	8,29	7,59	8:35	8:50	23/08	23/08
21,1	5,25	4,04	8:50	9:05	23/08	23/08
0,0	2,71	1,74	9:05	9:20	23/08	23/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

SAPATA S-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,05	0,12	11:40	11:44	10/08	10/08
21,1	0,12	0,19	11:44	12:14	10/08	10/08
32,3	0,24	0,88	12:14	16:14	10/08	10/08
45,3	0,91	1,01	16:14	16:22	10/08	10/08
58,2	1,08	1,25	16:22	16:24	10/08	10/08
45,3	1,24	1,23	16:24	16:26	10/08	10/08
21,1	1,13	0,96	16:26	16:28	10/08	10/08
0,0	0,90	0,65	16:28	16:30	10/08	10/08
10,3	0,68	0,76	16:30	17:30	10/08	10/08
21,1	0,80	0,86	17:30	17:45	10/08	10/08
32,3	0,91	1,00	17:45	17:47	10/08	10/08
45,3	1,07	1,15	17:47	17:49	10/08	10/08
58,2	1,22	1,34	17:49	17:51	10/08	10/08
45,3	1,33	1,32	17:51	17:53	10/08	10/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

SAPATA S-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
21,1	1,30	1,13	17:53	17:55	10/08	10/08
0,0	1,10	0,82	17:55	17:57	10/08	10/08
10,3	0,84	0,85	8:00	8:02	11/08	11/08
21,1	0,87	0,91	8:02	8:06	11/08	11/08
32,3	0,99	1,02	8:06	8:08	11/08	11/08
45,3	1,06	1,11	8:08	8:10	11/08	11/08
58,2	1,20	1,28	8:10	8:14	11/08	11/08
71,1	1,39	1,57	8:14	8:29	11/08	11/08
45,3	1,50	1,25	8:29	10:29	11/08	11/08
21,1	1,14	1,02	10:29	10:31	11/08	11/08
0,0	0,85	0,75	10:31	10:33	11/08	11/08
10,3	0,77	0,76	10:33	10:35	11/08	11/08
21,1	0,78	0,78	10:35	10:36	11/08	11/08
32,3	0,86	0,88	10:36	10:38	11/08	11/08

I - Início do estágio
T - Término do estágio

SAPATA S-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
45,3	0,93	0,96	10:38	10:40	11/08	11/08
58,2	1,18	1,19	10:40	10:42	11/08	11/08
71,1	1,28	1,58	10:42	11:12	11/08	11/08
84,1	1,79	2,16	11:12	8:45	11/08	12/08
97,0	2,19	2,55	8:45	9:15	12/08	12/08
109,9	2,89	3,95	9:15	9:30	12/08	12/08
122,9	5,23	7,15	9:30	11:30	12/08	12/08
135,6	7,67	11,59	11:30	12:55	12/08	12/08
97,0	10,92	10,12	12:55	13:10	12/08	12/08
71,1	9,54	8,02	13:10	14:10	12/08	12/08
45,3	6,23	4,07	14:10	15:10	12/08	12/08
21,1	3,03	0,84	15:10	15:40	12/08	12/08
0,0	0,17	-0,84	15:40	15:55	12/08	12/08
71,1	0,80	1,60	9:30	9:45	15/08	15/08

I - Iñicio do estágio

T - Término do estágio

SAPATA S-2

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA	
	I	T	I	T	I	T
84,1	2,43	3,14	9:45	11:15	15/08	15/08
97,0	4,11	5,14	11:15	12:15	15/08	15/08
109,9	5,55	6,04	12:15	12:30	15/08	15/08
122,9	6,29	8,95	12:30	15:00	15/08	15/08
135,6	9,55	11,34	15:00	8:35	15/08	16/08
147,3	11,38	12,72	8:35	10:35	16/08	16/08
122,9	12,53	12,44	10:35	11:05	16/08	16/08
97,0	11,82	11,74	11:05	11:20	16/08	16/08
71,1	9,93	9,52	11:20	11:35	16/08	16/08
45,3	6,84	5,87	11:35	11:39	16/08	16/08
21,1	0,50	0,33	11:39	12:54	16/08	16/08
0,0	-1,42	-2,10	12:54	12:58	16/08	16/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

SAPATA S-3

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	10:00	10:01	17/08	17/08
21,1	0,00	0,01	10:01	10:16	17/08	17/08
32,3	0,13	0,43	10:16	14:16	17/08	17/08
45,3	0,65	1,05	14:16	14:46	17/08	17/08
58,2	2,94	6,22	14:46	16:46	17/08	17/08
71,1	10,43	18,16	16:46	17:16	17/08	17/08
45,3	17,49	16,93	17:16	17:31	17/08	17/08
21,1	11,18	9,55	17:31	17:46	17/08	17/08
0,0	2,29	1,41	17:46	18:01	17/08	17/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

SAPATA S-4

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA *	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	12:00	12:01	02/08	02/08
21,1	0,00	0,00	12:01	12:02	02/08	02/08
32,3	0,00	0,00	12:02	12:03	02/08	02/08
45,3	0,00	0,01	12:03	12:33	02/08	02/08
58,2	0,16	0,27	12:33	13:33	02/08	02/08
71,1	1,44	1,56	13:33	15:33	02/08	02/08
97,0	7,01	11,16	15:33	11:35	02/08	03/08
109,9	11,86	15,13	11:35	13:35	03/08	03/08
122,9	17,46	25,68	13:35	13:43	03/08	03/08
97,0	25,71	25,71	13:43	13:43	03/08	03/08
71,1	24,91	24,91	13:43	13:58	03/08	03/08
45,3	20,64	18,91	13:58	15:58	03/08	03/08
21,1	18,06	10,45	15:58	16:13	03/08	03/08
0,0	7,26	1,03	16:16	16:29	03/08	03/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

SAPATA S-4

(Ruptura Residual)

CARGA (tf)	DESLOCAMENTO (mm)		HORA		DATA*	
	I	T	I	T	I	T
10,3	0,00	0,00	11:30	12:00	05/08	05/08
21,1	0,01	0,15	12:00	12:15	05/08	05/08
32,3	0,81	1,15	12:15	12:17	05/08	05/08
45,3	2,38	3,40	12:17	12:25	05/08	05/08
58,2	4,58	7,33	12:25	16:25	05/08	05/08
84,1	11,06	14,62	16:25	17:25	05/08	05/08
97,0	18,02	21,88	17:25	17:55	05/08	05/08
122,9	32,68	32,68	17:55	8:30	05/08	06/08
71,1	33,13	33,13	8:30	8:30	06/08	06/08
84,1	33,27	33,27	8:30	8:32	06/08	06/08
58,2	33,15	30,39	8:32	10:32	06/08	06/08
32,3	29,08	21,97	10:32	10:47	06/08	06/08
10,3	19,58	11,02	10:47	11:02	06/09	06/08
0,0	5,78	1,01	11:02	11:10	06/08	06/08

