ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

Paulo José Brugger

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

Aprovada por:

Francisco de Rezende Lopes (Ph.D.)
(Presidente)

Jarbas Milititsky (Ph.D.)

Marcus Peigas Pacheco (Ph.D.)

Dirceu de Alencar Velloso (D.Sc.)

Paulo Eduardo L. Santa Maria (Ph.D)

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

DEZEMBRO DE 1990

BRUGGER, PAULO JOSÉ

Análise Numérica de Estacas Submetidas a Esforços de Compressão [Rio de Janeiro] 1990

XII, 147 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1990)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Mecânica do Solos I. COPPE/UFRJ
II. Título (série)

para Bruno
(in memoriam)

"Pasmo sempre quando acabo qualquer coisa. Pasmo e desolo-me. O meu instinto de perfeição deveria inibir-me de acabar; deveria inibir-me até de dar começo. Mas distraio-me e faço. O que consigo é um produto, em mim, não de uma aplicacão da vontade, mas de uma cedência dela. Começo porque não tenho força para pensar; acabo porque não tenho alma para suspender. Este livro é a minha vergonha."

(Fernando Pessoa - do "Livro do Desassossego")

AGRADECIMENTOS

Ao professor Francisco de Rezende Lopes, pela orientação e pela motivação durante o desenvolvimento do trabalho.

Ao professor Márcio de Souza Soares de Almeida, pelas sugestões na utilização do programa CRISP e pela revisão crítica do texto.

Ao professor José Alberto Ramalho Ortigão, pelas sugestões e pelo incentivo.

Ao professor Claudio Mahler e aos engenheiros Eduardo Mallmann e Áureo R. dos Santos, pelas sugestões na utilização do programa FUNDAMEF.

Ao Salvador, pela ajuda na utilização do sistema Burroughs.

Ao CNPq, pelo apoio financeiro.

Ao professor Jarbas Milititsky, pelos primeiros passos na mecânica dos solos.

À minha família, pela felicidade de tê-la.

Aos professores e colegas de mestrado da COPPE, pela amizade.

Aos moradores da REPCOPPE, pelo convívio.

À Laura, pela paciência.

Ao Marcos Barreto, pelos devaneios.

RESUMO DA TESE APRESENTADA À COPPE/UFRJ COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M.Sc.)

ANÁLISE NUMÉRICA DE ESTACAS SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE COMPRESSÃO

Paulo José Brugger
Novembro, 1990

Orientador : Francisco De Rezende Lopes
Programa : Engenharia Civil

É feita a análise do comportamento de uma estaca isolada submetida a carga monotonicamente crescente de compressão axial. São utilizados três programas baseados no Método dos Elementos Finitos (CRISP, FUNDAMEF e PROGEO) e um programa baseado em curvas de tensão cisalhante versus deslocamento (RATZ). O solo considerado nas análises é uma argila (caulim).

São comparados os programas, seus respectivos modelos e os resultados entre si e com métodos tradicionais de previsão de capacidade de carga. Observa-se que o comportamento dos modelos elásticos não-lineares difere bastante do modelo elasto-plástico em análises drenadas e não drenadas para tensões iniciais não isotrópicas.

É feita também uma análise com o programa CRISP do carregamento em solos sobre-adensados. Conclui-se que o programa e o modelo Cam-Clay modificado funcionam a contento para a análise do comportamento de estacas em solos com razão de sobre-adensamento entre 1,0 e 3,0.

Apresenta-se ainda uma discussão dos efeitos de execução da estaca no solo. Conclui-se que o modelo de expansão de cavidade cilíndrica não é satisfatório para solos sobre-adensados na condição de longo prazo.

ABSTRACT OF THESIS PRESENTED TO COPPE/UFRJ AS PARTIAL FULFILLMENT OF THE REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF MASTER OF SCIENCE (M.Sc.)

NUMERICAL ANALYSIS OF PILES LOADED IN AXIAL COMPRESSION

Paulo José Brugger
November, 1990

Thesis Supervisor : Francisco De Rezende Lopes
Departament : Civil Engineering

Single piles loaded in axial monotonic compression are analysed by means of three finite element programs (CRISP, FUNDAMEF and PROGEO) and a one-dimension solution based on T-Z curves (RATZ). A clay (caulinite) is adopted as the analysed soil.

A comparision is made between the programs, their models and results. Results based on non-linear elastic models differ substantially from those based on elasto-plastic models, except when initial stresses are isotropic.

A study of skin resistance in overconsolidated soils and a discussion on installation effects via critical state model is also included. The study shows that reasonable results can be obtained with the Cam-Clay model for OCR less than 3,0 and that installation effects predicted by the cylindrical expansion theory are not representative of the long-term condition for overconsolidated soils.

ÍNDICE

CAPÍTULO I INTRODUÇÃO.....pág 1

CAPÍTULO II MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTACAS ISOLADAS SOB CARGA AXIAL.....pág 4

II.1 Previsão de Capacidade de Carga no fuste.....pág 4
II.2 Previsão de Capacidade de Carga na base.....pág 10
II.3 Previsão de Recalques.....pág 10

CAPÍTULO III O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS .....pág 12

III.1 Introdução ao MEF.....pág 12
III.2 Programas e Modelos Utilizados.....pág 14

CAPÍTULO IV O PROBLEMA ANALISADO.....pág 32

IV.1 Geometria.....pág 32
IV.2 Perfil de Solo Adotado.....pág 32
IV.3 Análises Feitas.....pág 36

CAPÍTULO V ANÁLISES NÃO DRENADAS.....pág 42

V.1 Cálculo Teórico.....pág 42
V.2 Parâmetros utilizados.....pág 44
V.3 Análise dos resultados.....pág 47
V.4 Resistência na interface.....pág 51

CAPÍTULO VI ANÁLISES DRENADAS.....pág 73

VI.1 Cálculo Teórico.....pág 73
VI.2 Parâmetros utilizados.....pág 74
VI.3 Análise dos resultados.....pág 76

CAPÍTULO VII COMPARAÇÃO DO MEF COM CURVAS T-Z....pág 95

VII.1 Métodos Tradicionais para Obtenção de Curvas T-Z.....pág 95
VII.2 Curvas T-Z Através do MEF.....pág 97
VII.3 Comparação entre Curvas Obtidas.....pág 98

CAPÍTULO VIII UMA ANÁLISE DOS EFEITOS DE SOBRE-ADENSAMENTO E EXECUÇÃO VIA MODELO DOS ESTADOS CRÍTICOS.....pág 105

VIII.2 Estudo do Efeito do Sobre-adensamento.....pág. 105
VIII.1 Uma discussão dos Efeitos de Execução e adensamento.....pág. 107

CAPÍTULO IX CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....pág 117

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....pág 121

1 - Bibliografia Consultada.....pág 121
2 - Bibliografia de Referência.....pág 125

APENDICE A MANUAIS DE UTILIZAÇÃO E LISTAGENS DOS PROGRAMAS **PROGRAF, OPTIM E GERA**...pág 130

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Latinos

A - área
A - parâmetro de poro-pressão de Skempton
A_{cs} - parâmetro de poro-pressão de Skempton para a condição de estado crítico
B - parâmetro de poro-pressão de Skempton
c' - coesão efetiva
D - diâmetro da estaca
e - índice de vazios
e_{cs} - parâmetro de estados críticos referente ao índice de vazios na linha de estados críticos para a pressão unitária
e_k - índice de vazios para a pressão unitária na linha de expansão
e_N - índice de vazios para a pressão unitária na l.a.i.
E - módulo de elasticidade da estaca
E' - módulo de elasticidade drenado
E_u - módulo de elasticidade não-drenado
E_i' - módulo de elasticidade drenado inicial
E_{iu} - módulo de elasticidade não drenado inicial
E_t - módulo de elasticidade tangente
G - módulo cisalhante
h - altura
k - permeabilidade
K_o - coeficiente de empuxo no repouso em tensões totais
K_o' - coeficiente de empuxo no repouso em tensões efetivas
K_a - coeficiente de empuxo ativo
K_p - coeficiente de empuxo passivo
l - comprimento de um segmento de estaca
L - comprimento da estaca
M - inclinação da l.e.c. no plano p'_x q
M_c - M em ensaios de compressão
M_e - M em ensaios de extensão

OCR - Razão de sobre-adensamento

p,p'- invariantes de tensões normal total e efetiva dos modelos de estados críticos

p_c' - Pressão octaédrica de sobre-adensamento na l.a.i. nos modelos de estados críticos

q' - invariante de tensões cisalhantes dos modelos dos estados críticos

Q_u - carga axial de ruptura

Q_{trab}- carga axial de trabalho

r - raio da estaca

s' - tensão desviatória no plano s x t - ($\sigma_1 - \sigma_3$)/2

S_u - resistência não drenada

t,t'- tensões confinantes total e efetiva no plano s x t ($\sigma_1 + \sigma_3$)/2

w - recalque do topo da estaca

z - profundidade

Símbolos Gregos

α - fator redutor de S_u no método alfa

α - parâmetro de poro-pressão de Henkel

α' - angulo de atrito efetivo no plano s' x t

β - fator multiplicador de σ_v' no método beta

β - parâmetro de poro-pressão de Henkel

γ - peso específico total (saturado) do solo

γ' - peso específico efetivo do solo

γ_w - peso específico da água

ε - deformação específica

κ - inclinação da reta de expansão no plano $\ln p'$ x e

λ - inclinação da l.e.c. no plano $\ln p'$ x e

ν - coeficiente de Poisson

$\sigma_1,\sigma_2,\sigma_3$ - tensões totais principais (maior, intermediária e menor)

$\sigma_1',\sigma_2',\sigma_3'$ - tensões efetivas principais (maior, intermediária e menor)

σ_a - pressão atmosférica

σ_b - tensão de compressão na base da estaca

σ_v,σ_v' - tensão vertical total e efetiva no repouso

σ_h, σ_h' - tensão horizontal total e efetiva no repouso

σ_r, σ_r' - tensão radial total e efetiva

σ_t, σ_t' - tensão tangencial total e efetiva

σ_{vm}' - tensão vertical de pré-adensamento

$\sigma_{oct}, \sigma_{oct}'$ - tensão normal octaédrica total e efetiva

τ - tensão cisalhante

δ' - ângulo de atrito solo-estaca em tensões efetivas

ϕ - ângulo de atrito interno do solo em tensões totais

ϕ' - ângulo de atrito interno do solo em tensões efetivas

ϕ_c' - ângulo de atrito interno do solo efetivo no estado crítico em ensaios triaxiais de compressão

ϕ_e' - ângulo de atrito interno do solo efetivo no estado crítico em ensaios triaxiais de extensão

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

A previsão do comportamento de estacas submetidas a esforços de compressão é uma necessidade antiga na prática da Engenharia. Na abordagem tradicional costuma-se separar o cálculo em duas etapas, uma referente à capacidade de carga última ou de ruptura da estaca (Q_u) e outra referente à previsão do recalque da estaca (w) quando submetida à carga de trabalho (Q_{trab}). Os métodos utilizados são geralmente separados em racionais, empíricos e semi-empíricos, sendo que os primeiros utilizam propriedades fundamentais do solo (coesão, angulo de atrito, módulo de elasticidade, etc.) e os demais, resultados de ensaios in-situ diretamente (SPT, CPT, Pressiômetro, etc.) ou mesmo tabelas de valores típicos.

Com o desenvolvimento dos métodos computacionais tornou-se possível a análise do comportamento de estacas através do uso de modelos matemáticos que representam com maior rigor a geometria e as propriedades dos materiais da estaca e do solo. O Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos de Contorno são as principais ferramentas numéricas para análise de problemas de Engenharia. Destes, o Método dos Elementos Finitos é o que tem melhores condições de tratar problemas não lineares. Através do MEF pode-se analisar em conjunto tanto a capacidade de carga última da estaca quanto o seu recalque e estado de tensões para qualquer estágio do carregamento.

Neste trabalho é estudada a potencialidade do MEF para análise do comportamento de uma estaca isolada sob carga axial, dando destaque à questão do atrito lateral. Para tanto serão comparados três programas baseados no Método dos Elementos Finitos para estados axissimétricos (CRISP, FUNDAMEF e PROGEO) e uma solução tipo barra com

apoio em molas não lineares baseadas em curvas de tensão cisalhante na face da estaca versus deslocamento (RATZ). Serão feitas análises de compressão monotônica, drenada e não drenada, de uma estaca em argila, comparando-se os programas baseados no MEF entre si e com o programa RATZ.

No capítulo II é feita uma revisão dos métodos de análise tradicionais para a previsão da capacidade de carga última e do recalque de estacas isoladas submetidas a esforços de compressão.

No capítulo III é apresentada uma introdução ao Método dos Elementos Finitos e são apresentados os programas utilizados no trabalho. Para cada programa é feita uma descrição de seu histórico, suas potencialidades e seus respectivos modelos matemáticos. São indicadas ainda referências bibliográficas onde os diversos programas tem sido utilizados para análises de problemas de Engenharia.

No capítulo IV são apresentados a geometria do problema estudado, o perfil de solo adotado e as análises feitas. A discretização do contínuo foi a mesma para os três programas baseados no MEF e as propriedades do solo foram adotadas de modo a representar, nos diferentes modelos, um solo argiloso mole normalmente adensado e saturado. Utilizou-se propriedades de um caulim, já exaustivamente ensaiado e publicado na literatura.

Os capítulos V e VI apresentam os resultados das análises não drenadas e drenadas, respectivamente, feitas neste trabalho. São apresentados os resultados dos diversos programas através de curvas de tensão no topo da estaca versus recalque, trajetórias de tensão na base e na face da estaca e distribuição da tensão cisalhante ao longo da estaca para diferentes estágios de carga. Neste capítulo são abordadas as diferenças observadas entre os modelos elásticos não lineares e o modelo elasto-plástico utilizados. No capítulo V é feito ainda um estudo paramétrico com o programa FUNDAMEF para carregamento não

drenado analisando-se a influência da resistência na interface solo-estaca. Para tanto o programa é rodado com diferentes valores de resistência nos elementos junta na interface da estaca.

No capítulo VII é feita uma revisão das chamadas curvas "T-Z", sua obtenção através de provas de carga e dos resultados de análises feitas com o MEF. São comparadas as curvas obtidas nos três programas baseados no MEF com curvas utilizadas pelo programa RATZ.

No capítulo VIII é feito um estudo sobre a resistência ao cisalhamento não drenado de um elemento de solo situado na face da estaca com o programa CRISP. São analisados solos com diferentes razões de sobre-adensamento e diferentes estados de tensão inicial. Neste mesmo capítulo é feita ainda uma discussão sobre os efeitos de execução e posterior adensamento de estacas cravadas. São apresentadas possíveis trajetórias de tensões de um elemento de solo situado na face da estaca durante as fases de execução e adensamento e na condição de longo prazo.

O capítulo IX apresenta as conclusões e sugestões para pesquisas futuras nesta área.

CAPÍTULO II

MÉTODOS DE ANÁLISE DE ESTACAS SOB CARGA AXIAL

Tradicionalmente os métodos de cálculo da capacidade de carga e do recalque de estacas são agrupados em três categorias:

(a) - Métodos racionais
(b) - Métodos semi-empíricos
(c) - Métodos empíricos

Os métodos racionais são baseados em modelos teóricos que usam parâmetros de resistência e deformação representativos do comportamento real do solo, obtidos através de ensaios de laboratório ou in situ (ensaio de placa ou pressiômetro). Os métodos semi-empíricos utilizam modelos corretos ou adaptações deles, mas os parâmetros do solo são obtidos através de correlações com ensaios in situ (CPT ou SPT). Já os métodos empíricos baseiam-se em valores típicos de resistência lateral e de base de estacas obtidos através de tabelas ou através da experiência.

Neste capítulo são apresentados métodos racionais existentes na literatura para o cálculo da capacidade de carga e recalque de estacas. Foi dada ênfase aos métodos racionais uma vez que servem de ponto de partida para as análises feitas pelo MEF. Para a previsão da capacidade de carga do fuste os métodos são divididos em dois grupos, conforme sejam baseados em análises por tensões totais ou análises por tensões efetivas.

II.1 - Previsão da Capacidade de Carga do Fuste

Os métodos para a previsão da capacidade de carga do fuste de uma estaca isolada relacionam diretamente a

resistência não drenada do solo com a tensão cisalhante máxima na face da estaca (Método Alfa), ou relacionam a tensão efetiva normal à face da estaca e o ângulo de atrito estaca-solo com a tensão cisalhante máxima (Método Beta). Existe ainda outro método que reúne características dos dois anteriores (Método Gama).

II.1.1 - Análise por Tensões Totais (Método Alfa)

Neste método a capacidade de carga da estaca é relacionada diretamente com a resistência não drenada do solo (Su). A tensão cisalhante máxima na face da estaca é dada pelo valor de Su multiplicado por um fator alfa:

$$\tau = \alpha \, Su \qquad (II.1)$$

Para o valor de α existem várias propostas na literatura, todas elas resultados de comparações do valor de Su medido em laboratório ou em campo com a resistência lateral em provas de carga. Algumas propostas relacionam diretamente o resultado de ensaios in situ com o valor de τ ou α. POULOS (1989) em sua Rankine Lecture apresenta um resumo de propostas para o valor de α existentes na literatura baseadas em ensaios de laboratório e de campo para estacas cravadas e escavadas.

II.1.2 - Análise por Tensões Efetivas (Método Beta)

CHANDLER (1968) pela primeira vez sugeriu que é ilógico o uso de métodos diferentes para o cálculo de estacas instaladas em argilas e em areias. Segundo seu trabalho a resistência na interface solo-estaca é puramente friccional e a resistência na face da estaca (τ) deve ser quantificada em termos de tensão efetiva radial (σ_r') e um ângulo de atrito solo-estaca (δ'). Inicialmente admitiu-se que σ_r' seria aproximadamente igual à tensão horizontal efetiva in situ (σ_{ho}') existente antes da execução da estaca, e que δ' seria aproximadamente igual ao ângulo de

atrito do solo amolgado (ϕ'). Para argilas normalmente adensadas esta hipótese resulta em :

$$\tau = \beta \, \sigma_{vo}'$$

$$\beta = (1 - \text{sen } \phi') \tan \phi' \qquad \text{(II.2)}$$

uma vez que K_o' pode ser considerado como (1- sen ϕ'), segundo JAKY (1944). BURLAND(1973) mostrou que este método conduzia a melhores previsões que o método alfa e que para valores típicos de ϕ' (20°- 30°) a equação acima fornece valores de ß no intervalo entre 0.24 e 0.29.

PARRY e SWAIN (1977-a) deduziram a equação (II.2) assumindo que, durante o cisalhamento, a tensão principal maior σ_1' permanece igual a tensão vertical inicial (σ_{vo}') e que o plano da interface estaca-solo é o plano de tensão cisalhante máxima, isto é, ocorre um giro de tensões com σ_1' igual a σ_{vo}'. O estado de tensões na ruptura nestas condições está representado na figura II.1. PARRY e SWAIN (1977-a) ponderam que uma hipótese mais lógica é a de que a tensão vertical efetiva permanece constante e igual a σ_{vo}' durante o cisalhamento. Ou seja, ocorre um giro de tensões com σ_v' igual a σ_{vo}' e σ_1' maior do que σ_{vo}'. O estado de tensões na ruptura para esta hipótese está representado na figura II.2. Esta hipótese implica:

$$\beta = \frac{\cos \phi' \text{ sen } \phi'}{1 + \text{sen}^2 \phi'} \qquad \text{(II.3)}$$

Para valores típicos de ϕ' o valor de β fica entre 0.30 e 0.34. Provas de carga realizadas em estacas cravadas em argilas normalmente adensadas indicam uma melhor concordância da expressão (II.3) do que com a (II.2).

É interessante notar que as expressões (II.2) e (II.3) resultam de hipóteses bastante diferentes. A primeira considera ruptura na interface da estaca, sendo a resistência ao cisalhamento o produto da tensão radial

efetiva (σ_r') e um coeficiente de atrito tan δ'. Ao contrário, a segunda expressão considera que a ruptura se dê no solo fora da interface da estaca e estabelece a tensão cisalhante de ruptura através do círculo de MOHR. Na primeira hipótese o mecanismo de ruptura (na interface) ocorre antes que o solo (contínuo) rompa. Na segunda hipótese ocorre a ruptura do solo adjacente à estaca, surgindo logo após uma superfície de ruptura entre a estaca e o solo.

Na figura II.3 está representada a segunda hipótese. Após a ruptura do solo surge uma superficie paralela à interface. Este tipo de ruptura é típica de argilas normalmente adensadas e levemente pré-adensadas. Em argilas fortemente pré-adensadas a resistância do solo é maior em relação ao estado de tensões efetivas atual, provocando a ruptura na interface da estaca, como sugerido na primeira hipótese.

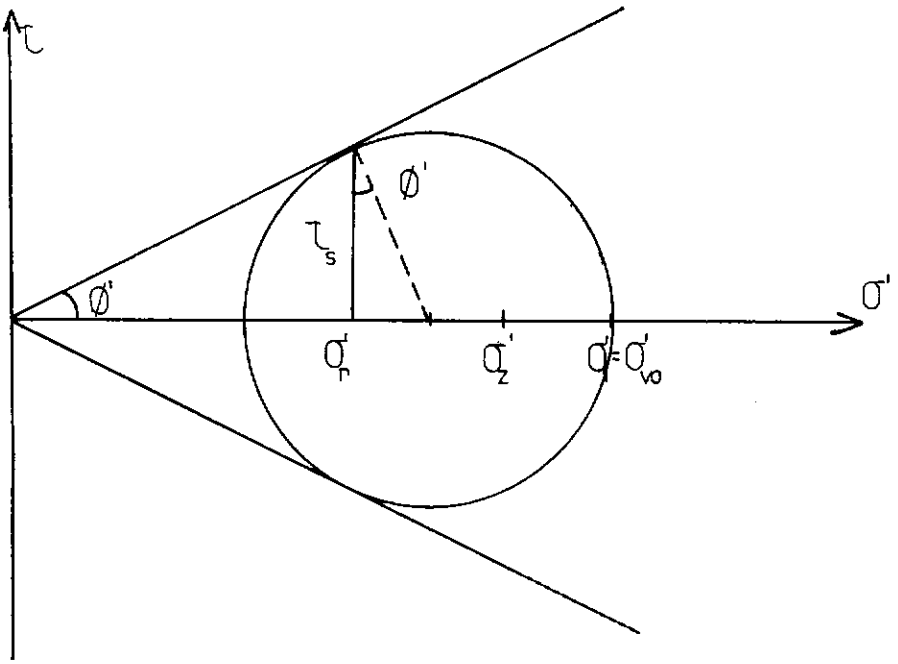


Figura II.1 - Estado de Tensões na ruptura considerando a tensão principal maior igual a σ_{vo}'.

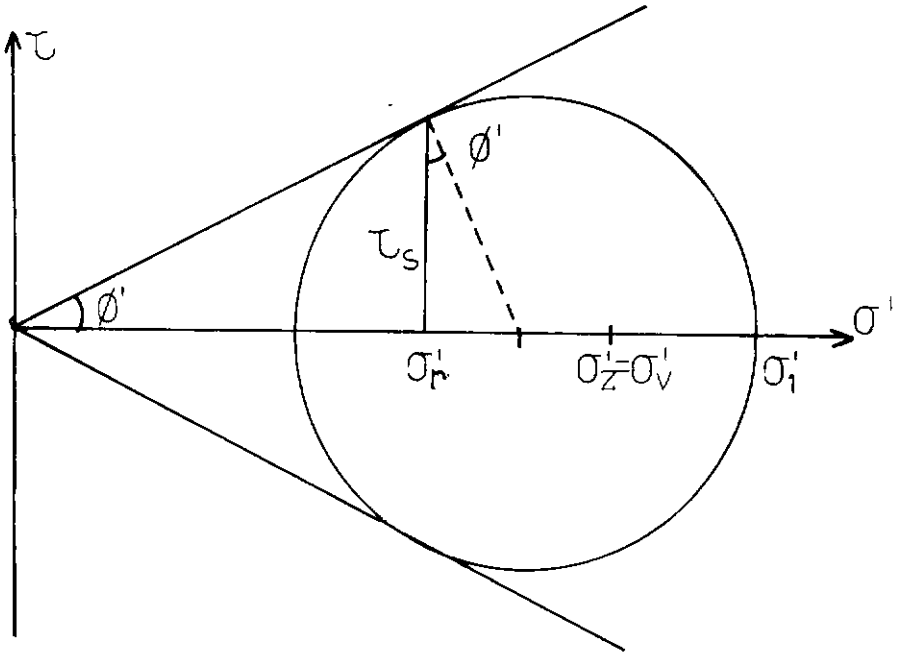


Figura II.2 - Estado de tensões na ruptura considerando a tensão vertical efetiva igual a σ_{vo}'.

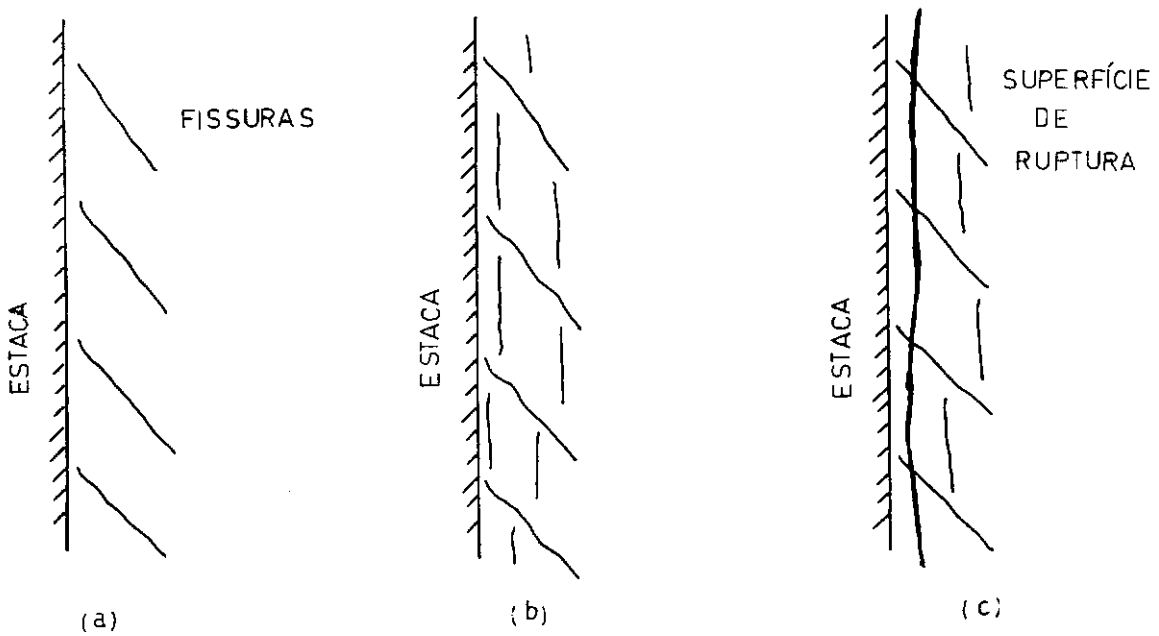


Figura II.3 - Evolução da superfície de ruptura na face da estaca para argilas normalmente adensadas (PARRY,1977-b).

RANDOLPH e WROTH(1982) realizaram ensaios em laboratório com modelos reduzidos e desenvolveram estudos teóricos baseados na teoria de expansão de cavidade cilíndrica. Os autores concluiram que as tensões efetivas vertical e tangencial após a execução da estaca e conseqüente dissipação de poro-pressões geradas são similares à tensão vertical efetiva original σ_{vo}' e a tensão radial é a tensão principal maior, sendo aproximadamente 1,7 vezes maior do que as tensões vertical e tangencial para argilas normalmente adensadas. Segundo RANDOLPH e WROTH(1982), o comportamento de estacas pode ser separado em dois tipos:

1- Para argilas normalmente adensadas ou levemente sobre-adensadas (OCR < 4) ocorre ruptura no solo adjacente à estaca com uma resistência ao cisalhamento de aproximadamente 70% da resistência não drenada do solo após a execução.

2- Para argilas pré-adensadas com OCR > 4 a ruptura ocorre em uma fina camada de solo amolgado na interface da estaca antes da ruptura do contínuo de solo. A resistência ao cisalhamento pode ser estimada em:

$$\tau = \sigma_r' \tan \delta' = 1.5\ K_o' \tan \phi'\ \sigma_{vo}' \qquad \text{(II.4)}$$

Para argilas normalmente adensadas a resistência não drenada após a execução é, em média, 50% maior do que a resistência antes da execução, resultando valores de α para o método das tensões totais em torno de ($1.5 \times 0.70 = 1.05$). Para argilas com OCR em torno de 4 a resistência não drenada pouco se altera após a execução da estaca e o valor de α fica entre 0.7 e 0.8. Para argilas com OCR maiores o valor de α tende a cair rapidamente devido ao amolgamento do solo durante a execução da estaca e a conseqüente diminuição da resistencia não drenada. Nestas

situações o valor de β tende para o limite de:

$$\beta = K_P' \tan \phi' \qquad \text{(II.5)}$$

sendo K_P o valor do empuxo passivo do solo.

II.2 - Previsão da Capacidade de Carga na Base

A tensão máxima de compressão na base de uma estaca em argila é dada por um fator multiplicador de Su. Este valor é função da forma da base (plana ou cônica) e da variação da resistência com a profundidade na região da ponta, podendo variar entre valores desde 6,0 até 11,0. Neste trabalho foi adotado o valor 9,0 originalmente sugerido por SKEMPTON(1951).

Para a resistência de base de estacas em solos arenosos existem diversas soluções baseadas na teoria da plasticidade. BEREZANTZEV(1961) apresenta o fator de carga N_q em função do ângulo de atrito do solo ϕ'. Existem ainda propostas de calcular-se o fator N_q em função da densidade relativa do solo.

II.3 - Previsão de Recalques

Na literatura encontram-se diversos métodos para a previsão de recalques de estacas isoladas, desde métodos expeditos baseados em correlações diretas com resultados de ensaios de campo até métodos complexos resultantes de estudos paramétricos com métodos numéricos. A maioria destes métodos assume o solo como um material elástico, cabendo ao projetista adotar um módulo de elasticidade compatível com o solo e com o nível de tensões induzido pelo carregamento. POULOS(1989) em sua Rankine Lecture apresenta uma revisão dos métodos existentes na literatura.

POULOS et al.(1968;1969) trabalharam com uma

técnica numérica empregando as equações de Mindlin para compatibilizar as tensões com os deslocamentos na estaca e no solo. Com esta técnica foram produzidos ábacos publicados no livro "Pile Foundation Analysis and Design" (1980). Neste método o modo de transferência da carga para o solo é unico e não pode ser escolhido. Para representar solos estratificados são adotados módulos de elasticidade médios. No livro são publicados ábacos para diversos casos (estaca rígida, estaca não-rígida, estaca apoiada em base resistente, estaca flutuante, etc...)

AOKI e LOPES (1975) desenvolveram um método onde a carga transferida pela estaca ao solo é transformada em um sistema equivalente de cargas puntuais. Os recalques de pontos no interior do solo são calculados utilizando-se a equação de Mindlin. Neste método são fornecidos o modo de transferência da carga ao solo, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson do solo. Solos estratificados podem ser separados em camadas. Nas figuras V.I e VI.I são apresentadas as previsões feitas para as estacas estudadas utilizando-se o módulo de elasticidade inicial do solo.

RANDOLPH (1977-b) desenvolveu um método baseado no modelo de cilindros concêntricos de solo em volta da estaca. Quando é aplicada carga na estaca o solo é submetido a um cisalhamento puro, sendo as maiores tensões cisalhantes e os maiores deslocamentos na face da estaca. Para que sejam satisfeitas as condições de equilíbrio vertical, a tensão cisalhante diminui a medida que se afasta da estaca e aumenta a área dos cilindros concêntricos. O método separa o cálculo do recalque para o fuste e para a base da estaca. São fornecidos o módulo de cisalhamento e o coeficiente de Poisson do solo, além do módulo de elasticidade e a área da estaca. O solo pode possuir módulo com variação linear com a profundidade e módulo na base diferente do fuste.

CAPÍTULO III

O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Neste capítulo é feita introdução ao Método dos Elementos Finitos (MEF) e são apresentados os programas utilizados neste trabalho com seus respectivos modelos. Para um aprofundamento no assunto indicam-se DESAI e ABEL (1972) e ZIENKIEWICZ (1977).

III.1 - Introdução ao Método do Elementos Finitos

A grande maioria dos problemas de engenharia não possui uma solução analítica possível, pois envolvem materiais e condições de contorno complexos. Para a solução destes casos utilizam-se métodos numéricos que conduzem a soluções aproximadas, ou seja, obtém-se o resultado em alguns pontos discretos da geometria do problema. O processo de seleção de pontos discretos em um contínuo é denominado **discretizacao**. A maneira mais fácil de se fazer isto é dividindo o contínuo em um sistema equivalente de elementos menores interligados. Este sistema será constituido de **elementos finitos** interligados através de **pontos nodais**.

Para aproximar a variação de uma grandeza (deslocamento, tensão, deformação, etc...) dentro do elemento são associadas aos mesmos funções de deslocamento ou modelos. Nos programas utilizados neste trabalho as incógnitas do sistema são sempre os deslocamentos nos pontos nodais.

DESAI e ABEL (1972) resumem o MEF em um procedimento com seis passos. A seqüencia aqui descrita aplica-se a problemas de deformação de corpos sólidos, mas pode ser adaptada a problemas diversos, tais como fluxo de água em meios porosos ou transmissão de calor.

1- **Discretizacao do continuo:** Processo de divisão do contínuo em elementos finitos interligados. Esses elementos podem ser barras, triângulos e quadriláteros para problemas bidimensionais, ou tetraedros, prismas e hexaedros para problemas tridimensionais. A discretização é um processo essencialmente de julgamento, baseado em alguns critérios que influenciam na precisão e velocidade dos resultados.

2- **Seleção de modelos de deslocamento:** Conforme o tipo de elemento utilizado são assumidas funções de distribuição dos deslocamentos ao longo do elemento. Estas funções são geralmente polinômios de 1°,2°, ou 3° ordem.

3- **Montagem da matriz de rigidez do elemento:** Baseado nas propriedades atribuidas ao material e da geometria do elemento é montada a matriz (com coordenadas locais) que correlaciona os deslocamentos nos pontos nodais com as forças aplicadas. Para obter-se o equilíbrio das forças externas com as tensões internas no elemento usa-se o princípio da energia potencial mínima.

4- **Montagem da matriz de rigidez global:** As matrizes de rigidêz dos elementos são posicionadas pelas suas cordenadas geométricas numa matriz global com o qual são relacionados o vetor dos deslocamentos com o vetor das forças aplicadas ao longo de todo o contínuo.

5- **Solução do sistema para os deslocamentos:** São introduzidas no sistema as condições de contorno e as forças aplicadas conhecidas de maneira a tornar o sistema possível de ser resolvido. Para materiais com comportamento linear a resolução é feita em uma única etapa, enquanto que para materiais não lineares o processo é iterativo e/ou incremental, mudando-se a cada iteração ou incremento a matriz de rigidêz ou o vetor de forças.

6- **Cálculo das tensões e deformações nos**

elementos: Conhecidos os deslocamentos dos pontos nodais dos elementos, pode-se calcular o estado de deformações no mesmo a partir das equações de compatibilidade deslocamento-deformação e as tensões através das relações tensão-deformação. O cálculo geralmente é feito nos pontos de integração.

III.2 - Programas e Modelos Utilizados

Neste ítem são apresentados os quatro programas utilizados no trabalho. Para cada um é feita uma breve descrição do seu histórico, potencialidades, tipos de elementos e modelos de materiais implantados, bem como do hardware e software que utilizam nas versões instaladas na COPPE-UFRJ. A seguir é feita uma descrição do modelo de solo utilizada em cada programa.

III.2.1 - O Programa CRISP

O "CRItical State Program", CRISP, foi desenvolvido na Universidade de Cambridge por A. M. BRITTO e M. J. GUNN. A primeira versão deste programa foi escrita em 1975 por M. ZYTYNSKI em Cambridge e denominado CRISTINA. O programa vem sendo ampliado ao longo dos anos pelos autores e por diversos usuários. Em 1982 foi criado o grupo de usuários do sistema CRISP, que realiza reuniões bianuais para discutir as evoluções do programa.

Escrito originalmente em FORTRAN IV, o programa foi posteriormente adaptado para FORTRAN 77. A versão utilizada no trabalho é uma adaptação para utilização em microcomputadores. BRITTO e GUNN (1987) descrevem o programa passo a passo e dão exemplos de aplicações. A versão utilizada foi a M2DPC.FOR - MICRO-CRISP(M2), datada de agosto de 1989. A versão foi posteriormente incrementada com os elementos quadrangulares de deformação linear (tipo 4) e com variação linear de poropressão (tipo 5).

O programa é codificado em dupla precisão e pode, em princípio, ser compilado para qualquer número de elementos e nós que possua um problema, bastando para isto variar o tamanho dos vetores principais de alocação dinâmica. A malha utilizada neste trabalho (160 elementos e 525 nós) obriga que o programa executável ocupe mais de 640 kbytes de memória RAM. Os microcomputadores AT-286 disponíveis na UFRJ possuem no máximo 640 kbytes. Para contornar este problema, o programa fonte foi adaptado para rodar no sistema VAX do NCE-UFRJ, sendo que as fases de pré e pós-processamento foram executadas em microcomputador.

Os modelos presentes na versão utilizada são:

(i) - Elástico linear.

(ii) - Elástico linear com variação linear do módulo de elasticidade com a profundidade.

(iii) - Cam-Clay.

(iv) - Cam-Clay modificado.

Com a inclusão dos elementos quadrangulares, ficam disponíveis no programa os seguintes elementos:

1- Triângulo de deformação linear, com seis nós e doze graus de liberdade.

2- Triângulo de deformação linear com variação linear do excesso de poro-pressão, com seis nós e quinze graus de liberdade.

3- Quadrilátero de deformação linear, com oito nós e dezesseis graus de liberdade.

4- Quadrilátero de deformação linear com variação linear do excesso de poro-pressão, com oito nós e vinte graus de liberdade.

5- Triângulo de deformação cúbica, com quinze nós e trinta graus de liberdade.

6- Triângulo de deformação cúbica e variação cúbica do excesso de poro-pressão, com vinte e dois nós e quarenta graus de liberdade.

Na resolução do sistema de equações é usado o

método de eliminação frontal descrito por IRONS (1970) e o processo é puramente incremental, ou seja, o material é considerado linear para cada incremento, daí a necessidade de dividir-se o carregamento em um grande número de pequenos incrementos (este assunto será novamente abordado no capítulo VI).

O programa CRISP, nas suas diversas versões, tem sido utilizado para comparação entre previsões e observações em túneis (SENEVIRATNE,1979; MAIR,1980 e TAYLOR,1976), escavações (TAYLOR,1976) e aterros sobre solos moles (BASSET et al.,1981; ALMEIDA,1981,1984, ALMEIDA et al.,1986 e FONTENELLE,1987).