I - Início do estágio

T - Término do estágio

* - Ano: 1977

ANEXO 5

"DIAGRAMAS DE TRINCAS" DAS FUNDAÇÕES TESTADAS

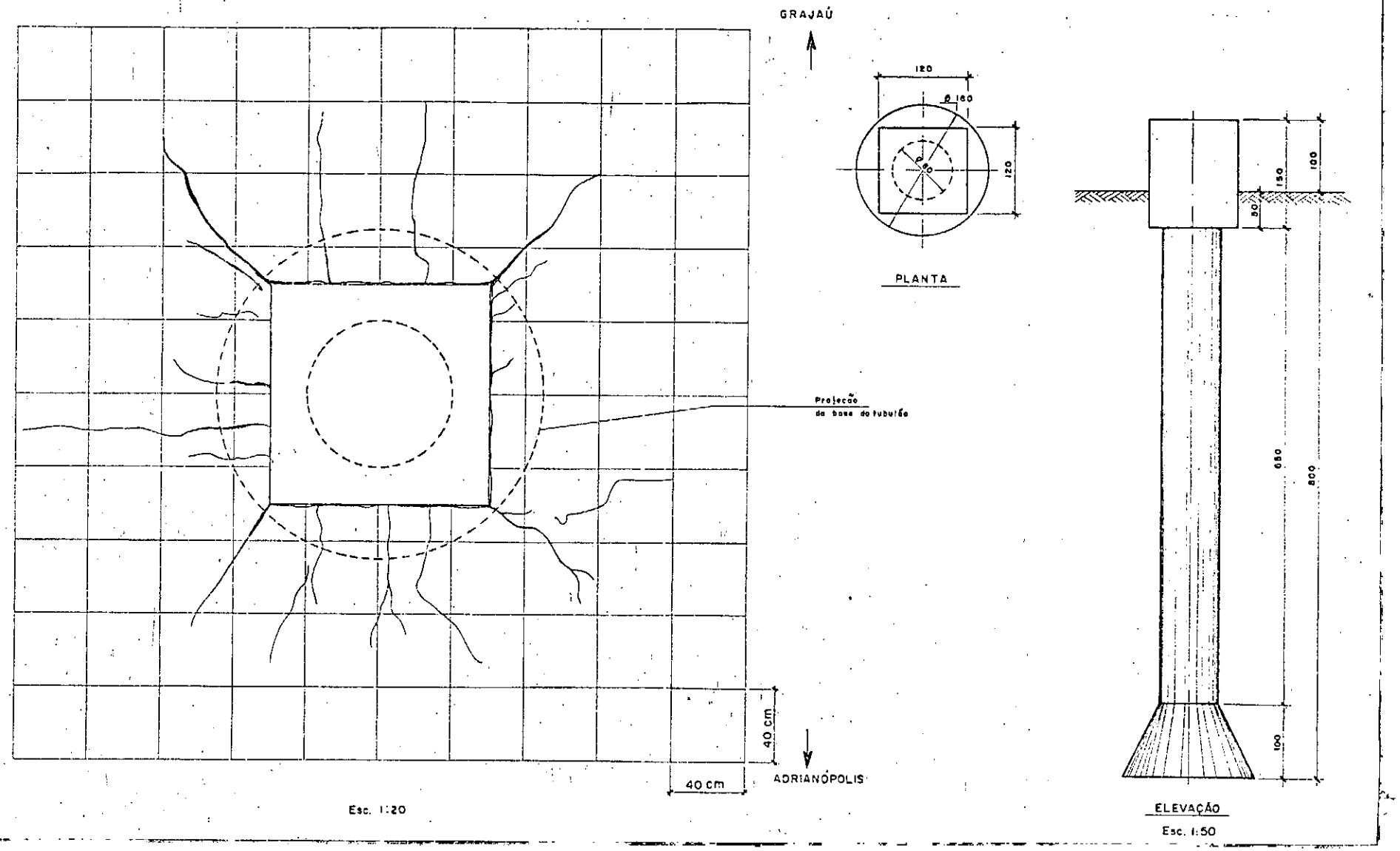


DIAGRAMA DE TRINCAS - TUBULÃO 1

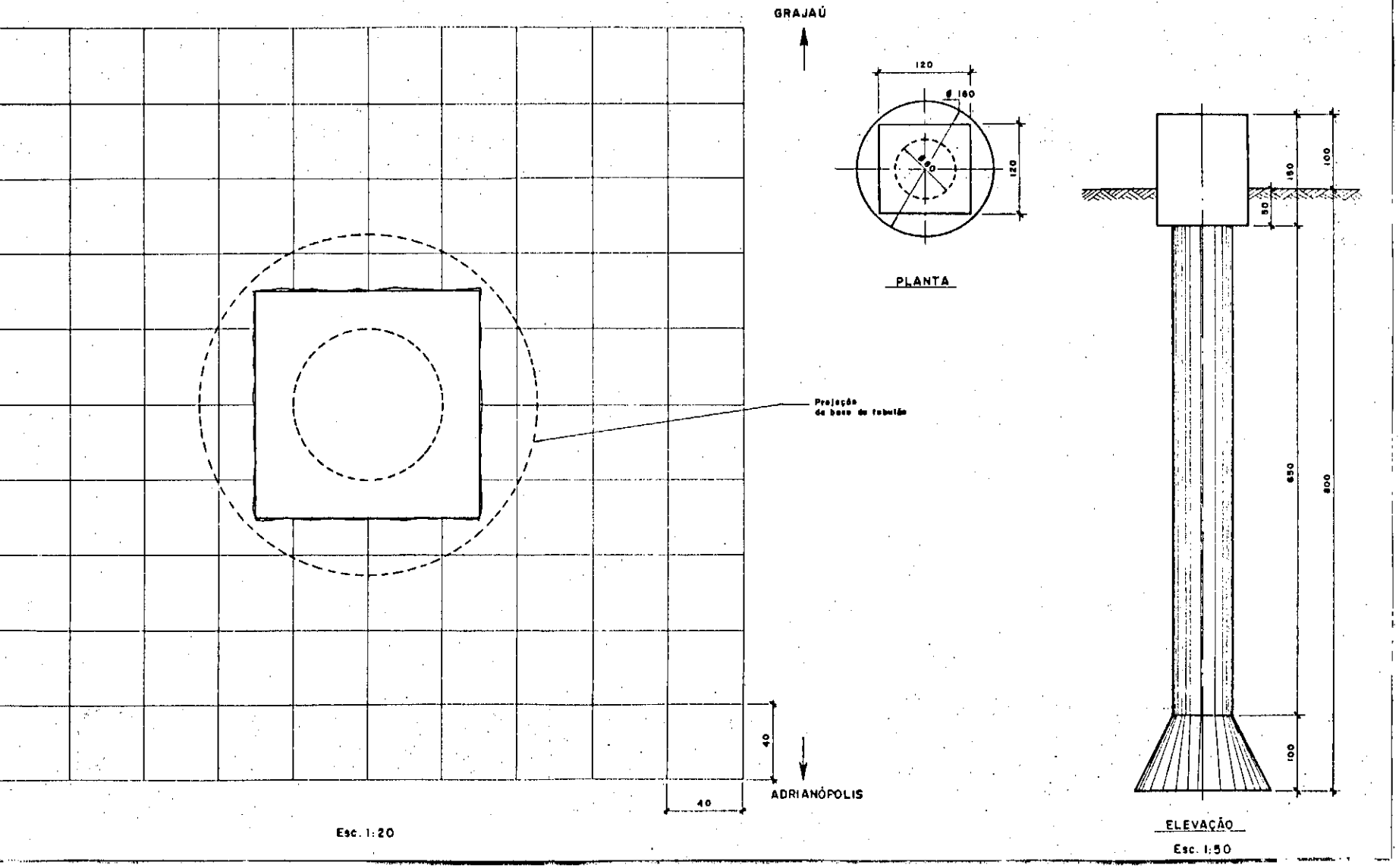
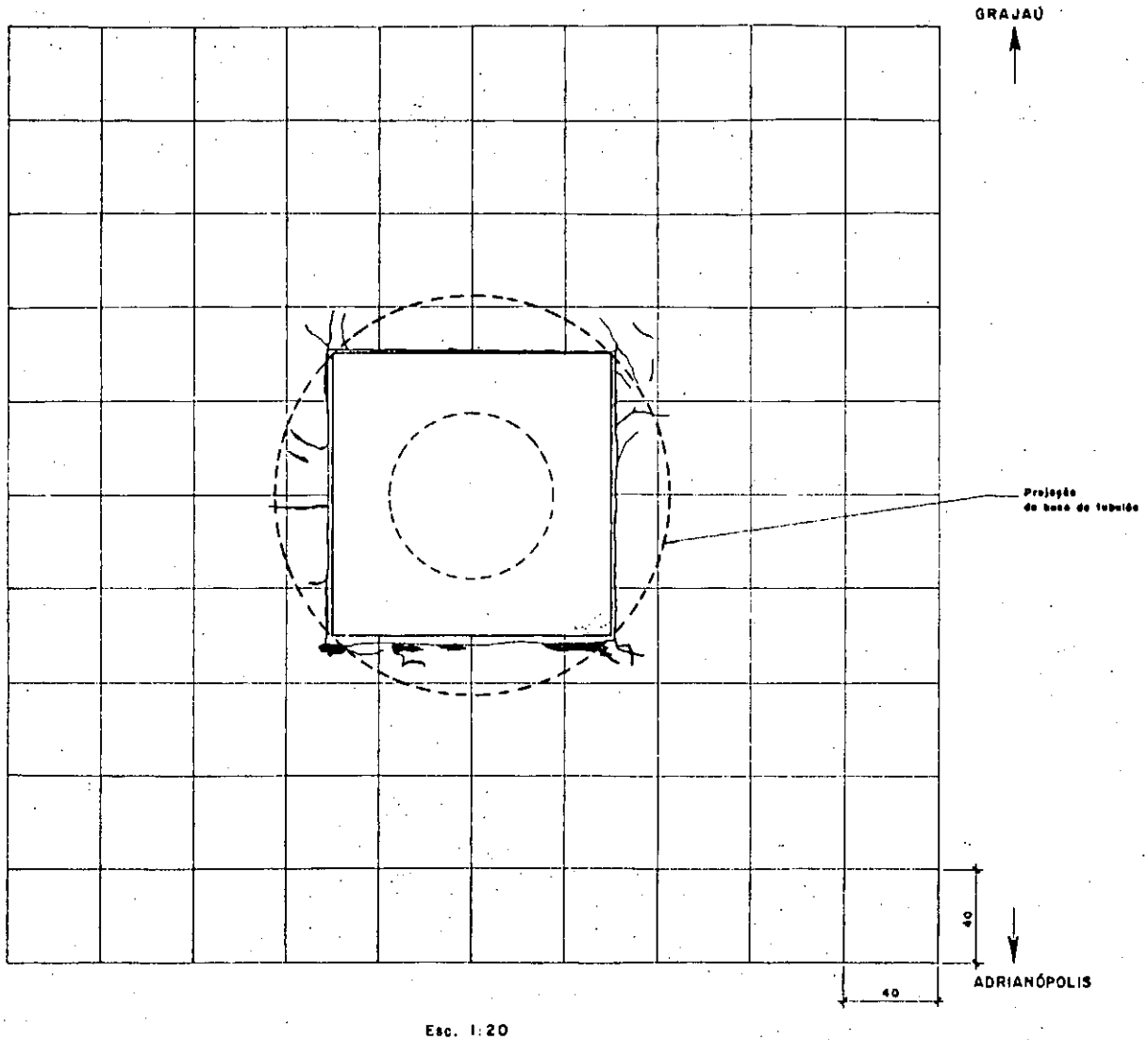
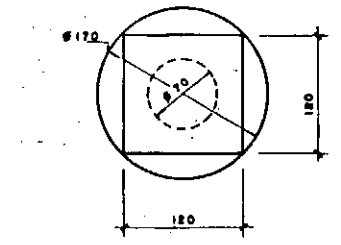


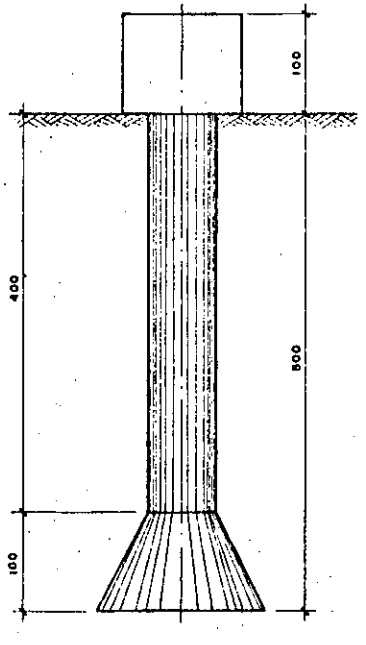
DIAGRAMA DE TRINCAS – TUBULÃO 2



Esc. 1:20



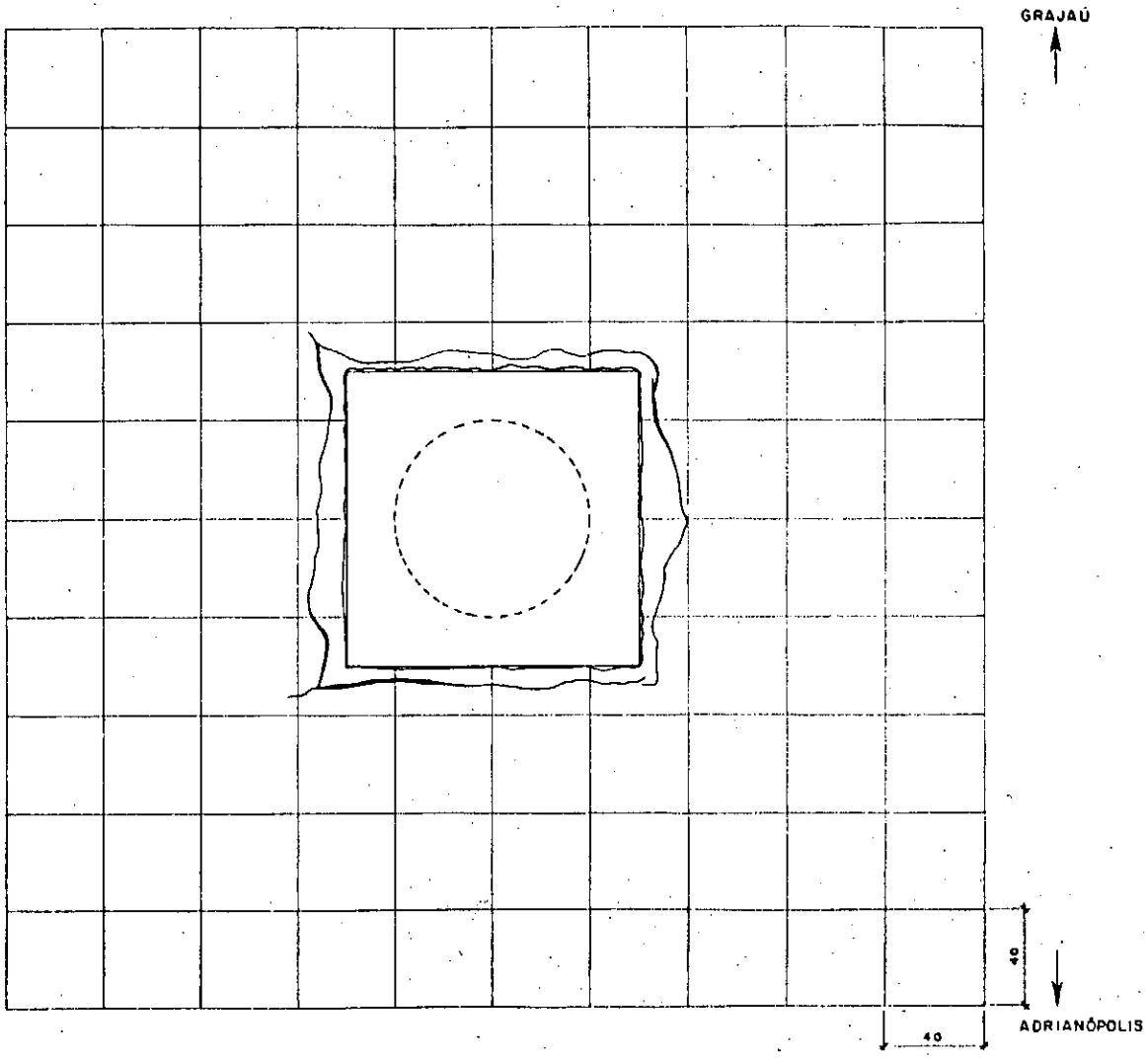
PLANTA



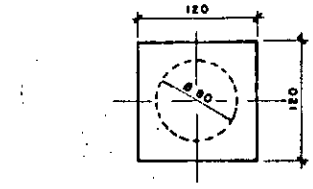
ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