Não foi encontrada na literatura nenhuma aplicação do programa a problemas de interação solo-estrutura, sendo o presente trabalho aparentemente a primeira do tipo.

III.2.1.1 - Modelos Baseados na Teoria dos Estados Críticos

Apresenta-se a seguir alguns tópicos referentes à Teoria dos Estados Críticos e os modelos Cam-clay e Cam-clay modificado. Como referência para um estudo mais aprofundado sobre o assunto indica-se SCHOFIELD e WROTH(1968), ROSCOE e BURLAND(1968), ATKINSON e BRANDSBY(1978) e BOLTON(1979).

Na Teoria dos Estados Críticos o estado de tensões e a variação volumétrica do material são representados simultaneamente em um espaço vetorial de três eixos ortoganais. Os eixos são os invariantes de tensão **p'** e **q** e o índice de vazios **e**, onde:

$$p' = \sigma_{oct}' = \frac{1}{3} (\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \qquad \text{(III.1)}$$

$$q^2 = \frac{1}{2} [(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2] \qquad \text{(III.2)}$$

Em ensaios realizados por PARRY(1960) verificou-se

que os pontos relativos ao estado crítico em compressão triaxial em amostras normalmente adensadas definiam uma reta passando pela origem no plano **p'× q**. Essa reta foi definida como a projeção da **linha dos estados criticos (l.e.c.)** no plano **p'x q** cuja equação é:

$$q = M\ p' \qquad \text{(III.3)}$$

onde:

M = inclinação da l.e.c. no plano p'× q.

ATKINSON e BRANSBY(1978) demostraram que em ensaios triaxiais de compressão:

$$M_c = \frac{6\ \text{sen}\ \phi_c'}{3 - \text{sen}\ \phi_c'} \qquad \text{(III.4)}$$

e para ensaios de extensão:

$$M_e = \frac{6\ \text{sen}\ \phi_e'}{3 + \text{sen}\ \phi_e'} \qquad \text{(III.5)}$$

onde:

ϕ_c' = Ângulo de atrito efetivo do solo no estado crítico a compressão.

ϕ_e' = Ângulo de atrito efetivo do solo no estado crítico a extensão.

Na prática, apesar de $\phi_c' \simeq \phi_e'$, adota-se $M_c = M_e$.

Em ensaios verificou-se que a projeção da l.e.c. no plano **p'** × e representa uma curva que, quando plotada com o eixo **p'** em escala logarítmica se aproxima de uma reta cuja equação é:

$$e = e_{cs} - \lambda\ \ln\ (\ p') \qquad \text{(III.6)}$$

onde:

e = índice de vazios

e_{cs} = índice de vazios no estado crítico para p'=1

λ = inclinação da l.e.c. no plano ln p'× e

Quando o solo é descarregado a equação da reta é:

$$e = e_k - \kappa \ln (p') \qquad \text{(III.7)}$$

onde:

e_k = índice de vazios para a p'= 1 no descarregamento

κ = inclinação da reta de expansão no plano ln' x e

Na figura III.1 estão representadas as projeções da linha dos estados críticos e das linhas de adensamento isotrópico e de descarregamento nos planos p'x q e e x ln p'

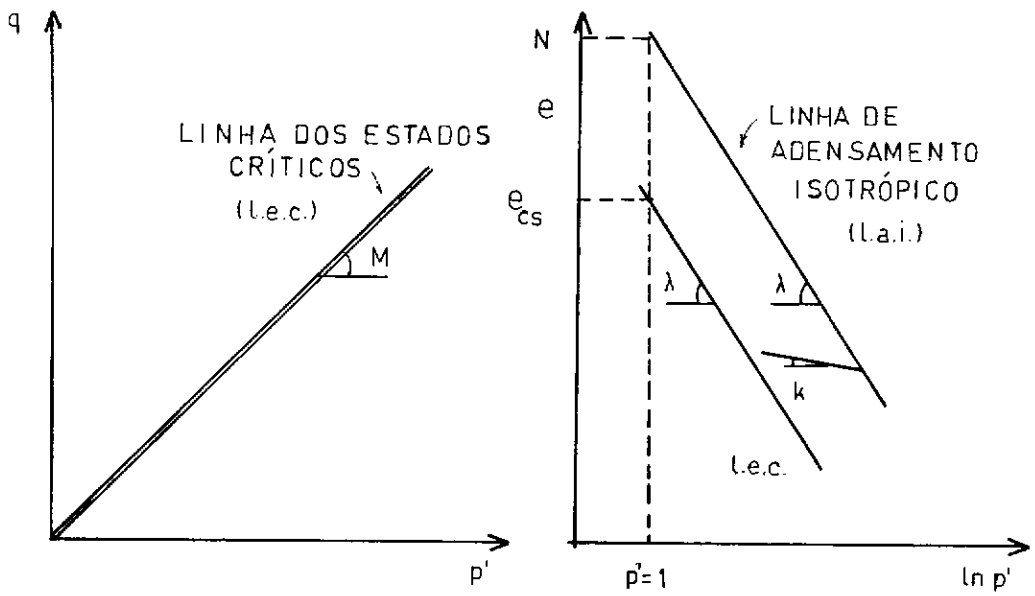


Figura III.1 - Representação geométrica dos parâmetros dos modelos de Estados Críticos

A linha de adensamento isotrópico (l.a.i.) é admitida paralela à l.e.c. e é definida pela reta:

$$e = e_N - \lambda \ln (p') \qquad \text{(III.8)}$$

onde:

e_N = índice de vazios para pressão de adensamento isotrópica igual a 1,0.

Na figura III.2 estão representados os parâmetros dos Estados Críticos no espaço **p' x q x e**

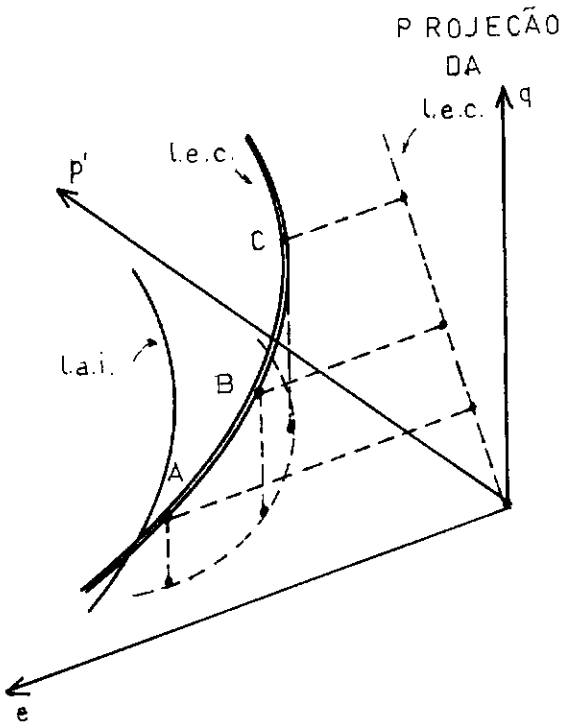


Figura III.2 - Representação da linha dos estados críticos e da linha de adensamento isotrópico no espaço **p'x q x e.**

III.2.1.2 - Modelos Cam-Clay e Cam-Clay Modificado

Os modelos baseados na Teoria dos Estados Críticos foram desenvolvidos a partir de resultados experimentais e baseiam-se na introdução de **superficies de escoamento** nas

trajetórias de tensões do material. A superfície de escoamento é o lugar geométrico onde se iniciam as deformações plásticas ou irreversíveis do material. Neste trabalho serão abordados apenas os modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado, presentes no programa CRISP.

As equações da superfície de escoamento dos dois modelos são:

(i) Modelo Cam-Clay

$$q = M\, p'\, \ln\left(\frac{p_c'}{p'}\right) \qquad \text{(III.9)}$$

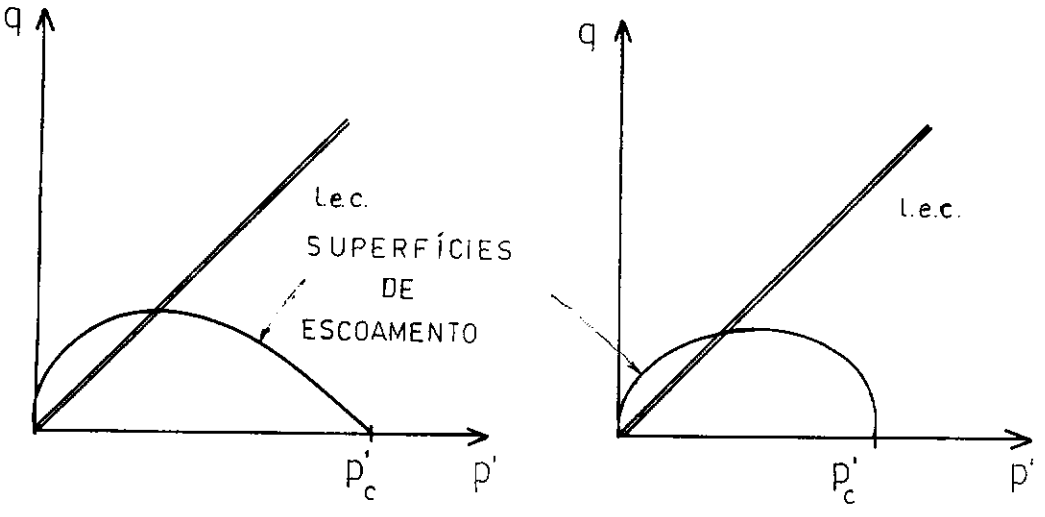
(ii) Modelo Cam-Clay modificado

$$q^2 + M^2 p'^2 = M^2 p' p_c' \qquad \text{(III.10)}$$

onde:

p_c' = pressão de adensamento isotrópica

Na figura III.3 estão representadas as superfícies de escoamento para os dois modelos no plano p' x q.



(a) (b)

Figura III.3 - Representação das superfícies de escoamento dos modelos Cam-Clay (a) e Cam-Clay Modificado (b).

Para uma dada pressão de adensamento a superfície de escoamento delimita uma região denominada **muro elastico**.Quando o estado de tensões do material estiver dentro do muro elástico todas as deformações serão elásticas e reversíveis. Uma vez atingida a superfície de escoamento as deformações passam a ser elasto-plásticas, com a conseqüente expansão da superfície de escoamento, aumentando a região do muro elastico, fenomeno este chamado de **endurecimento**.

Para solos fortemente sobre-adensados (OCR > 4) torna-se difícil prever o tipo de ruptura e o estado de tensões, pois os modelos não representam bem rupturas frágeis ou de pico. Neste trabalho são analisados somente casos com solo normalmente adensado (OCR = 1), evitando-se assim esta dificuldade. É utilizado o modelo Cam-Clay modificado em todas as análises.

Os modelos Cam-Clay e Cam-Clay modificado permitem análises drenadas e não drenadas com o mesmo conjunto de parâmetros. O programa CRISP permite também representar fenomenos de adensamento uni ou bidimensionais através da teoria de BIOT com a inclusão de coeficientes de permeabilidade horizontal e vertical. Esta potencialidade, ampliada aos demais modelos tensão-deformação, não é usada neste trabalho. ALMEIDA (1981) e FONTENELLE (1987) realizaram estudos de aterros sobre solos compressíveis através do programa CRISP com adensamento acoplado.

III.2.2 - O Programa FUNDAMEF

O programa FUNDAMEF foi inicialmente desenvolvido por HALLEY PACHECO DE OLIVEIRA, e modificado por SANTOS (1985). Tem sido utilizado na COPPE-UFRJ para análise de arrancamento de estacas, tubulões e grelhas de torres de transmissão de energia elétrica (SANTOS,1985).

A versão utilizada para este trabalho é uma adaptação do programa para microcomputadores feita pelo engenheiro J. E. MALLMANN. Foi compilada em dupla precisão para microcomputadores tipo PC-AT-286. Neste equipamento, uma análise normal com oito incrementos de carga foi processada em um tempo médio de uma hora, podendo variar muito, conforme a precisão desejada e o número de iterações necessárias para a convergência. Foram feitas algumas tentativas para usar o programa em microcomputadores tipo PC-XT, mas os tempos de processamento foram em média dez vezes maiores, tornando esta opção inviável.

Estão implantados no programa elementos do tipo CST, que podem ser triangulos de tres nós ou quadriláteros de quatro nós. Estão implementados também elementos junta (GOODMAN, TAYLOR e BREKKE, 1969) utilizados neste trabalho para simular a interface da estaca com o solo. Para este elemento são fornecidas pelo usuário a rigidez normal e de cisalhamento do elemento, a tensão máxima de tração, a coesão e o ângulo de atrito. O critério de ruptura adotado é o de Mohr-Coulomb:

$$\tau_{max} = c + \sigma_n \tan \phi \qquad \text{(III.11)}$$

onde

τ_{max} = tensão cisalhante máxima
c = coesão
σ_n = tensão normal ao plano de ruptura do elemento
ϕ = Ângulo de atrito do elemento

São permitidas análises de estados planos de tensão e deformação ou ainda análises axissimétricas. Para os elementos CST estão implementadas diversas opções (SANTOS, 1985):

1- Para o módulo de elasticidade

Formulação elástica-linear (E = constante)

Formulação elástica-bilinear de D'APPOLONIA e LAMBE(1970)

Formulação elástica não linear hiperbólica de KONDNER e ZELASCO(1963) ou de DUNCAN e CHANG(1970)

2- Para o coeficiente de Poisson

Formulação linear (υ =cte)

Formulação hiperbólica de KULHAY e DUNCAN(1969)

Formulação exponencial de LADE(1972)

Neste trabalho foram usadas somente as formulações elástica não linear de DUNCAN e CHANG (1970) para o módulo de elasticidade, e linear para o coeficiente de Poisson.

O programa usa o processo misto para a resolução de problemas não lineares, ou seja, incremental-iterativo, onde para cada incremento a matriz de rigidez é modificada nas diversas iterações (Mêtodo de Newton-Raphson). Na figura III.4 está representado o processo de convergência do método.

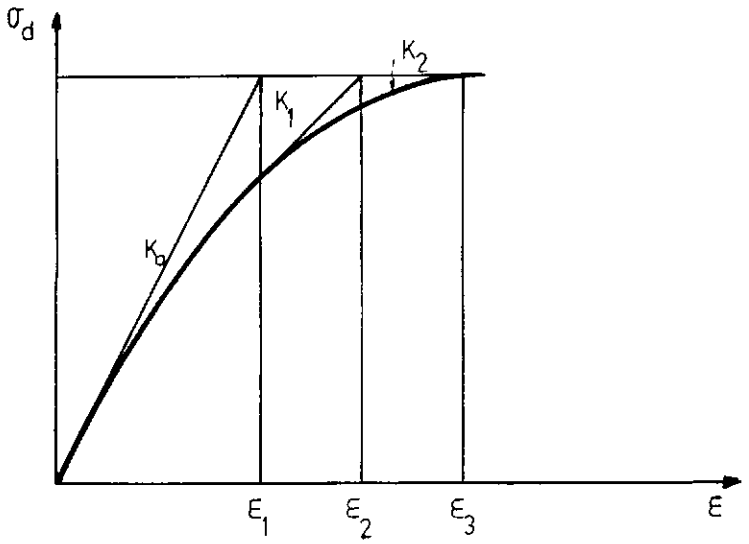


Figura III.4 - Método iterativo de Newton-Raphson para convergência da curva tensão-deformação.

III.2.2.1 - O Modelo Elástico Não Linear de DUNCAN e CHANG

Neste ítem será feita uma descrição do modelo elástico não linear proposto inicialmente por KONDNER e ZELASCO(1963) e desenvolvido por DUNCAN e CHANG(1970), utilizado nos programas FUNDAMEF e PROGEO.

Os modelos elásticos não lineares nos programas de MEF são geralmente baseados em resultados de ensaios de laboratório. Para uma dada tensão de confinamento ou adensamento procura-se ajustar uma curva de expressão conhecida à curva obtida no ensaio. Para tanto são geralmente utilizados o módulo de elasticidade inicial, a tensão máxima de ruptura e a respectiva deformação.

KONDER e ZELASKO (1963) verificaram que a curva tensão-deformação obtida em ensaios triaxiais podem ser bem aproximadas através de uma hipérbole cuja expressão é:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \qquad \text{(III.12)}$$

onde:

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ = tensão desvio

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ = assíntota da curva tensão-deformação

E_i = módulo de elasticidade inicial

ε_1 = deformação principal maior

O formato da hipérbole está representado na figura III.5-a. Plotando-se esta mesma curva com a mudança de eixos da figura III.5-b sua representação torna-se linear. DUNCAN et al.(1970) concluiram que a melhor reta ajustada é a que passa pelos pontos de 70% e 95% da resistência máxima do solo. LACERDA, DIAS e PEIXOTO (1974) questionam estes valores para análises com pequenas deformações.

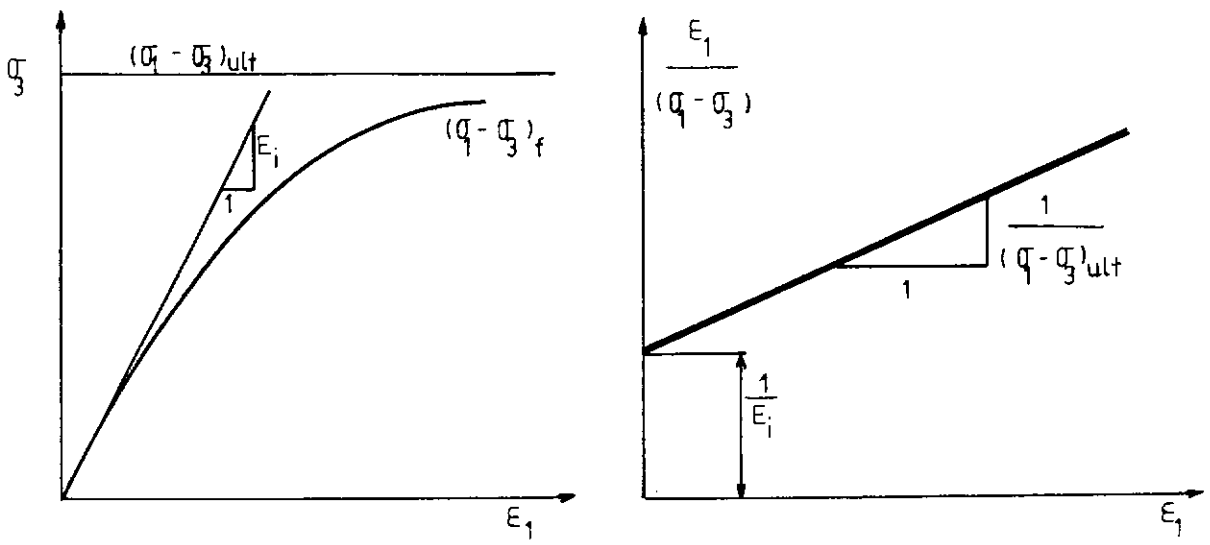
DUNCAN e CHANG (1970), valendo-se de uma equação empírica sugerida por JANBU (1965) introduziram a variação de E_i com a pressão efetiva confinante σ_3'.

$$E_i = K\,\sigma_a\,\left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_a}\right)^n \qquad \text{(III.13)}$$

onde:

K e n = Números adimensionais determinados experimentalmente.

σ_a = Pressão atmosférica, introduzida para tornar a pressão adimensional.



(a) (b)

Figura III.5 - a- Modelo hiperbólico (DUNCAN e CHANG,1970)
b- Representação tranformada da curva.

LOPES (1979) sugere que, ao invés de σ_3' na equação, seja usada a tensão confinante octaédrica σ_{oct}', pois os ensaios feitos por DUNCAN e CHANG foram baseados em ensaios triaxiais isotropicamente confinados e não em situações de campo.

É definido ainda o parâmetro Rf, que correlaciona a tensão de ruptura definida pelo critério de MOHR-COULOMB, com a assíntota obtida em ensaios:

$$Rf = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \qquad \text{(III.14)}$$

e:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2\,c\cos\phi + 2\,\sigma_3 \operatorname{sen}\phi}{1 - \operatorname{sen}\phi} \qquad \text{(III.15)}$$

Derivando III.12 em relação a ε_1 e substituindo III.13 e III.14, juntamente com o critério de MOHR-COULOMB (III.15) obtém-se a expressão do módulo tangente instantâneo E_t para a curva tensão-deformação no carregamento primário:

$$E_t = \left[1 - Rf \frac{(1 - \operatorname{sen}\phi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{2\,c\cos\phi + 2\,\sigma_3 \operatorname{sen}\phi} \right]^2 K\,\sigma_a \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_a}\right)^n \qquad \text{(III.16)}$$

Para descarregamentos e recarregamentos define-se um módulo único:

$$E_{ur} = K_{ur}\,\sigma_a \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_a}\right)^n \qquad \text{(III.17)}$$

sendo K_{ur} e n fatores adimensionais obtidos através de ciclos de descarregamento e recarregamento em ensaios de laboratório.

III.2.3 - O Programa PROGEO

O programa PROGEO tem por origem o programa denominado SAN2 desenvolvido no Imperial College de Londres por HANZA(1976), DAVACHI(1978) e LOPES(1979). Foi reorganizado na COPPE-UFRJ por LOPES(1980), quando recebeu a denominação PROGEO. Foi utilizado nas teses de mestrado de ALVES(1982), ANDRADE(1982) e SOUZA(1986).

O programa é codificado em FORTRAN e foi compilado para dupla precisão. Pode resolver problemas planos e axissimétricos. O elemento implantado é o quadrangular isoparamétrico com oito nós, com integração 2 × 2. O modelo adotado para a estaca foi o elástico linear, e para o solo o modelo elástico não linear tipo hiperbólico. Neste modelo o módulo inicial E_i é relacionado com a tensão confinante através da relação:

$$E_i = m\,\sigma_a \left(\frac{\sigma_{oct}'}{\sigma_a}\right)^n \qquad \text{(III.18)}$$

onde:

m e n = parâmetros obtidos através de ensaios.

σ_a = pressão atmosférica.

σ_{oct}' = tensão normal octaédrica de adensamento.

O módulo de elasticidade tangente é dado também por uma equação de hipérbole:

$$E_t = E_i \left[\, 1 - R_f \,\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \,\right]^2 \qquad \text{(III.19)}$$

O coeficiente de Poisson utilizado foi constante, embora o programa possua também a formulação de KULHAWY et al.(1969)

O programa realiza análises drenadas e não drenadas, sendo que neste caso pode ser feita em tensões totais e efetivas. No caso de análise não drenada em tensões efetivas, são geradas poro-pressões através dos parametros de HENKEL(1958). O processo de resolução pode ser incremental e/ou iterativo. O método incremental utiliza o processo de Runge-Kutta com dois passos,representado na figura III.6. Por fim, a resolução do sistema de equações é feita através da eliminação direta pelo método de Gauss da matriz tipo banda.

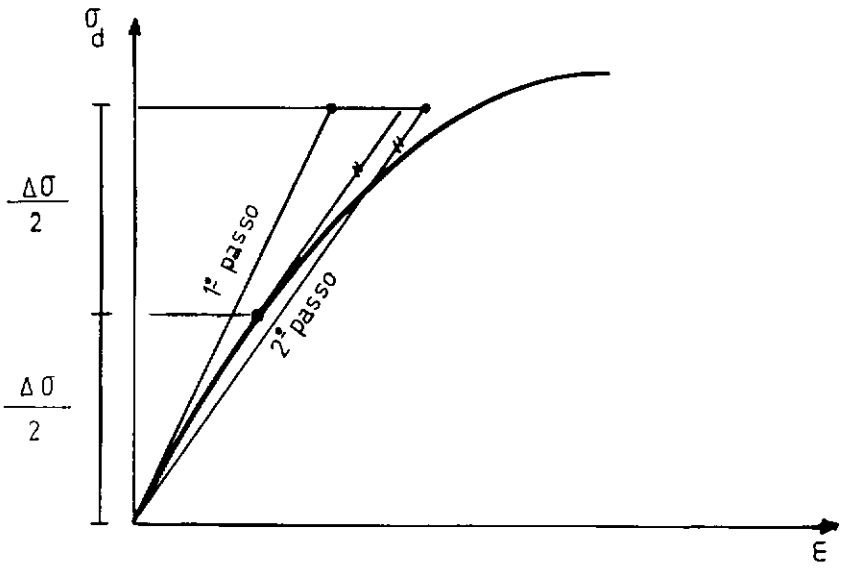


Figura III.6 - Processo de Runge-Kuta.

III.2.4 - O Programa RATZ

Diferente dos demais programas utilizados neste trabalho, o programa RATZ (RANDOLPH,1985) baseia-se no método das Diferenças Finitas. A estaca é idealizada como um conjunto de barras com rigidêz conhecida interligadas por pontos. A cada ponto associa-se uma curva de tensão cisalhante x deslocamento (curva "T-Z") que representa o solo. Na figura III.7 é apresentado esquematicamente o conjunto estaca-solo idealizado.

A deformação da estaca sob determinada carga depende da compressibilidade da estaca e das curvas de transferência de tensão cisalhante ao solo. O processo consiste em dividir a estaca em segmentos e associar a cada um deles uma curva. O programa permite variação linear das propriedades com a profundidade.

A equação que governa o deslocamento da estaca

para qualquer profundidade e a transferência de carga para o solo é:

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{2\,\pi\,r}{A\,E}\,\tau \qquad \text{(III.20)}$$

onde:

w = deslocamento da estaca.
z = profundidade.
r = raio da estaca.
τ = tensão cisalhante.
A = área da seção da estaca.
E = módulo de elasticidade da estaca

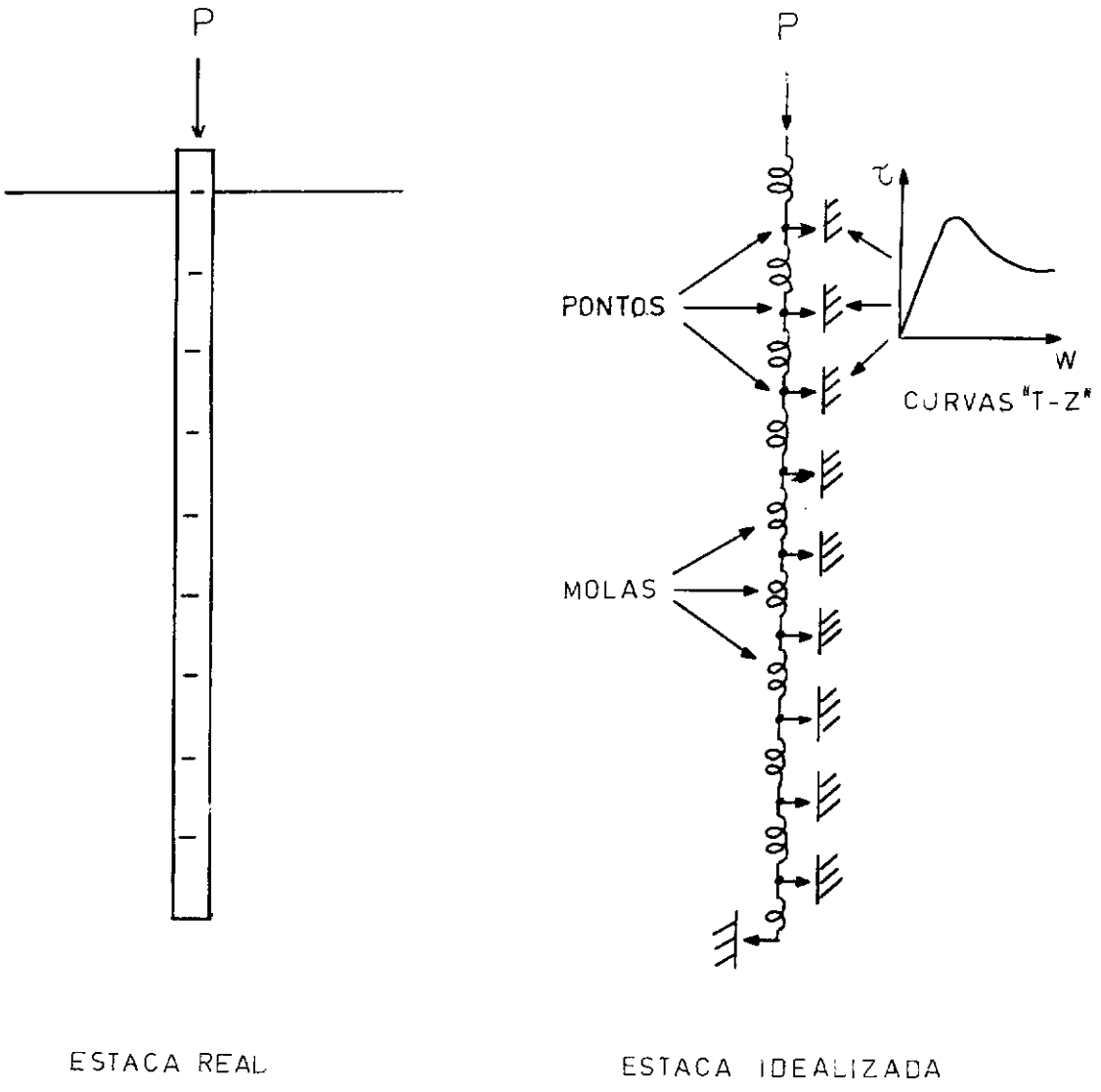


Figura III.7 - Idealização do sistema estaca-solo para o programa RATZ.

A equação (III.20) é resolvida por diferenças finitas introduzindo uma relação conhecida de τ com w. Para relações não lineares o processo é iterativo para cada incremento de carga.

O programa permite análises monotônicas e cíclicas de compressão e de tração. As curvas podem simular efeitos de fluência e deterioração da resistência em carregamentos cíclicos.

III.2.4.1 - Curvas T-Z

As curvas T-Z relacionam a resistência ao cisalhamento na face da estaca com o deslocamento. No capítulo VIII estão descritos alguns métodos de se obter estas curvas através de ensaios de laboratório, de campo, normas técnicas e resultados de análises por elementos finitos. Para representar as curvas T-Z no programa RATZ são necessários os seguintes parâmetros:

τ_{max} = resistência ao cisalhamento máxima (pico).
τ_{res} = resistência ao cisalhamento residual.
ξ = fator que multiplica τ_{max}, indica até onde a relação $\tau \times w$ é linear.
w/r = deslocamento necessário para se atingir τ_{max}, normalizado pelo raio da estaca.
Δw_{res} = deslocamento necessário para τ_{res}.
ζ = parâmetro que controla o formato da curva de τ_{max} até τ_{res}
k = gradiente inicial da curva, relacionado com o módulo de cisalhamento (RANDOLPH e WROTH,1978)
β, α, m = parâmetros de creep e degradação.

Na figura III.8 está representada uma curva T-Z com seus relativos parâmetros.

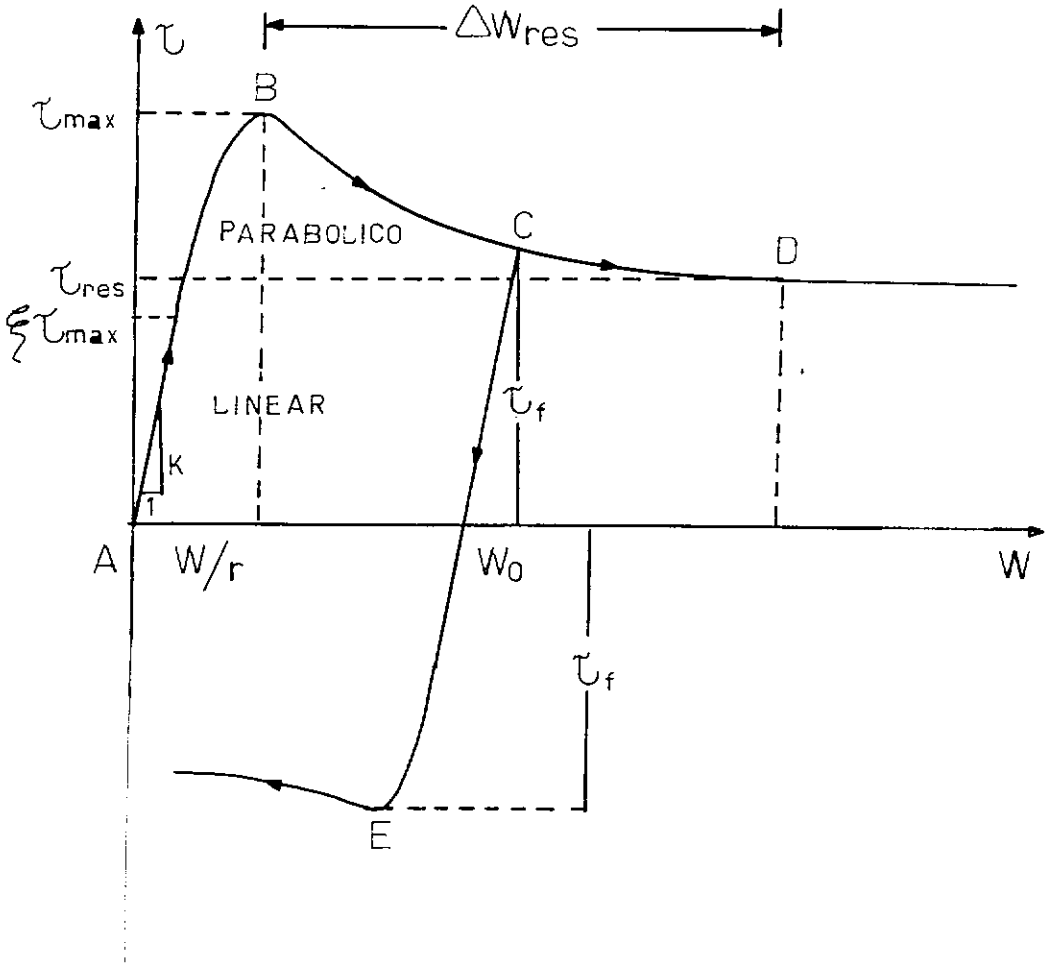


Figura III.8 - Representação da curva T-Z com seus respectivos parâmetros.

CAPÍTULO IV

O PROBLEMA ANALISADO

IV.1 - A Geometria do Problema

Em todas as análises feitas examinou-se o comportamento de uma estaca de concreto com 10,0 metros de comprimento e 0,5 metro de diâmetro. O módulo de elasticidade da estaca foi considerado constante e igual a $25x10^6$ kN/m^2. A estaca foi considerada instalada em um solo argiloso com propriedades descritas no ítem IV.2. O carregamento foi estático, monotônico de compressão axial.

Para as análises feitas através dos programas de elementos finitos utilizou-se a malha apresentada na figura IV.1. Os contornos da malha se situam a 5,0 metros (0,5xL) abaixo da ponta da estaca, e a 25,0 metros (50xD) do eixo de simetria da estaca. Para verificação das análises feitas plotou-se em microcomputador as malhas deformadas, os vetores de deslocamentos e as tensões principais durante o carregamento.

Para o programa RATZ foi admitida uma estaca com dez segmentos de 1,0 metro cada. O módulo de elasticidade da estaca foi adotado constante e igual a $25x10^6$ kN/m^2. Os carregamentos foram feitos atravéz de carga incremental, da mesma maneira que os programas de elementos finitos.

IV.2 - Perfil de Solo Adotado

Para todas as análises foi adotado o mesmo perfil de solo. As propriedades de resistência e deformação foram adotadas de maneira a representar o mesmo comportamento para os diversos programas e modelos. Optou-se por um solo com características típicas de um caulim saturado, normalmente adensado. As propriedades deste solo já foram

exaustivamente estudadas por diversos autores (ALMEIDA et al.,1986). Segundo a Teoria dos Estados Críticos suas propriedades são:

$\gamma' = 5,0\ kN/m^3$

$M = 0,9$

$\lambda = 0,25$

$\kappa = 0,05$

$e_{cs} = 2,44$

$K_o' = 0,61$

$\Lambda = 1 - \frac{k}{\lambda} = 0,8$

A partir destes parâmetros foi construido um perfil único para todos os programas. Na figura IV.2 é apresentado o perfil de tensões iniciais adotado admitindo-se $K_o'=0,61$ para pressões efetivas e $K_o=0,87$ para tensões totais.

IV.2.1 - Parâmetros de Poro-pressão

No programa CRISP, que usa modelo de estados críticos, as análises não drenadas são realizadas introduzindo-se o módulo de deformação volumétrica da água. Este valor é entre 50 e 500 vezes maior do que o módulo de deformação volumétrica do solo. Os excessos de poro-pressão que ocorrem em análises não drenadas são conseqüência do modelo, não sendo necessária a adoção de parâmetros. Para comparar-se os programas calculou-se quais seriam os parâmetros A e B de SKEMPTON(1951) no estado crítico para o solo adotado. Tanto para o cálculo de A como para o cálculo da Resistência não drenada adotou-se a formulação para adensamento isotrópico. Ensaios de laboratório (ALMEIDA,1982) demonstram que a formulação para o adensamento anisotrópico leva a resultados menos confiáveis. Para as analises drenadas introduz-se o módulo de compressão volumétrica da água igual a zero.

Como o solo é considerado saturado, tem-se:

B = 1,0

Com as propriedades dos estados críticos e o adensamento isotrópico, obtém-se:

$$A_{cs} = \frac{1}{M} \left[\left(\frac{Rp}{b}\right)^{-\Lambda} + \frac{M}{3} - 1 \right] = 1,157 \qquad \text{(IV.1)}$$

onde:

A_{cs} = parâmetro de poro-pressão no estado crítico Para o modelo Cam-Clay modificado.

Rp = razão de pré-adensamento, igual a 1,0

b = 2,0 (Cam-Clay modificado)

4.2.2 - Parâmetros de Resistencia Drenada

Sendo M = 0,9 , através da fórmula III.4 calcula-se $\phi' = 23^{0}$

A coesão drenada é considerada nula (c'= 0,0).

IV.2.3 - Parâmetros de Resistencia Não Drenada

(i) - Segundo o modelo Cam-Clay modificado para adensamento isotrópico (segundo observação feita no ítem IV.2.1):

$$\frac{Su}{\sigma_v'} = \frac{M}{2} b^{-\Lambda} = 0,258 \qquad \text{(IV.2)}$$

(ii) - Para adensamento isotrópico usando parâmetros de SKEMPTON :

$$Su = \frac{a' + \sigma_v' \tan \alpha}{1 - (1 - 2 A) \tan \alpha} \rightarrow \frac{Su}{\sigma_v'} = 0,258 \qquad \text{(IV.3)}$$

onde:

a' e α' = Parâmetros de coesão e atrito no espaço s',t' (LAMBE)

(iii) - Para o adensamento anisotrópico (NOORANY e SEED,1965)

$$Su = \frac{\sigma v' \operatorname{sen} \phi' \left[Ko' + A \left(1 - Ko' \right) \right] + c' \cos \phi'}{1 + \left(2A - 1 \right) \operatorname{sen} \phi'} \qquad (IV.4)$$

$$\frac{Su}{\sigma v'} = 0,27$$

Para este trabalho foi adotado o valor médio $\frac{Su}{\sigma v'} = 0,26$. Na figura IV.3 é apresentado o perfil de Su do solo. Para o programa FUNDAMEF a variação não é linear porque o programa não possui esta opção de entrada de dados. Para representar a variação de Su com a profundidade separou-se o solo em dez camadas de solo com valores crescentes de Su.

IV.2.4 - Paràmetros de Deformação

Como hipótese inicial foi adotado o valor do módulo de elasticidade inicial não drenado (E_{iu}) igual a 400 vezes o valor da resistência não drenada Su, considerado um valor típico para solos moles. A partir desta hipótese foram calculados os demais parâmetros para os diversos programas. O coeficiente de Poisson não drenado (υ) foi adotado igual a 0.499. Assim temos:

(i) - Parâmetros não drenados:

$$E_{iu} = 400\ Su = 400 \times 0,26 \times \frac{\sigma oct'}{\frac{1 + 2\ Ko'}{3}} = 140,5\ \sigma oct$$

$$\upsilon u = 0,499$$

(ii) - Parâmetros drenados:

$$G' = Gu = \frac{E_{iu}}{2 \left(1 + \upsilon u \right)} = 46,83\ \sigma oct' \qquad (IV.5)$$

Do modelo Cam-Clay modificado:

$$G = \frac{3\ (\ 1 - 2\ \upsilon')}{2\ (\ 1 + \upsilon')} \times \frac{(\ 1 + e\ )\ \sigma_{oct}'}{\kappa} \qquad (IV.6)$$

para $G = 46{,}83\ \sigma_{oct}'$, $e \cong 1{,}8$ e $\kappa = 0{,}05$ o valor de υ' é aproximadamente igual a 0,2.

$$E_i' = G\ [\ 2\ (\ 1 + \upsilon')\ ] = 112{,}4\ \sigma_{oct}'$$

$$\upsilon' = 0{,}2$$

Na figura IV.4 é apresentado o perfil de módulos de deformação adotados para as análise drenadas e não drenadas. Para o programa FUNDAMEF utilizou-se nas análises não drenadas o mesmo recurso utilizado para o Su (perfil em camadas).

IV.3 - Análises Feitas

Foram feitas ao todo vinte e sete análises para o trabalho, divididas da seguinte maneira:

1- Para o capítulo V:

U100F - Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - FUNDAMEF
U100PT - Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - PROGEO - TT
U100PE - Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - PROGEO - TE
U100C - Não drenado - $K_o' = 1{,}0$ - CRISP
U100R - Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - RATZ
U87F - Não drenado - $K_o = 0{,}87$ - FUNDAMEF
U87PT - Não drenado - $K_o = 0{,}87$ - PROGEO - TT
U87PE - Não drenado - $K_o = 0{,}87$ - PROGEO - TE
U61C - Não drenado - $K_o' = 0{,}61$ - CRISP
U87R - Não drenado - $K_o = 0{,}87$ - RATZ
U100-2F - Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - FUNDAMEF
$Su_{face} = 2 \times Su_{solo}$
U100-05F- Não drenado - $K_o = 1{,}0$ - FUNDAMEF
$Su_{face} = \frac{1}{2} \times Su_{solo}$

2- Para o capítulo VI:

D100F - Drenado - K_o = 1,0 - FUNDAMEF ***
D100P - Drenado - K_o = 1,0 - PROGEO
D100C - Drenado - K_o'= 1,0 - CRISP
D100R - Drenado - K_o = 1,0 - RATZ
D61F - Drenado - K_o'= 0,61 - FUNDAMEF ***
D61P - Drenado - K_o'= 0,61 - PROGEO
D61C - Drenado - K_o'= 0,61 - CRISP
D61R - Drenado - K_o'= 0,61 - RATZ

3- Para o capítulo VIII:

Além da U61C e U100C, foram feitas com o programa CRISP as análises:

U1561C - Não drenado - OCR = 1,5 - K_o'= 0,61
U1572C - Não drenado - OCR = 1,5 - K_o'= 0,72
U261C - Não drenado - OCR = 2,0 - K_o'= 0,61
U281C - Não drenado - OCR = 2,0 - K_o'= 0,81
U361C - Não drenado - OCR = 3,0 - K_o'= 0,61
U395C - Não drenado - OCR = 3,0 - K_o'= 0,95
U1RC - Não drenado - OCR = 1,0 - σ_r'= 1,67σ_v'

*** - Análises com problemas numéricos, ver capítulo VI.

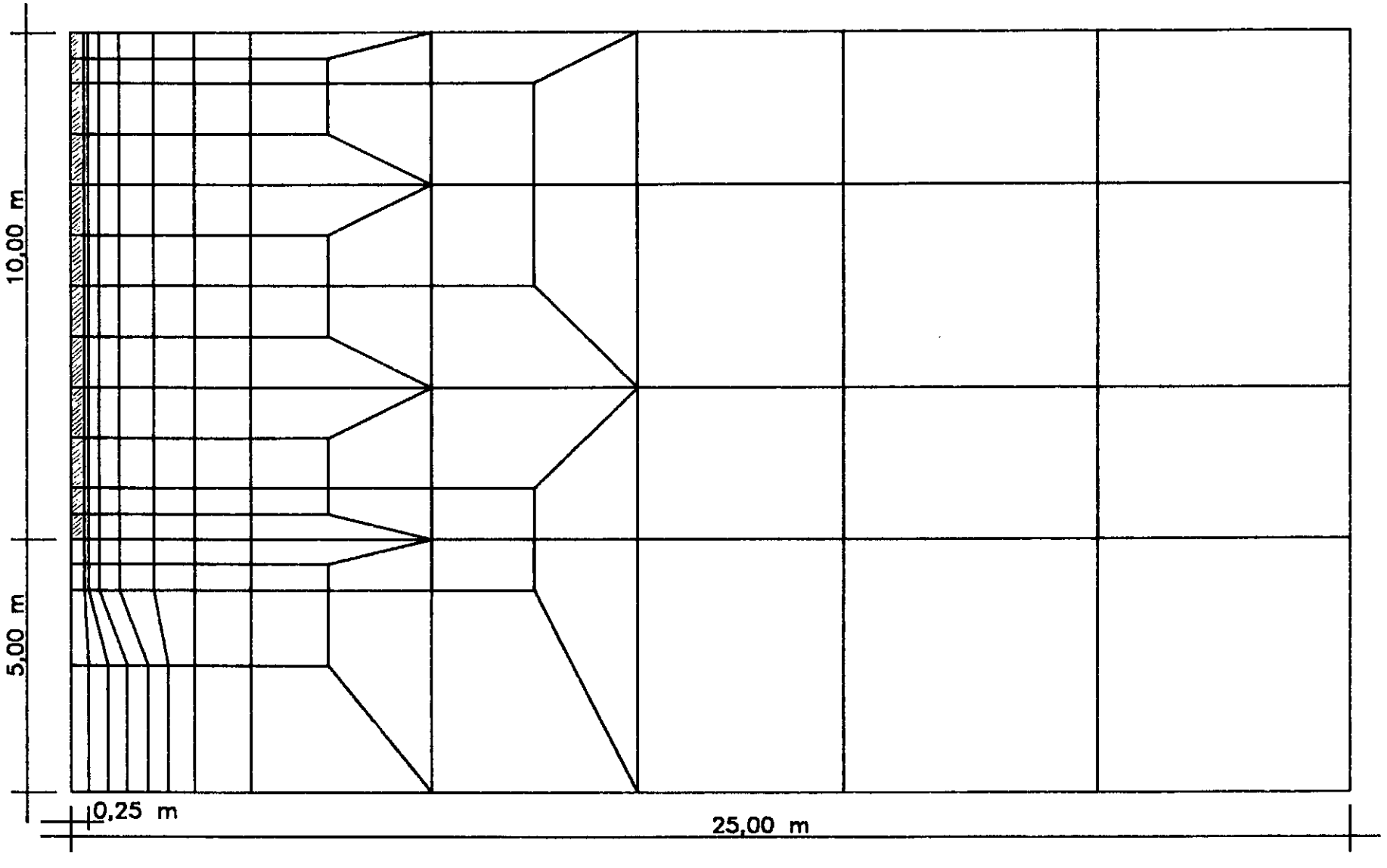


Fig. IV.1 – Malha de Elementos Finitos utilizada em todas as análises.

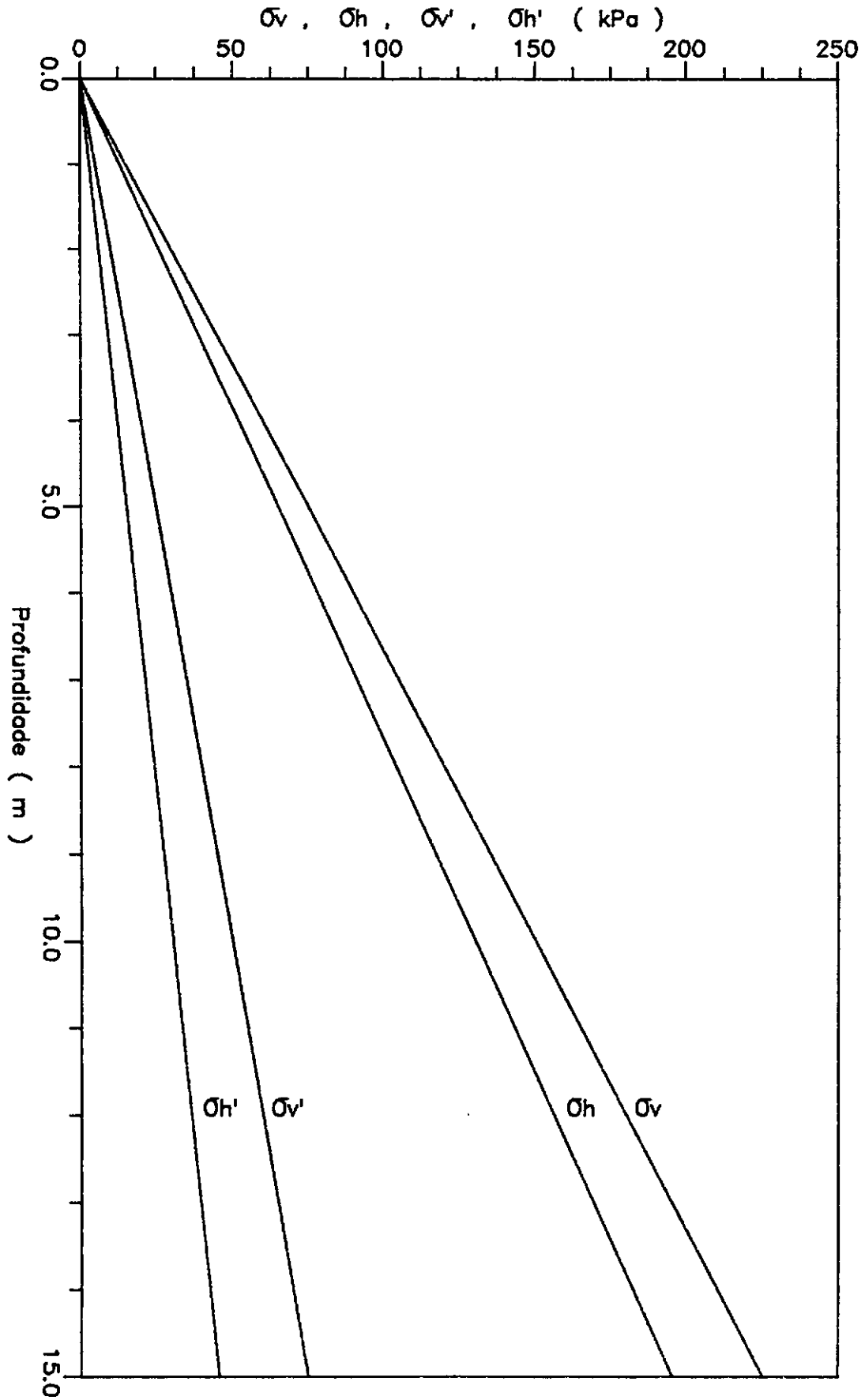


Fig. IV.2 – Perfil de Tensões do solo.

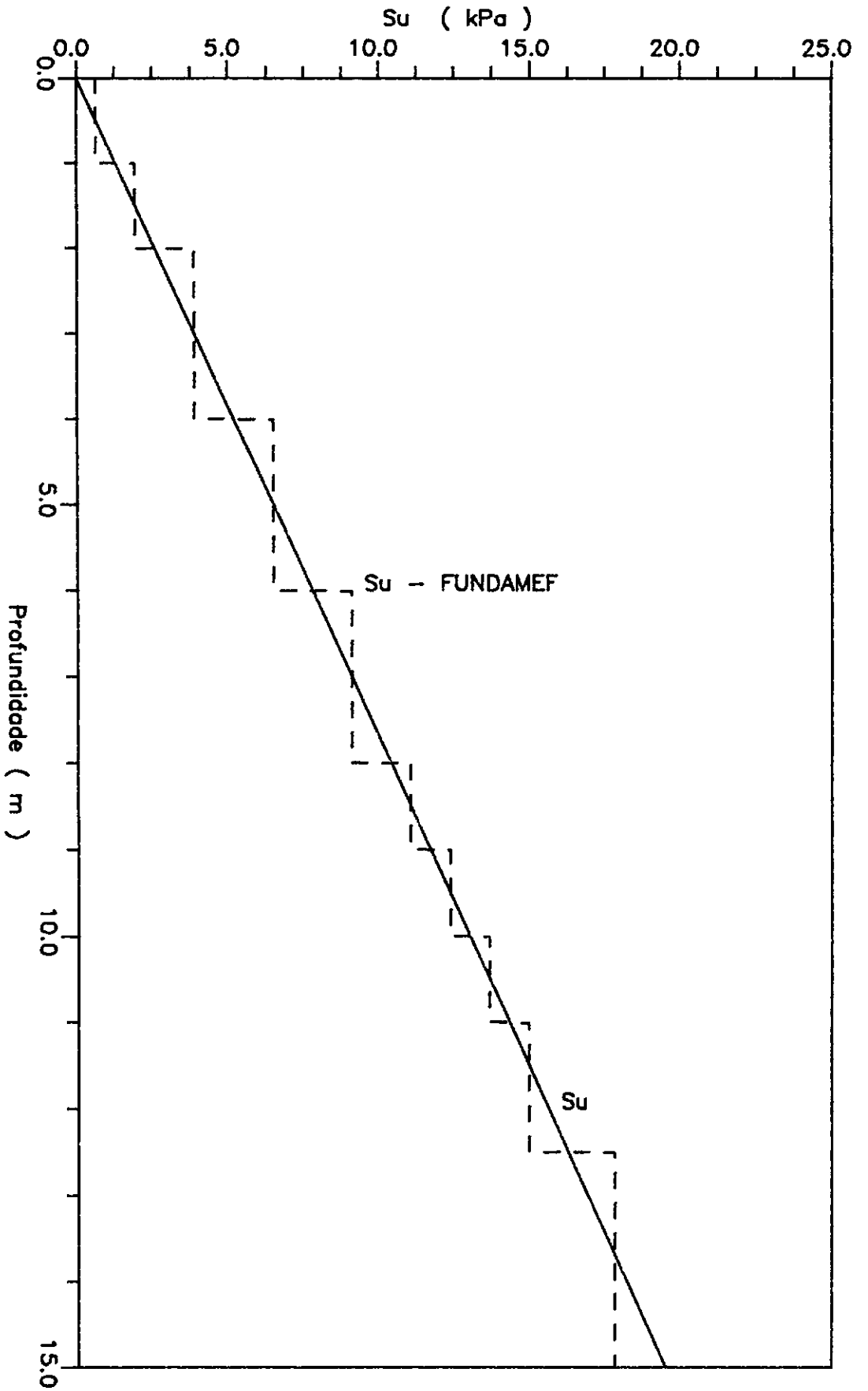


Fig. IV.3 – Perfil de Su do solo.

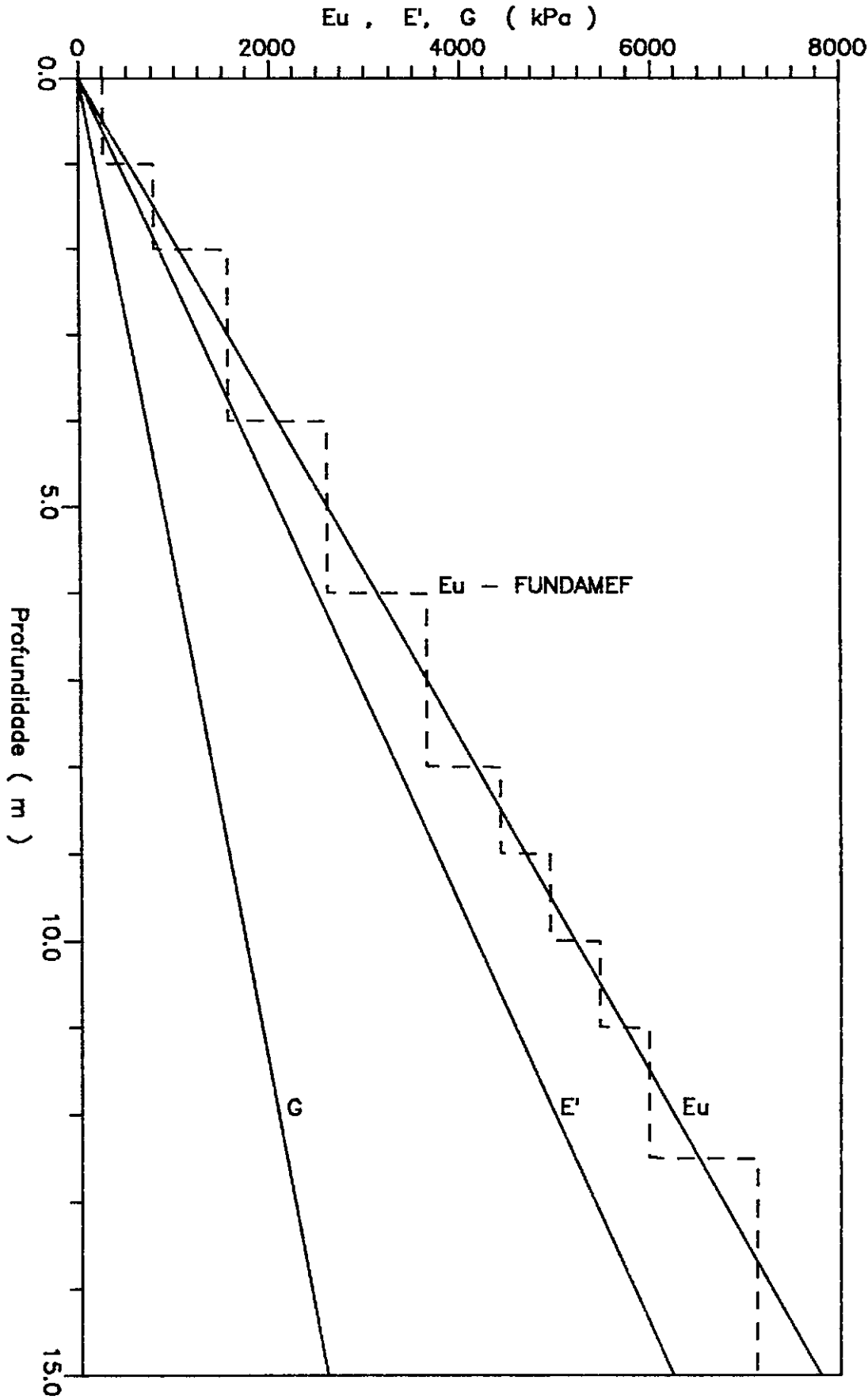


Fig. IV.4 – Perfil dos módulos de deformação do solo.

CAPÍTULO V

ANÁLISES NÃO DRENADAS

Neste capítulo são apresentadas as análises feitas simulando carregamentos não drenados. No primeiro ítem é feito um cálculo teórico da carga de ruptura da estaca através do Método Alfa desconsiderando-se efeitos de execução. No segundo ítem são apresentados, para cada programa, os parâmetros do solo utilizados como dados de entrada. A seguir são apresentados e comentados os resultados obtidos.

V.1 Cálculo Teórico

Nas análises feitas para este capítulo o solo foi considerado normalmente adensado sob duas condições: isotropicamente ($K_o' = 1,0$) e anisotropicamente ($K_o' = 0,61$). Foram desconsideradas quaisquer mudanças provocados pela execução da estaca. Isto implica em considerar a resistência so solo igual a Su in situ, adotado como 0,26 x σ_v'. Fazendo-se um cálculo pelo Método Alfa para estas condições adota-se alfa igual a 1,0 para a face e o fator de capacidade de carga para a ponta igual a 9,0. Este valor é uma aproximação, sabe-se que o fator de capacidade de carga varia conforme a taxa de crescimento de S_u com a profundidade.

$$Q_u = 2\pi R \sum l_i S_{ui} + 9 A_b S_{ub} \qquad (V.1)$$

onde:

l_i = comprimento do segmento da estaca
S_{ui} = Su no segmento
A_b = Área da base da estaca
S_{ub} = Su na base da estaca

Considerando a resistência Su do solo aumentando

linearmente com a profundidade, pode-se adotar o valor médio de Su na metade da estaca, ou seja:

$$Su_{(med)} = 5,0 \times 5,0 \times 0,26 = 6,5 \text{ kPa}$$
$$Su_b = 10,0 \times 5,0 \times 0,26 = 13,0 \text{ kPa}$$

Assim:

$$Q_u = 2\pi R \times 10,0 \times 6,5 + 9,0 \times \pi R^2 \times 13,0$$
$$Q_u = 125,075 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{Qu}{\pi R^2} = 637,0 \text{ kPa}$$

Para simular o estado de tensões iniciais para a condição anisotrópica no programa RATZ diminuiu-se de Su a tensão cisalhante existente no solo no repouso. Em termos de tensões totais esta tensão cisalhante pode ser calculada a partir de K_o, que por sua vez é obtido de K_o' a partir da equação:

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = \frac{\sigma_h' + \gamma_w \times h}{\sigma_v' + \gamma_w \times h} = \frac{h \times (\gamma' \times K_o' + \gamma_w)}{h \times (\gamma' + \gamma_w)}$$

$$K_o = \frac{\gamma' \times K_o' + \gamma_w}{\gamma' + \gamma_w} \qquad (V.2)$$

Para o solo em questão:

$\gamma' = 5,0$ kPa

$K_o' = 0,61$

$\gamma_w = 10,0$ kPa

obtém-se:

$K_o = 0,87$

A tensão cisalhante em um elemento de solo no repouso para qualquer profundidade será dada por:

$$\tau = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2} = \frac{h \times \gamma \times (1 - K_o)}{2} \qquad (V.3)$$

Adotando-se o valor de $\gamma = 15,0$ kN/m^3 e o valor de K_o calculado acima o valor de τ é 4,875 kPa e 9,75 kPa para

as profundidades de 5,0 e 10,0 metros respectivamente.

Pode-se agora estimar a carga de ruptura para um solo com K_o' diferente de 1,0 subtraindo-se de Su a tensão cisalhante existente nas condições de repouso. Assim a resistência disponível para as profundidades de 5,0 e 10,0 metros fica 1,625 kPa e 3,25 kPa respectivamente.

$$Q_u = 2\pi R \times 10,0 \times 1,625 + 9,0 \times \pi R^2 \times 3,25$$

$$Q_u = 31,269 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{Q_u}{\pi R^2} = 159,25 \text{ kPa}$$

V.2 - Parâmetros Utilizados

Neste ítem são descritos os parâmetros necessários a cada programa para uma análise não drenada. Foram feitas para cada programa duas análises, uma com $K_o' = 1,0$ e outra com $K_o' = 0,61$.

Para os programas FUNDAMEF e PROGEO-TT os parâmetros não drenados são praticamente os mesmos. Faz-se uma análise não drenada através de tensões totais com coesão igual a Su e ângulo de atrito igual a zero (ϕ = 0,0). Para o módulo de elasticidade inicial (E_i) o valor assumido é igual a 400 vezes o valor de Su. No programa PROGEO os valores de Su e E_i são dados na superfície do terreno e para a profundidade de 15,0 metros, o programa considera variação linear entre as profundidades dadas. Para o programa FUNDAMEF foi necessário dividir o solo em dez camadas e atribuir diretamente para cada camada um valor de Su e E_i, pois o programa não aceita variação de coesão com a profundidade. Nas figuras IV.2, IV.3 e IV.4 estão apresentados os perfis de tensões, Su e módulos de deformação do solo respectivamente. Para o programa FUNDAMEF é necessário ainda especificar a resistência dos elementos da interface do solo com a estaca. No ítem V.3 foi atribuída para estes elementos a mesma resistência do

solo adjacente, no ítem V.4 é feita uma análise do comportamento dos elementos junta.

Para o estado inicial de tensões são fornecidos ao programa os valores do peso específico total dos materiais e o valor de K_o (no caso K_o= 1,0 e K_o= 0.87). A estaca foi considerada elástica em todas as análises, com o módulo de elasticidade igual a $25x10^6$ kPa.

Para a análise por tensões efetivas através do programa PROGEO (opção TE) são fornecidos ao programa parâmetros de poro-pressão de HENKEL(1958). Para cada carregamento a poro-pressão é calculada pela equação:

$$\Delta U = \beta \left(\frac{\Delta\sigma_1 + \Delta\sigma_2 + \Delta\sigma_3}{3} \right) + \alpha \sqrt{ (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_2)^2 + (\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)^2 + (\Delta\sigma_2 - \Delta\sigma_3)^2 } \qquad (V.4)$$

Nas análises não drenadas, β foi adotado igual a 1,0 (solo totalmente saturado). O parâmetro α pode ser relacionado com o parâmetro A de SKEMPTON para ensaios de compressão triaxial, onde σ_2 e σ_3 são mantidos constantes e σ_1 aumenta, através da equação:

$$A = \frac{1}{3} + \frac{\alpha}{\beta} \sqrt{2} \qquad (V.5)$$

Para A = 1,157 (equação IV.1) o valor de alfa é 0,58. Este valor é admitido constante durante toda a análise. Esta hipótese é uma aproximação, pois na realidade o parâmetro A (ou α) varia durante o carregamento. Esta variação pode ser observada nas trajetórias curvas do programa CRISP, onde as poro-pressões surgem em decorrência do modelo, e não são introduzidos parâmetros fixos.

Para o programa CRISP são fornecidos os parâmetros do solo relativos ao modelo Cam-Clay modificado, ou seja, M, e_{cs}, γ', ν', λ, κ. O programa executa a análise drenada ou não conforme seja introduzida a relação entre o módulo

de compressão volumétrica da água e o módulo de compressão volumétrica do solo (especificado no programa como α). Para o estado de tensões iniciais são dados para a superfície e para a profundidade de quinze metros os valores de σ_v', σ_h', τ_{vh}, poro-pressão e p_c'.

O programa CRISP calcula o módulo de cisalhamento G através da fórmula:

$$G = G' = \frac{(1 + e)p'}{\kappa} \times \frac{3(1 - 2\nu')}{2(1 + \nu')} \qquad (V.6)$$

O valor de ν' adotado para que o módulo de cisalhamento seja próximo ao valor correspondente de E_i nos demais programas ($E_i = 400Su$) foi $\nu' = 0,2$.

Diferente dos demais, o programa RATZ requer para a análise do atrito lateral, parâmetros que definem a curva T-Z. Os valores da resistência ao cisalhamento máxima e da resistência ao cisalhamento residual (aqui considerada igual à máxima) são introduzidos para as profundidades de zero e dez metros. A estaca foi dividida em dez elementos de um metro cada. Devido à dificuldade de relacionar os parâmetros de deformação deste programa com os demais, foram adotados valores médios sugeridos pelo manual do programa (RANDOLPH,1985). O gradiente inicial da curva $\tau \times w$ foi adotado igual a 0,25 vezes o módulo de cisalhamento (0,2 a 0,3 no manual) e o deslocamento necessário para o solo atingir a tensão cisalhante residual foi adotado como 50mm (30 a 100 mm no manual). O valor de ξ foi adotado igual a 0,5 (0,0 a 1,0) e ζ igual a 1,0. Não foram introduzidos parâmetros de fluência nem de degradação do solo para carregamento cíclico.

Para a resistência da base o programa possui um modelo elástico linear perfeitamente plástico. São dados de entrada a tensão de compressão de ruptura ($9 \times Su_b \times A_b$) e o deslocamento para atingir esta tensão (adotado igual a 50,0mm).

A tensão cisalhante máxima foi adotada igual a resistência não drenada disponível, ou seja, para K_o'=1,0 igual a Su, e para K_o'=0,61 igual a Su menos a tensão desviatória devida às tensões iniciais. Para a profundidade de dez metros estes valores são 13,0 e 3,25 kPa respectivamente. Para a tensão de compressão na base foi adotado o fator 9,0, conforme ítem V.1

V.3 - Análise dos resultados

Para facilitar a apresentação as figuras são colocadas na seguinte ordem:

- Figura V.1 - Curva de carga na estaca versus reca (condição K_o' = 1,0).

- Figuras V.2 a V.5 - Trajetórias de tensões para elementos de solo situados na face e na base da estaca para os programas FUNDAMEF, PROGEO-TT, CRISP e PROGEO-TE respectivamente (condição K_o' = 1,0).

- Figuras V.6 e V.7 - Curvas de transferência de carga para o solo para a carga de trabalho e para a carga de ruptura respectivamente (condição K_o' = 1,0).

- Figura V.8 - Curva de carga na estaca versus recalque (condição K_o' = 0,61).

- Figura V.9 - Curva de carga na estaca versus recalque para análise da influência do número de incrementos no programa CRISP (condição K_o' = 0,61).

- Figuras V.10 a V.13 - Trajetórias de tensões para elementos de solo situados na face e na base da estaca para os programas FUNDAMEF, PROGEO-TT, CRISP e PROGEO-TE respectivamente (condição K_o' = 0,61).

- Figuras V.14 e V.15 - Curvas de transferência de

carga para o solo para a carga de trabalho e para a carga de ruptura respectivamente (condição $K_o' = 0,61$).

- Figura V.16 e V.17 - Estados de tensão inicial e na ruptura para um elemento de solo situado a 6,50 metros de profundidade na face da estaca nas condições $K_o' = 1,0$ e $K_o' = 0,61$ respectivamente,comparando-se os programas FUNDAMEF, PROGEO-TT, CRISP e PROGEO-TE.

- Figuras V.18 e V.19 - Curvas de tensão vertical na base da estaca versus deslocamento para as condições $K_o' = 1,0$ e $K_o' = 0,61$ respectivamente.

- Figura V.20 - Curvas de carga na estaca versus recalque para diferentes valores de resistência não drenada nos elementos junta da face e da base da estaca. (análises não drenadas com $K_o = 1,0$ feitas com o programa FUNDAMEF).

Na figura V.1 a carga de ruptura do programa RATZ corresponde à carga prevista pelo método alfa, já que são dados de entrada do programa as tensões cisalhantes na face e tensão normal na base diretamente. As diferenças observadas nos demais programas devem-se principalmente à carga na ponta da estaca, onde a malha se mostrou pouco refinada para as análises feitas. Nas figuras V.6 e V.7 observa-se que as curvas de transferência de carga são praticamente paralelas, havendo diferenças na tensão transmitida ao solo na ponta da estaca. Nas figuras V.18 e V.19 observa-se uma grande diferença na tensão vertical máxima na ponta obtida pelos diversos programas devido ao pouco refinamento da malha.

Ainda na figura V.1 está plotado o recalque estimado para a carga de trabalho pelo método de AOKI-LOPES. Utlizou-se um fator de segurança igual a 2,0 em relação a carga de ruptura prevista pelo cálculo teórico. Observa-se um recalque menor do que os previstos pelos programas, diferença esta que não é devida ao método em si, mas ao módulo de elasticidade adotado para o solo.

Adotou-se o módulo tangencial inicial, quando seria mais coerente estimar-se um módulo secante para o nível de tensão na carga de trabalho. Esta diferença é mais notada em solos normalmente adensados, onde a curva tensão-deformação é não-linear desde baixos níveis de tensão.

Nas trajetórias de tensão apresentadas para a condição $K_o' = 1,0$ observam-se trajetórias totais predominantemente verticais no fuste para as análises feitas por tensões totais (figuras V.2 e V.3) e trajetórias efetivas tendendo para a esquerda nas análises feitas por tensões efetivas (figuras V.4 e V.5), evidenciando a geração de poro-pressões no solo devido a tensões cisalhantes, comportamento típico de solos moles normalmente adensados. Novamente observam-se comportamentos anômalos na ponta da estaca devidos ao pouco refinamento da malha.

Para as análises na condição $K_o' = 1,0$ os elementos da face da estaca rompem com a tensão cisalhante no plano vertical aproximadamente igual a resistência não drenada Su, ocorrendo um giro de tensões principais de 45 graus em todos os programas (figuras V.16 a,b,c,d). Já para as análises na condição $K_o' = 0,61$ o comportamento dos elementos situados na face da estaca foram muito diferentes nas análises feitas com modelos elásticos não lineares (FUNDAMEF e PROGEO) e nas análises feitas com o modelo elasto-plástico (CRISP) (figuras V.17 a,b,c,d). Nas primeiras os elementos da face tendem a romper com as tensões normais vertical (σ_z) e radial (σ_x) próximas às tensões in situ (σ_{vo} e σ_{ho}), sendo que a tensão cisalhante no plano vertical (τ_{xz}) é menor do que Su e o giro de tensões principais é sempre menor do que 45 graus sendo dependente do valor de K_o (figura V.17 a,b,d). Nas análises feitas pelo programa CRISP o giro de tensões é sempre de 45 graus, surgindo no plano vertical uma tensão cisalhante (τ_{xz}) aproximadamente igual à resistência Su e as tensões normais vertical (σ_z) e radial (σ_x) tendem a um valor

único, cerca de 40% menor do que o valor da tensão octaédrica efetiva inicial (p_o') (figura V.17 c). Ambos os comportamentos são coerentes com os modelos adotados para o solo, mas levam a resultados bastante diferentes de capacidade de carga da estaca, conforme apresentado na figura V.8. Nesta figura a tensão cisalhante adotada para o programa RATZ foi igual a resistência Su menos a tensão cisalhante provocada pelas condições iniciais (condição $K_o' = 0,61$). Esta hipótese aproxima-se dos resultados das análises feitas por modelos elásticos, mas não é necessariamente a mais real.

Nas figuras V.10 a V.13 observa-se que as trajetórias de tensões na situação anisotrópica são similares às observadas na situação isotrópica, porém as figuras V.14 e V.15 evidenciam uma tranferência de carga por atrito lateral maior no programa CRISP.

Para ter-se idéia da influência do número de incrementos nas análises puramente incrementais feitas pelo programa CRISP (item III.2.1) fez-se neste ítem uma análise do caso com $K_o' = 0,61$ variando-se o número de incrementos. Os resultados estão apresentados na figura V.9. Observa-se que o número de incrementos deve ser bastante grande quando a análise se aproxima da ruptura. Para todas as demais análises feitas com o programa CRISP neste trabalho adotaram-se incrementos de 5,0 kPa quando a ruptura estava próxima. Para os programas PROGEO e FUNDAMEF foram usados em média 7 incrementos para cada análise.

A diferença observada entre os modelos elásticos não lineares e o modelo elasto-plástico é inerente aos modelos. O problema de uma estaca instalada em solo não é simplesmente um problema de tensão controlada. Devido a grande rigidêz da estaca, o solo situado junto à face comporta-se de modo a atender não a tensões, mas a deslocamentos impostos pela estaca. Precisam ser atendidas as condições cinemáticas do problema, onde pontos de solo situados junto à face da estaca obrigatóriamente

deslocam-se da mesma maneira que a estaca. Visto desta maneira, as tensões no solo surgem em função dos deslocamentos impostos, e não em função de forças aplicadas a ele. A diferença fundamental entre os modelos é que nos modelos elásticos, em um mesmo incremento, as direções dos incrementos de deformação principais coincidem com as direções dos incrementos de tensao principais, enquanto que nos modelos plásticos as direções dos incrementos de deformação principais dependem das direções das tensoes principais e da lei de escoamento ("flow rule"). Estudos teóricos feitos por POTTS e MARTINS(1984) conduziram aos mesmos resultados deste trabalho. Também estudos feitos em modelos reduzidos variando-se o estado de tensões inicial (diferentes K_o') apontam um comportamento mais coerente do modelo elasto-plástico (CHANDLER e MARTINS,1982).

A hipótese de que a capacidade de carga não drenada independe do estado de tensões antes do carregamento, mas somente da resistência não drenada, poderia ser uma explicação para a adoção de valores de alfa próximos a 1,0 para solos moles no Método Alfa, independente do valor de K_o'. Entretanto permanece a dúvida quanto ao uso destes valores já que é admitido que na execução de estacas cravadas ocorre um aumento de Su no solo em torno da estaca, fato que resultaria em valores de alfa maiores do que 1,0. No capítulo VIII são feitas algumas considerações sobre os efeitos de execução de estacas cravadas em solos normalmente adensados e sobre-adensados.

V.4 - Resistencia na Interface

Para analisar a eficiência dos elementos junta presentes no programa FUNDAMEF, foram colocados elementos na face e na base da estaca. Foram feitas três análises variando-se a resistência destes elementos. Utilizou-se o mesmo perfil de Su adotado nas demais análises e foi adotado Ko' igual a 1,0. Na tabela V.1 estão apresentadas

as análises com as previsões da carga de ruptura pelo método alfa e as obtidas na simulação. Na figura V.20 estão apresentadas as curvas de carga versus recalque obtidas nas análises. Nota-se uma boa concordância entre valores previstos e obtidos. Novamente as diferenças devem-se à parcela de resistência da ponta da estaca.

Alfa	S_u/σ_v'	Q_u(alfa)	Q_u(FUNDAMEF)
1,00	0,26	125,1	145,30
0,50	0,26	74,0	88,36
2,00	0,26	125,1	149.22

TAbela V.1 - Análises feitas com variação da resistência dos elementos junta.

O comportamento dos elementos junta no programa FUNDAMEF foi satisfatório para o caso analisado, mostrando-se útil para simular interfaces pouco resistentes.