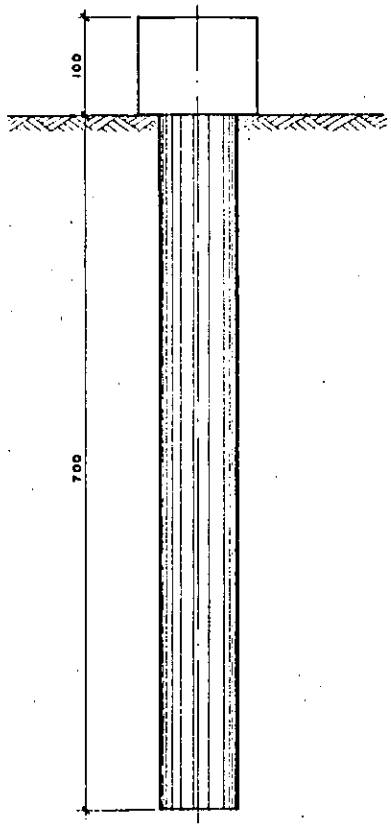
DIAGRAMA DE TRINCAS – TUBULÃO 3



Esc. 1:20



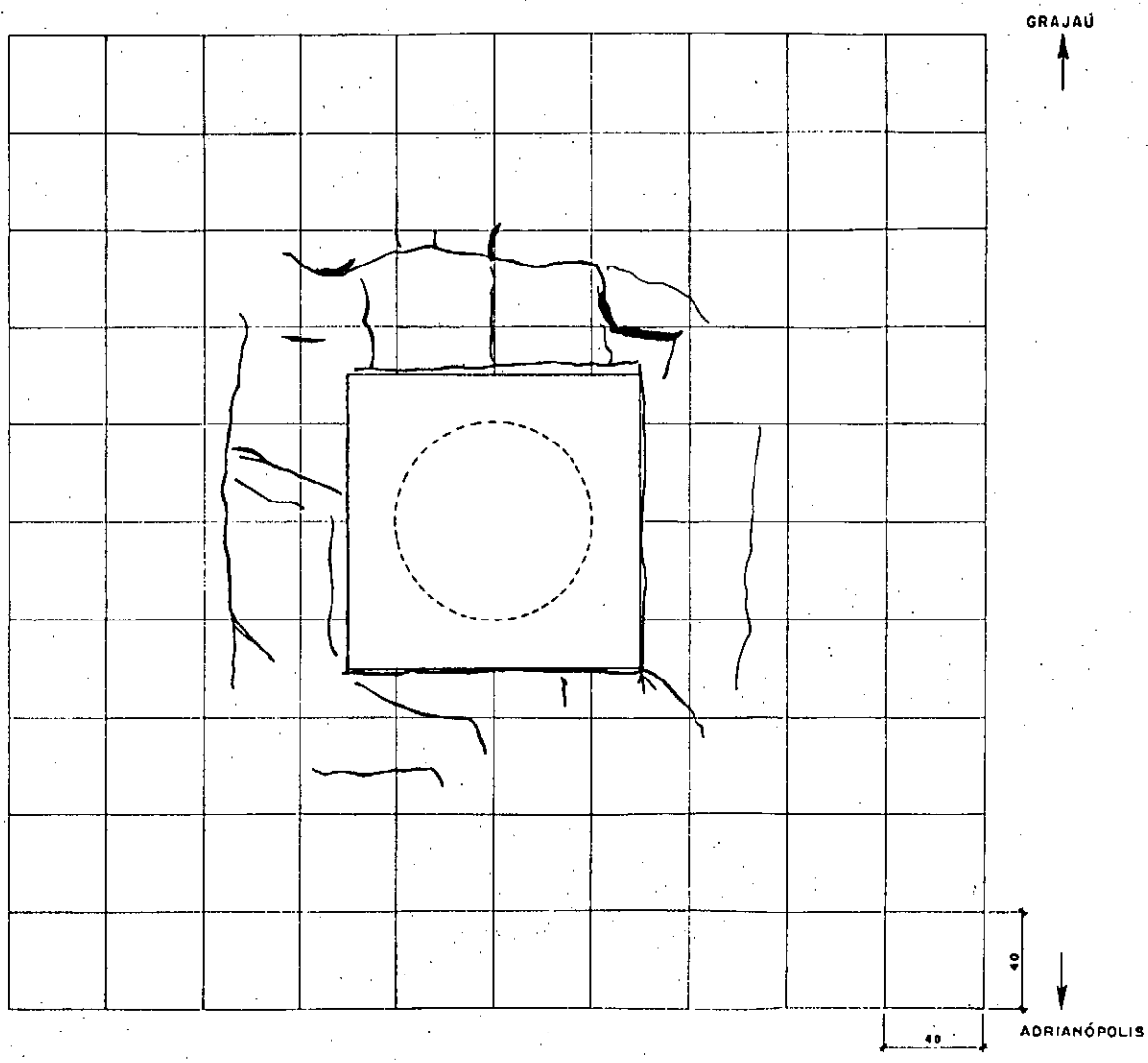
PLANTA



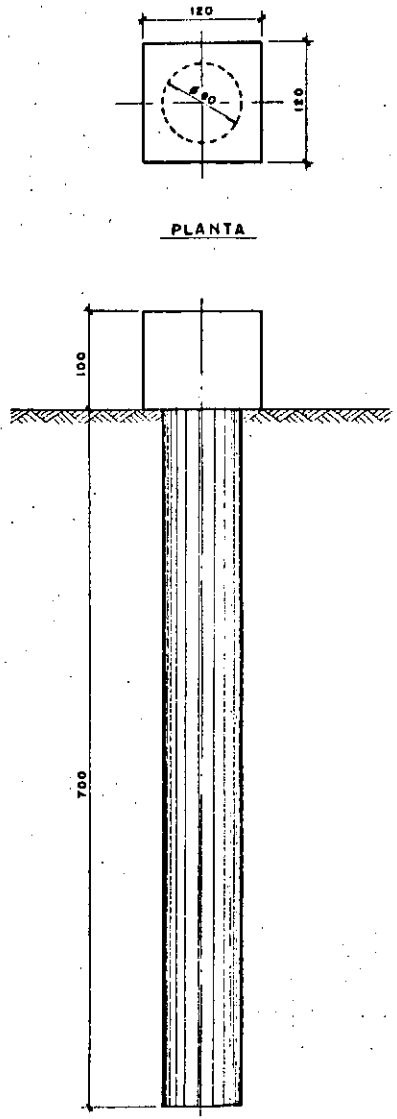
ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

DIAGRAMA DE TRINCAS – TUBULÃO 4



Esc. 1:20

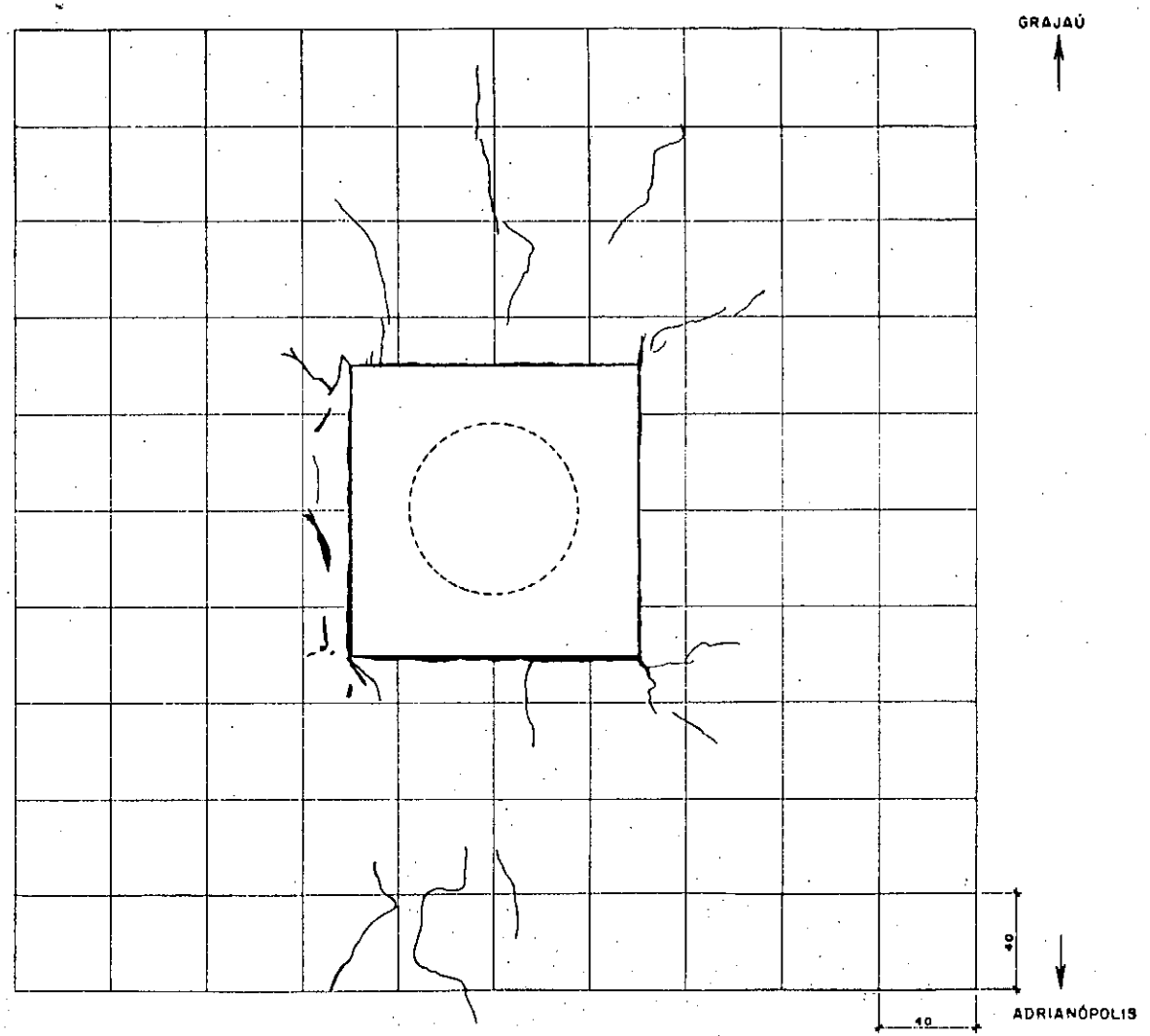


PLANTA

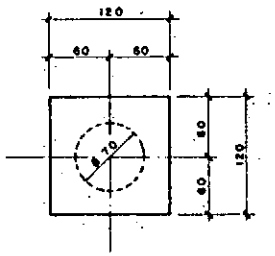
ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

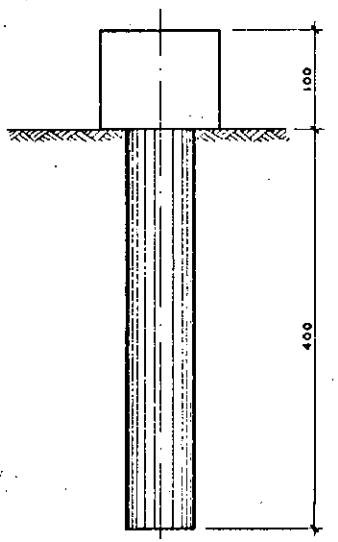
DIAGRAMA DE TRINCAS – TUBULÃO 5



Esc. 1:20



PLANTA



ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

DIAGRAMA DE TRINCAS – TUBULÃO 6

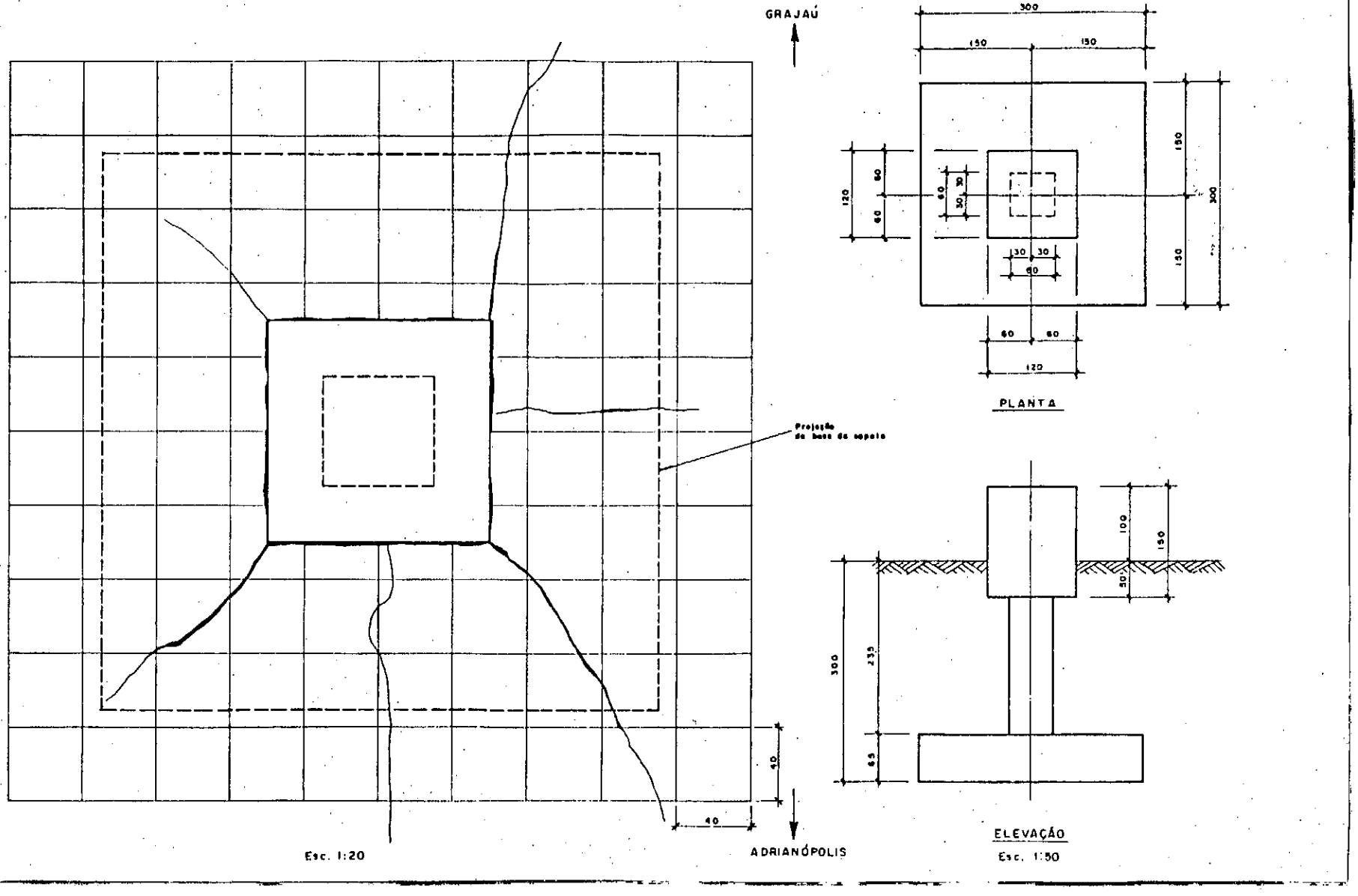
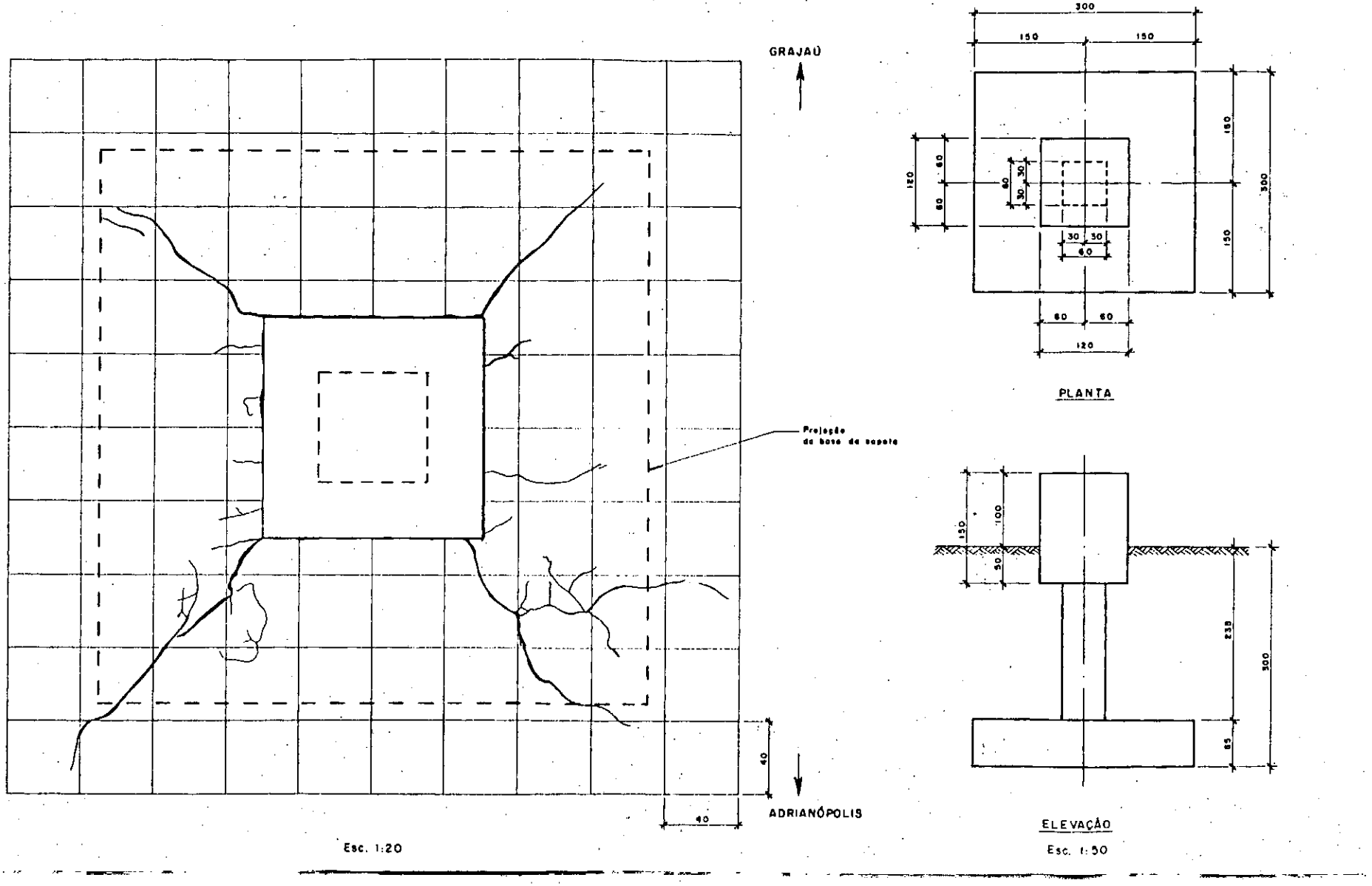
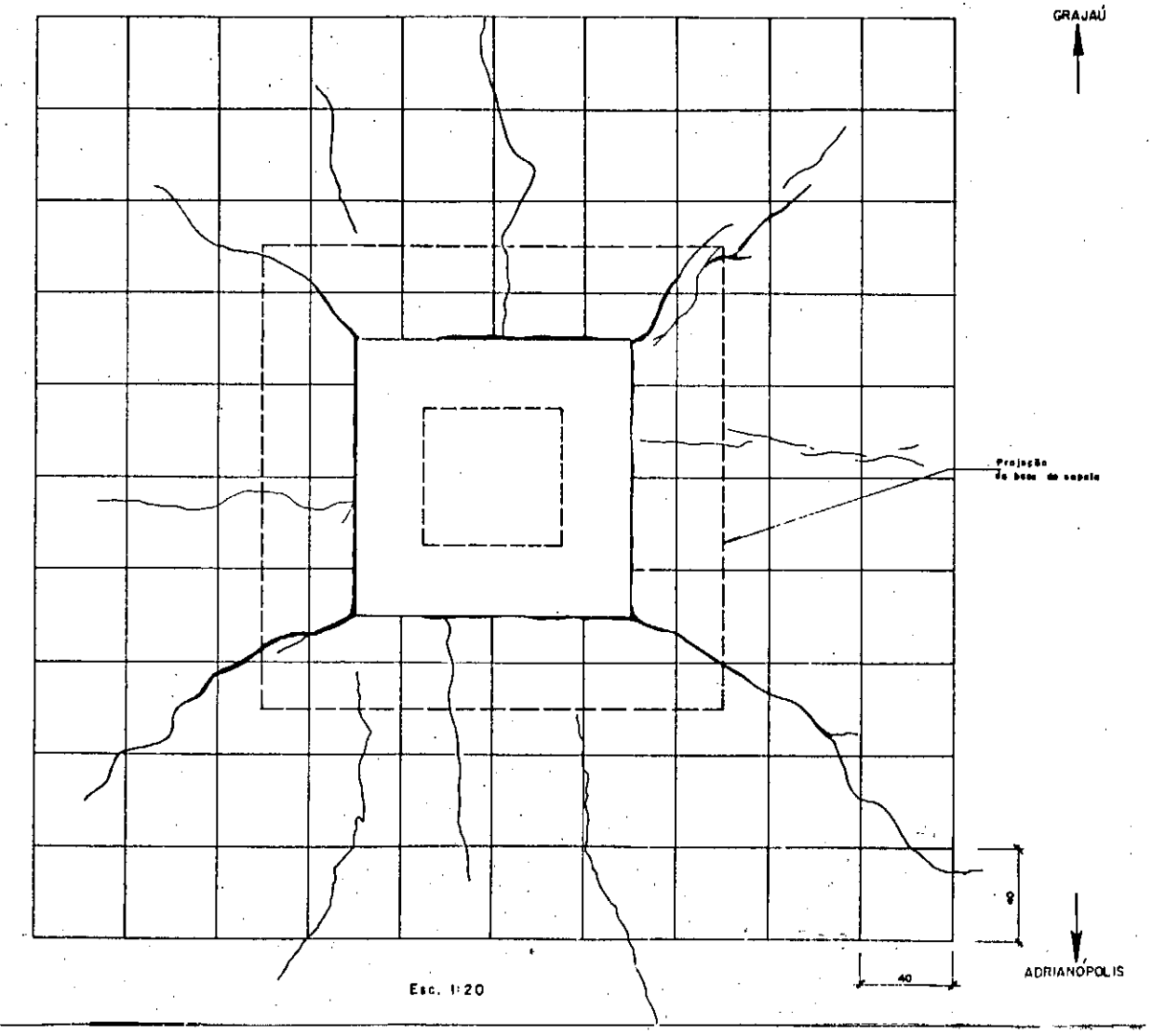