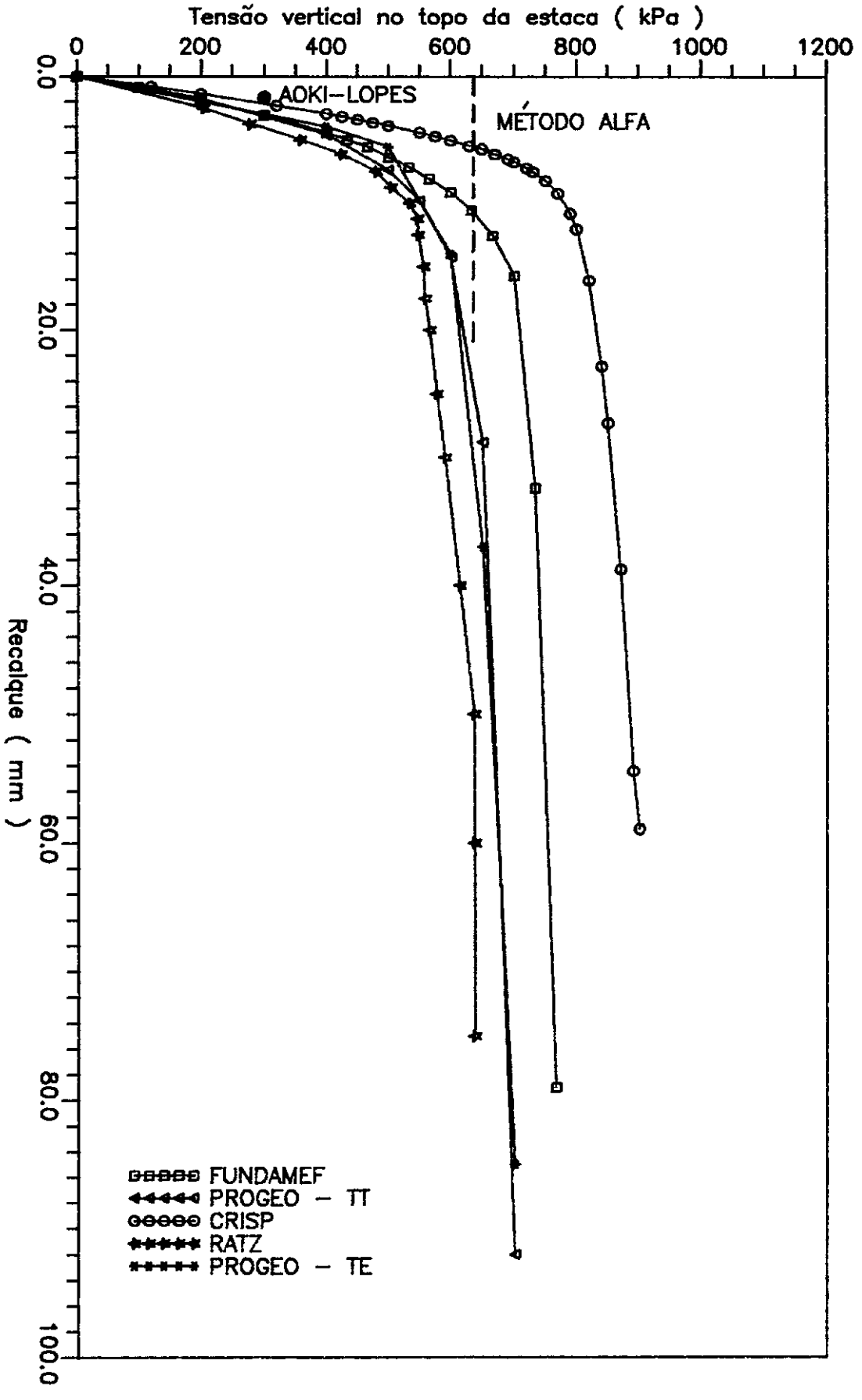


Fig. V.1 – Curva de carga x recalque
Análise não drenada – Ko'= 1,0

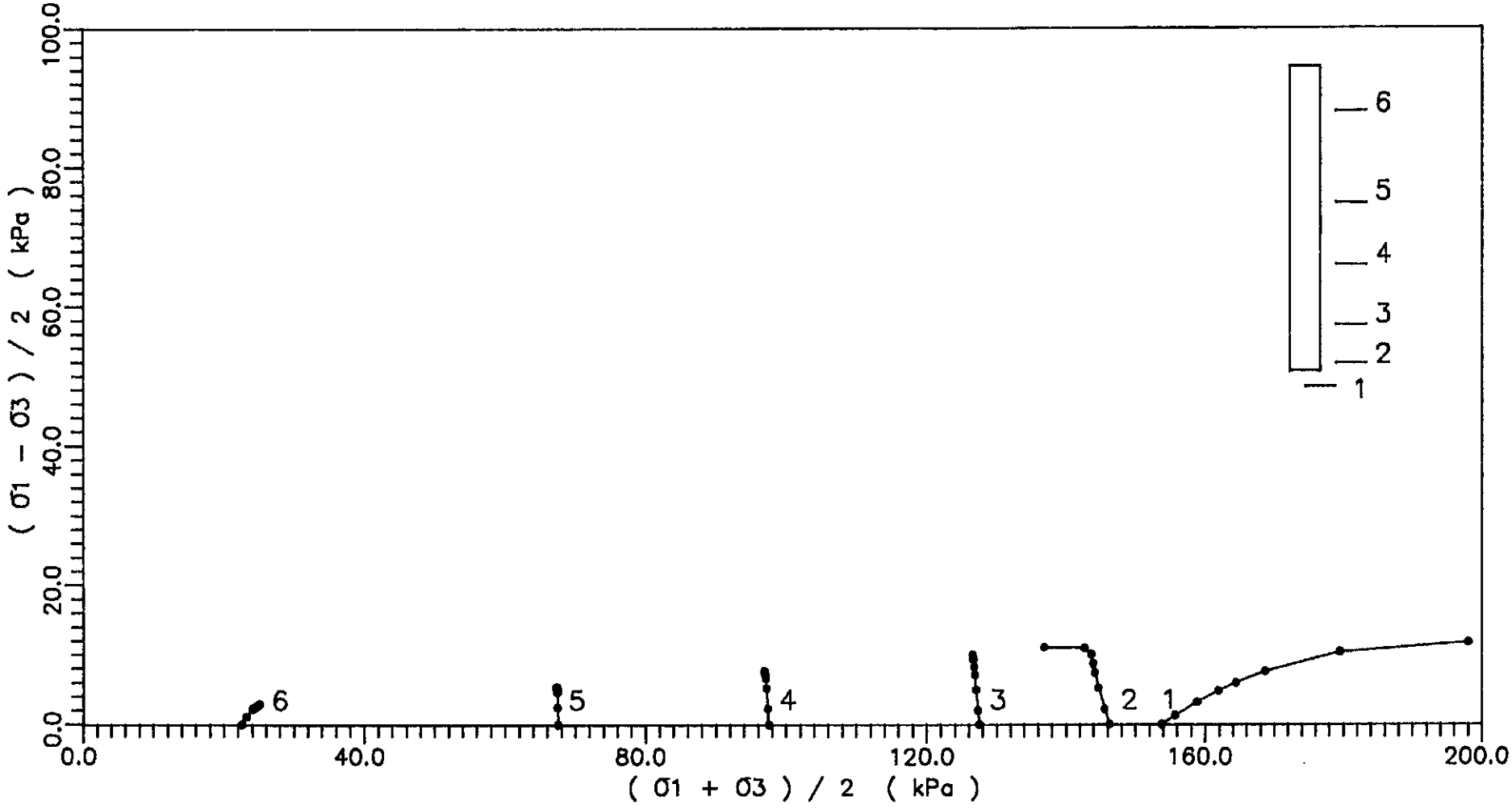


Fig. V.3 – Trajetórias de tensões totais
PROGEO–TT – Análise não drenada – Ko'= 1,0

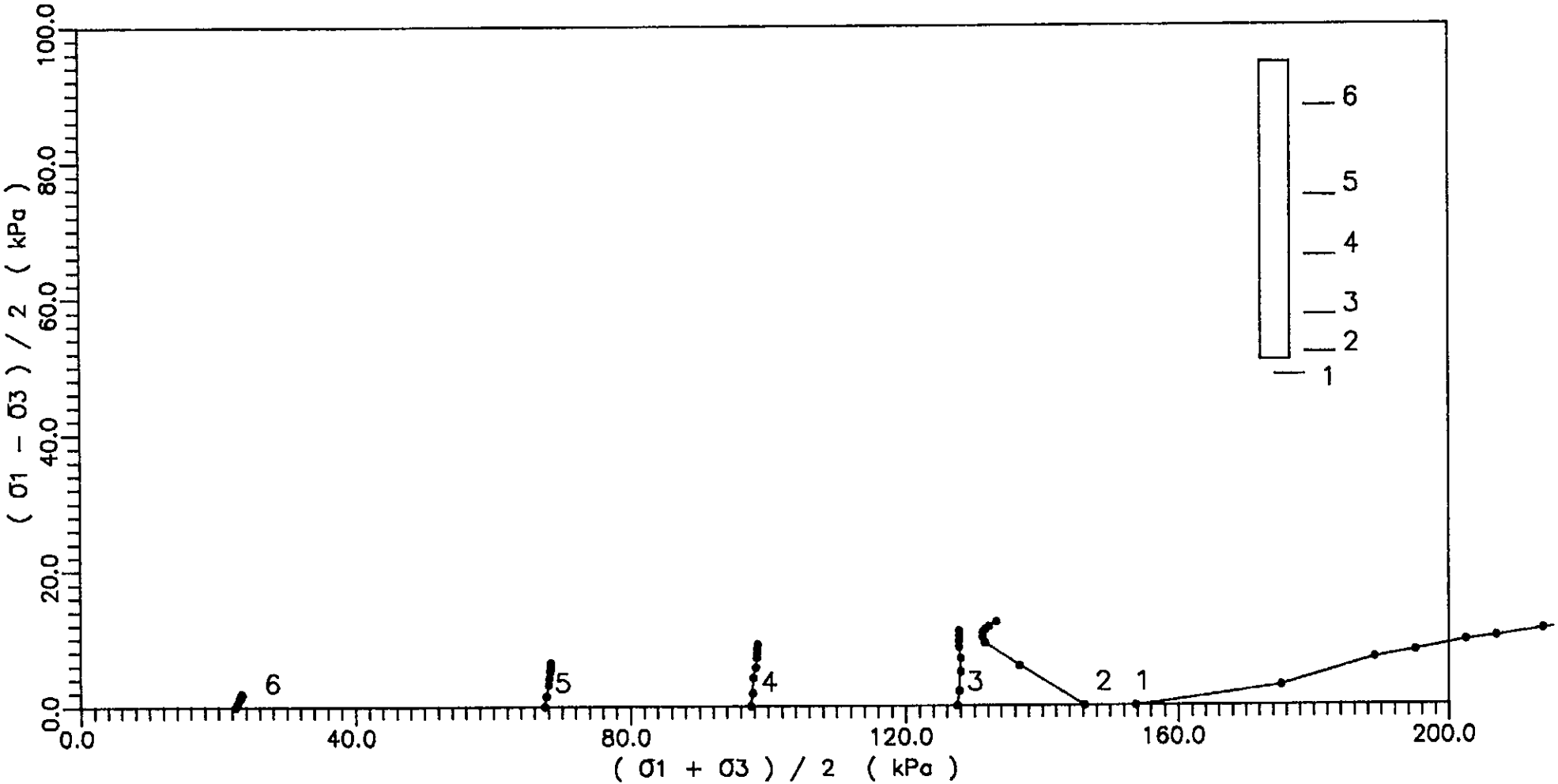


Fig. V.2 – Trajetórias de tensões totais
FUNDAMEF – Análise não drenada – Ko'= 1,0

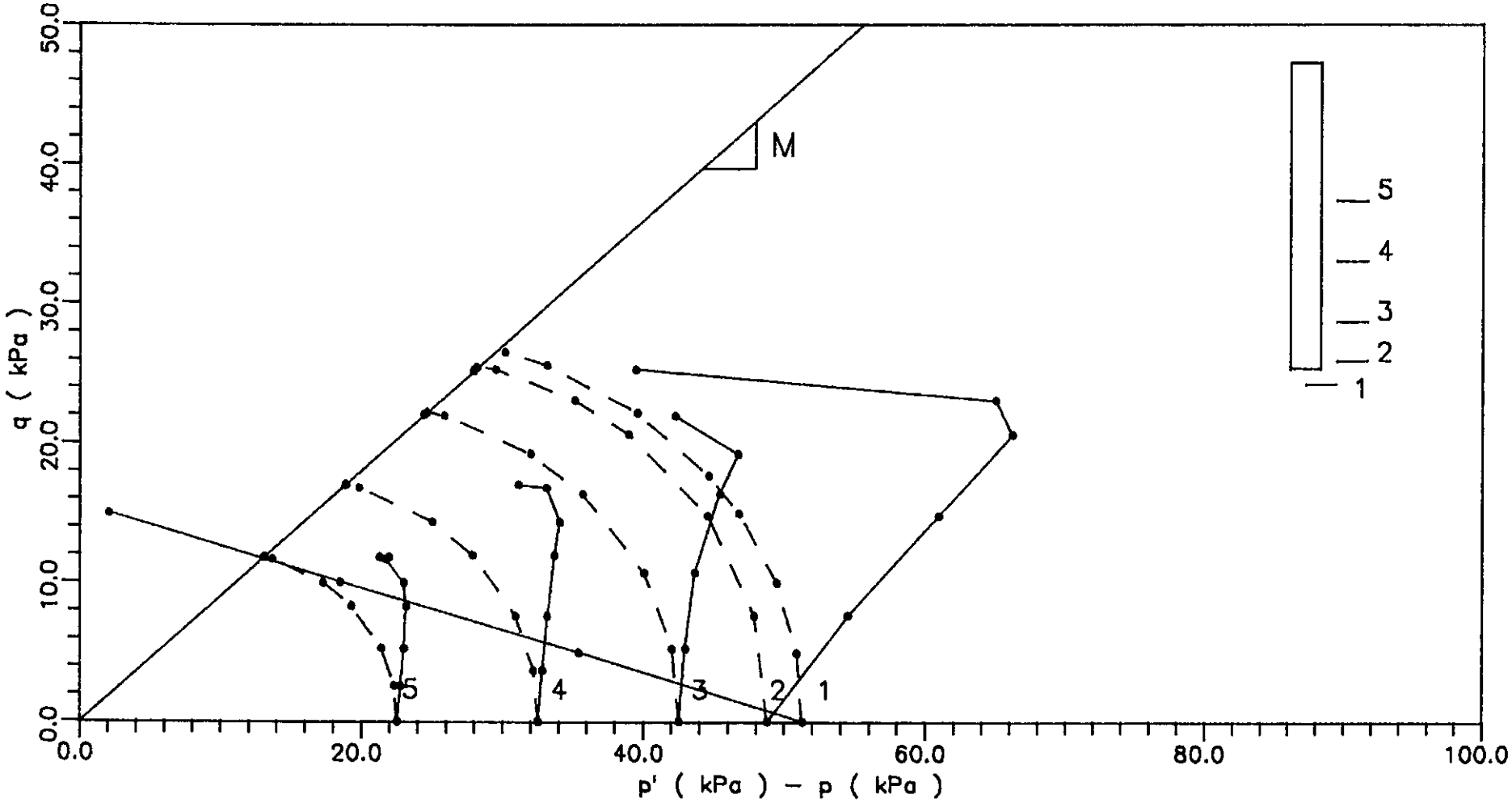


Fig. V.4 – Trajetórias de tensões efetivas e totais
CRISP – Análise não drenada – Ko'= 1,0

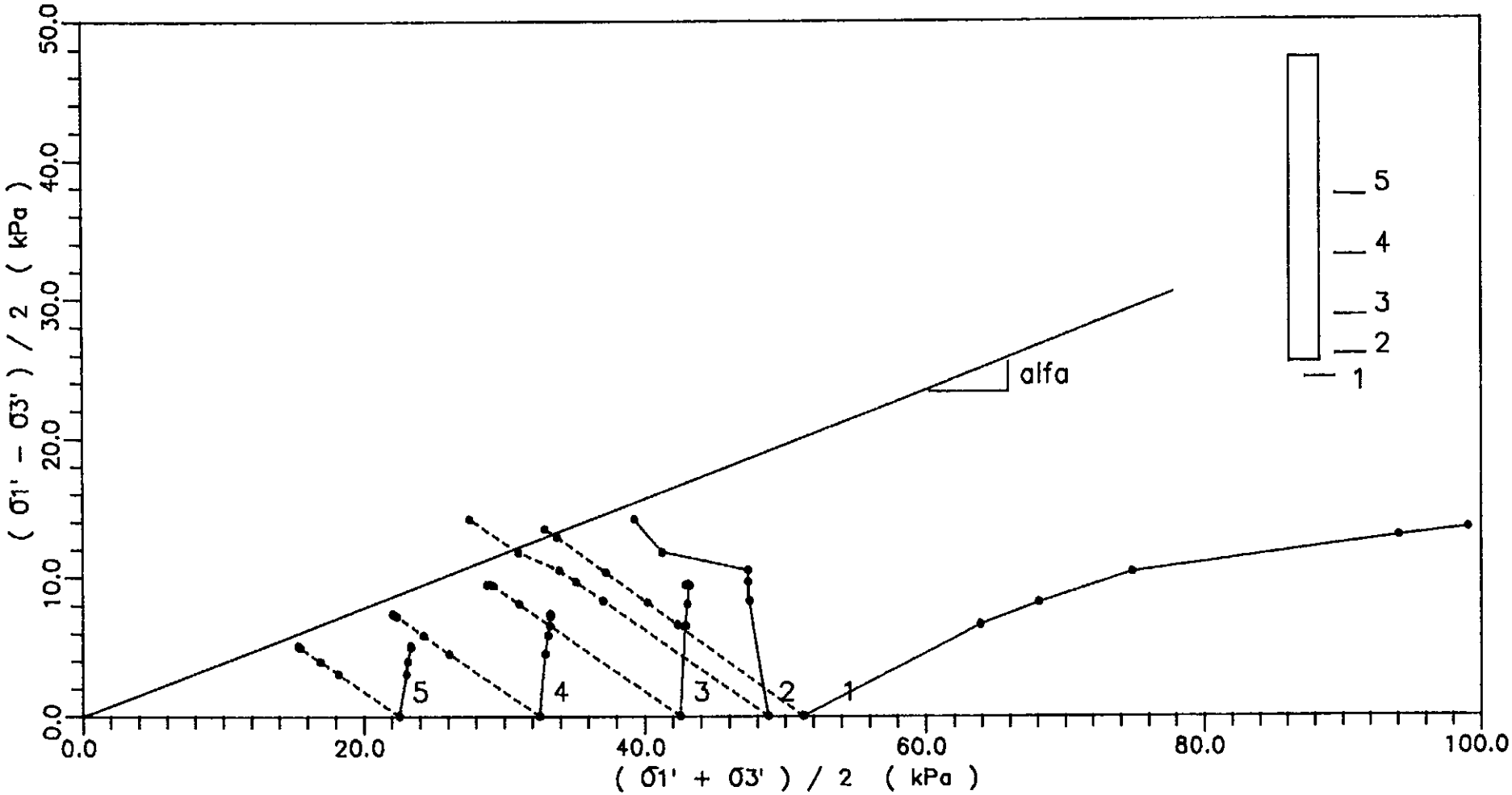


Fig. V.5 – Trajetórias de tensões efetivas e totais
PROGEO–TE – Análise não drenada – Ko'= 1,0

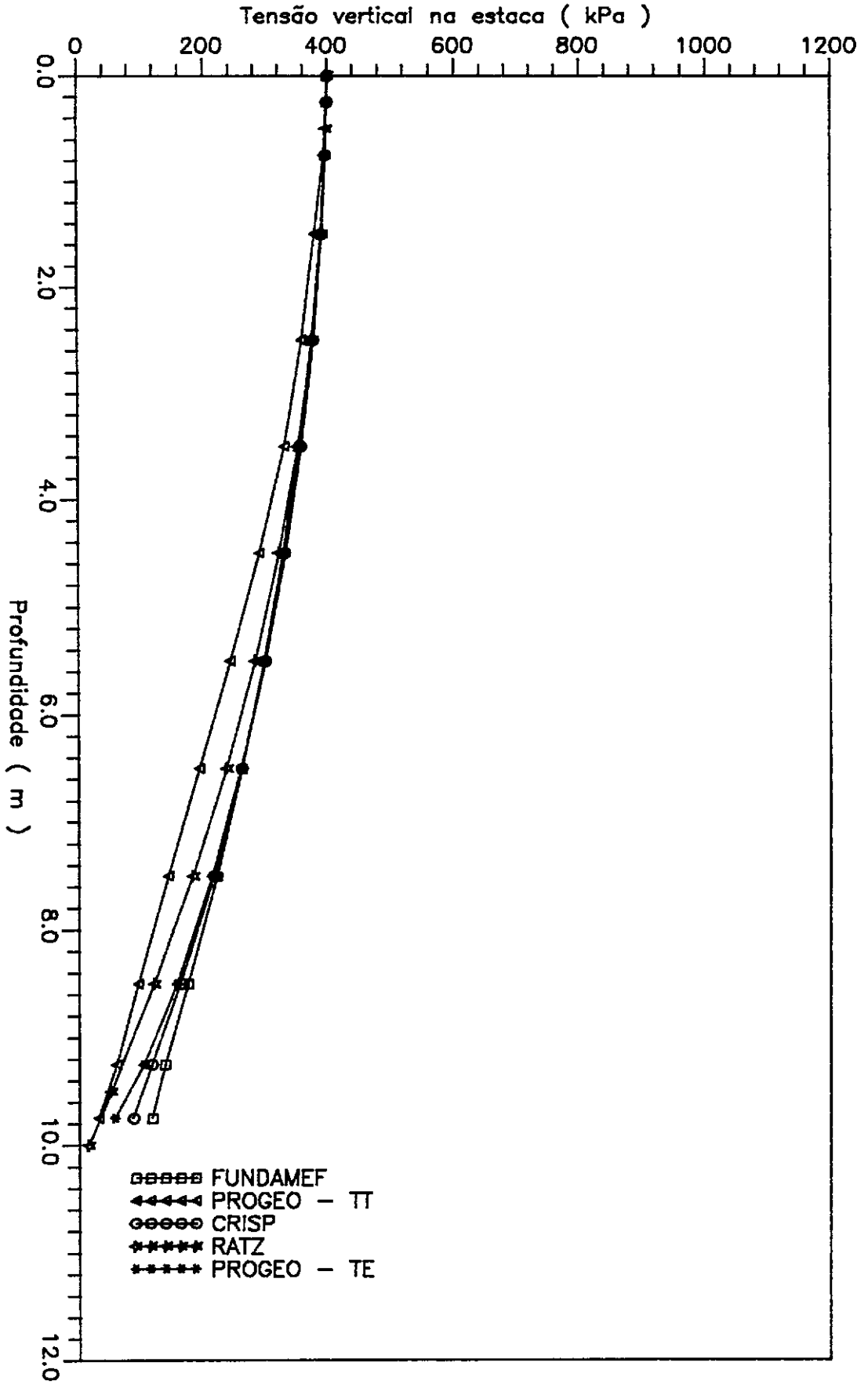


Fig. V.6 – Transferência de carga.
Análise não drenada – Ko'= 1,0
Tensão no topo = 400,0 kPa

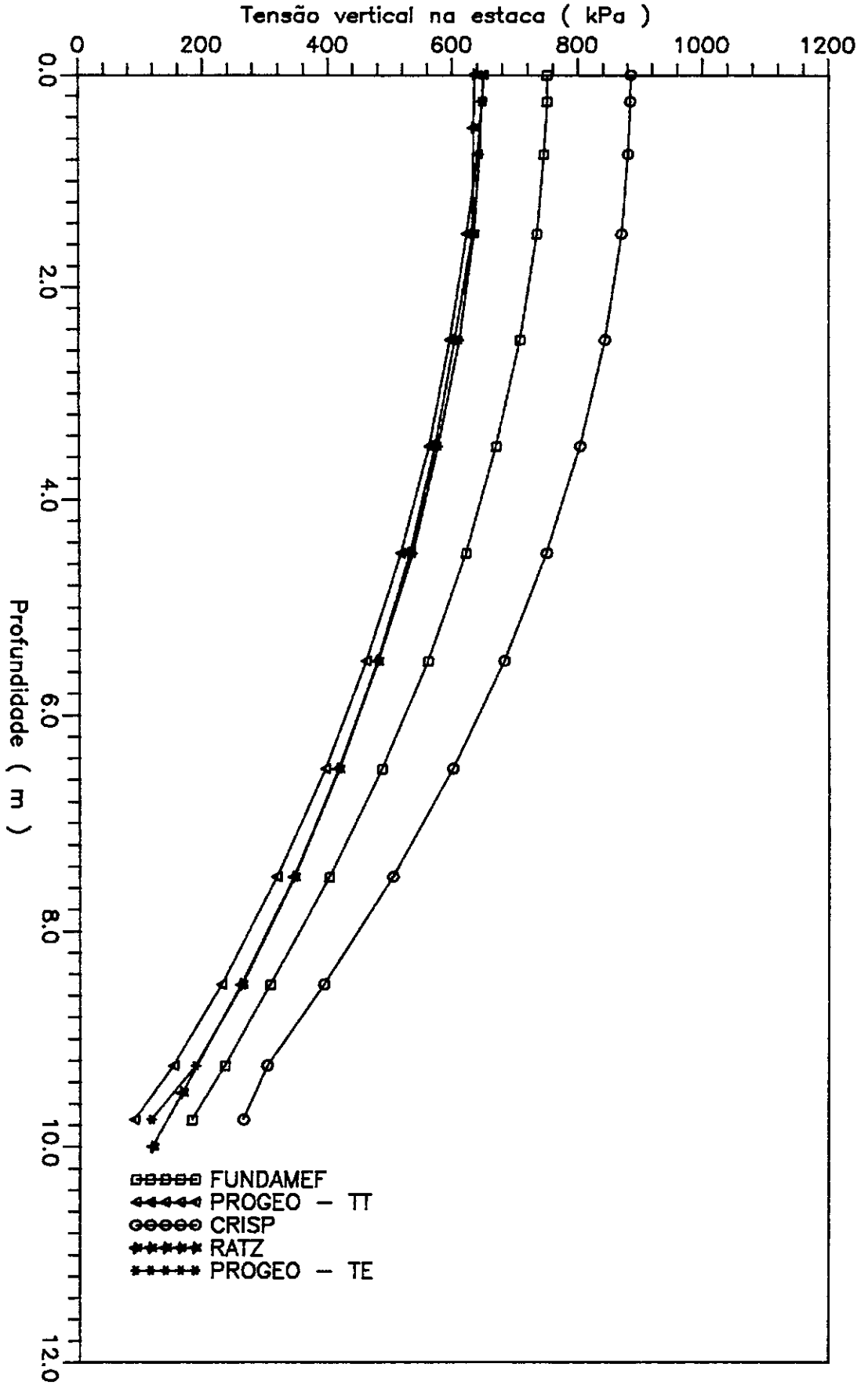


Fig. V.7 – Transferência de carga.
Análise não drenada – Ko'= 1,0
Recalque = 50,0 mm

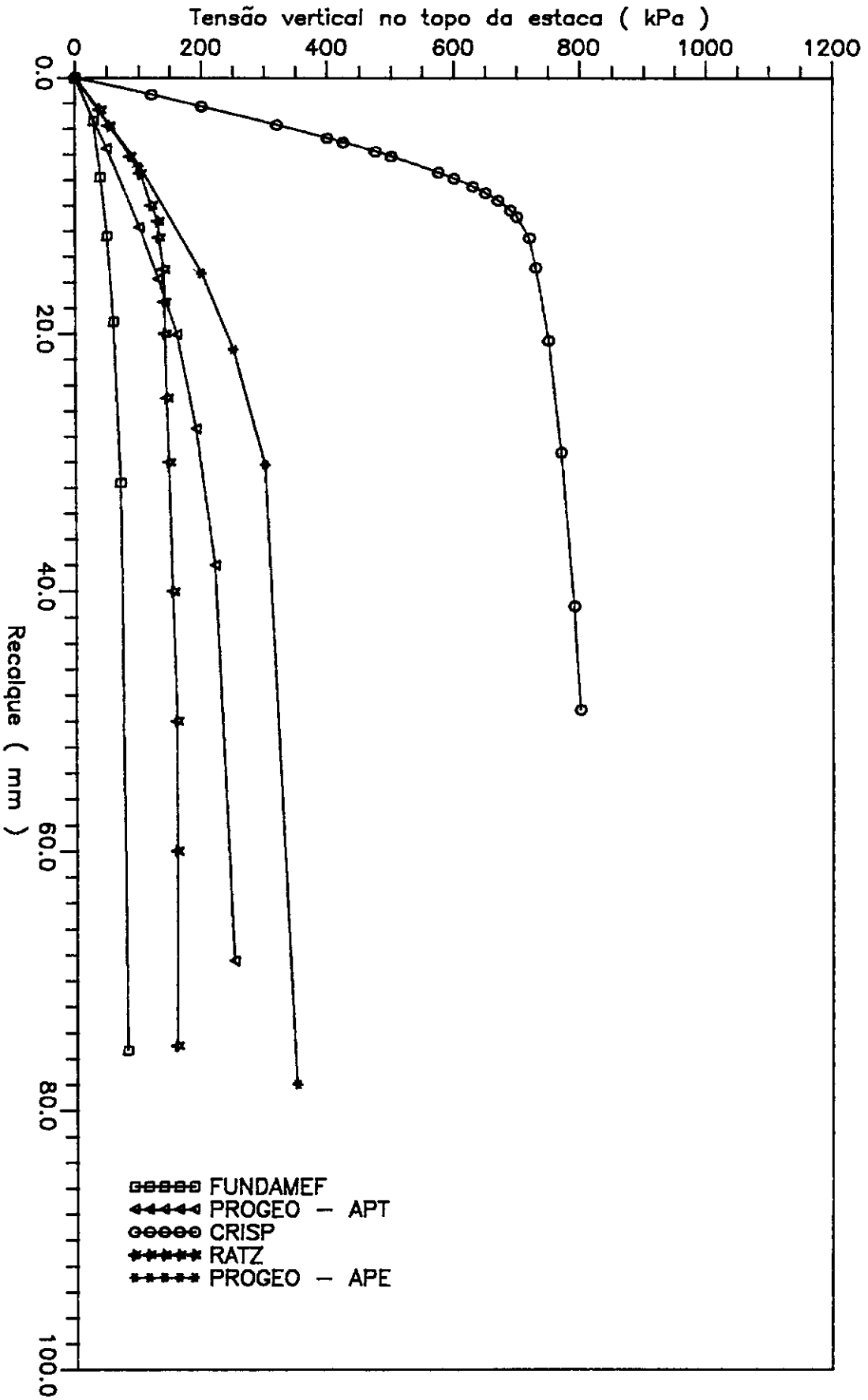


Fig. V.8 – Curva de carga x recalque
Análise não drenada – Ko'= 0,61

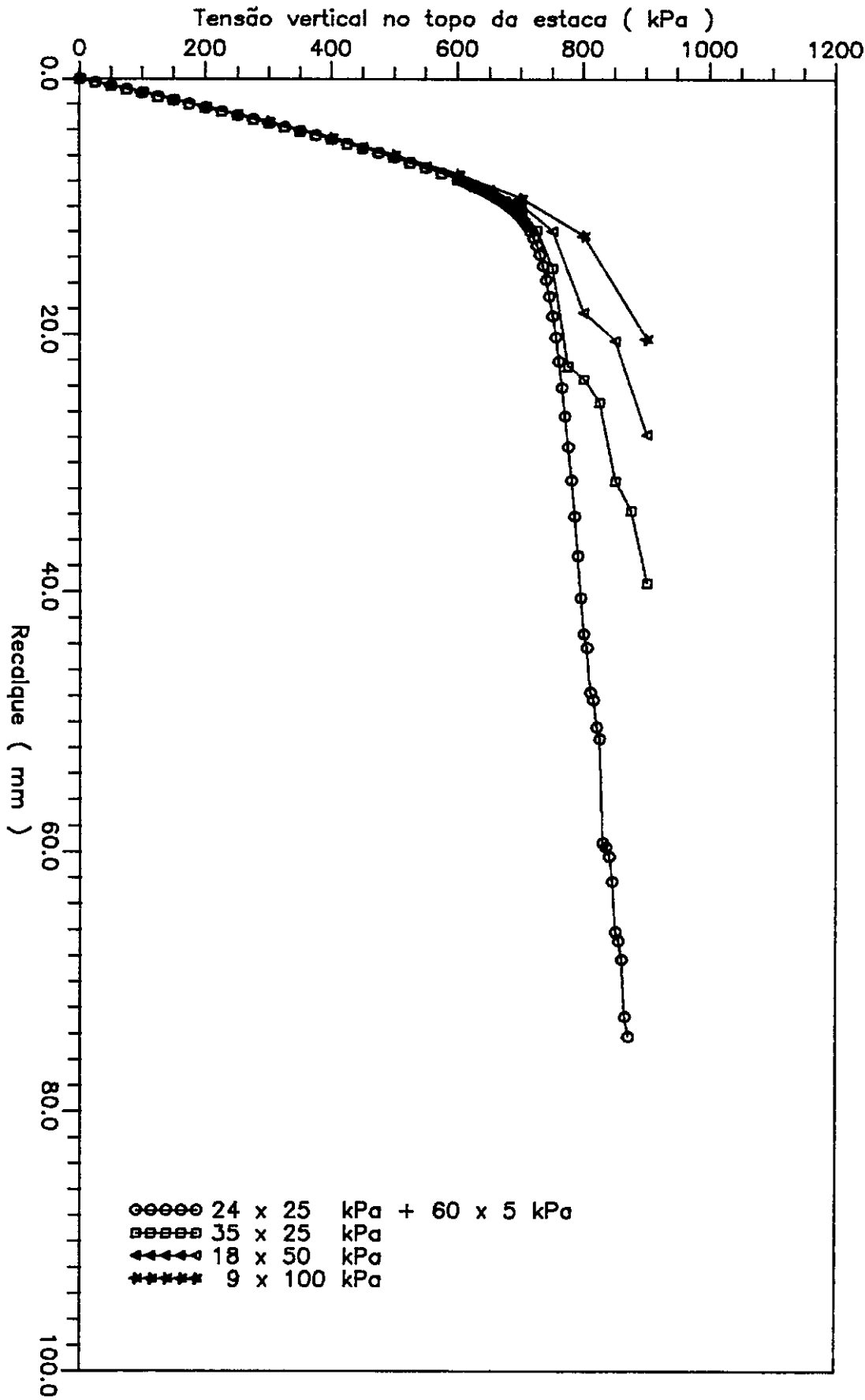


Fig. V.9 – Curva de carga x recalque
Análise não drenada – Ko'= 0,61
CRISP – Influência do num. de incrementos.

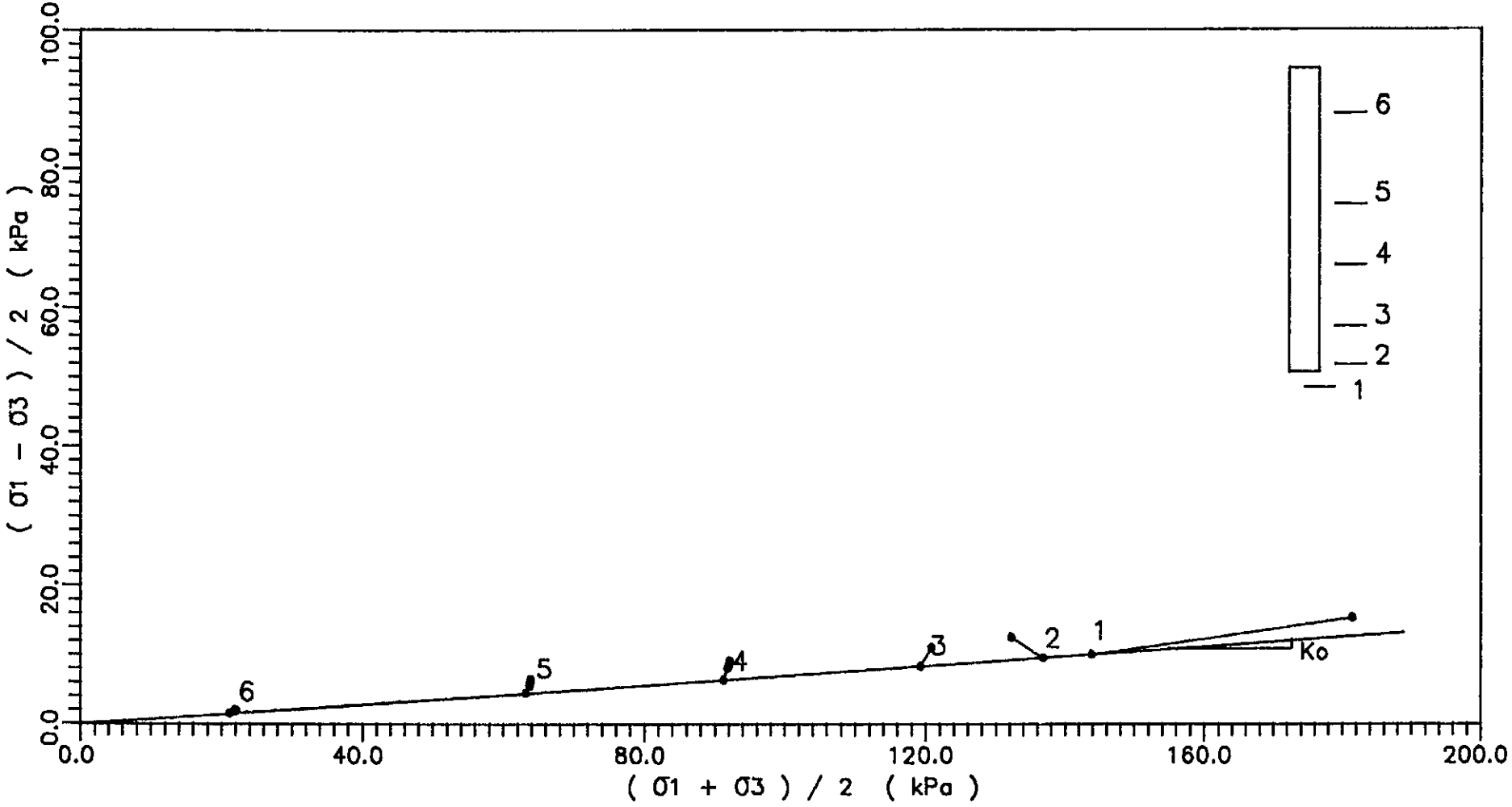


Fig. V.10 – Trajetórias de tensões totais
FUNDAMEF – Análise não drenada – Ko'= 0,61

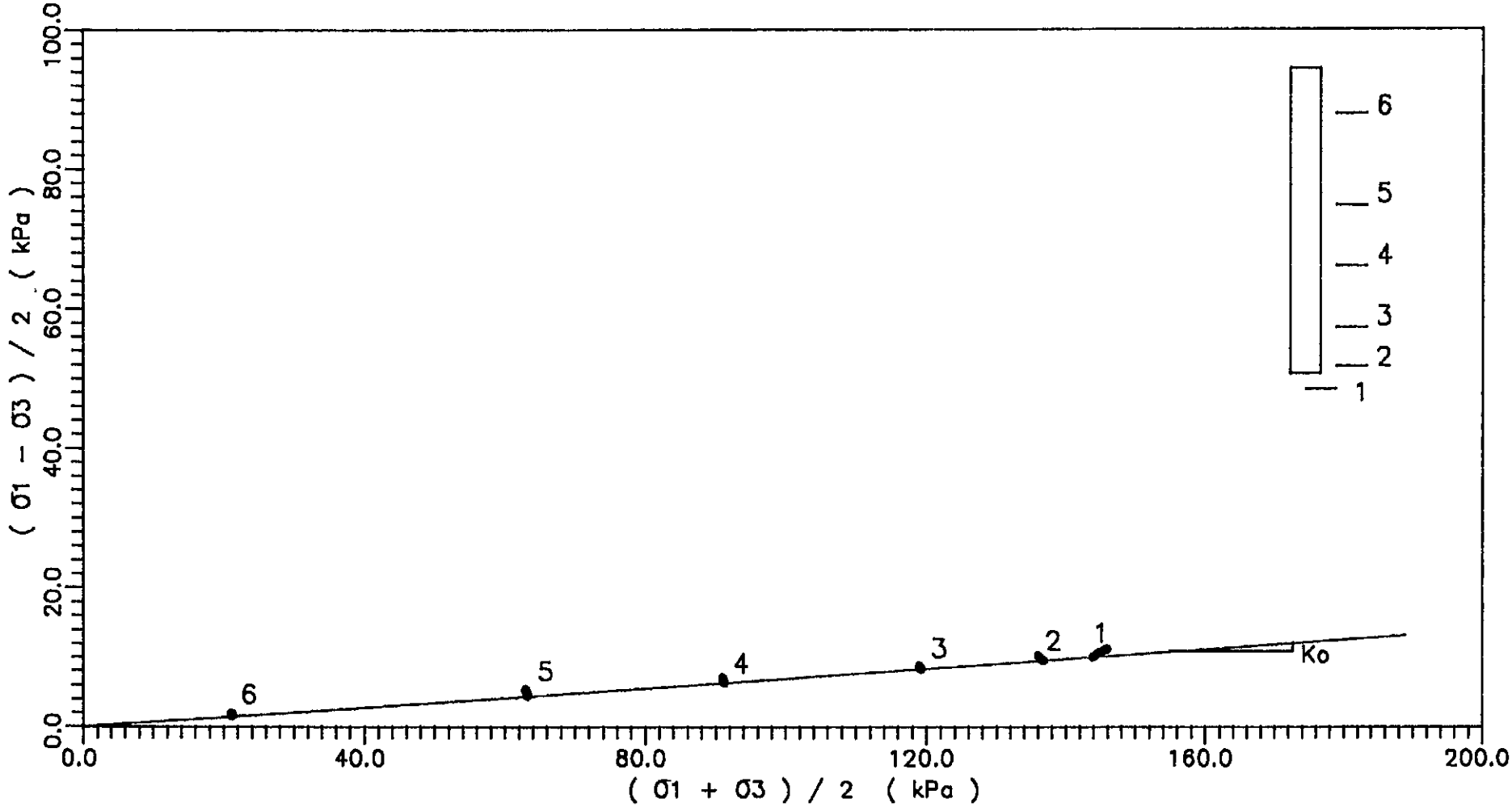


Fig. V.11 – Trajetórias de tensões totais
PROGEO–TT – Análise não drenada – Ko'= 0,61

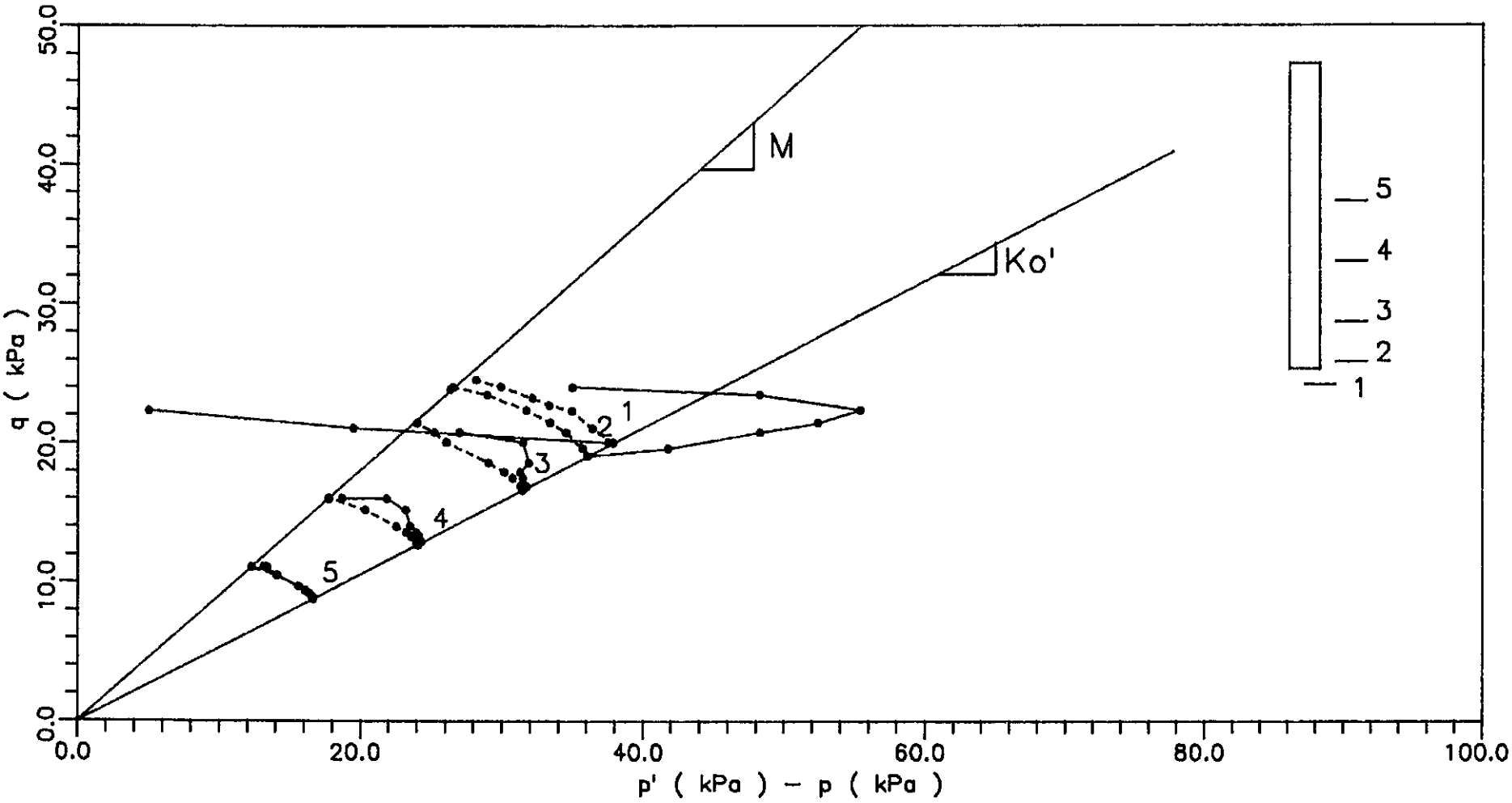


Fig. V.12 – Trajetórias de tensões efetivas e totais
CRISP – Análise não drenada – Ko'= 0,61

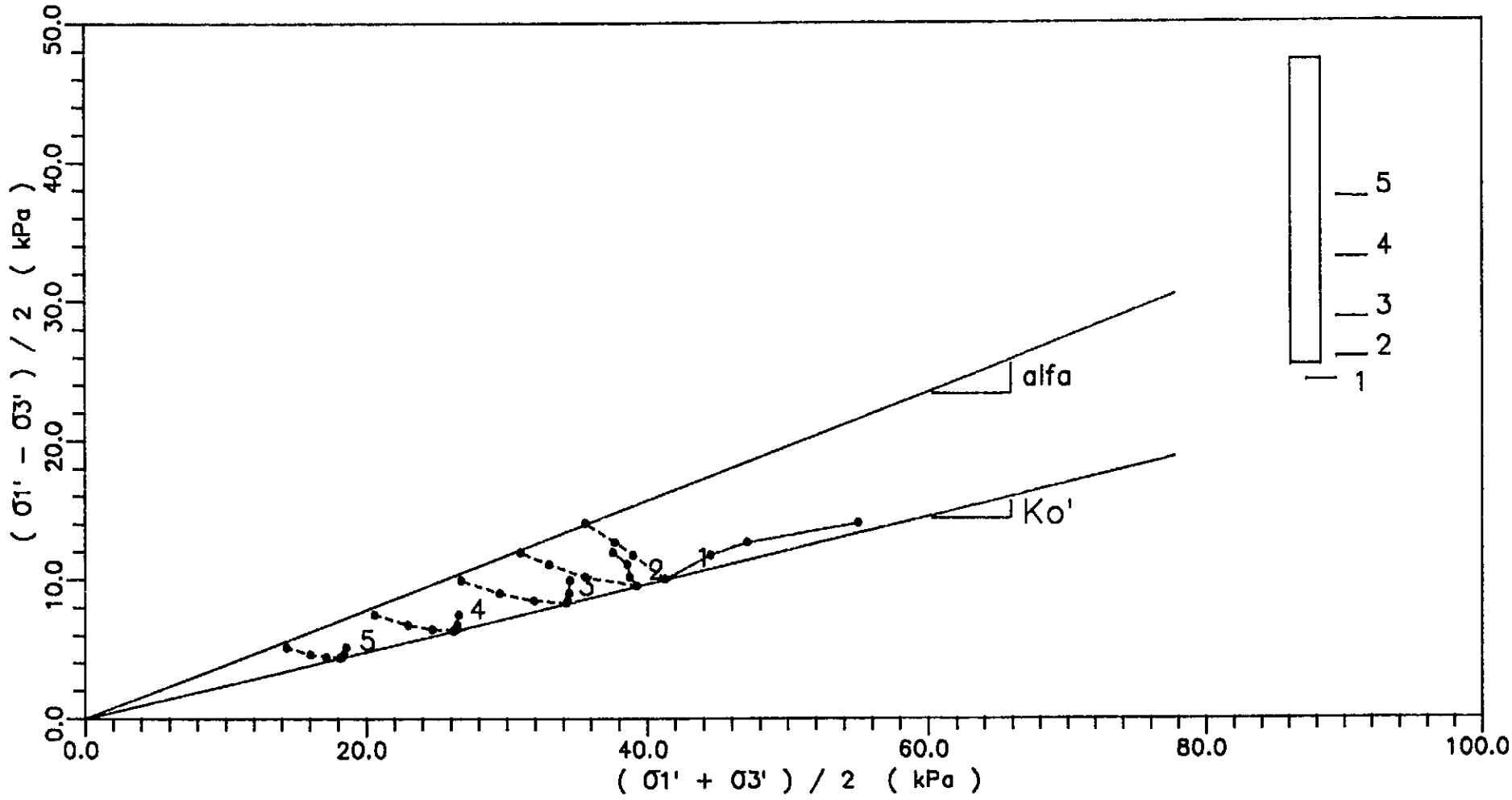


Fig. V.13 – Trajetórias de tensões efetivas e totais
PROGEO–TE – Análise não drenada – Ko'= 0,61

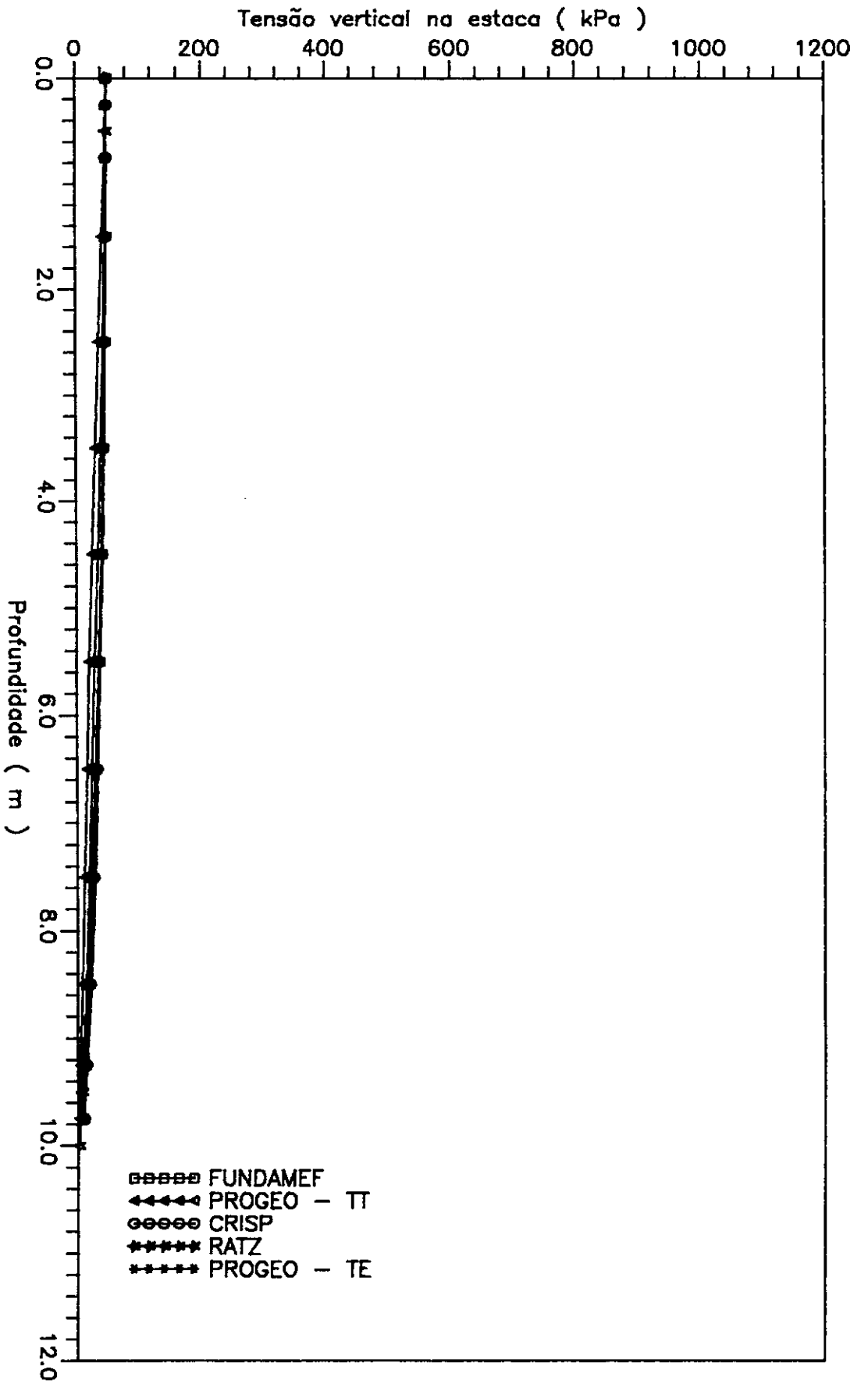


Fig. V.14 – Transferência de carga.
Análise não drenada – Ko'= 0,61
Tensão no topo = 50,0 kPa

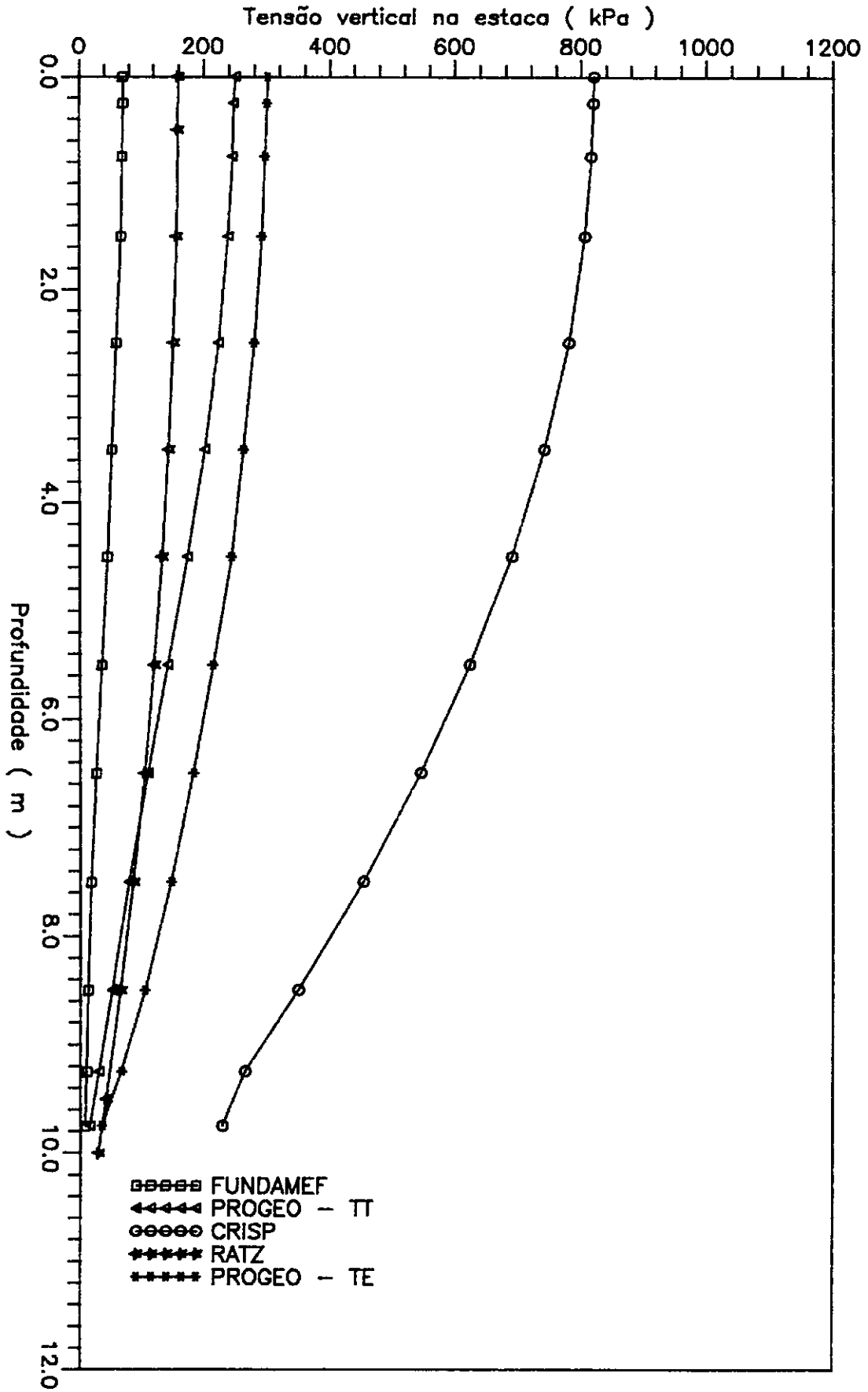


Fig. V.15 – Transferência de carga.
Análise não drenada – Ko'= 0,61
Recalque = 50,0 mm

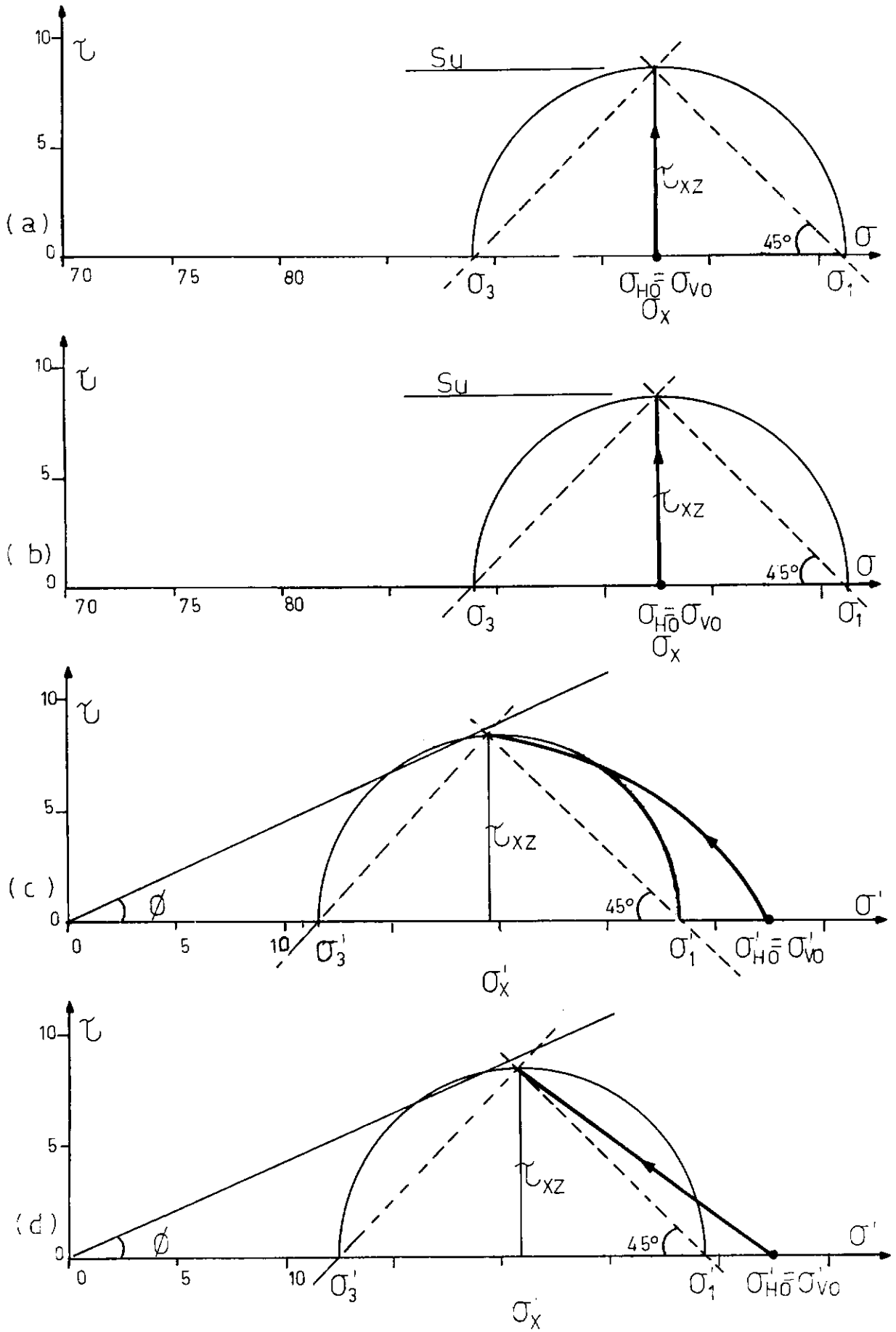


Fig V.16 - Estado de tensões no solo na profundidade de 6,50 m. - $K_o' = 1,0$ - Análise não drenada.
(a)-FUNDAMEF (b)-PROGEO-TT (c)-CRISP (d)-PROGEO-TE

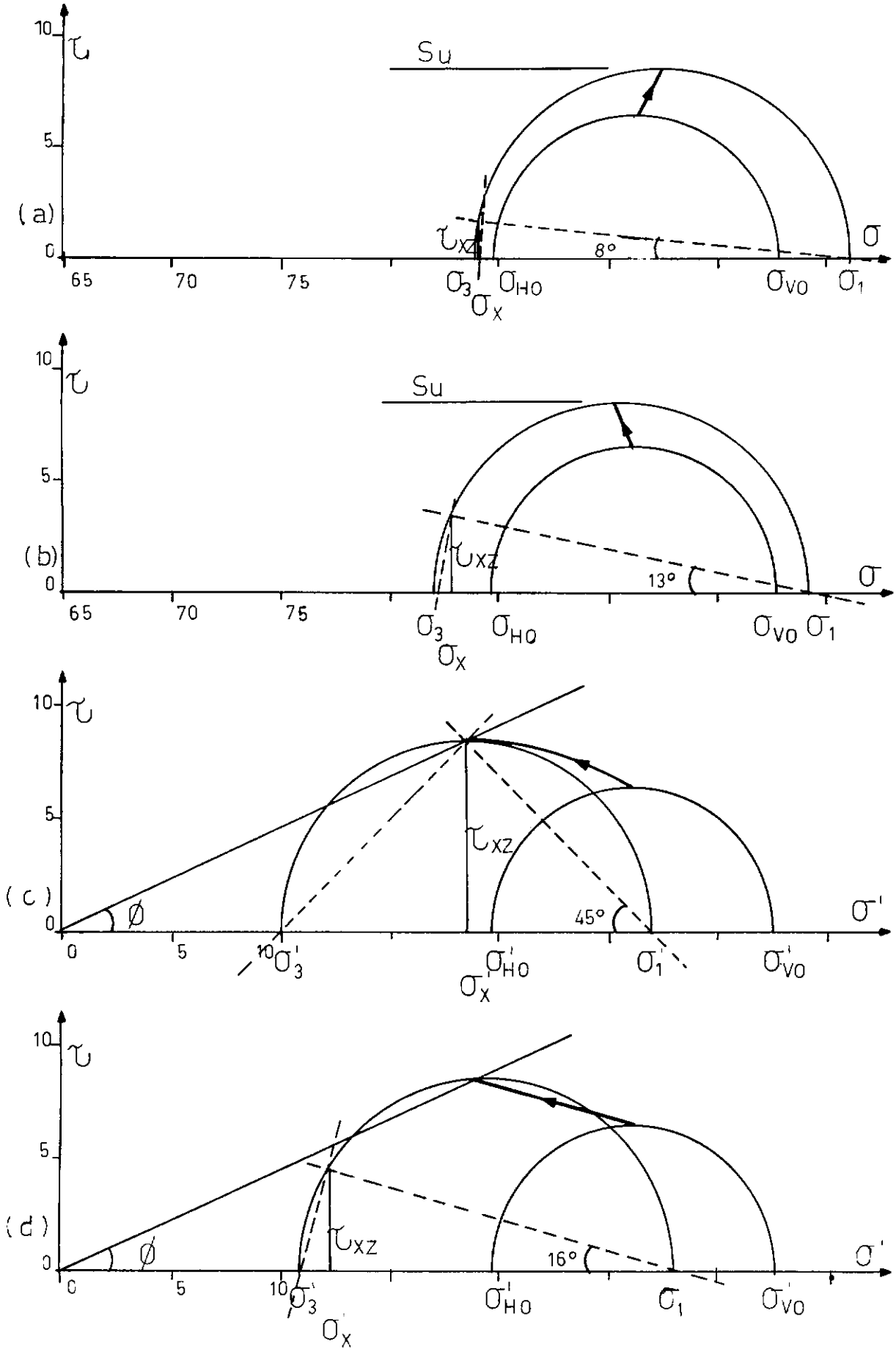


Fig V.17 - Estado de tensões no solo na profundidade de 6,50 m. - K_o' = 0,61 - Análise não drenada.

(a)-FUNDAMEF (b)-PROGEO-TT (c)-CRISP (d)-PROGEO-TE

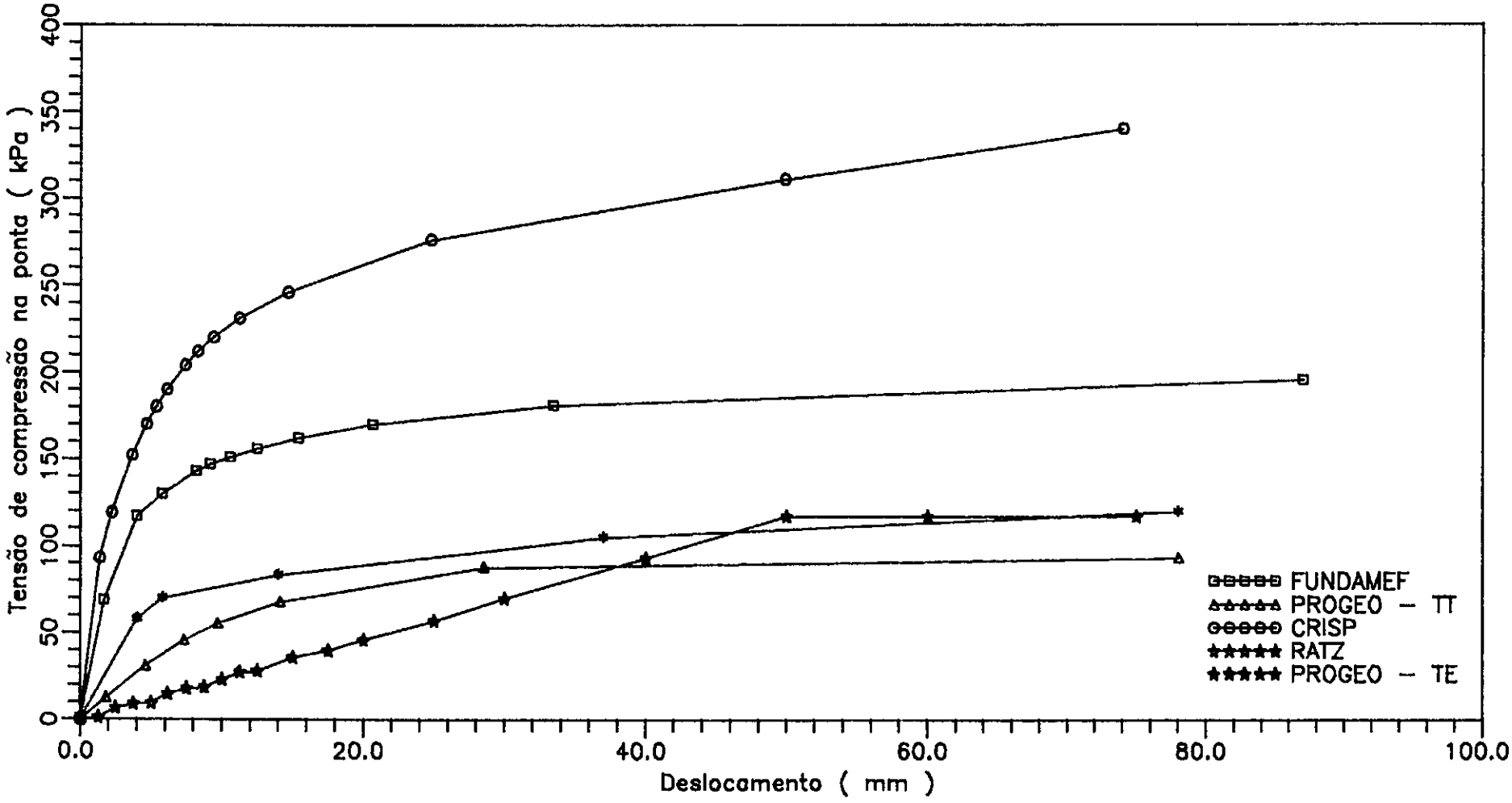


Fig. V.18 – Tensão de compressão na ponta da estaca versus deslocamento. Análise não drenada – Ko'= 1,0

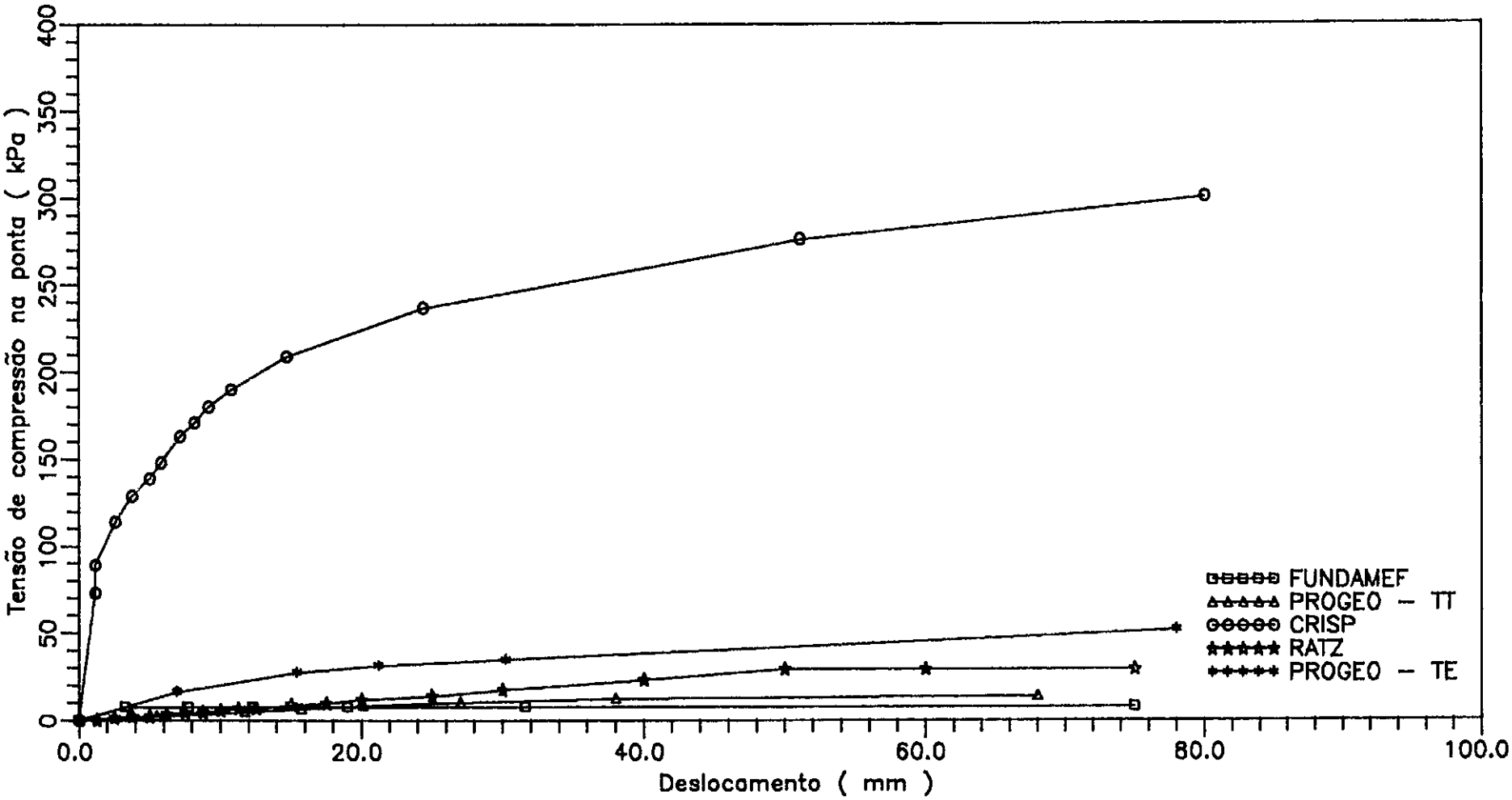


Fig. V.19 – Tensão de compressão na ponta da estaca versus deslocamento. Análise não drenada – Ko'= 0,61

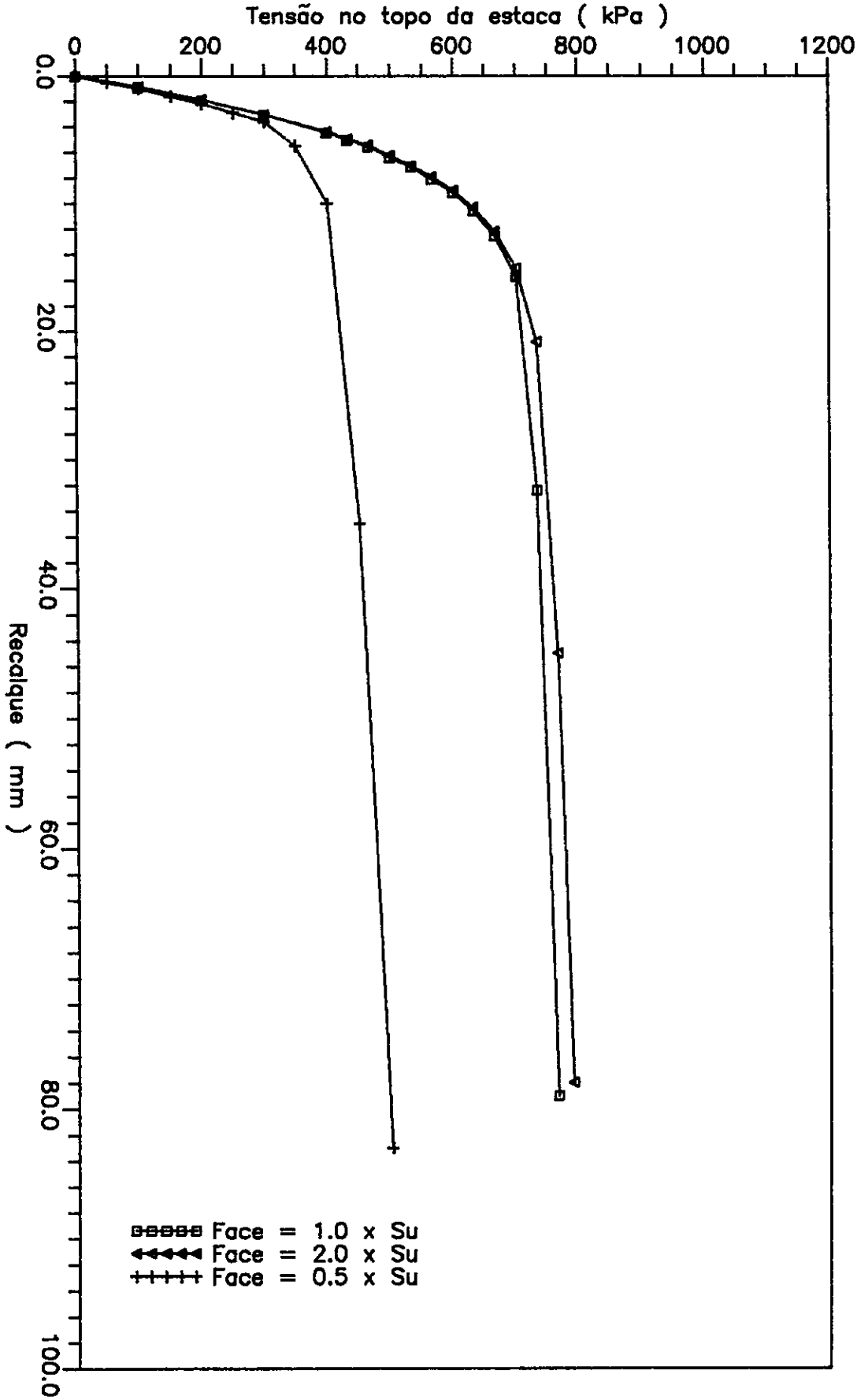


Fig. V.20 – Curva de carga x recalque
Análise não drenada – FUNDAMEF
Influência da resistencia na face

CAPÍTULO VI

ANÁLISES DRENADAS

Neste capítulo são apresentadas as análises feitas simulando carregamentos drenados. No primeiro ítem é feito um cálculo teórico da carga de ruptura da estaca através do Método Beta desconsiderando-se efeitos de execução. No segundo ítem são apresentados, para cada programa, os parâmetros do solo utilizados como dados de entrada. A seguir são apresentados e comentados os resultados obtidos.