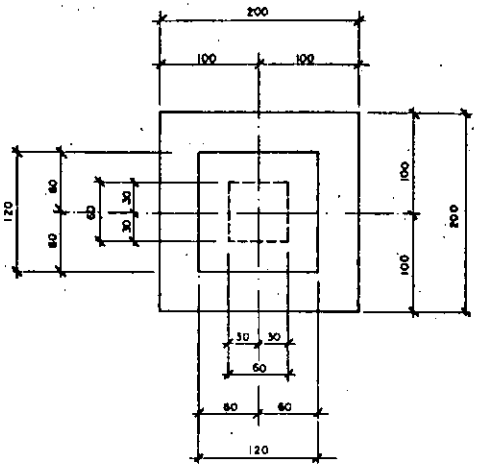
DIAGRAMA DE TRINCAS — SAPATA 1



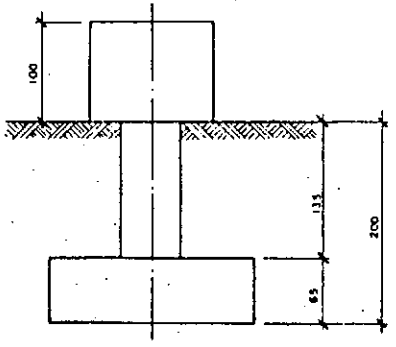
300

DIAGRAMA DE TRINCAS - SAPATA 2





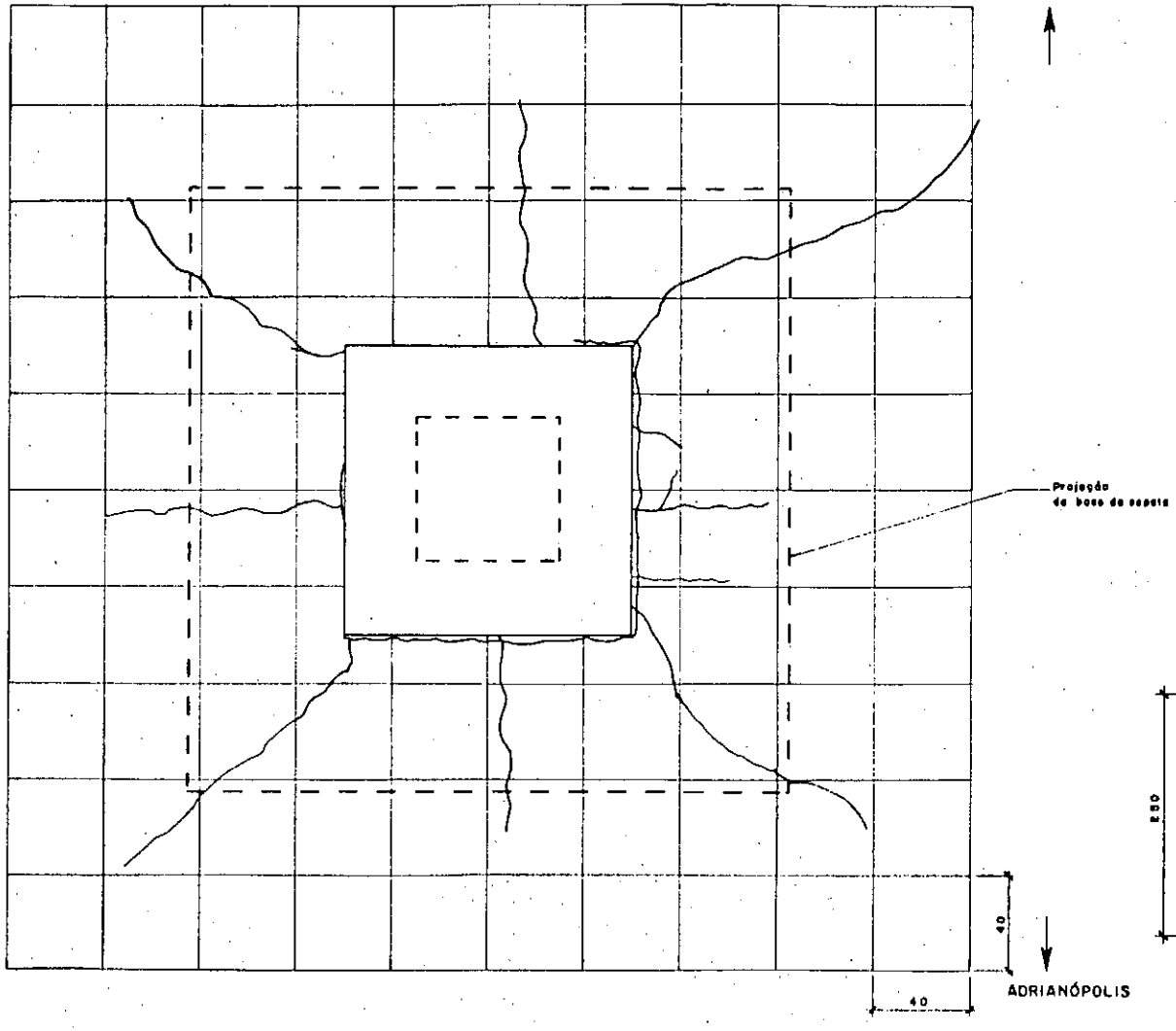
PLANTA



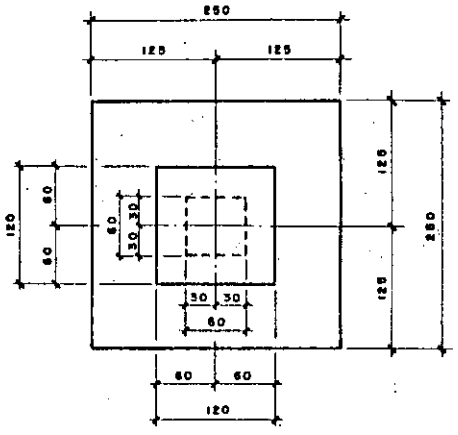
ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

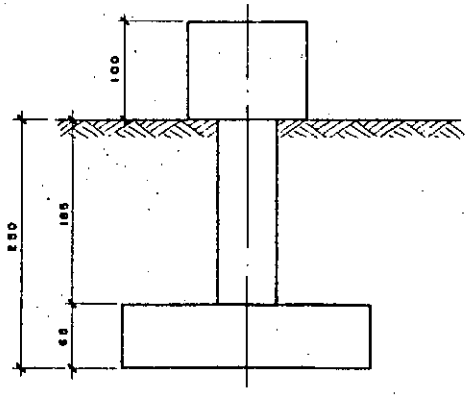
DIAGRAMA DE TRINCAS - SAPATA 3



Esc. 1:20



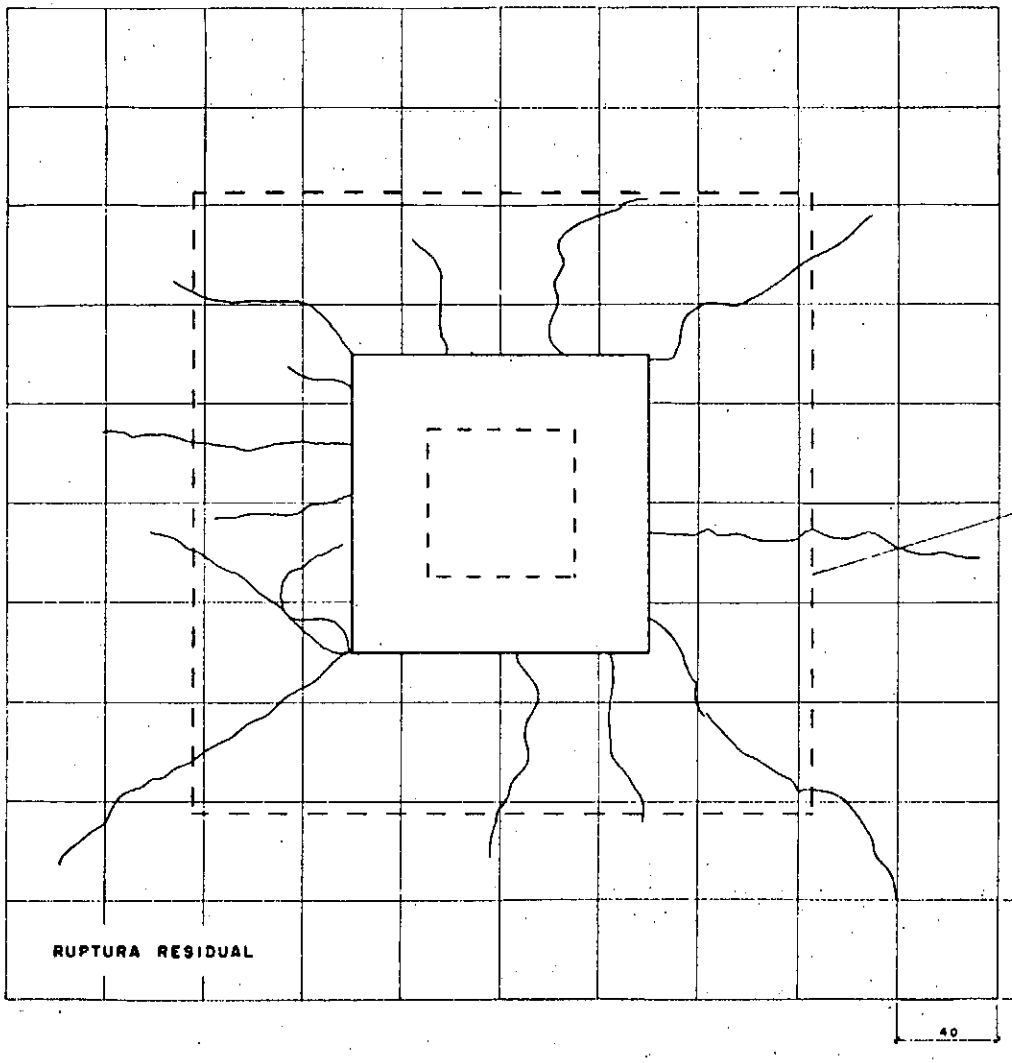
PLANTA



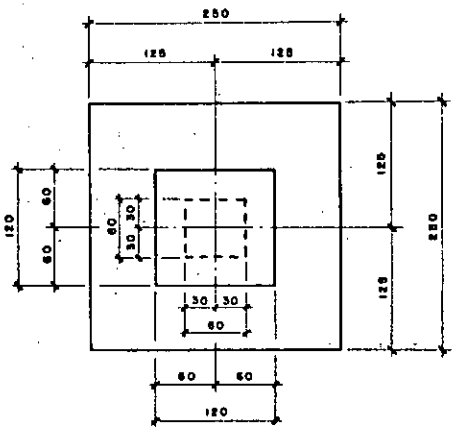
ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

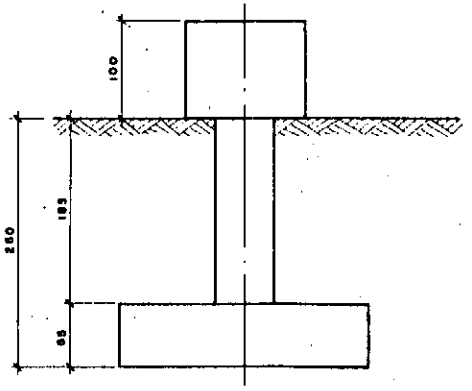
DIAGRAMA DE TRINCAS – SAPATA 4



Esc. 1:20



PLANTA



ELEVAÇÃO

Esc. 1:50

DIAGRAMA DE TRINCAS – SAPATA 4

ANEXO 6

AJUSTAMENTO DOS PONTOS CARGA x DESLOCAMENTO DAS PROVAS DE CARGA: PLOTAÇÕES E VALORES RELATIVOS AO AJUSTAMENTO

L.T. 500 KV ANHANGUERA - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 1

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
7.6	.00
22.4	.09
36.2	.20
49.1	.47
62.1	.80
75.0	1.11
88.0	1.42
100.9	1.92
113.0	2.41
124.2	3.61
135.6	4.17
147.3	5.04
159.1	6.08
185.0	9.64
197.9	15.14
210.8	18.81
236.7	22.90
210.8	22.86
185.0	22.61
159.1	22.27
135.6	21.54
113.0	20.98
88.0	20.23
62.1	19.23
36.2	17.98
.0	14.28

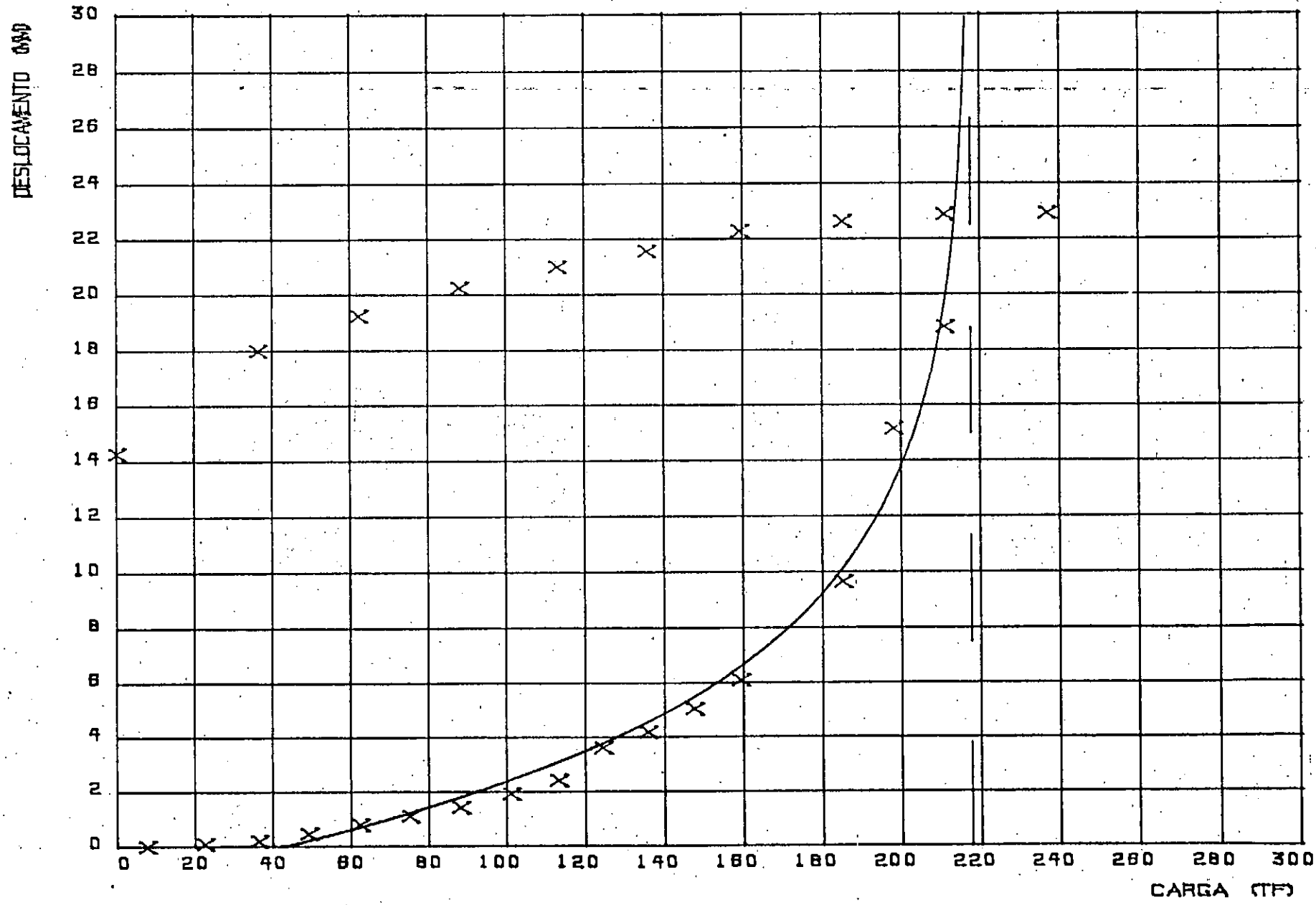
CARGA DE RUPTURA = 217.5 TF

PARAMETRO A = .167 1/MM

PARAMETRO B = .216

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .983

TUBULAO 1


DESLOCAMENTO (MM)
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
0
20
40
60
80
100
120
140
160
180
200
220
240
260
280
300
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ANDRIANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 2

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
62.1	.16
88.0	.50
113.0	.83
135.6	1.40
159.1	1.91
185.0	2.78
210.8	4.28
236.7	6.29
262.6	7.70
288.5	10.03
314.3	13.79
135.6	9.91
.0	5.83

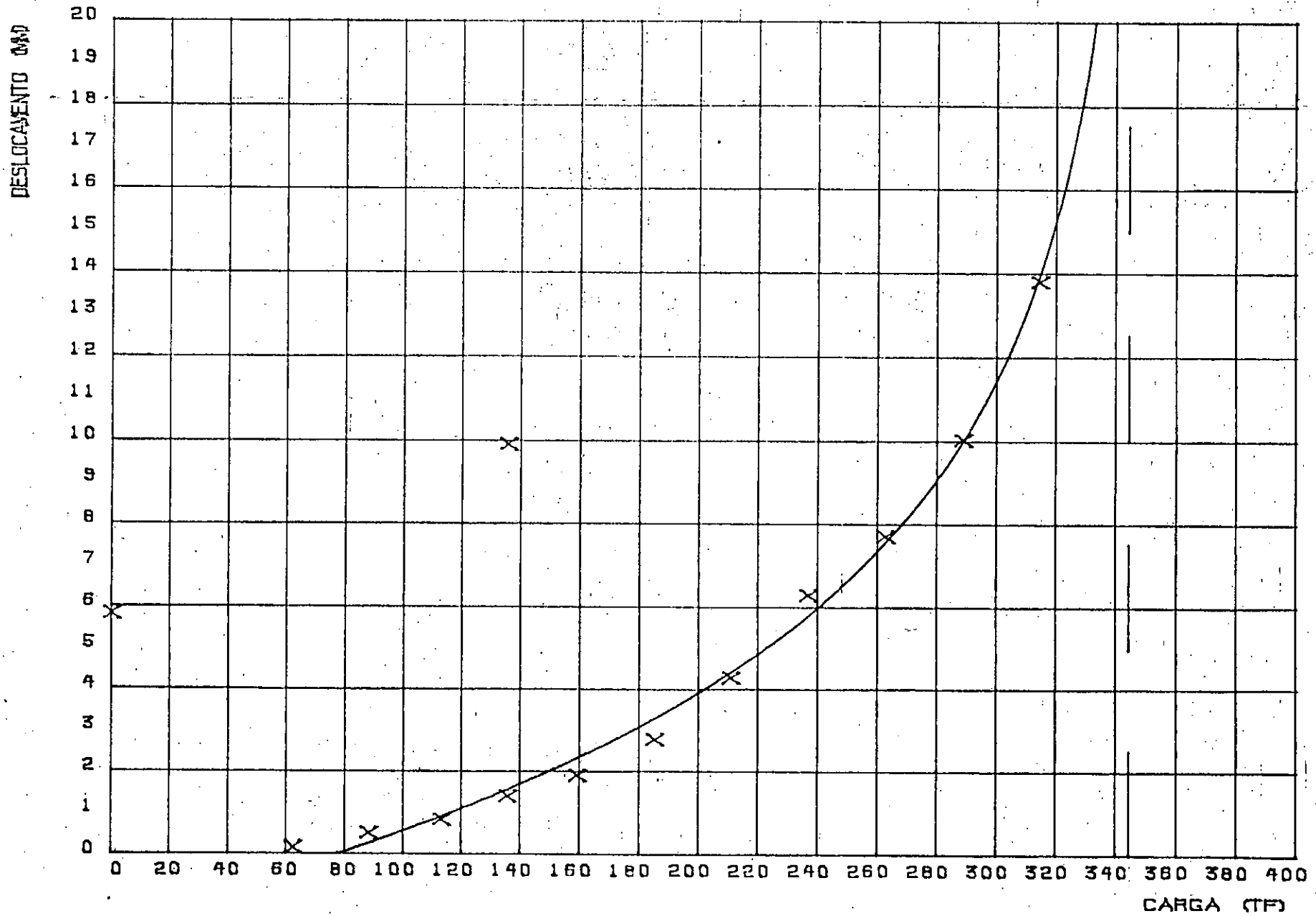
CARGA DE RUPTURA = 344.5 TF

PARAMETRO A = .157 1/MM

PARAMETRO B = .255

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .994

TUBULAO 2


DESLOCAMENTO (MM)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 220 240 260 280 300 320 340 360 380 400
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ANHANGUERA - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 3

PONTOS DA CURVA CARGA x DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
7.6	.00
22.4	.18
36.2	.36
49.1	1.33
62.1	1.68
75.0	3.27
88.0	7.98
100.9	11.73
113.0	18.23
88.0	17.99
62.1	17.18
36.2	16.06
7.4	14.40
.0	11.08