VI.1 Cálculo Teórico

Nas análises feitas para este capítulo o solo foi considerado normalmente adensado sob duas condições; isotropicamente ($K_o' = 1,0$) e anisotropicamente ($K_o' = 0,61$). Foram desconsideradas quaisquer mudanças provocados pela execução da estaca. Fazendo-se um cálculo pelo Método Beta nestas condições adota-se Beta igual ao valor de K_o' multiplicado por tan ϕ' diretamente. Para o fator de carga de ponta (N_q) foi adotada a formulação sugerida por BEREZANTSEV(1961) publicada por KÉZDI(1975), obtendo-se para $\phi' = 23^\circ$, N_q aproximadamente igual a 10,0. Não foi adotado nenhum índice para correção devido à densidade relativa, pois o solo é normalmente adensado, o que pode ser associado a um solo granular no estado fofo.

$$Qu = 2\pi R \sum l_i \sigma_{vi}' K_o' \tan\phi' + A_b N_q \sigma_{vb}' \qquad (VI.1)$$

$$\sigma = \frac{Qu}{\pi R^2}$$

K_o'	Qu (kN)	σ (kPa)
1,00	264,9	1349,1
0,61	200,0	1018,1

VI.2 - Parâmetros Utilizados

Neste ítem são descritos os parâmetros necessários a cada programa para uma análise drenada. Foram feitas para cada programa duas análises, uma com $K_o' = 1,0$ e outra com $K_o' = 0,61$.

Inicialmente foram previstas análises com os quatro programas (FUNDAMEF, PROGEO, CRISP e RATZ), mas o programa FUNDAMEF apresentou problemas numéricos em todas as análises drenadas. Não foi possível constatar onde se encontra o erro, mas aparentemente o programa não funciona a contento quando o solo possui valores de coesão iguais a zero ou muito baixos, típicos de análises drenadas.

Para o programa PROGEO são dados de entrada para as análises drenadas os parâmetros de resistência do solo, no caso coesão igual a zero e ângulo de atrito igual a 23 graus para todo o solo, e os parâmetros de deformação. Adotou-se o módulo de deformação inicial (E_i) como uma função da tensão normal octaédrica através da equação:

$$E_i = 112,4 \times \sigma_a \times \left(\frac{\sigma_{oct}'}{\sigma_a}\right)^1$$

O valor de σ_a é igual a 100,0 kPa e o valor 112,4 foi adotado de modo a manter o módulo de cisalhamento (G) igual para as análises drenadas e não drenadas. O coeficiente de Poisson drenado (υ') foi adotado igual a 0,2 para ser compatível com o programa CRISP.

Para o estado inicial de tensões são fornecidos ao programa os valores do peso específico total dos materiais e o valor de K_o' (no caso $K_o' = 1,0$ e $K_o' = 0.61$). A estaca foi considerada elástica em todas as análises, com o módulo de elasticidade igual a 25×10^6 kPa.

Para o programa CRISP são fornecidos os parâmetros do solo relativos ao modelo Cam-Clay modificado; M, e_{cs},

γ', ν', λ, κ, ou seja, os mesmos parâmetros utilizados na análise não drenada. O programa executa a análise drenada introduzindo-se como zero a relação entre o módulo de compressão volumétrica da água e o módulo de compressão volumétrica do solo (especificado no programa como α). Para o estado de tensões iniciais são dados para a superfície e para a profundidade de quinze metros os valores de σ_v', σ_h', τ_{vh}, poro-pressão e p_c'. O módulo de cisalhamento (G) adotado foi o mesmo das análises não drenadas, sendo função do coeficiente de Poisson (υ'= 0,2) conforme descrito no ítem V.2.

O programa RATZ requer para o atrito lateral os parâmetros que definem a curva T-Z. Os valores da tensão cisalhante máxima e da tensão cisalhante residual (aqui considerada igual à máxima) são introduzidos para as profundidades de zero e dez metros. A estaca foi dividida em dez elementos de um metro cada. Dado a dificuldade de relacionar os parâmetros de deformação deste programa com os demais, adotou-se valores médios sugeridos pelo manual do programa (RANDOLPH,1985). O gradiente inicial da curva τ x w foi adotado igual a 0,25 vezes o módulo de cisalhamento (0,2 a 0,3 no manual) e o deslocamento necessário para o solo atingir a tensão cisalhante residual foi adotado como 100mm (30 a 100 mm no manual, tendo sido adotado 50 mm nas análises não drenadas). O valor de ξ foi adotado igual a 0,1 (0,0 a 1,0 no manual, tendo sido adotado 0,5 nas análises não drenadas) e ζ igual a 1,0. Não foram introduzidos parâmetros de fluência nem de degradação do solo para carregamento cíclico.

Para a resistência da base o programa possui um modelo elástico linear perfeitamente plástico. São dados de entrada a tensão de compressão de ruptura ($N_q \times \sigma_v' \times A_b$) e o deslocamento para atingir esta tensão (adotado igual a 50,0mm).

A tensão cisalhante máxima foi adotada igual a tensão normal à face ($K_o'\sigma_v'$) multiplicada pela tangente do

ângulo de atrito solo-estaca, adotado igual ao ângulo de atrito do solo. Para a tensão de compressão na base foi adotado o fator de carga Nq igual a 10,0 conforme descrito no ítem VI.1

V.3 - Análise dos resultados

Para facilitar a apresentação as figuras são colocadas na seguinte ordem:

- Figura VI.1 - Curva de carga na estaca versus recalque (condição $K_o' = 1,0$).

- Figura VI.2 - Curva de carga na estaca versus recalque para um ciclo de carregamento e descarregamento (condição $K_o' = 1,0$).

- Figuras VI.3 e VI.4 - Trajetórias de tensões para elementos de solo situados na face e na base da estaca para os programas CRISP e PROGEO respectivamente (condição $K_o' = 1,0$).

- Figuras VI.5 e VI.6 - Curvas de transferência de carga para o solo para a carga de trabalho e para a carga de ruptura respectivamente (condição $K_o' = 1,0$).

- Figura VI.7 - Curva de carga na estaca versus recalque (condição $K_o' = 0,61$).

- Figuras VI.8 e VI.9 - Trajetórias de tensões para elementos de solo situados na face e na base da estaca para os programas CRISP e PROGEO respectivamente (condição $K_o' = 0,61$).

- Figuras VI.10 e VI.11 - Curvas de transferência de carga para o solo para a carga de trabalho e para a carga de ruptura respectivamente (condição $K_o' = 0,61$).

- Figura VI.12 e VI.13 - Estados de tensão inicial e

na ruptura para um elemento de solo situado a 6,50 metros de profundidade na face da estaca nas condições $K_o' = 1,0$ e $K_o' = 0,61$, comparando-se os programas CRISP e PROGEO.

- Figuras V.14 e V.15 - Curvas de tensão vertical na base da estaca versus deslocamento para as condições $K_o' = 1,0$ e $K_o' = 0,61$ respectivamente.

Na figura VI.1 a carga de ruptura do programa RATZ corresponde à carga prevista pelo Método Alfa, já que são dados de entrada do programa as tensões cisalhantes na face e normal na base diretamente. As diferenças observadas nos demais programas devem-se principalmente à carga na ponta da estaca, onde a malha se mostrou pouco refinada para as análises feitas. Na figura VI.6 observa-se que as curvas de transferência de carga são praticamente paralelas, havendo diferenças na tensão transmitida ao solo na ponta da estaca. No programa RATZ a tensão máxima de compressão na ponta é dado de entrada do programa e resulta do cálculo teórico (500 kPa); este valor mostrou-se bastante elevado em comparação com os programas PROGEO e CRISP.

Na figura VI.2 os três programas foram usados para simular um ciclo de carregamento e descarregamento. Para os programas PROGEO e RATZ são dados de entrada os módulos de elasticidade para descarregamento e recarregamento. No programa CRISP a rigidêz para descarregamentos e recarregamentos é intrinseca ao modelo Cam-Clay modificado. Observou-se que os programas PROGEO e RATZ comportaram-se bem durante o descarregamento. Já o programa CRISP mostrou-se vulnerável ao tamanho do primeiro incremento no descarregamento, observando-se um salto na curva carga-recalque que varia conforme o tamanho do incremento. Na figura VI.2 os primeiros dez incrementos de descarregamento possuem 5,0 kPa cada.

Ainda na figura V.1 está plotado o recalque estimado para a carga de trabalho pelo método de AOKI e LOPES(1975). Utlizou-se um fator de segurança igual a 2,7

em relação a carga de ruptura prevista pelo cálculo teórico. Observa-se um recalque menor do que os previstos pelos programas Esta diferença não é devida ao método em si, mas ao módulo de elasticidade adotado para o solo, conforme comentado no ítem V.3.

Nas trajetórias de tensão apresentadas para a condição $K_o' = 1,0$ observam-se trajetórias predominantemente verticais para as análises feitas com o programa PROGEO (figura VI.4) e trajetórias tendendo ligeiramente para a esquerda nas análises feitas com o CRISP (figura VI.3). As trajetórias tendendo para a esquerda evidenciam uma diminuição da tensão octaédrica efetiva durante o cisalhamento nas análises feitas com o modelo elasto-plástico. MARTINS e POTTS(1983) realizaram análises numéricas com modelos similares (elasto-plásticos) e constaram um decréscimo da ordem de 20% no valor de "p" para carregamentos drenados. Para as análises feitas com $K_o' = 1,0$ em ambos os programas houve um giro de tensões principais de 45 graus e a tensão cisalhante máxima está no plano vertical.

As trajetórias de tensões de elementos situados abaixo da ponta da estaca são coerentes com o comportamento esperado, pois nesta posição o comportamento é similar a um ensaio triaxial de compressão, cuja trajetória é bem conhecida (inclinações de 1:1 no plano s'_x t e 1:3 no plano p'_x q). A tensão máxima de compressão, entretanto, é bastante diferente nos tres programas, provavelmente devido ao pouco refinamento da malha (figuras VI.14 e VI.15).

Similar ao comportamento observado nas análises não denadas, nas análises drenadas com $K_o' = 0,61$ o modelo elástico não linear e o modelo Cam-clay apresentaram comportamentos diferentes. Na figura VI.7 estão apresentadas as curvas de carga versus recalque para os três programas. Novamente observam-se diferenças de comportamento na ponta (figuras VI.11 e VI.15), mas observam-se diferenças também na tensão cisalhante máxima

na face da estaca. Como no capítulo V, a tensão cisalhante máxima no plano vertical para o modelo elástico não linear depende de K_o' e o giro de tensões principais é menor do que 45 graus, levando a uma diminuição da capacidade de carga. Já no modelo elasto-plástico o giro de tensões é sempre de 45 graus e a tensão cisalhante máxima está no plano vertical. Nas análises não drenadas esta tensão cisalhante era sempre próxima a Su, enquanto que nas análises drenadas ela é dependente de K_o'. A tensão cisalhante máxima na situação K_o'= 0,61 foi menor do que na situação K_o'= 1,0 devido à menor tensão octaédrica inicial, e não como se poderia supor pelo Método Beta, devido à menor tensão radial, pois com o giro de tensões principais durante o carregamento a tensão normal radial não é constante. Como as trajetórias de tensões efetivas na face são mais menos inclinadas em relação à vertical do que no caso não drenado, com a diminuição de K_o'(e conseqüente diminuição de σ_{oct}') as trajetórias encontram a linha dos estados críticos a um nível de tensões cisalhantes menor. Esta diferença é facilmente observada comparando-se as figuras VI.3 e VI.8.

Nas figuras VI.12 e VI.13 observa-se um estado de tensões finais bastante parecido nos programas PROGEO e CRISP para K_o'= 1,0 e bastante diferente para K_o'= 0,61. CHANDLER e MARTINS(1982) realizaram provas de carga drenadas em modelos reduzidos com diferentes valores de K_o' e os resultados apontam um comportamento mais coerente do modelo elasto-plástico. Seriam necessários mais dados de ensaios e provas de carga para poder-se concluir de forma categórica, mas em princípio são válidas para análises drenadas as mesmas observações feitas no final do ítem V.3.

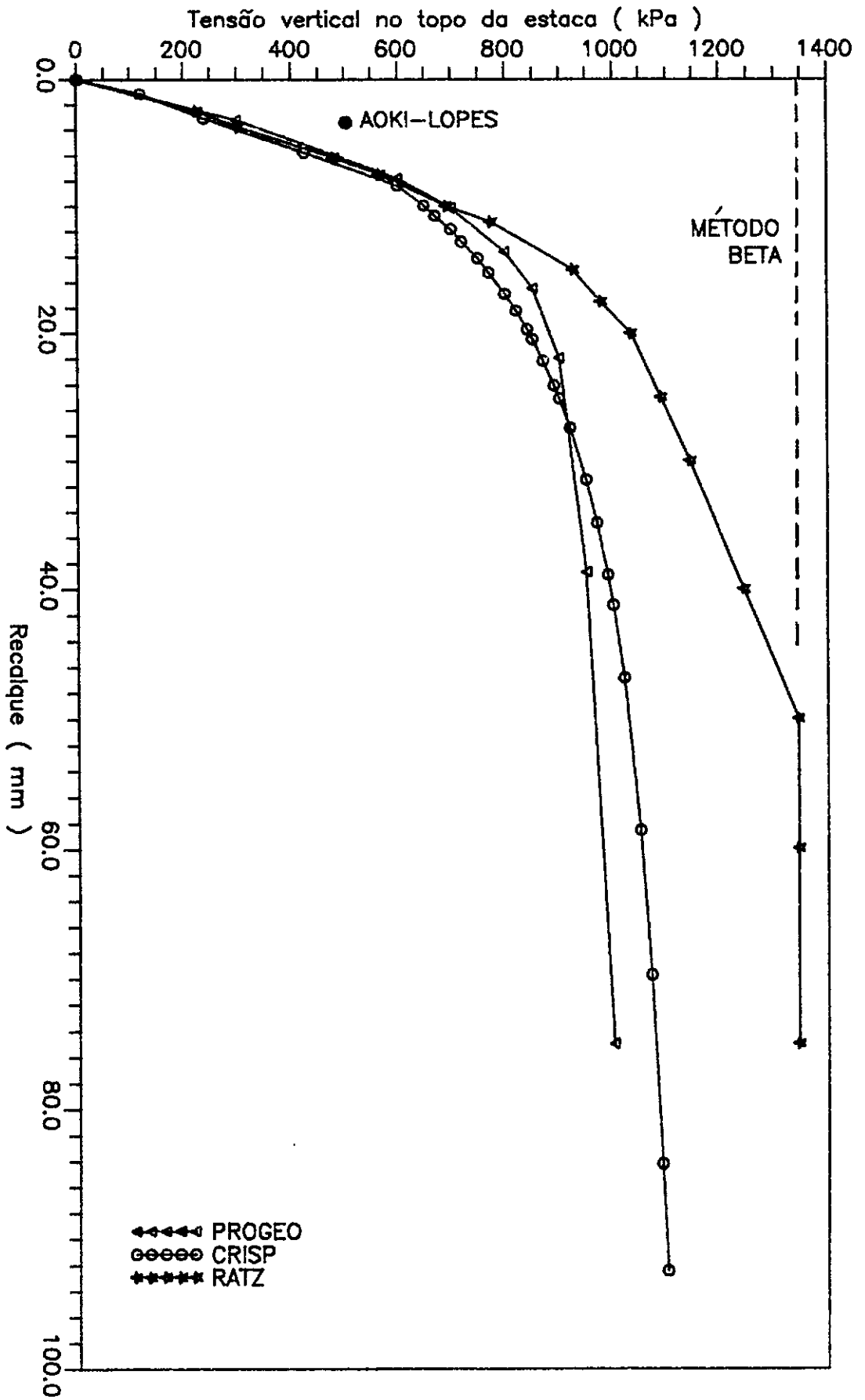


Fig. VI.1 – Curva de carga x recalque
Análise drenada – Ko'= 1,0

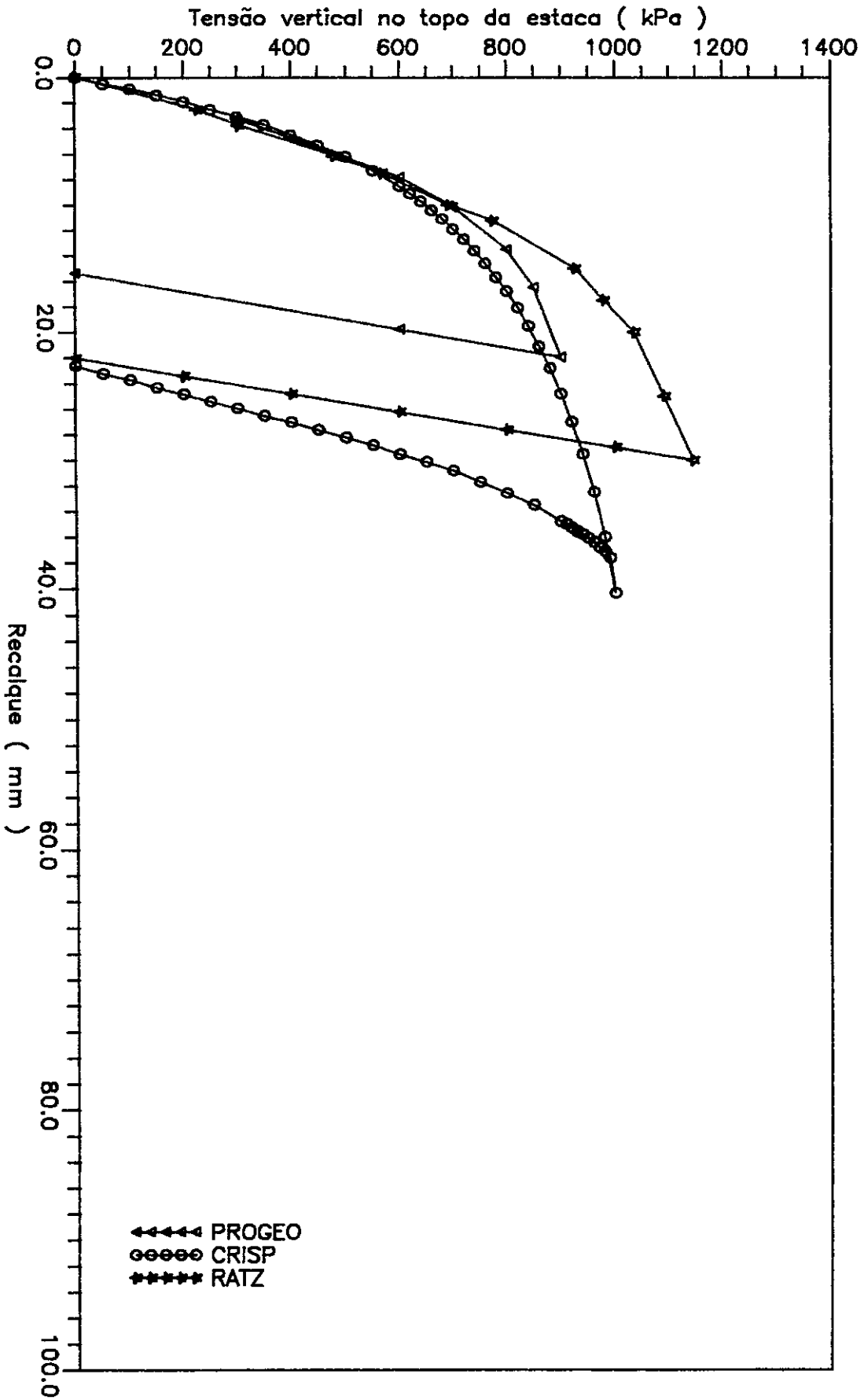


Fig. VI.2 – Curva de carga x recalque
Análise drenada – Ko'= 1,0
Carga e descarga

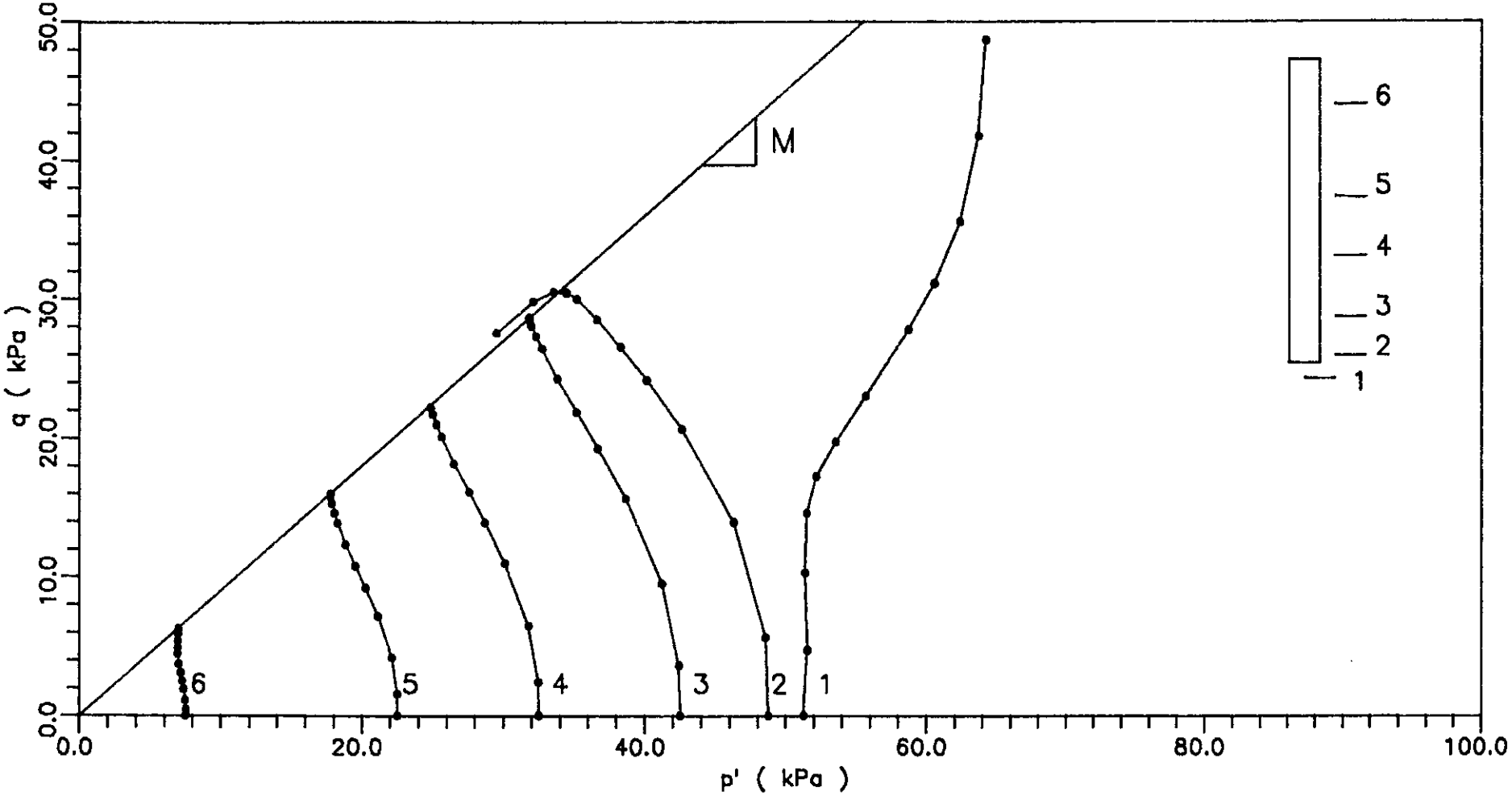


Fig. VI.3 – Trajetórias de tensões efetivas
CRISP – Análise drenada – Ko'= 1,0

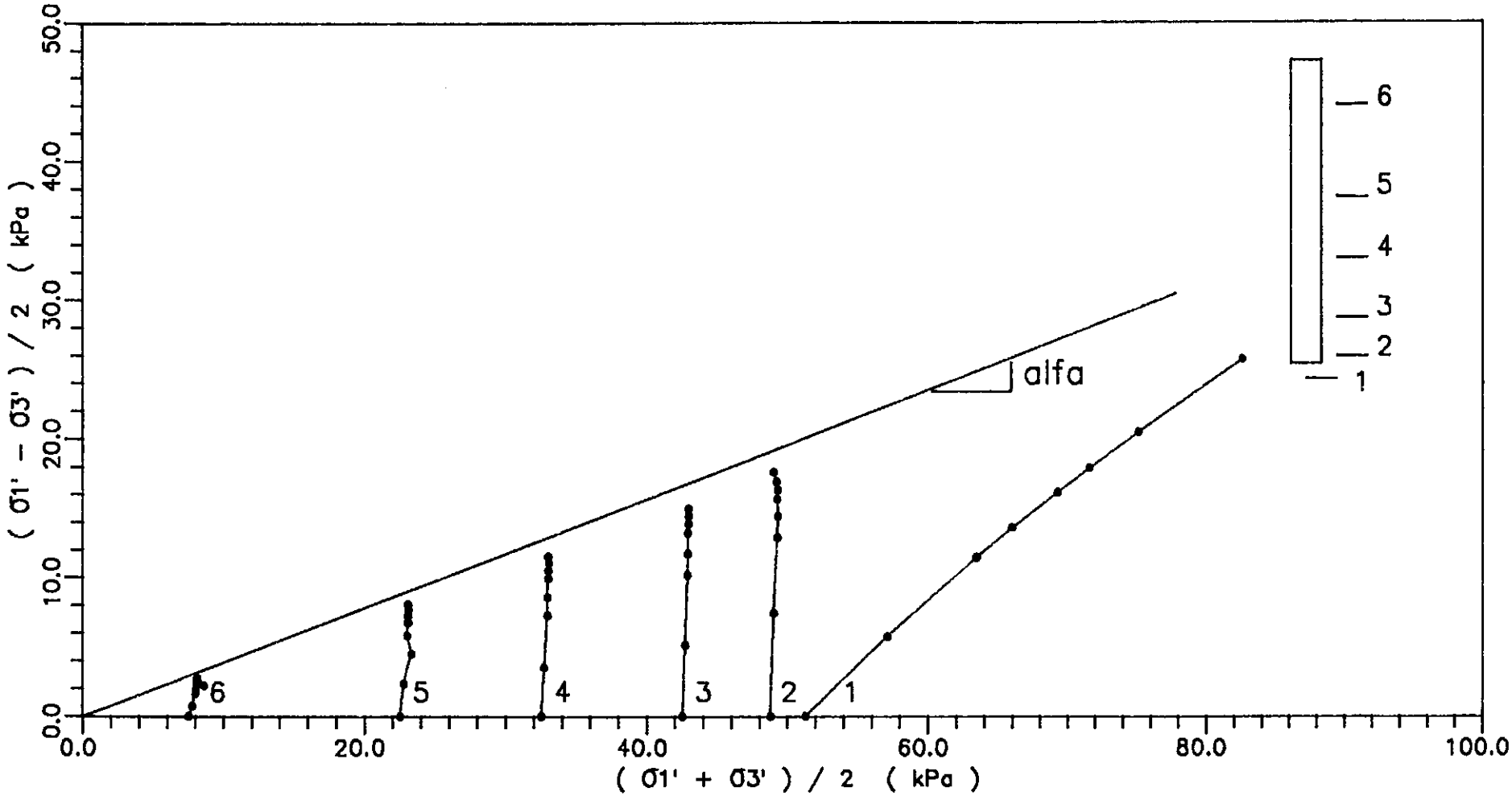


Fig. VI.4 — Trajetórias de tensões efetivas
PROGEO — Análise drenada — Ko'= 1,0

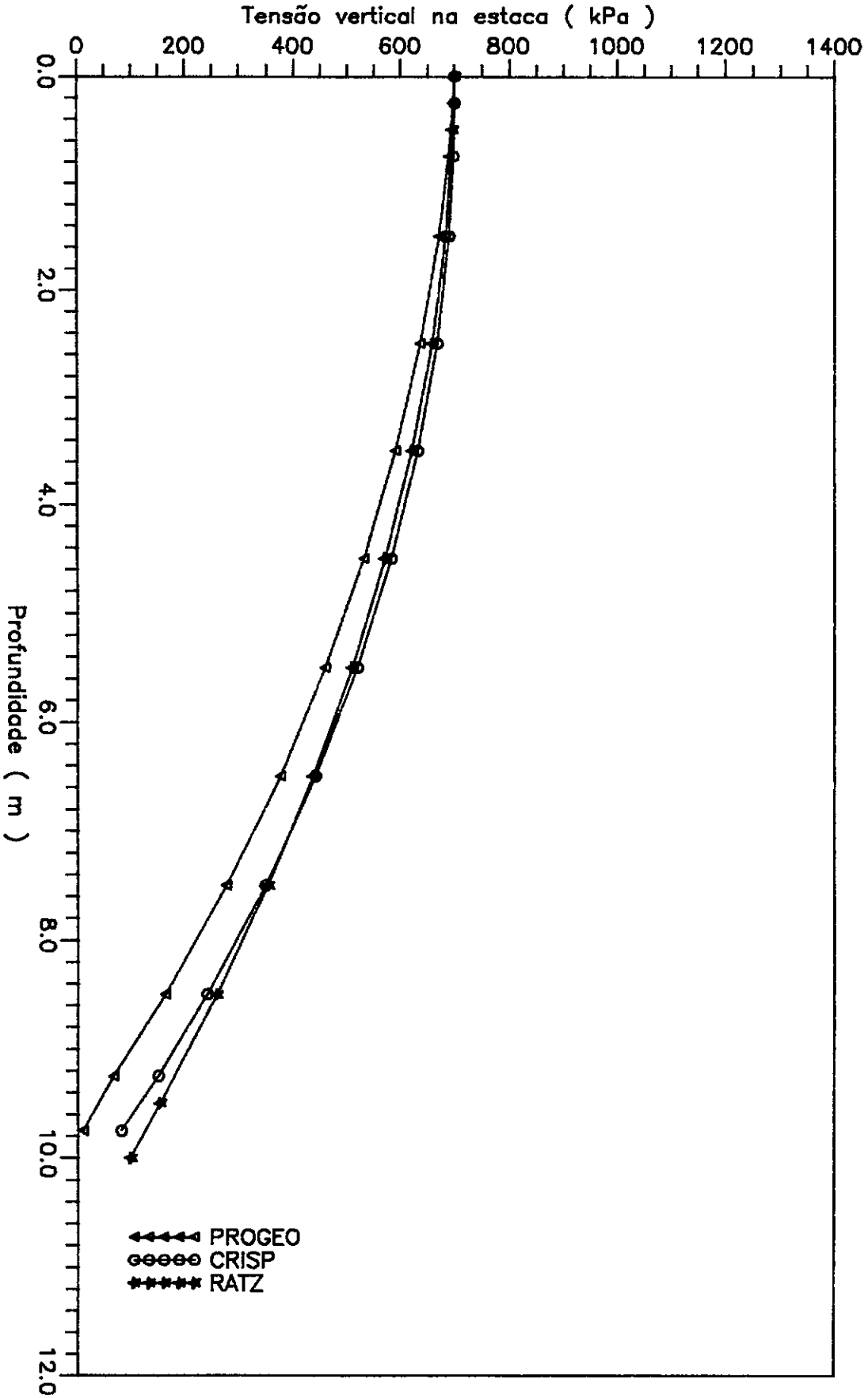


Fig. VI.5 – Transferência de carga.
Análise drenada – Ko'= 1,0
Tensão no topo = 700,0 kPa

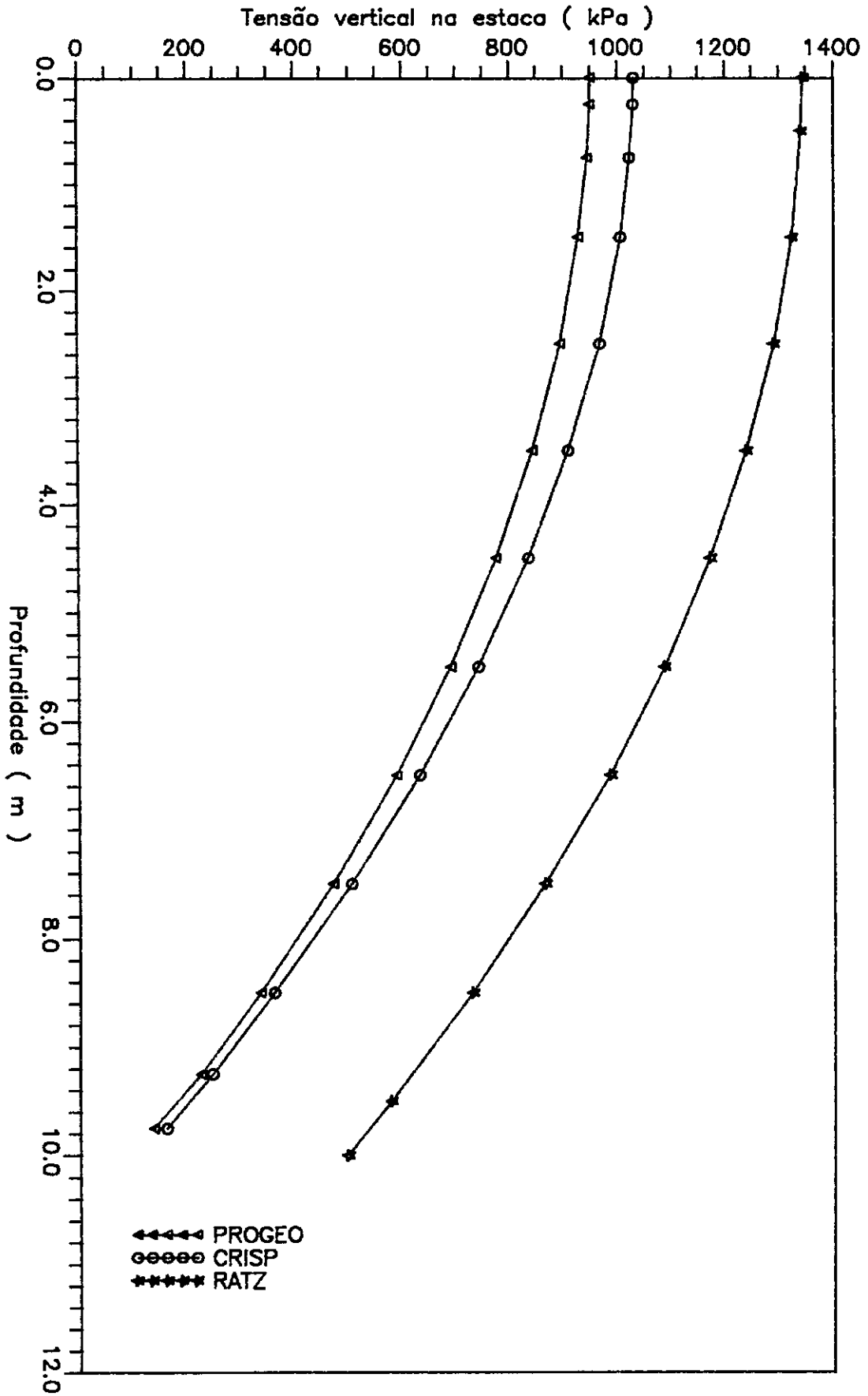


Fig. VI.6 – Transferência de carga.
Análise drenada – Ko'= 1,0
Recalque = 50,0 mm