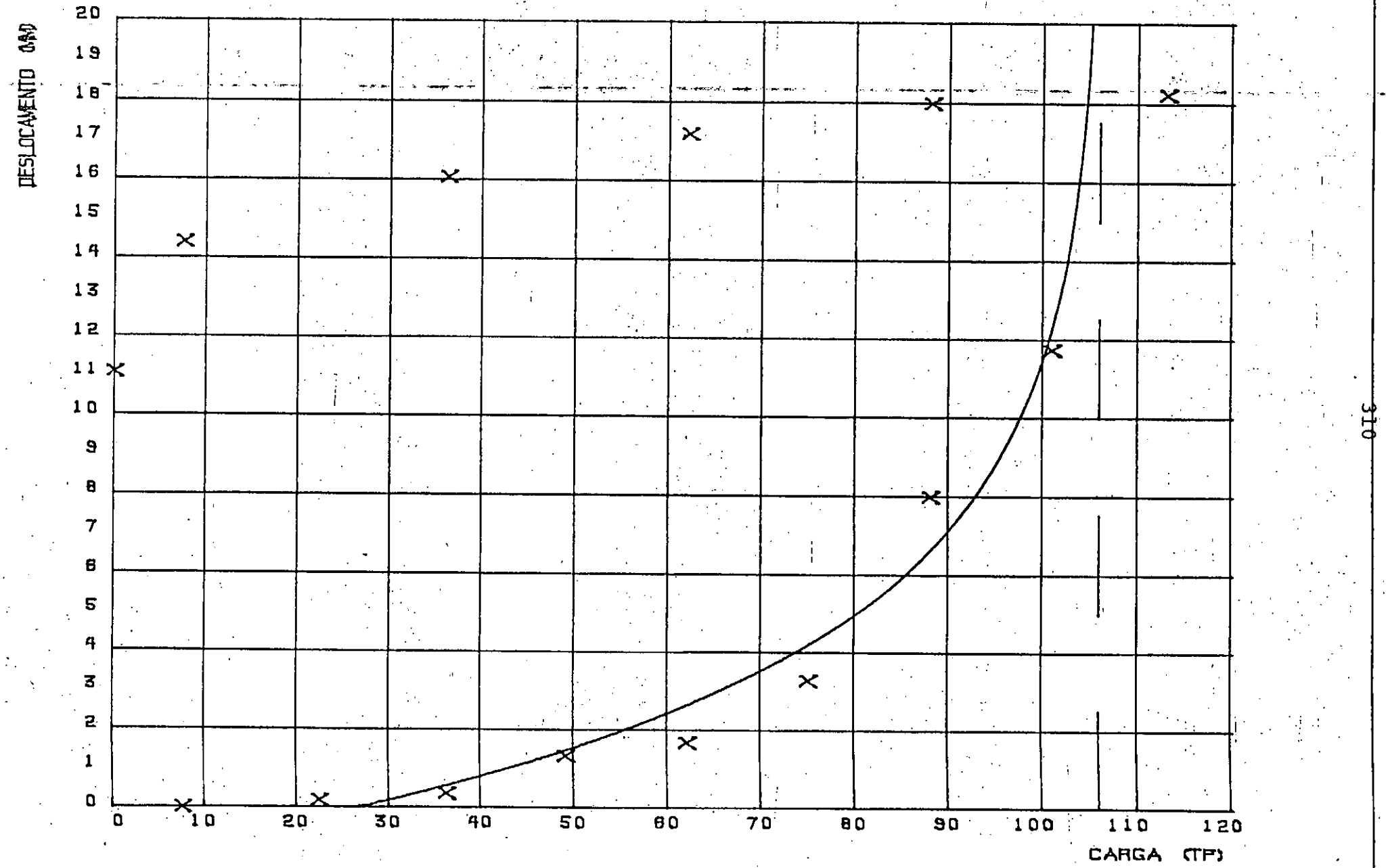
CARGA DE RUPTURA = 106.0 TF

PARAMETRO A = .224 1/MM

PARAMETRO B = .291

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .962

TUBULAO 3


DESLOCAMENTO (MM)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ADUTAMOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 4

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

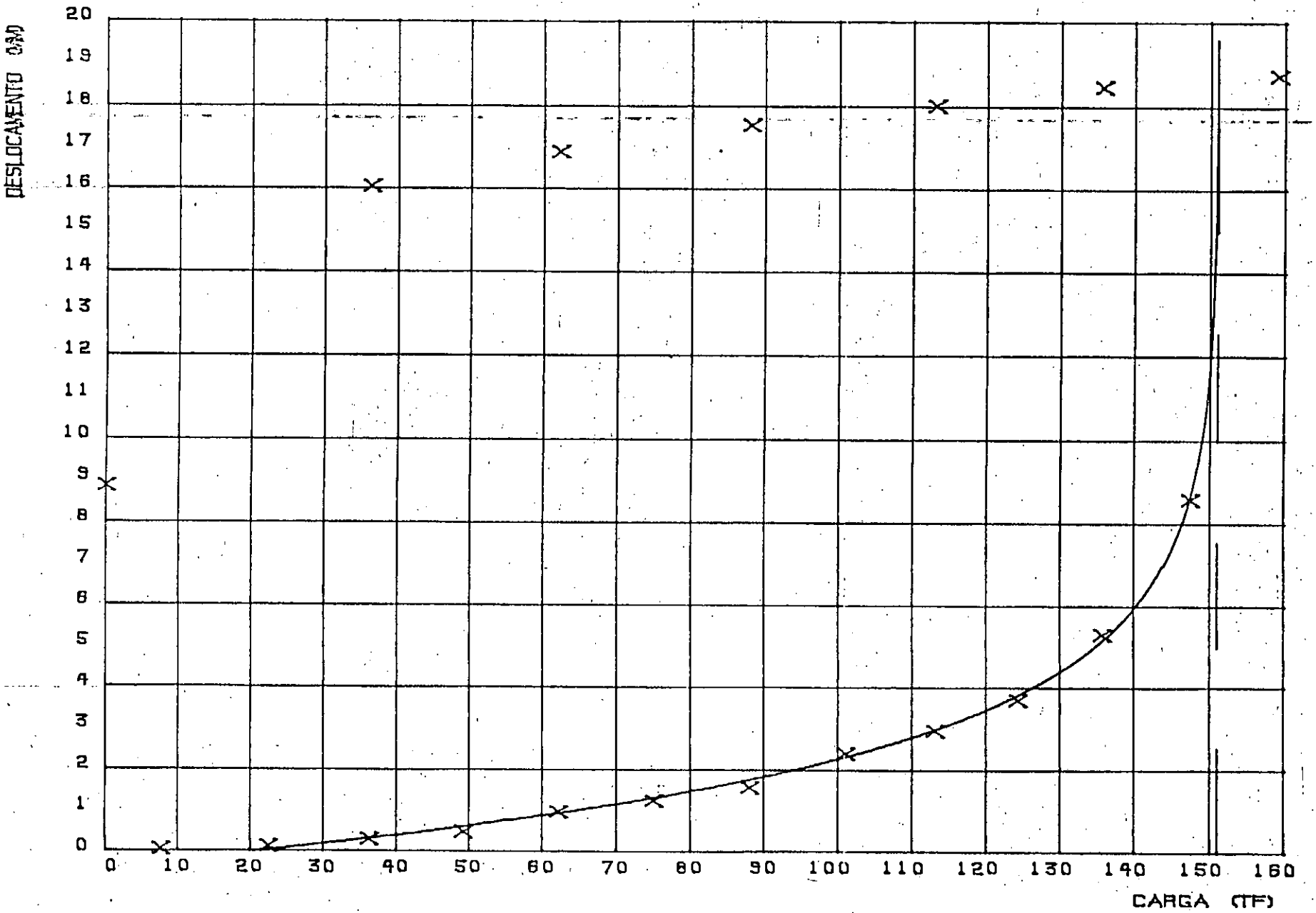
CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
7.6	.05
22.4	.13
36.2	.30
49.1	.47
62.1	.96
75.0	1.23
88.0	1.56
100.9	2.39
113.0	2.95
124.2	3.70
135.6	5.31
147.3	8.58
159.1	18.73
135.6	18.46
113.0	18.01
88.0	17.54
62.1	16.89
36.2	16.05
.0	8.87

CARGA DE RUPTURA = 151.0 TF

PARAMETRO A = .416 1/MM

PARAMETRO B = .141

TUBULAO 4


DESLOCAMENTO (MM)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
160
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ADRIANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 5

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.11
21.1	.11
32.3	.11
45.3	.22
58.2	.35
71.1	.76
97.0	5.78
122.9	38.81
97.0	39.82
71.1	38.68
45.3	38.28
21.1	38.24
.0	37.11

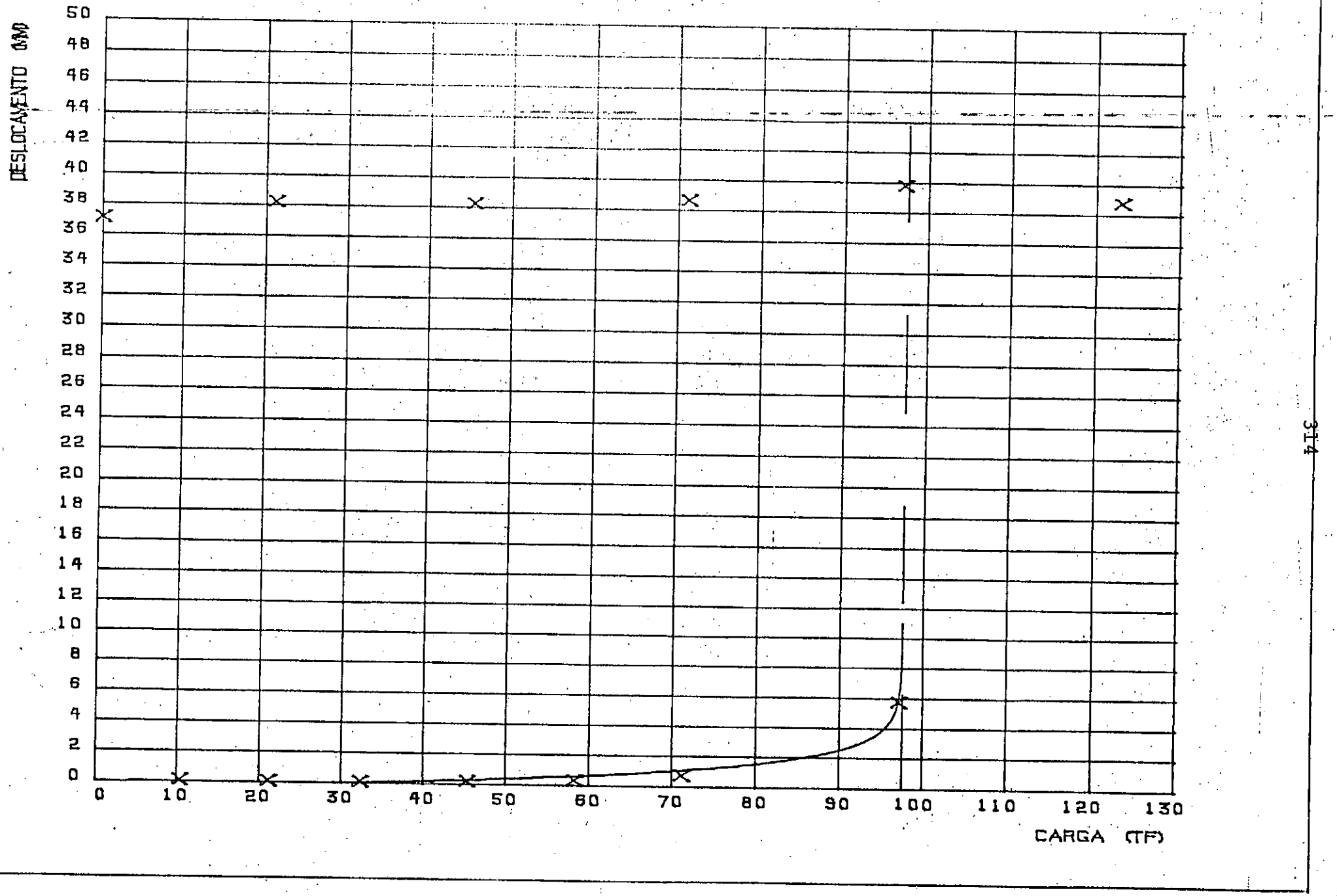
CARGA DE RUPTURA = 97.5 TF

PARAMETRO A = .859 1/MM

PARAMETRO B = .354

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .984

TUBULAO 5


DESLOCAMENTO (MM)
50
48
46
44
42
40
38
36
34
32
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ADUTANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

TUBULAO 6

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.08
21.1	.18
32.3	.55
45.3	4.25
45.3	16.22
32.3	15.92
21.1	15.78
10.3	15.04
.0	12.84

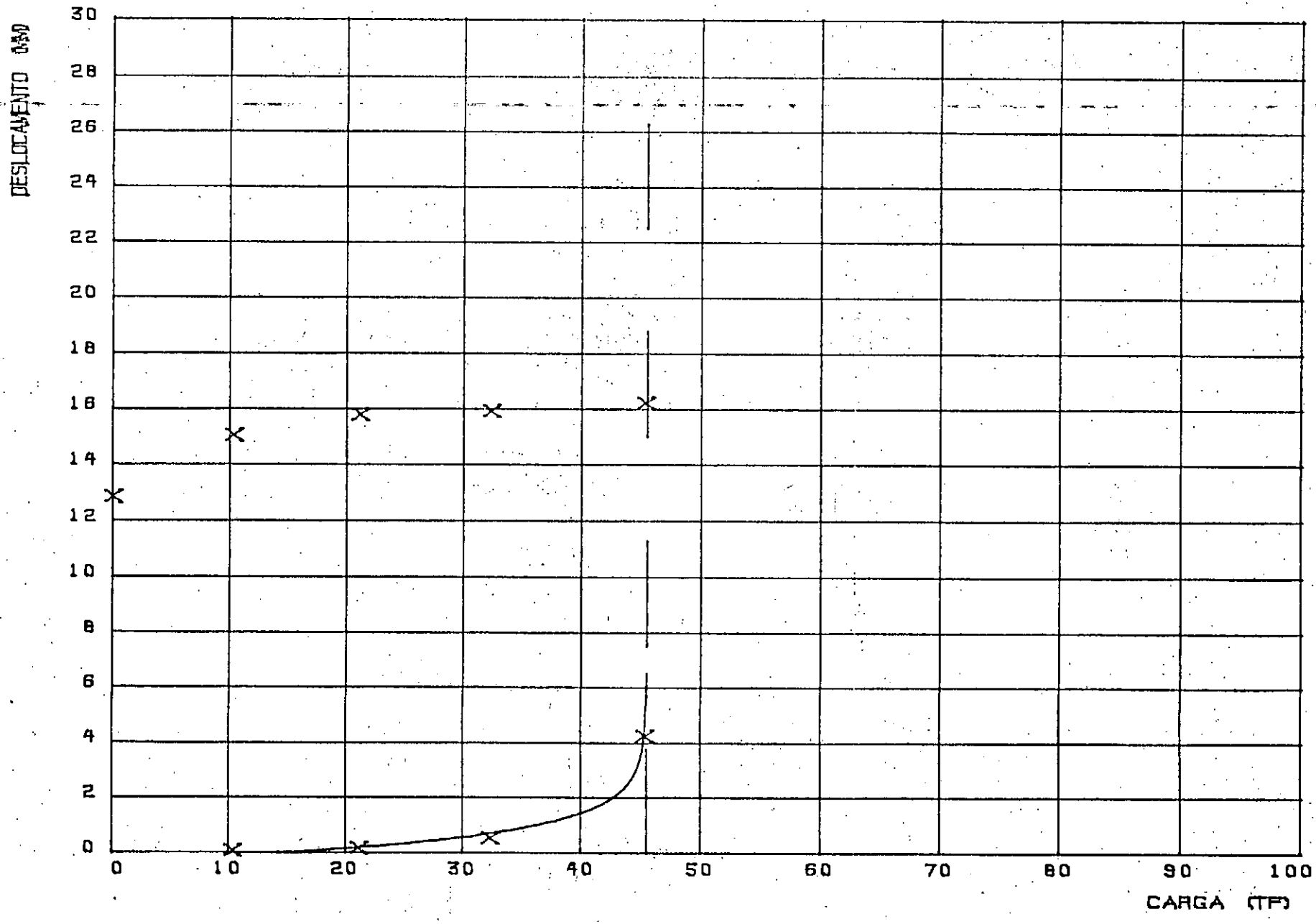
CARGA DE RUPTURA = 45.5 TF

PARAMETRO A = 1.194 1/MM

PARAMETRO B = .375

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .995

TUBULAO 6


DESLOCAMENTO (mm)
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ANTANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

SAPATA 1

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.00
21.1	.05
32.3	.27
45.3	.44
58.2	1.13
71.1	1.27
84.1	2.16
97.0	3.11
109.9	5.42
122.9	7.62
135.6	12.89
122.9	12.85
97.0	12.28
71.1	8.99
45.3	7.59
21.1	4.04
.0	1.74

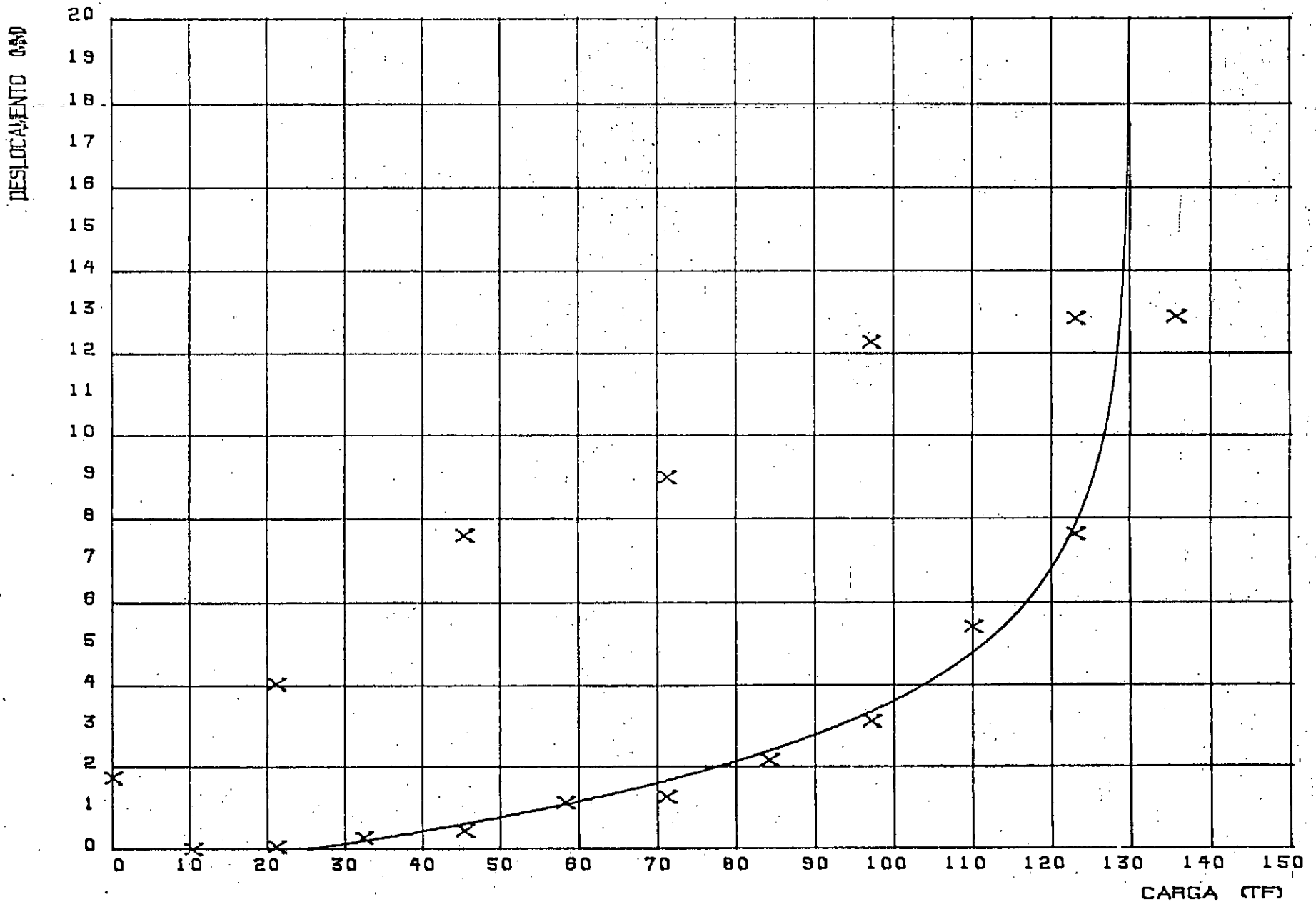
CARGA DE RUPTURA = 130.0 TF

PARAMETRO A = .344 1/MM

PARAMETRO B = .216

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .985

SAPATA 1


DESLOCAMENTO (mm)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ADRIANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

SAPATA 2

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
.0	.75
10.3	.76
21.1	.78
32.3	.88
45.3	.96
58.2	1.19
71.1	1.58
84.1	2.16
97.0	2.55
109.9	3.95
122.9	7.15
135.6	11.59
97.0	10.12
71.1	8.02
45.3	4.07
21.1	.84
.0	-.84

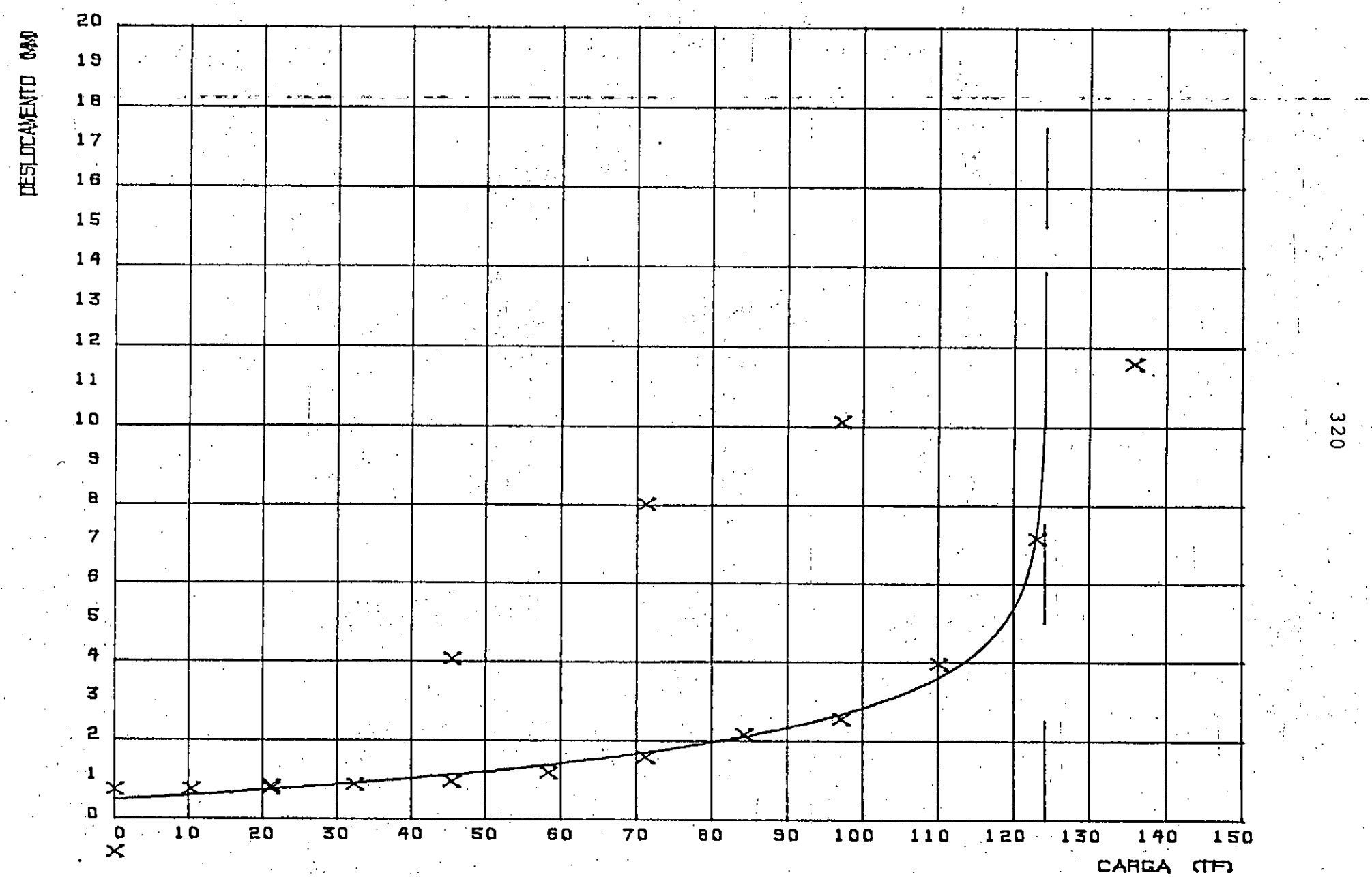
CARGA DE RUPTURA = 124.0 TF

PARAMETRO A = .698 1/MM

PARAMETRO B = -.345

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .991

SAPATA 2


DESLOCAMENTO (MM)
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ORIANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

SAPATA 3

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.00
21.1	.01
32.3	.43
45.3	1.05
58.2	6.22
71.1	18.16
45.3	16.93
21.1	9.55
.0	1.41

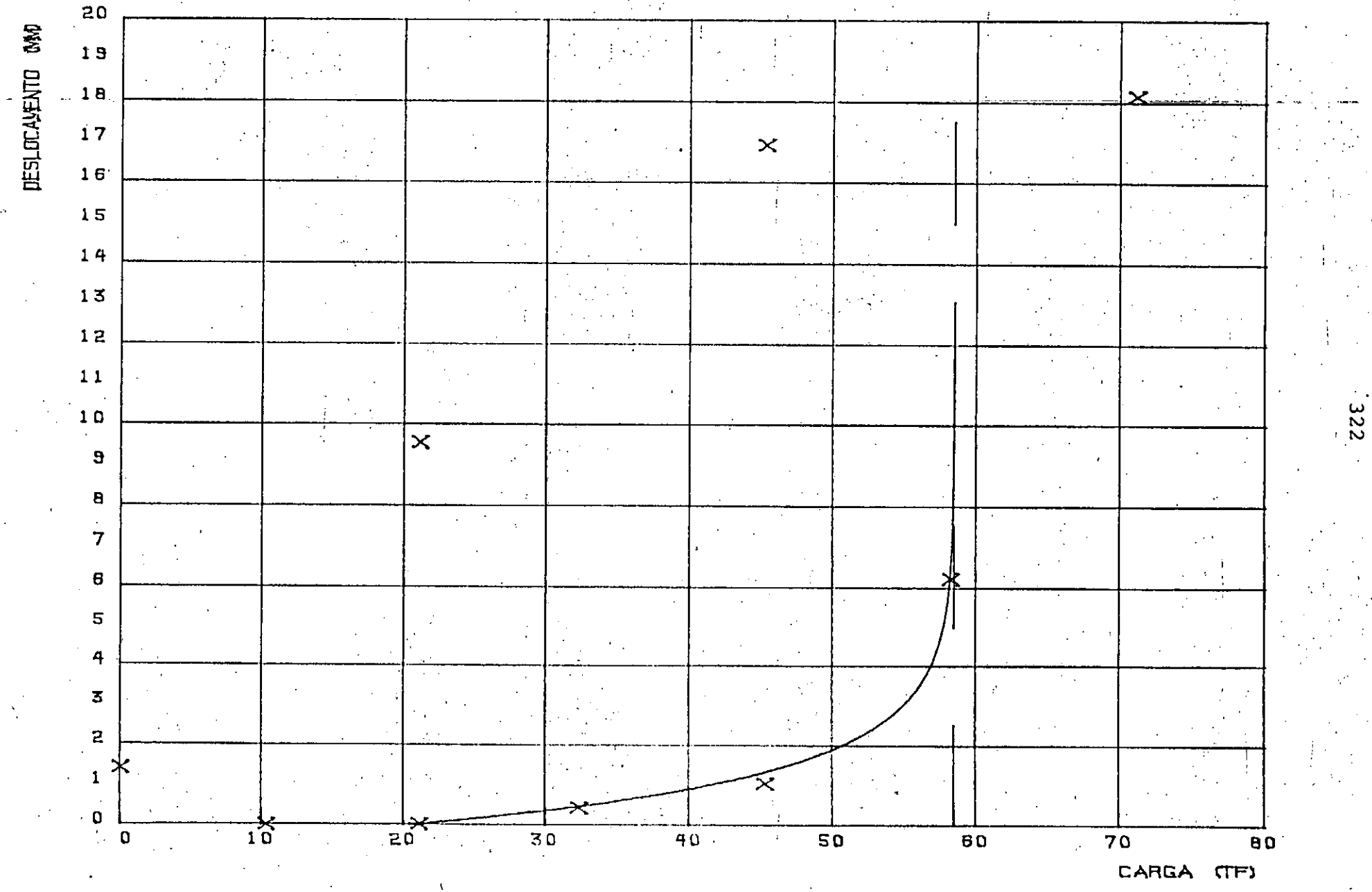
CARGA DE RUPTURA = 58.5 TF

PARAMETRO A = .785 1/MM

PARAMETRO B = .430

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .993

SAPATA 3


DESLOCAMENTO (MM)
20
19
18
17
16
15
14
13
12
11
10
9
8
7
6
5
4
3
2
1
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
CARGA (TF)