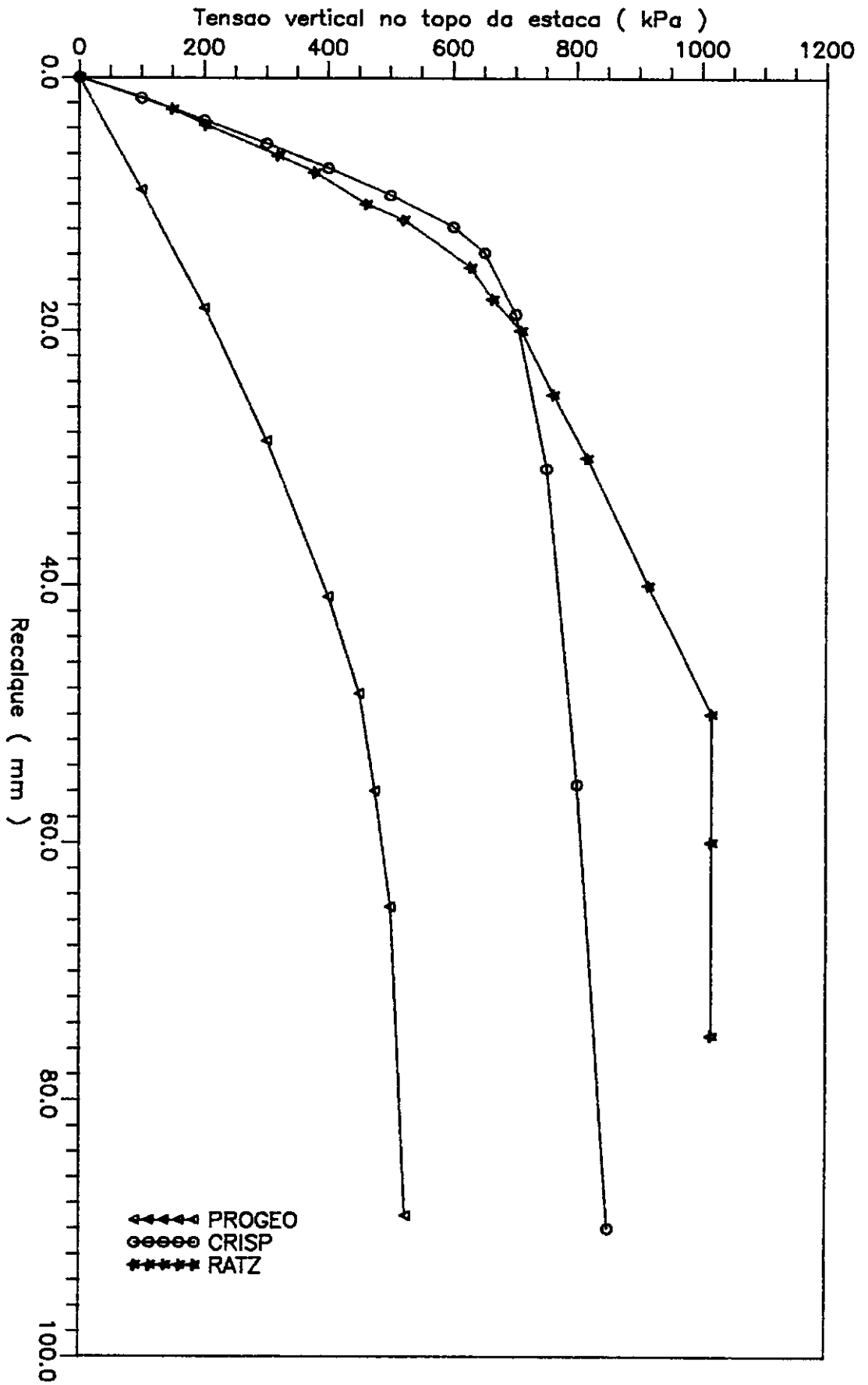


Fig. VI.7 – Curva de carga x recalque
Analise drenada – Ko'= 0,61

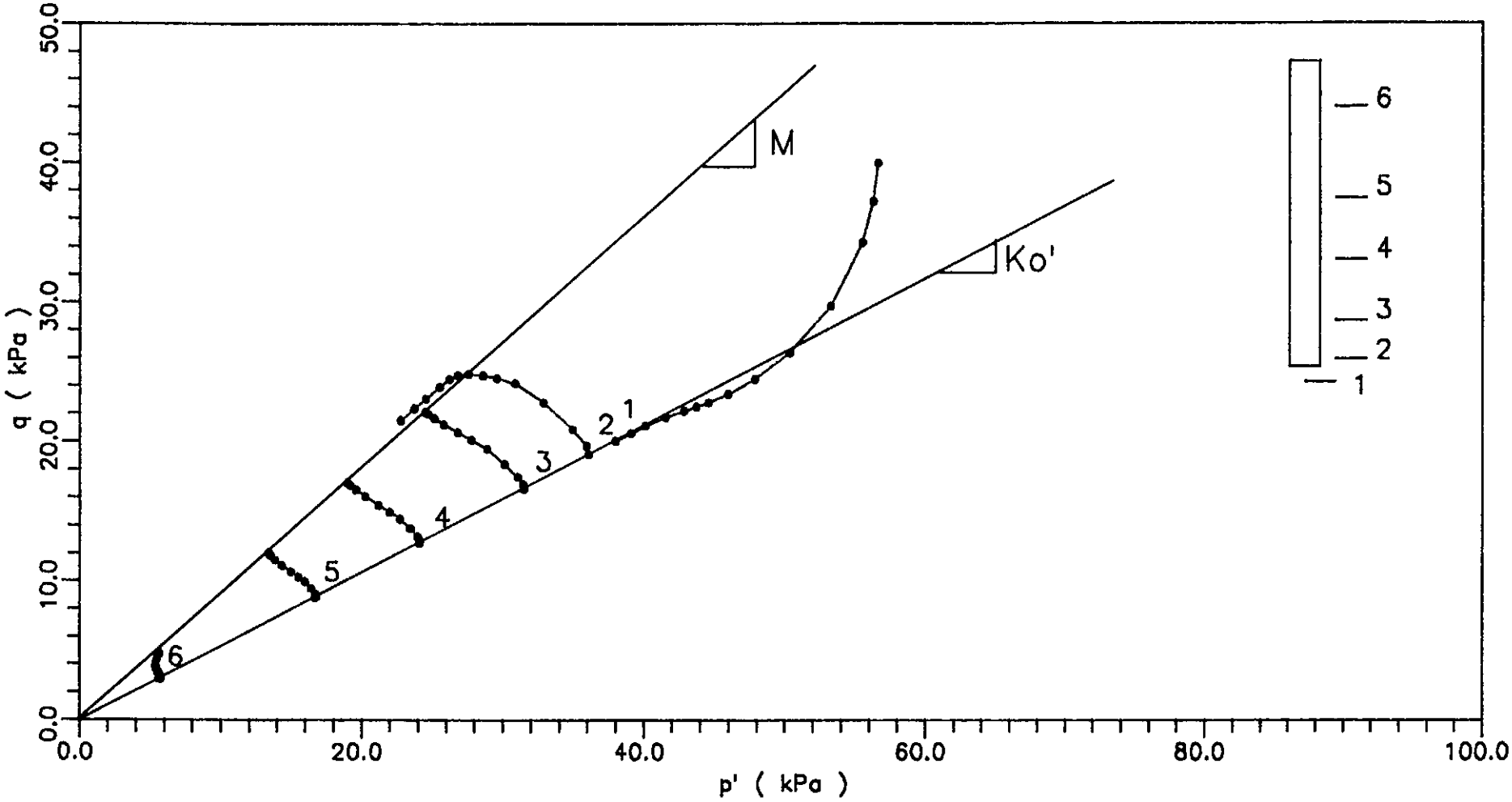


Fig. VI.8 – Trajetórias de tensões efetivas
CRISP – Análise drenada – Ko'= 0,61

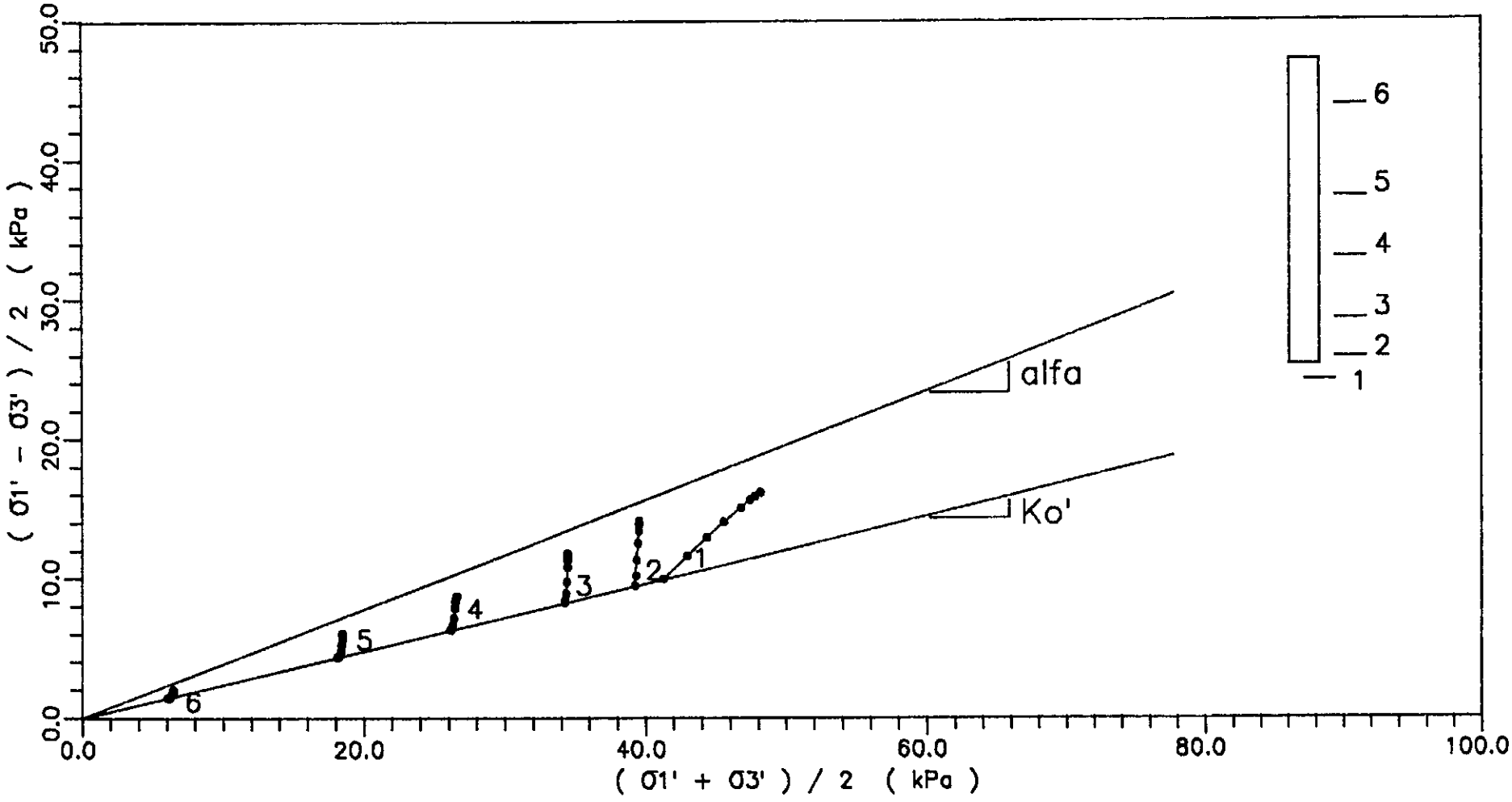


Fig. VI.9 – Trajetórias de tensões efetivas
PROGEO – Análise drenada – Ko'= 0,61

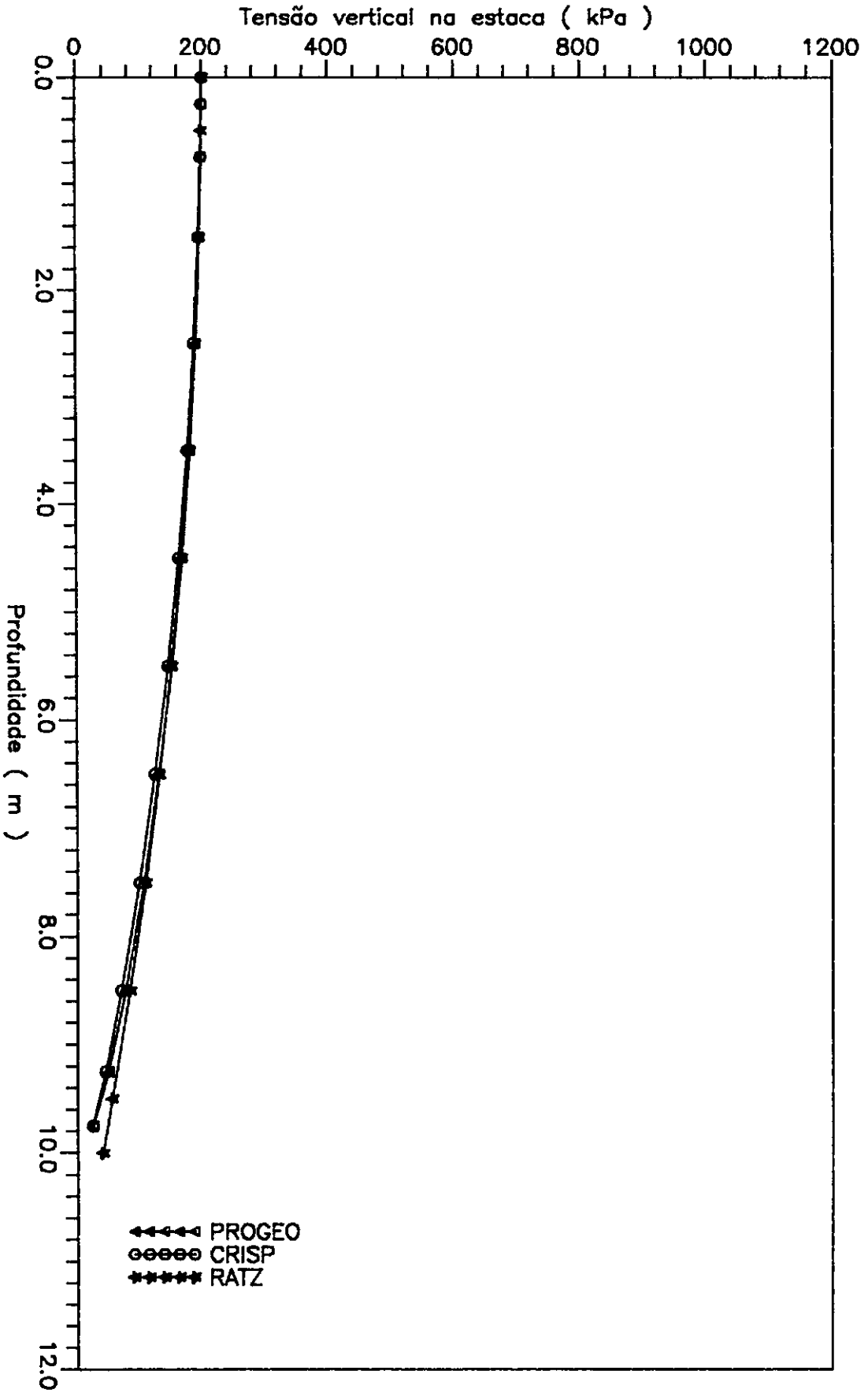


Fig. VI.10 – Transferência de carga.
Análise drenada – Ko'= 0,61
Tensão no topo = 200,0 kPa

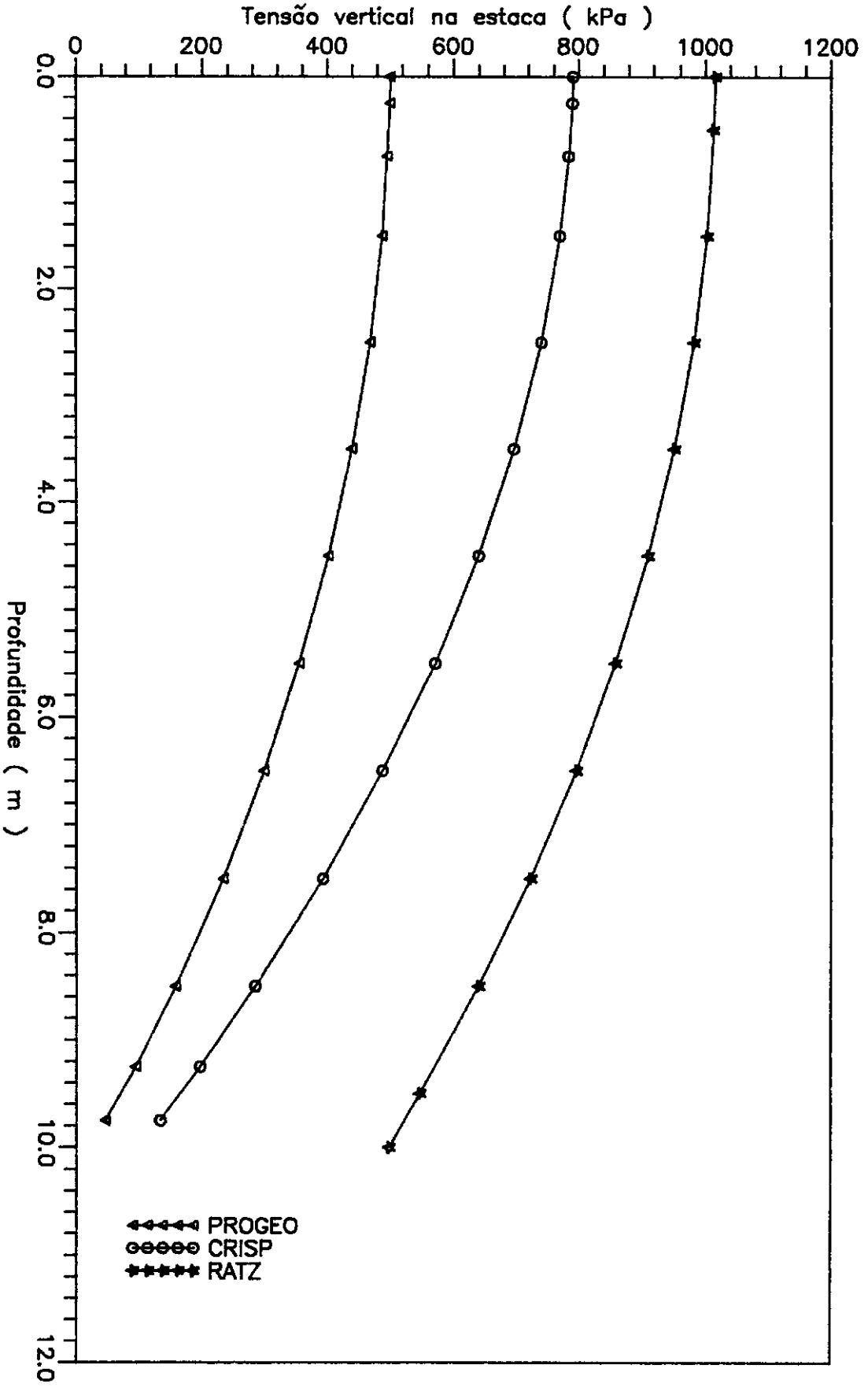


Fig. VI.11 – Transferência de carga.
Análise drenada – Ko'= 0,61
Recalque = 50,0 mm

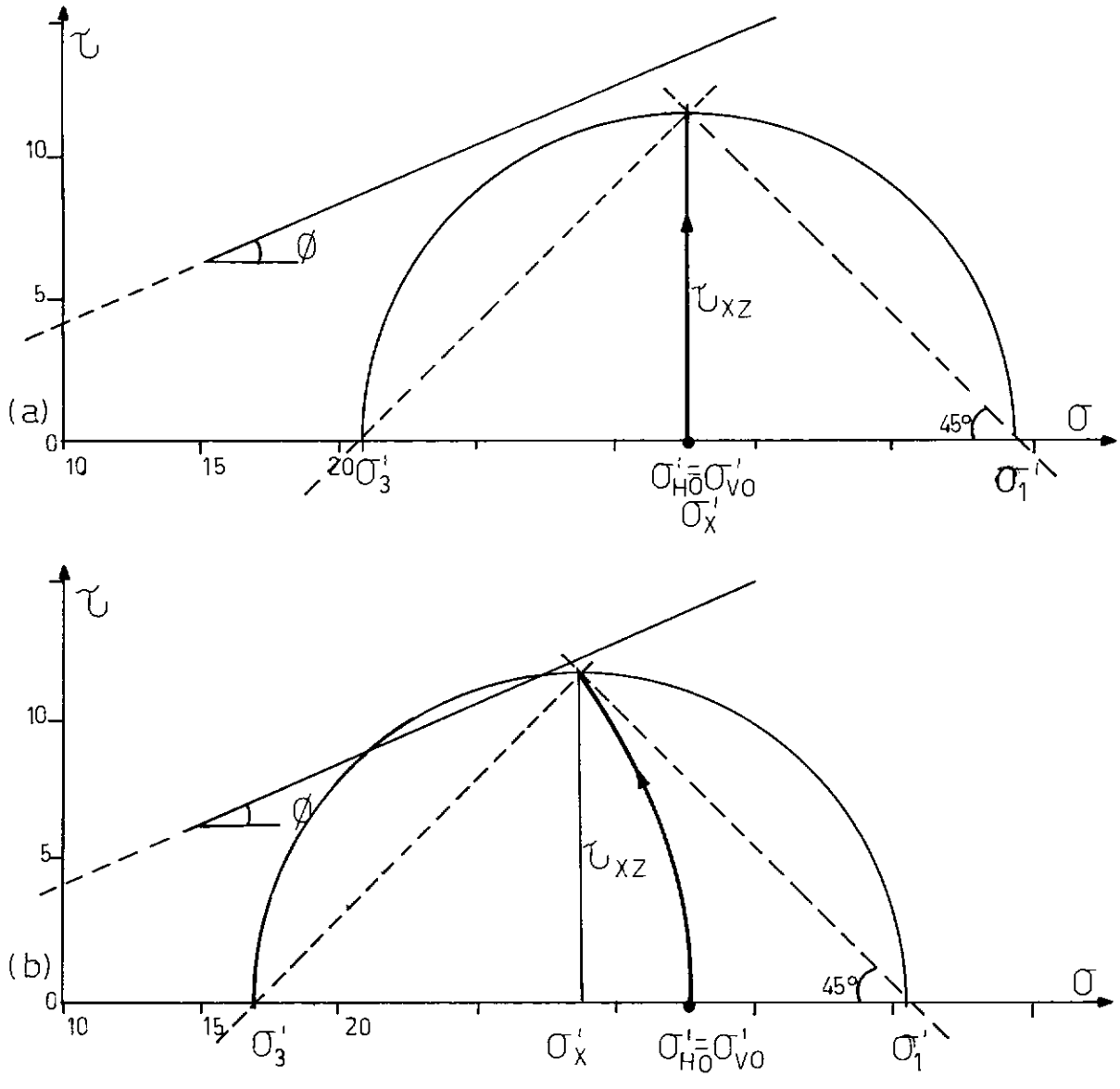


Fig VI.12 - Estado de tensões no solo na profundidade de 6,50 m. - $K_o' = 1,0$ - Análise drenada
(a)-PROGEO (b)-CRISP

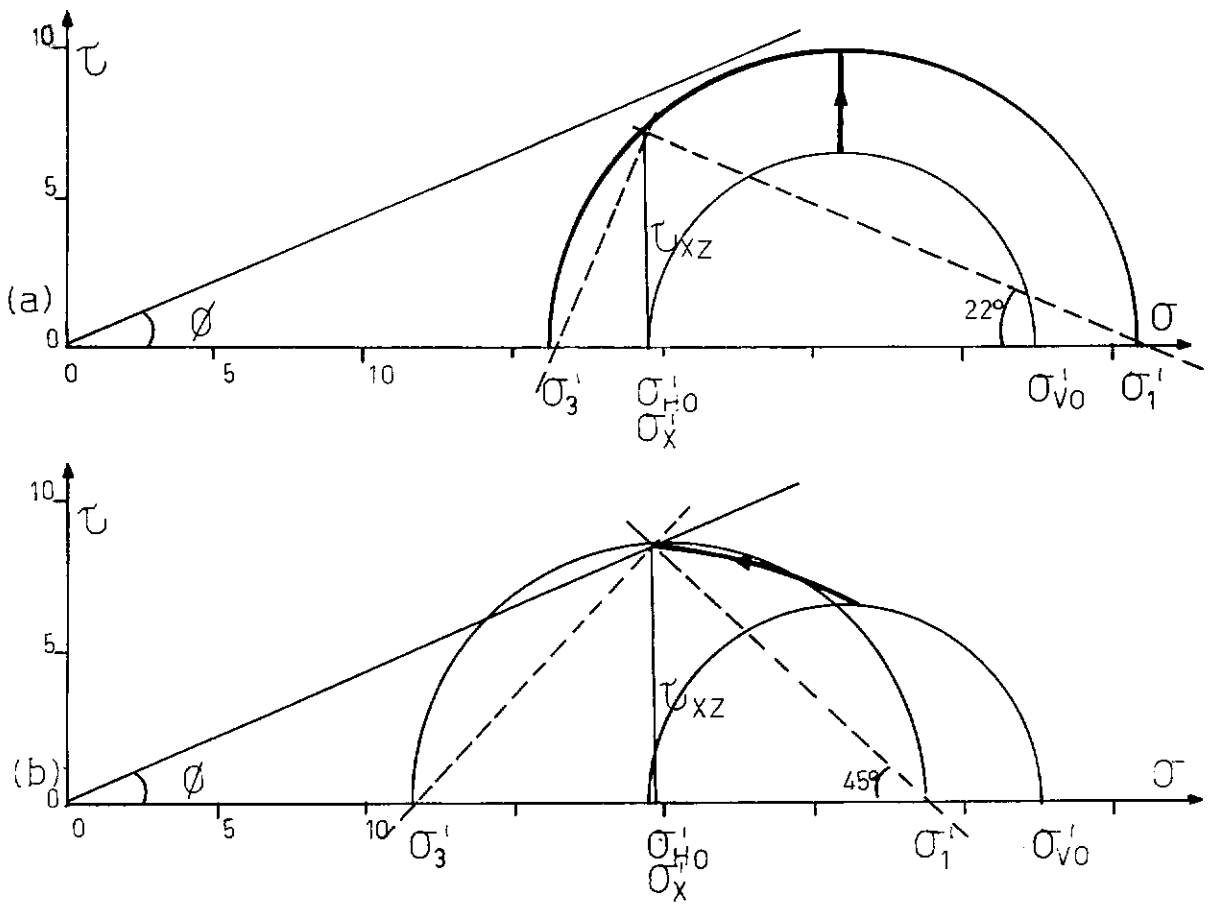


Fig VI.13 - Estado de tensões no solo na profundidade de 6,50 m. - $K_o' = 0,61$ - Análise drenada
(a)-PROGEO (b)-CRISP

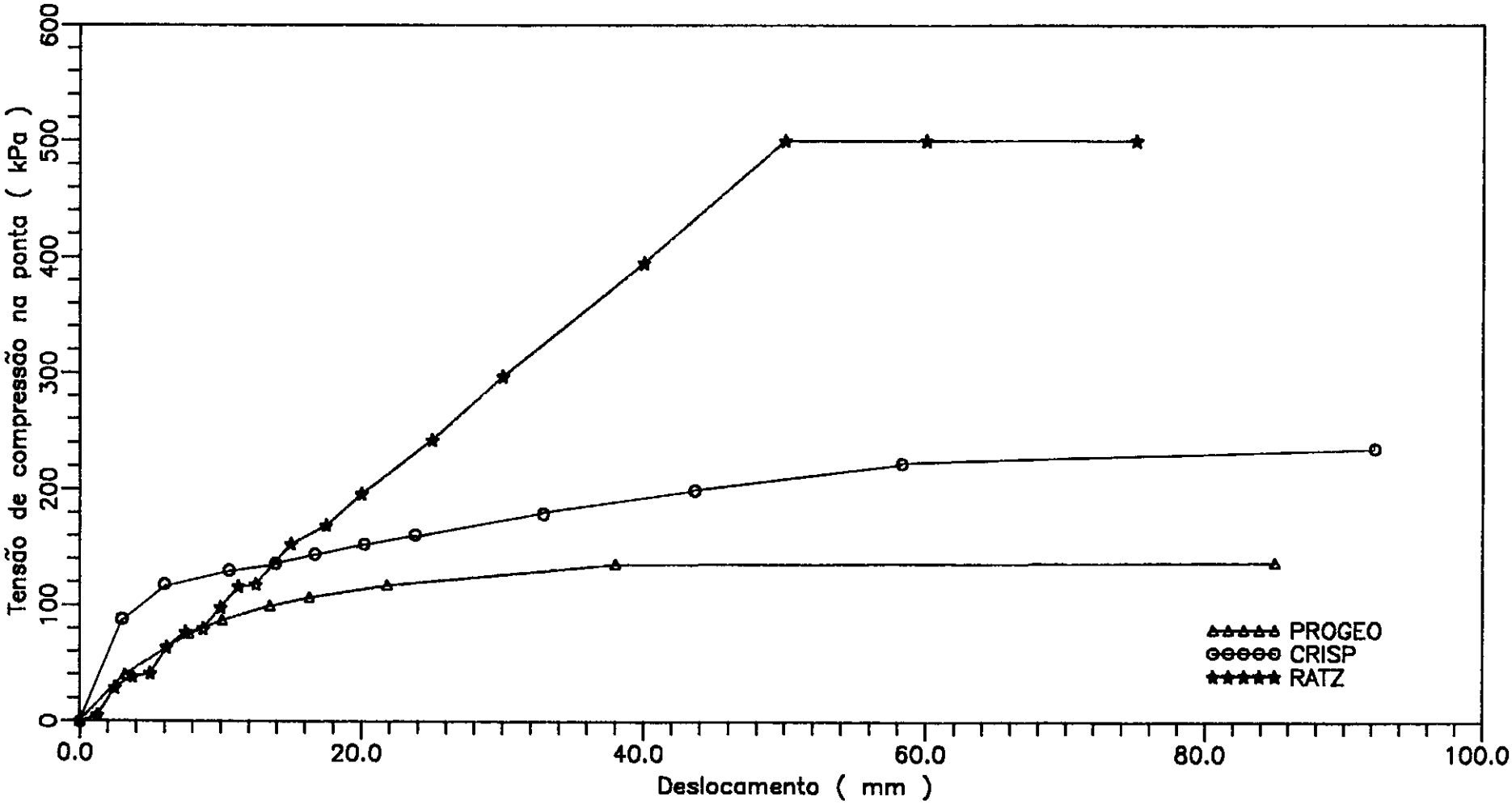


Fig. VI.14 – Tensão de compressão na ponta da estaca versus deslocamento. Análise drenada – Ko'= 1,0

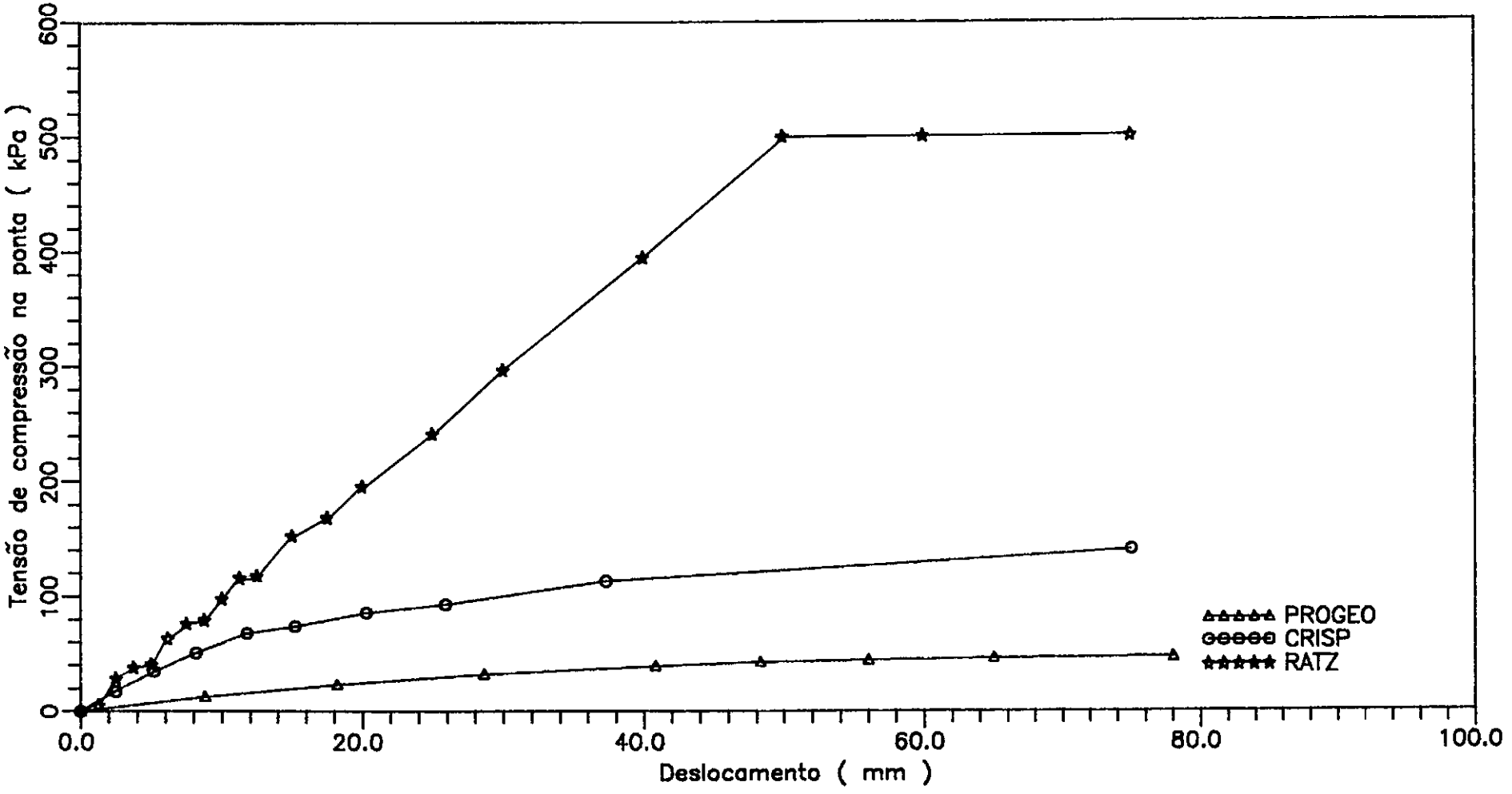


Fig. VI.15 – Tensão de compressão na ponta da estaca versus deslocamento. Análise drenada – Ko'= 0,61

CAPÍTULO VII

COMPARAÇÃO DO MEF COM CURVAS T-Z

Para avaliar-se o atrito na face de estacas, diversos métodos têm sido propostos para diferentes tipos de solo e de estacas. Em ensaios de laboratório tentou-se determinar o atrito em ensaios de cisalhamento direto, substituindo-se a parte superior da caixa de cisalhamento por material similar ao da estaca (POTYONDY,1961; BROMS,1963; VESIC,1964; D'APPOLONIA,1963). Os diversos autores concluem que é incorreto o uso de valores constantes para o coeficiente de pressão lateral (K_o') e para o ângulo de atrito solo-estaca (δ) para diferentes profundidades. COYLE e SULAIMAN(1967) descrevem um método de ensaio onde uma estaca em modelo reduzido é carregada axialmente em uma célula triaxial para obtenção de atrito na face e curvas T-Z. Também CHANDLER e MARTINS(1982) realizaram ensaios com uma estaca modelo em uma célula triaxial para investigar o atrito lateral.

VII.1 Métodos Tradicionais para Obtenção de Curvas T-Z

A obtenção de curvas T-Z a partir de provas de carga foi inicialmente proposta por COYLE e REESE(1966) para estacas instaladas em solos argilosos. COYLE e SULAIMAN(1967) propuseram a utilização do mesmo método para areias. O método consiste em instrumentar a estaca com transdutores de tensão em diversos pontos ao longo de seu comprimento. Para cada estágio de carga mede-se a tensão vertical em diversos pontos da estaca. Na figura VII.1 está representada uma curva típica de distribuição de carga vertical com a profundidade para três estágios de carga. A inclinação da curva representa a magnitude da carga transferida para o solo por atrito lateral naquele ponto. O ponto mais inferior da curva representa a carga transferida ao solo pela ponta da estaca.

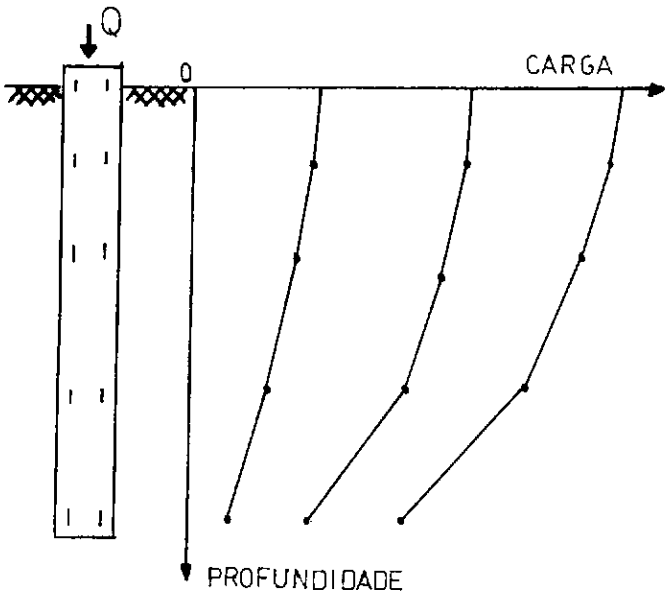


Figura VII.1 - Curvas de transferência da carga vertical da estaca para o solo para diferentes níveis de carregamento(COYLE e REESE,1966).

Neste método é assumido que a estaca e o solo estão em equilibrio estático no início da prova de carga, o que implica desconsiderar qualquer tipo de tensão residual proveniente da execução (COYLE e SULAIMAN,1967).

Para cada segmento de estaca calcula-se o atrito da face dividindo-se a diferença de carga nas extremidades do segmento pela área circunferencial do segmento. Na figura VII.2 o atrito na face do terceiro segmento é dado por:

$$\tau = \frac{Q_2 - Q_3}{2 \pi R l_3} \qquad \text{(VII.1)}$$

O atrito na face do segmento é causado pelo deslocamento da estaca naquele ponto. O método assume que o deslocamento é no meio do segmento e é calculado subtraindo-se do deslocamento do topo o encurtamento elástico da estaca desde o topo até o centro do segmento em

estudo. Calculados os deslocamentos e os atritos na face para os diversos segmentos e para diferentes estágios de carga pode-se plotar famílias de curvas T-Z para diversas profundidades (figura VII.2).

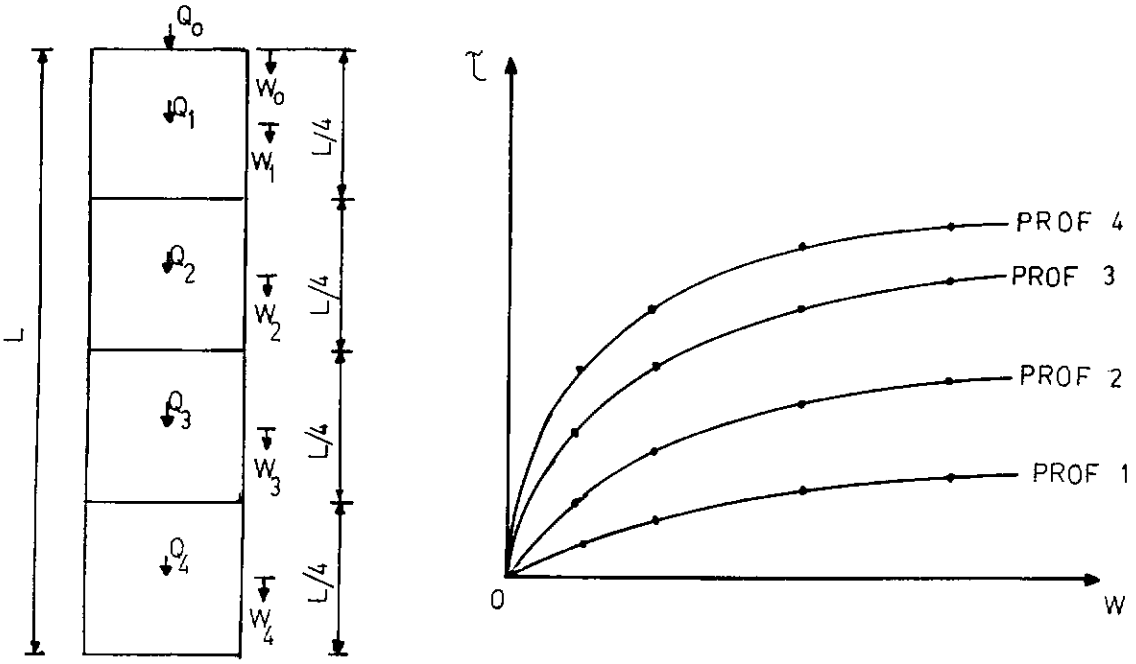


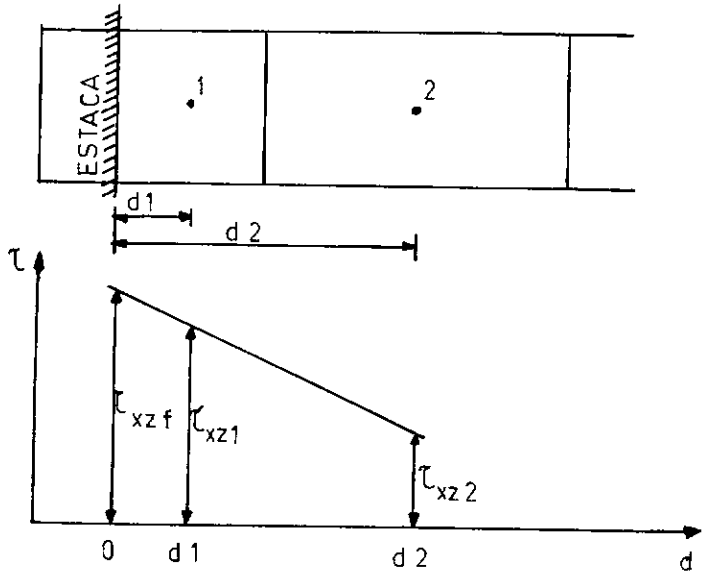
Figura VII.2 - Divisão da estaca em segmentos e apresentação das curvas T-Z para diferentes profundidades.