L.T. 500 KV ADRIANOPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

SAPATA 4

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.00
21.1	.00
32.3	.00
45.3	.01
58.2	.27
71.1	1.56
97.0	11.16
109.9	15.13
122.9	25.68
97.0	25.71
71.1	24.91
45.3	18.91
21.1	10.45
.0	1.03

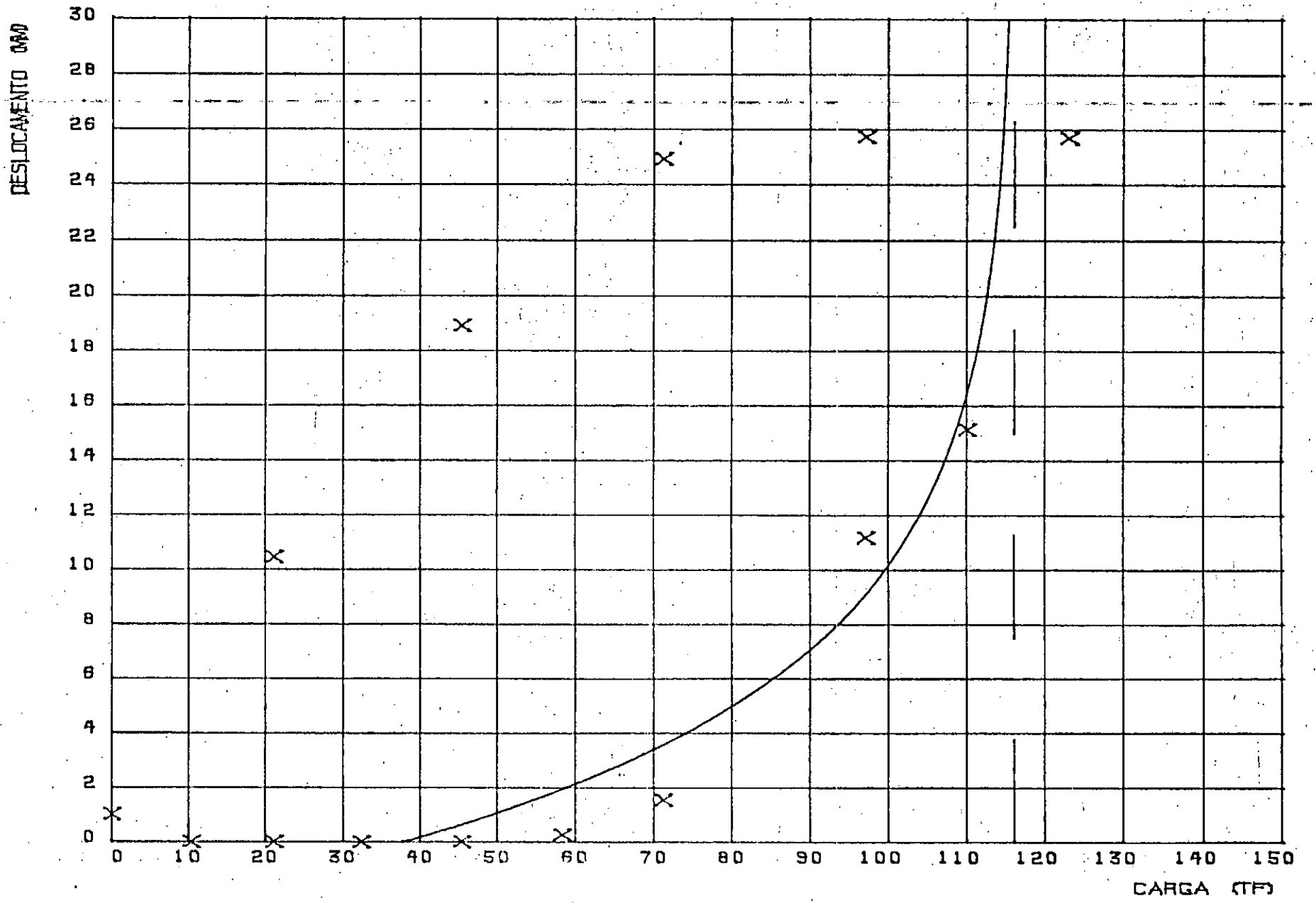
CARGA DE RUPTURA = 116.0 TF

PARAMETRO A = .156 1/MM

PARAMETRO B = .392

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .933

SAPATA 4


DESLOCAMENTO (MM)
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
130
140
150
CARGA (TF)

I.T. 500 ARACAJÚPOLIS - GRAJAU

PROVAS DE CARGA NAS FUNDACOES

SAPATA 4 RUPTURA RESIDUAL

PONTOS DA CURVA CARGA X DEFORMACAO ESTABILIZADA

CARGA (TF)	DEFORMACAO ESTABILIZADA (MM)
10.3	.00
21.1	.15
32.3	1.15
45.3	3.40
58.2	7.33
84.1	14.62
97.0	21.88
122.9	32.68
71.1	33.13
84.1	33.27
58.2	30.39
32.3	21.97
10.3	11.02
.0	1.01

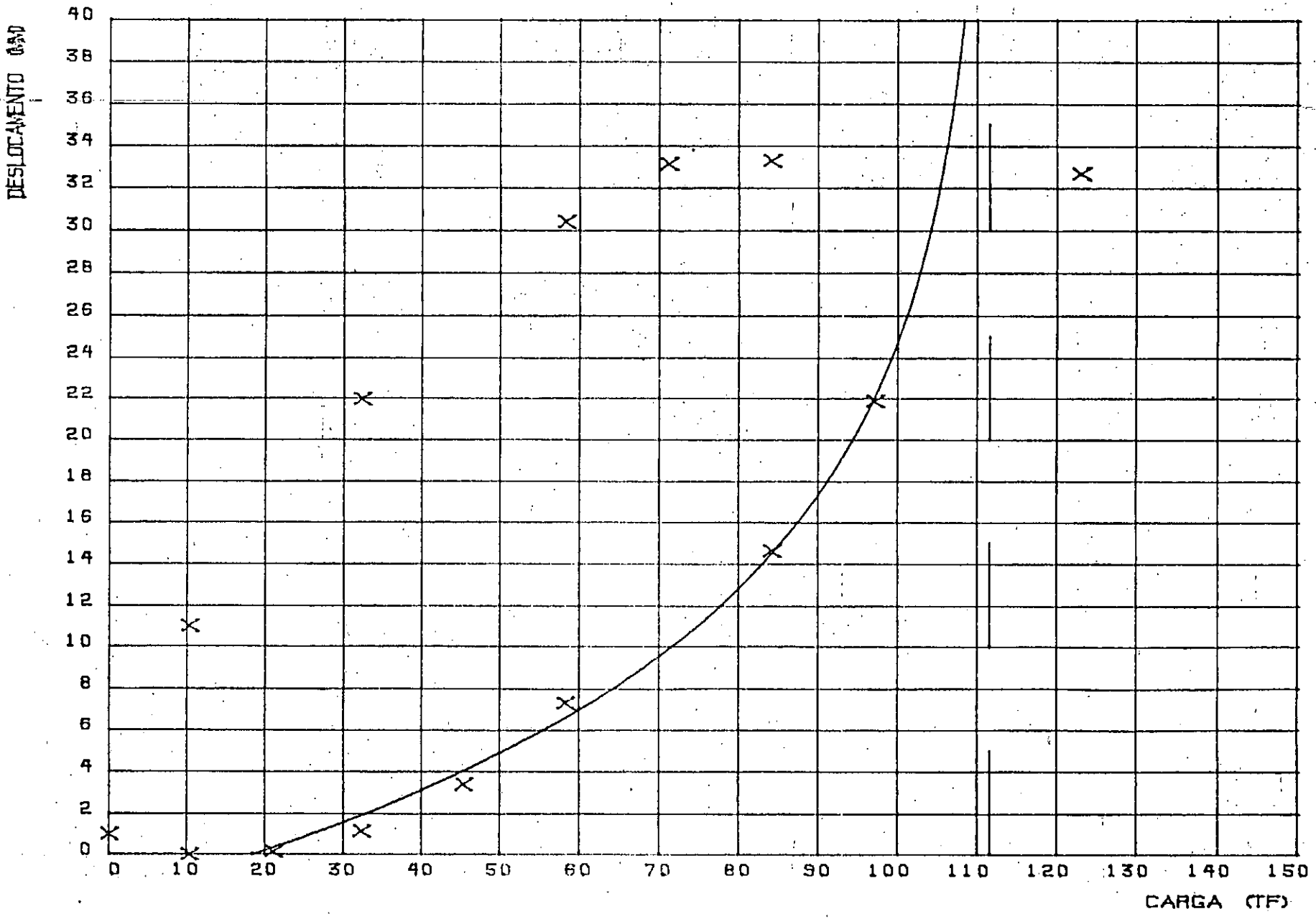
CARGA DE RUPTURA = 111.5 TF

PARAMETRO A = .084 1/MM

PARAMETRO B = .180

COEFICIENTE DE CORRELACAO = .994

SAPATA 4 RUPTURA RESIDUAL



ANEXO 7

TABELAS CARGA x DESLOCAMENTO DOS TUBULÕES T-1 E T-4 COM CARREGAMENTOS RÁPIDOS

TUBULÃO T-1

CARGA (tf)	LEITURA (mm x 10^{-2})	DESLOCAMENTO (mm)	
		SIMPLES	ACUMULADO
0,0	1673	0,00	0,00
7,6	1666	0,07	0,07
36,2	1637	0,29	0,36
62,1	1581	0,56	0,92
88,0	1486	0,95	1,87
113,0	1401	0,85	2,72
62,1	1356	0,45	3,17
36,2	1419	-0,63	2,54
7,6	1532	-1,13	1,41
0,0	1653	-1,21	0,20
0,0	2724	0,00*	0,20
36,2	2721	0,03	0,23
62,1	2689	0,32	0,55
88,0	2594	0,95	1,50
113,0	2456	1,38	2,88
135,6	2327	1,29	4,17
159,1	2192	1,35	5,52

TUBULÃO T-1

CARGA (tf)	LEITURA (mm x 10^{-2})	DESLOCAMENTO (mm)	
		SIMPLES	ACUMULADO
185,0	2052	1,40	6,92
210,8	1896	1,56	8,48
236,7	1723	1,73	10,21
262,6	1288	4,35	14,56
275,5	673	6,15	20,71

* - Recarga levada a efeito no dia seguinte ao da primeira fase de carregamento, devido a problemas apresentados na bomba.

TUBULÃO T-4

CARGA (tf)	LEITURA (mm x 10^{-2})	DESLOCAMENTO (mm)	
		SIMPLES	ACUMULADO
0,0	2689	0,00	0,00
36,2	2662	0,27	0,27
62,1	2615	0,47	0,74
88,0	2538	0,77	1,51
113,0	2456	0,82	2,33
135,6	2350	1,06	3,39
159,1	2200	1,50	4,89

ANEXO 8

VALORES DE M_c, $(M_\phi + M_\gamma)$ E M_q PARA $\lambda = 0$º

SEGUNDO DANZIGER E PEREIRA PINTO (1979a)

VALORES DE Ø	VALORES DE M_c	VALORES DE $(M_\emptyset + M_\gamma)$	VALORES DE M_q
15	0,83	0,13	0,22
16	0,81	0,13	0,23
17	0,79	0,14	0,24
18	0,78	0,15	0,25
19	0,76	0,15	0,26
20	0,75	0,16	0,27
21	0,73	0,17	0,28
22	0,72	0,17	0,29
23	0,70	0,18	0,29
24	0,68	0,19	0,30
25	0,66	0,19	0,31
26	0,64	0,20	0,31
27	0,63	0,20	0,32
28	0,61	0,21	0,32
29	0,59	0,21	0,33
30	0,57	0,22	0,33
31	0,56	0,22	0,33
32	0,54	0,22	0,34
33	0,52	0,23	0,34
34	0,50	0,23	0,34
35	0,49	0,23	0,34
36	0,47	0,24	0,34
37	0,45	0,24	0,34
38	0,44	0,24	0,34
39	0,42	0,24	0,34
40	0,40	0,25	0,34