A partir das curvas obtidas através de provas de carga e modelos reduzidos foram feitas propostas para ajustar-se curvas de expressões conhecidas aos resultados. A partir destas curvas pode-se fazer previsões do comportamento de estacas a partir do tipo de solo. Estas curvas são geralmente hipérboles normalizadas para τ_{max} e para o raio da estaca (RANDOLPH,1985; VIJAYVERGIYA,1977)

VII.2 - Obtenção de Curvas T-Z Através do MEF

Nos programas de MEF utilizados obtém-se a tensão cisalhante no plano XZ para cada elemento de solo e o

deslocamento em cada nó destes elementos. Pode-se obter as curvas T-Z para diversas profundidades extrapolando-se a tensão cisalhante no plano XZ no centro do elemento mais próximo da estaca para a face da estaca. Para tanto, considerou-se a variação linear entre a face e os dois elementos adjacentes. Na figura VII.3 está apresentado o cálculo de τ_{xz} na face da estaca. Fazendo-se este cálculo para diferentes estágios de carga pode-se plotar a tensão cisalhante na face com o deslocamento da estaca naquela profundidade, obtendo-se a curva T-Z para aquela profundidade.



$$\tau_{xz_f} = \tau_{xz_2} + \frac{(\tau_{xz_1} - \tau_{xz_2}) \times d_2}{(d_2 - d_1)} \qquad \text{(VII.2)}$$

Figura VII.3 - Cálculo de τ_{xz} na face da estaca.

VII.3 - Comparação Entre Curvas Obtidas.

As curvas T-Z para uma profundidade refletem diretamente a tensão cisalhante existente no solo em um plano vertical. Dependem, portanto, do estado de tensões do elemento de solo e do giro de tensões principais ocorrido

durante o carregamento. Para valores de K_o' diferentes de 1,0 a tensão cisalhante no plano vertical só será a máxima se o giro de tensões principais for igual a 45 graus. Como já observado nos capítulos V e VI, este giro só ocorre para o modelo elasto-plástico utilizado no programa CRISP.

Nas figuras VII.4 e VII.5 estão apresentadas as curvas T-Z para o caso não drenado com K_o' igual a 1,0 e 0,61 respectivamete. As curvas foram plotadas para a profundidade de 6,50 metros de modo a eliminar efeitos de extremidade. Da mesma maneira nas figuras VII.6 e VII.7 estão apresentadas as curvas T-Z para o caso drenado com K_o' igual a 1,0 e 0,61 respectivamente. As trajetórias de tensão para um elemento de solo nesta profundidade estão representadas pelo ponto número quatro nas figuras dos capítulos V e VI.

Observa-se uma ótima concordância nas curvas obtidas para os casos com K_o'=1,0, tanto nos programas entre si como entre eles e os valores estimados para a tensão cisalhante máxima (Su = 8,45 kPa para o caso não drenado e 13,80 para o caso drenado). Este resultado confirma que a tensão cisalhante máxima está no plano vertical e que o giro de tensões foi de 45 graus. O valor máximo observado no programa RATZ é o valor da resistência cisalhante máxima fornecida como dado de entrada no programa.

Para as análises feitas com K_o'= 0,61 observaram-se comportamentos bastante diversos entre os programas. Para o programa CRISP, que utiliza o modelo elasto-plástico a tensão cisalhante máxima no plano vertical foi aproximadamente a mesma obtida para K_o'= 1,0 na análise não drenada e cerca de 30% menor na análise drenada, ocorrendo um giro de tensões de 45 graus e a tensão neste plano sendo a máxima. A diferença observada nas análises drenadas em função de K_o' não se deve ao modelo de solo, mas às tensões iniciais e às diferentes trajetórias de tensões observadas em análises drenadas e

não drenadas (Capítulo VI, item VI.3). Já nos programas FUNDAMEF e PROGEO a mudança do valor de K_o' provocou a ruptura do solo com tensões cisalhantes no plano vertical menores do que a tensão cisalhante de ruptura do solo, e com um giro de tensões menor do que 45 graus. Estes resultados confirmam as análises feitas por CHANDLER e MARTINS(1982). Nos ensaios feitos por aqueles autores em modelos reduzidos com diferentes valores de K_o' os resultados indicam boa concordância com os modelos elasto-plásticos.

Vale ainda observar que os valores da tensão cisalhante máxima observada nas análises feitas com o programa RATZ são valores fornecidos diretamente ao programa, e não resultados da análise como nos programas de Elementos Finitos. No caso não drenado em que $K_o'= 0,61$ foi subtraida da tensão cisalhante máxima a tensão devido à condição anisotrópica, e na condição drenada foi admitido que σ_x' na ruptura é igual à tensão horizontal efetiva no repouso. Estas hipóteses não foram verificadas nas análises feitas com o modelo elasto-plástico.

Os valores da rigidêz ao cisalhamento inicial observados foram bastante similares para as analises com $K_o'= 1,0$, indicando uma boa coerência nos parâmetros de deformação do solo adotadas para os diversos programas. Para as análises feitas com $K_o'= 0,61$ observou-se uma menor rigidêz inicial no modelo elástico não linear, pois no início do carregamento o solo já está sujeito a tensões cisalhantes e o modelo adota o módulo de deformação tangente referente ao estado de tensões iniciais.

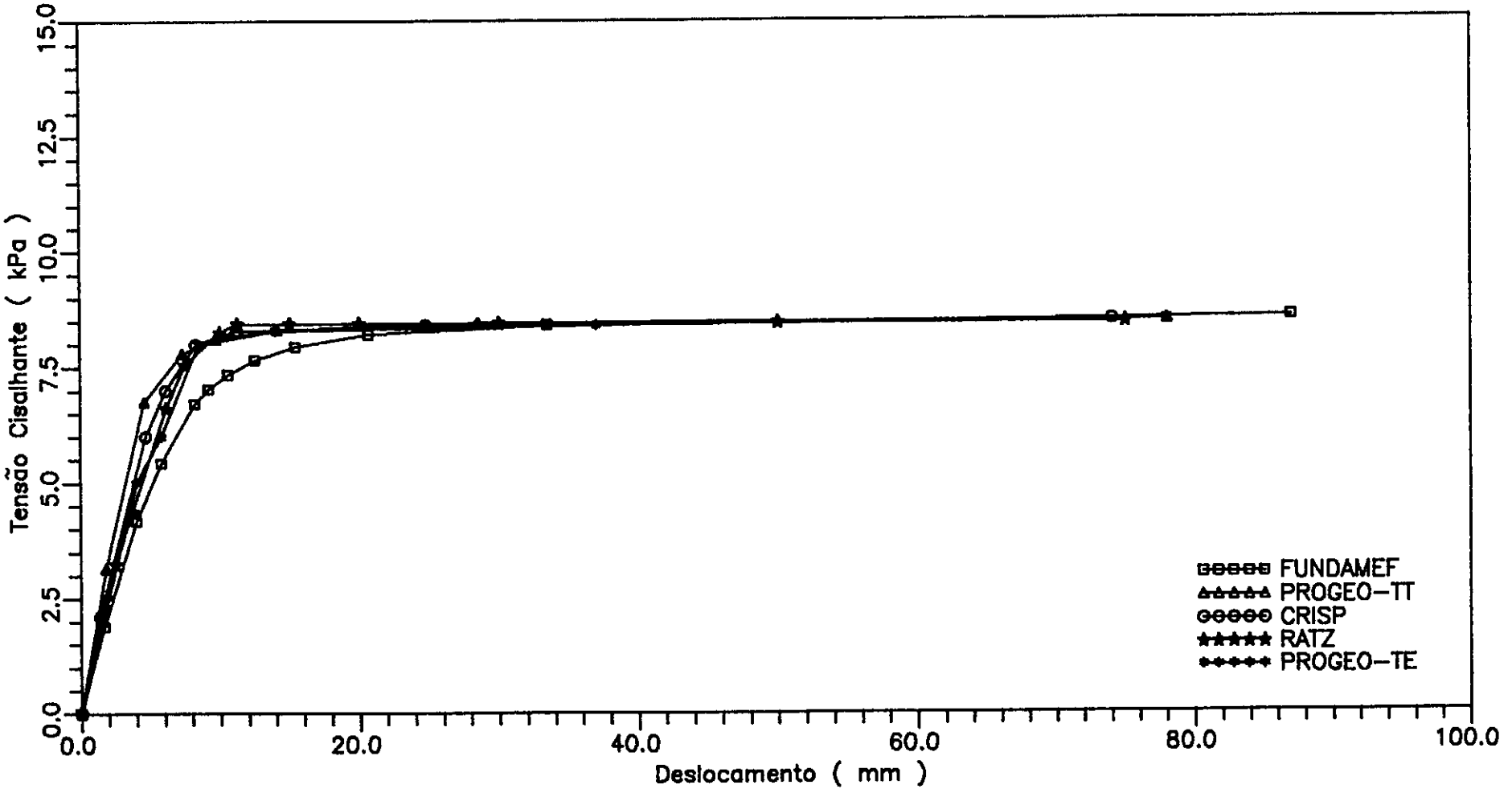


Fig. VII.1 – Curvas T–Z para a profundidade de 6,50 m.
Análise não drenada – Ko'= 1,0

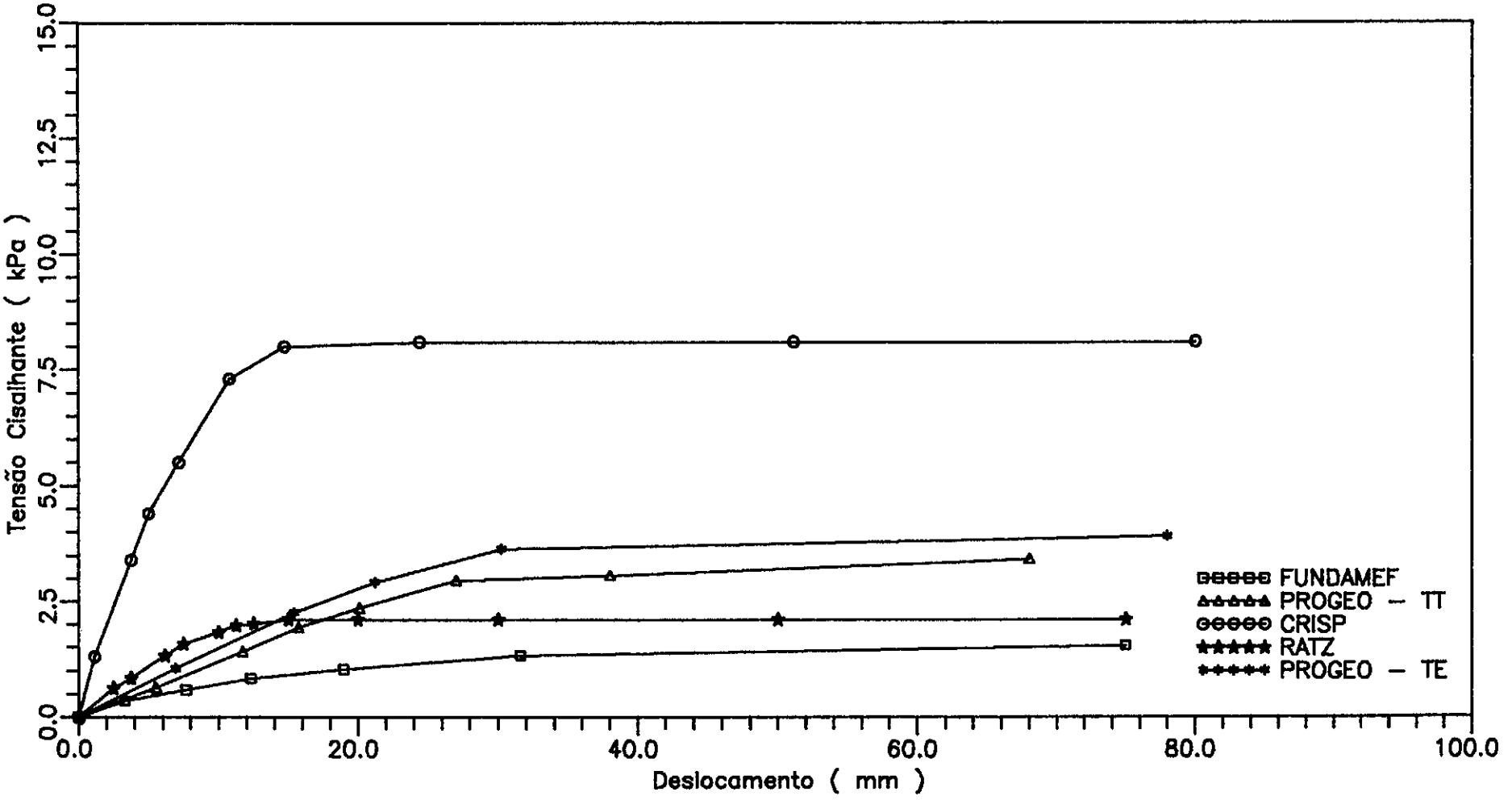


Fig. VII.2 – Curvas T–Z para a profundidade de 6,50 m.
Análise não drenada – Ko'= 0,61

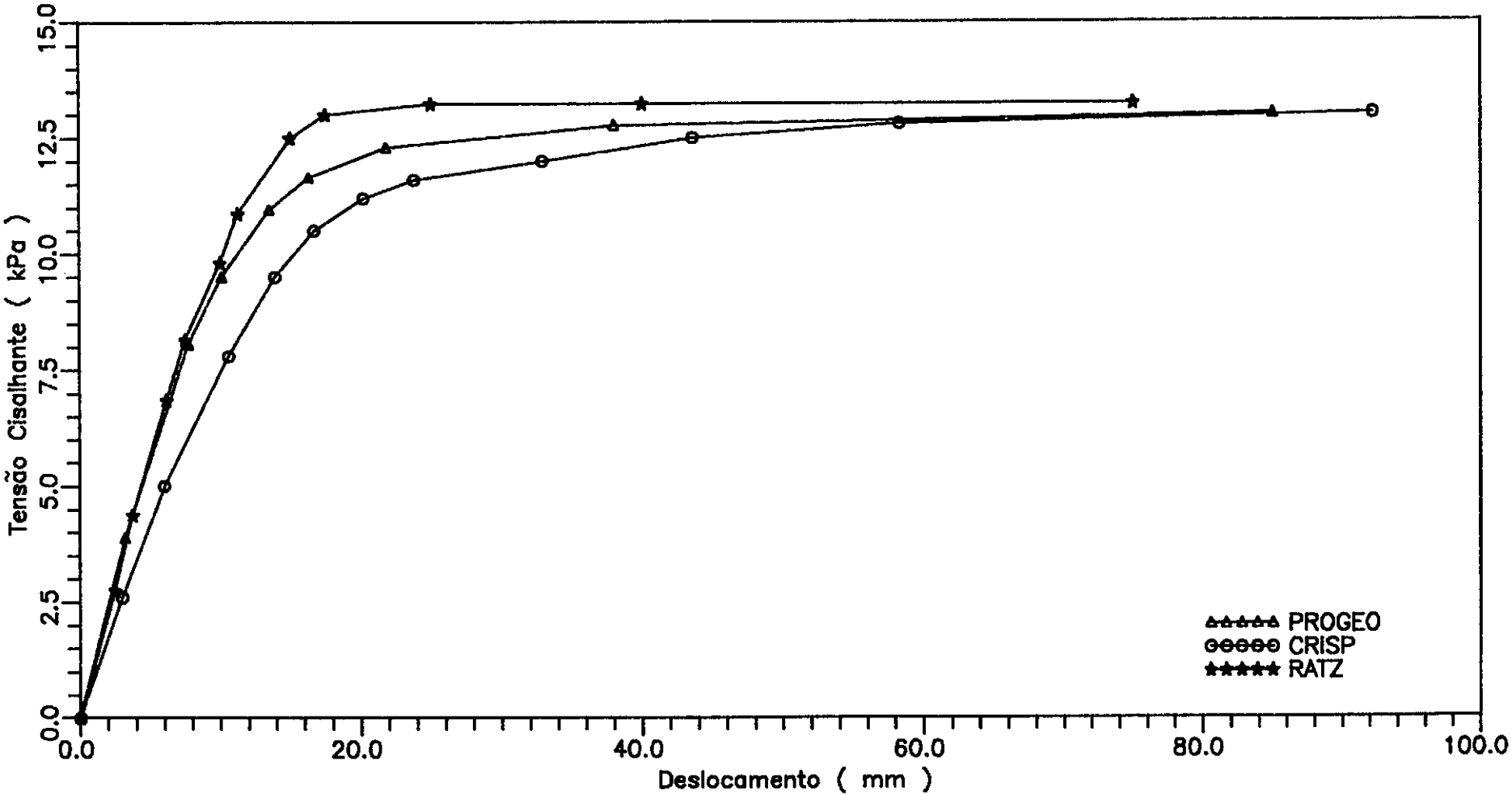


Fig. VII.3 – Curvas T–Z para a profundidade de 6,50 m.
Análise drenada – Ko'= 1,0

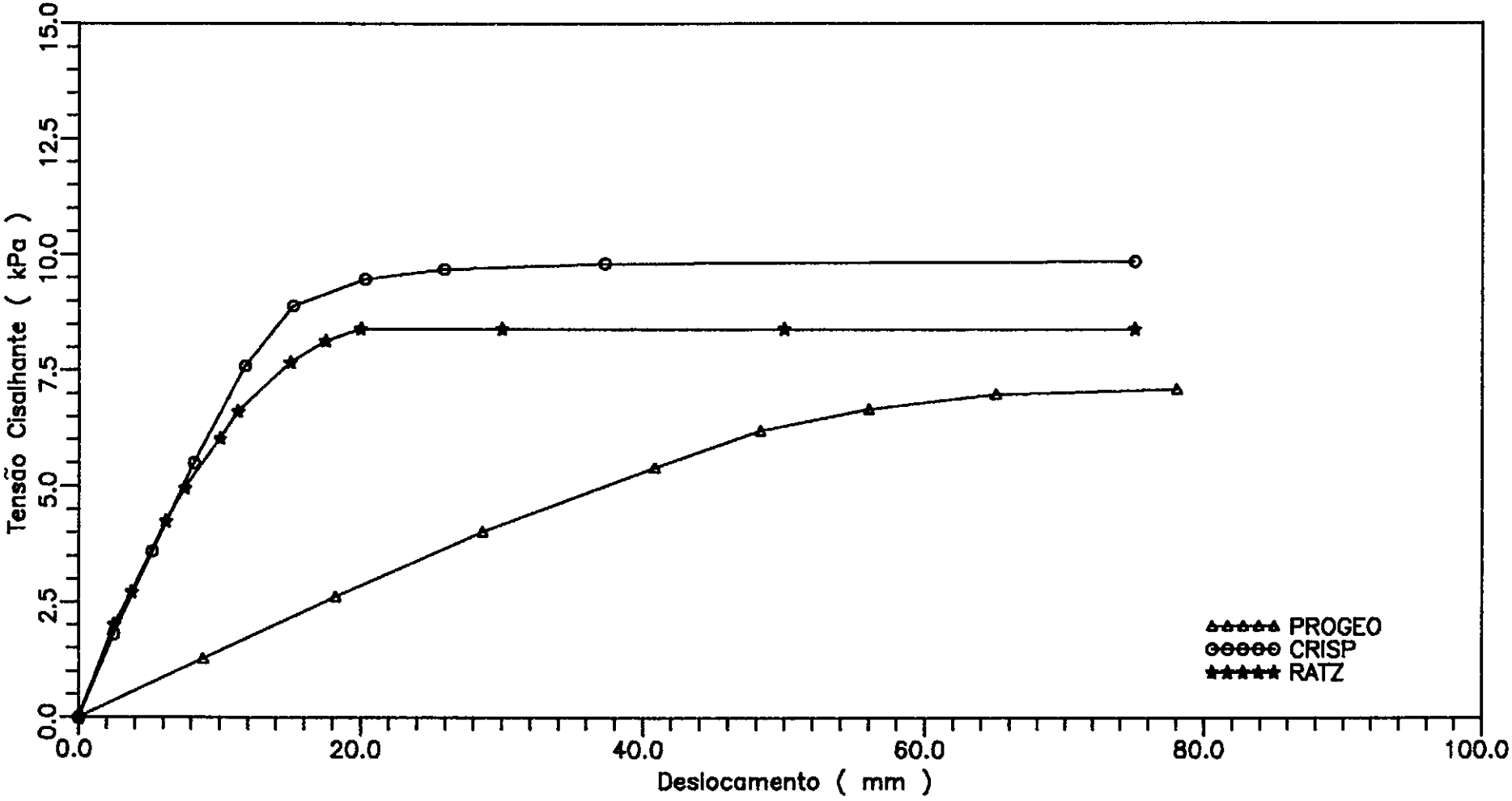


Fig. VII.4 – Curvas T–Z para a profundidade de 6,50 m.
Análise drenada – Ko'= 0,61

CAPÍTULO VIII

UMA ANÁLISE DOS EFEITOS DE SOBRE-ADENSAMENTO E DE EXECUÇÃO VIA MODELO DOS ESTADOS CRITICOS

VIII.1 - Efeitos de Sobre-adensamento

Em todas as análises listadas no capítulo IV o solo foi considerado normalmente adensado e as tensões iniciais as mesmas do repouso (antes da execução da estaca). Neste ítem são apresentadas análises feitas com o programa CRISP simulando-se carregamentos não drenados em solos normalmente adensados e sobre-adensados. Foram utilizados os mesmos parâmetros para o solo, mas com diferentes estados de tensões iniciais e diferentes razões de sobre-adensamento. Foram comparadas as seguintes análises:

1- U161C - OCR = 1,0 - $K_o' = 0,61$
2- U1561C - OCR = 1,5 - $K_o' = 0,61$
3- U261C - OCR = 2,0 - $K_o' = 0,61$
4- U361C - OCR = 3,0 - $K_o' = 0,61$
5- U1572C - OCR = 1,5 - $K_o' = 0,72$
6- U281C - OCR = 2,0 - $K_o' = 0,81$
7- U395C - OCR = 3,0 - $K_o' = 0,95$
8- U1RC - OCR = 1,0 - $\sigma_v' = \sigma_{tan}' = 3 \times Su$ e $\sigma_r' = 5 \times Su$

As análises 1 a 4 representam solos com diferentes razões de sobre-adensamento mas com mesmo estado de tensões inicial ($K_o' = 0,61$). Nas análises 5 a 7 o valor de K_o' foi adotado em função de OCR através da equação sugerida por PARRY(1970):

$$K_o' = (1 - \text{sen } \phi) \, OCR^{\phi \text{ (radianos)}}$$

Na análise 8 representou-se o estado de tensões proposto por RANDOLPH, CARTER e WROTH(1979) para o final do adensamento após a execução da estaca. Nesta condição o solo é normalmente adensado com $\sigma_v' = \sigma_t' = 3 \times Su$ e

$\sigma_r' = 5 \times Su$, sendo Su a resistência não drenada do solo antes da execução da estaca. Segundo o trabalho de RANDOLPH et al.(1979) as tensões variam à medida que se afastam da estaca, sendo aproximadamente iguais às tensões do repouso a uma distância de 10 raios da face da estaca. Na análise feita não foi considerada esta variação pela dificuldade de introduzir-se este estado de tensões no programa. O programa CRISP possui a opção de entrar-se com o estado de tensões em cada ponto de integração da malha, mas esta opção é extremamente laboriosa. Acredita-se que a aproximação feita seja coerente, pois a diminuição das tensões cisalhantes devidas ao carregamento à medida que se afastam da face da estaca é maior do que a variação do estado de tensões proposto (RANDOLPH et al.,1979).

Os resultados são apresentados e analisados somente em termos de trajetórias de tensões efetivas para um elemento de solo situado na face da estaca na profundidade de 6,50 m.

No modelo Cam-Clay modificado existe, associado à cada tensão de adensamento, uma superfície de escoamento. O estado de tensões de solos normalmente adensados é tal que eles se encontram sobre esta superfície e durante o carregamento da estaca as deformações são plásticas desde o início. Solos sobre-adensados encontram-se no interior da superfície de escoamento e durante o carregamento da estaca as deformações iniciais são elásticas. Em carragamentos não drenados as trajetórias de tensões efetivas para solos sobre-adensados é sempre vertical, até que seja atingida a superfície de escoamento, independente da trajetória de tensões totais. Os excessos de poro-pressão surgem como uma conseqüência. Atingida a superfície de escoamento, o estado de tensões tende para a linha dos estados críticos e as deformações são plásticas.

Nas figuras VIII.1 e VIII.2 estão apresentadas as trajetórias de tensões efetivas para diferentes razões de sobre-adensamento. Na figura VIII.1 foi considerado que os

solos sobre-adensados partem de um estado de tensões situado sobre a linha K_o', enquanto que na figura VIII.2 o estado de tensões inicial é função da razão de sobre-adensamento. Na figura VIII.1 está apresentada, ainda, a trajetória de tensões efetivas para o estado de tensões inicial sugerido por RANDOLPH et al.(1979); nesta situação o solo comporta-se como se fosse normalmente adensado.

Em ambas as figuras está plotada a superfície de escoamento para cada razão de sobre-adensamento. Observa-se que em todas as análises as trajetórias de tensões são coerentes com o modelo em análises não drenadas (verticais até atingirem a superfície de escoamento e após tendendo para a linha dos estados críticos). O programa atende a contento às condições cinemáticas provocadas pela diferença de rigidêz entre a estaca e o solo. Em todas as análises o giro de tensões principais foi de 45° e a tensão máxima no plano vertical foi próxima a Su.

VIII.2 - Uma discussão dos Efeitos de Execução e Adensamento.

Nos capítulos anteriores as análises feitas se restringiam à fase de carregamento da estaca, sendo que os estados de tensão iniciais eram os originais, sem os efeitos de execução. Em uma estaca real, entretanto, ocorrem as fases de execução, dissipassão de poro-pressões e carregamento. Dependendo do processo executivo e do tipo de solo as fases de execução podem modificar muito as propriedades do solo. Neste capítulo são apresentadas e discutidas algumas possibilidades sobre o comportamento de solos argilosos em decorrência da execução de estacas cravadas.

A maneira mais direta de se considerar as mudanças nas propriedades do solo devido à execução da estaca tem sido multiplicar a capacidade de carga na ruptura (ou o

valor da tensão cisalhante máxima na face) por um fator empírico, chamado normalmente de fator de "set up". Este fator varia entre 1,0 para solos muito sobre-adensados e cerca de 1,25 para solos normalmente adensados. O aumento de resistência de solos normalmente adensados está ligado ao aumento de tensão total durante a cravação da estaca. Com a dissipação de poro-pressões geradas nesta fase o solo sofreria uma diminuição do índice de vazios e um ganho de resistência.

RANDOLPH, CARTER e WROTH(1979) realizaram uma análise completa dos efeitos de execução e subseqüente adensamento em solos argilosos. Para o solo foi adotado o modelo Cam-Clay modificado (o mesmo adotado no programa CRISP) e a execução foi modelada como a expansão de uma cavidade cilíndrica no solo. Para tanto foi considerado o estado plano de deformação no eixo longitudinal da estaca, o que implica desconsiderar os efeitos de ponta da estaca e da superfície livre do terreno. As trajetórias de tensões foram apresentadas no mesmo espaço **p'x q** adotado nos capítulos anteriores.

No trabalho de RANDOLPH et al.(1979) foram analisados solos com diferentes OCRs (1,0 até 32,0) onde o histórico de tensões foi tal que todo os solos possuíssem o mesmo índice de vazios antes da execução da estaca. Esta hipótese foi feita de modo a ter-se a mesma resistência não drenada (Su) para todos os solos.

Na fase de execução da estaca foi admitido o estado plano de deformação no eixo vertical e a tensão principal intermediária (σ_2) nestas condições foi adotada como a média entre σ_1 e σ_3. Daí:

$$Su = \frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3) = q_f / \sqrt{3} \qquad \text{(VIII.1)}$$

sendo q_f o valor de q na ruptura.

Na execução, segundo o trabalho, todos os solos,

independente do OCR, tendem para a linha dos estados críticos com $q = \sqrt{3}\,Su$ e $p' = q / M$. Segundo o modelo, surgem próximo à face da estaca excessos de poro-pressão da ordem de 4,0 vezes o valor de Su. Na figura VIII.3 estão representadas as trajetórias para solos normalmente adensados e sobre-adensados.

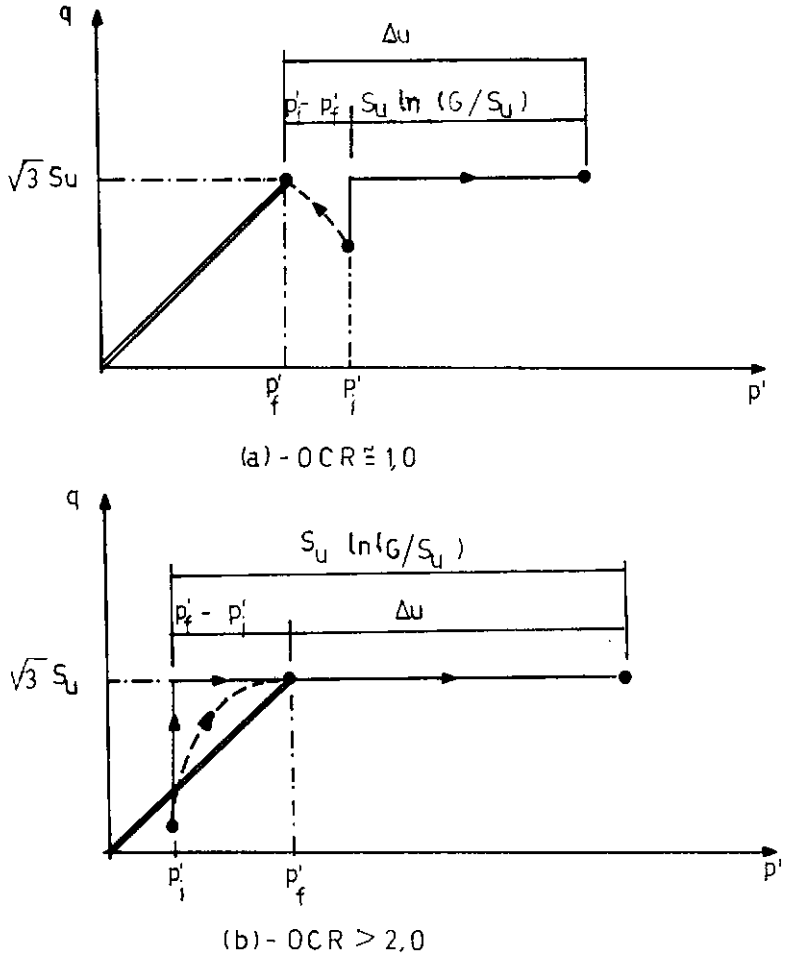


Figura VIII.3 - Trajetórias de tensão para solos normalmente adensados e sobre-adensados durante a execução da estaca (RANDOLPH, CARTER e WROTH, 1979).

Na fase de adensamento o excesso de poropressão gerado é dissipado e as tensões efetivas crescem, mantendo-se as tensões totais inalteradas. Segundo o trabalho, no final do adensamento, na face da estaca a

tensão efetiva maior é a radial e é da ordem de 5,0 vezes o valor de Su. As tensões efetivas vertical e tangencial são 3,0 vezes o valor de Su, ou seja:

$$\sigma_r' = 5,0\ Su$$
$$\sigma_v' = \sigma_t' = 3,0\ Su$$

À medida que se afasta da estaca estes valores variam exponencialmente, e a partir de aproximadamente 12,0 vezes o raio da estaca as tensões são as mesmas existentes antes da execução.

Com este novo estado de tensões o solo é normalmente adensado e a resistência não drenada Su no final do adensamento é cerca de 60% maior do que a inicial, independente do OCR. Na figura VIII.4 estão apresentadas as trajetórias de tensões durante as fases de execução e adensamento.

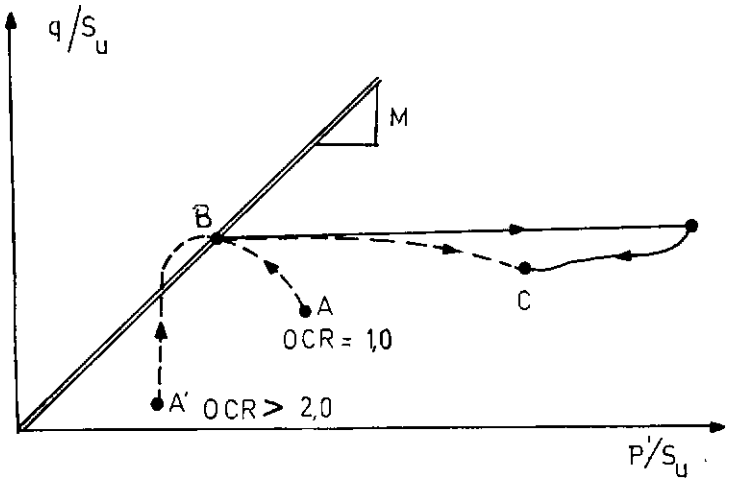


Figura VIII.4 - Trajetórias de tensões durante a expansão da cavidade cilíndrica e conseqüente adensamento na face da estaca (RANDOLPH, CARTER e WROTH, 1979).

Para solos normalmente adensados o estado de tensões no final do adensamento previsto por RANDOLPH et

al.(1979) é consistente com o problema real, pois a tensão vertical varia pouco. Já para solos sobre-adensados a tensão vertical efetiva ao final do adensamento prevista teria que ser muito maior do que as tensões geostáticas. A longo prazo este estado de tensões é impossível, pois a superfície do terreno livre provocaria um alívio de tensões verticais no solo.

Para ter-se uma idéia do comportamento do solo com diferentes razões de sobre-adensamento situados a uma mesma profundidade fez-se nesta dissertação uma avaliação para um elemento de solo situado na profundidade de 6,50 metros (esta profundidade foi escolhida para que possam ser feitas comparações com os capítulos anteriores) de solos com OCR = 1,0 e OCR = 3,0. São adotados para as fases de execução e adensamento os estados de tensão sugeridos no trabalho de RANDOLPH et al.(1979), mas a análise é feita em função de uma mesma tensão vertical inicial, e não em função do mesmo índice de vazios. Neste ítem não foi utilizado nenhum programa de computador, os valores discutidos são os propostos no trabalho de RANDOLPH et al.(1979).

Os estados de tensão para as fases inicial, de execução e adensamento previstas por RANDOLPH et al.(1979), e de longo prazo considerando que as tensões verticais evoluem para as originais para os dois solos estão apresentadas na tabela VIII.1. Na figura VIII.5 estão apresentadas as trajetórias de tensões para as divesas fases no espaço $p' \times q$.

Conclui-se que para o solo com OCR = 1,0 as trajetórias de tensões nas três fases (trajetória ABCD) são coerentes e o estado de tensões a longo prazo não diferem muito do inicial. Ocorre um aumento na tensão efetiva radial decorrente da execução (expansão da cavidade), enquanto que as tensões efetivas vertical e tangencial variam pouco.

Para solos sobre-adensados a fase de execução (trajetória A'B') modelada por RANDOLPH et al.(1979) é coerente, mas juntamente com a fase de adensamento ocorre um alívio nas tensões verticais devido à superfície livre do terreno. Dependendo de quão rápido ocorre a dissipação das poro-pressões geradas na cravação e de como evoluem as tensões efetivas radiais e tangenciais durante o alívio de tensões verticais o solo pode apresentar quatro comportamentos distintos:

1 - Ocorre um adensamento mais rápido (trajetória B'C') que o alívio nas tensões verticais e as tensões radiais e tangenciais sofrem um alívio na mesma proporção que as tensões verticais tal que $\sigma_v' = \sigma_t' = \gamma' H$ e $\sigma_r' = 1{,}67\ \sigma_v'$ (trajetória C'D'). Neste caso o solo segue o comportamento descrito por RANDOLPH et al.(1979), mas devido ao alívio de tensões encontra-se novamente sobre-adensado e Su é cerca de 60% maior do que o inicial.

2 - Ocorre um adensamento mais rápido (trajetória B'C') que o alívio nas tensões verticais e as tensões radiais e tangenciais não sofrem alívio tal que $\sigma_v' = \gamma' H$ e $\sigma_r' = 5{,}0 \times Su$ e $\sigma_t' = 3{,}0 \times Su$ (trajetória C'E'). Neste caso o solo segue o comportamento descrito por RANDOLPH et al.(1979), mas devido ao alívio de tensões verticais ocorre um aumento da tensão cisalhante no solo e ele tende para a linha dos estados críticos. O solo permanece normalmente adensado e Su é cerca de 60% maior do que o inicial, embora submetido a fortes tensões cisalhantes.

3 - Ocorrem simultaneamente o adensamento e o alívio de tensões verticais, radiais e tangenciais tal que $\sigma_v' = \sigma_t' = \gamma' H$ e $\sigma_r' = 1{,}67\ \sigma_v'$ (trajetória B'D'). Neste caso o estado final de tensões é similar ao da situação 1. O solo se encontra sobre-adensado mas não existe ganho de Su em relação à condição inicial.

4 - Ocorrem simultaneamente o adensamento e o alívio somente nas tensões verticais tal que $\sigma_v' = \gamma' H$ e

σ_r'=5,0xSu e σ_t'=3,0xSu (trajetória B'E'). Neste caso o solo se plastifica a medida que σ_r' e σ_t' aumentam e a trajetória segue aproximadamente a linha dos estados críticos

Os quatro comportamentos descritos são casos extremos; o estado de tensões final de um solo real pode estar situado em qualquer ponto na região entre D' e E', dependendo da relação entre as tensões verticais, radiais e tangenciais durante o alívio devido à superfície livre do terreno e da velocidade de dissipação das poro-pressões geradas na cravação.

O comportamento observado no solo com OCR = 3,0 tende a ser mais expressivo à medida que se aumenta o sobre-adensamento. A condição de estado plano de deformação adotada para modelar a expansão da cavidade cilíndrica parece ser coerente com a fase de execução da estaca, mas não com o posterior adensamento, onde o alívio de tensão vertical devido à superfície livre do terreno deve ser considerado.

(valores em kPa)

	OCR = 1,0				OCR = 3,0				
	A	B	C	D	A'	B'	C'	D'	E'
σ_v'	32,5		25,2	32,5	32,5		60,6	32,5	32,5
σ_r'	19,8		42,0	42,0	30,9		101,	54,3	101,
σ_t'	19,8		25,2	25,2	30,9		60,6	32,5	60,6
p'	24,0	16,1	30,8	33,2	31,4	38,9	74,1	39,8	64,7
q	12,7	14,5	16,8	14,6	1,1	35,0	40,4	21,8	59,6
K_o'	0,61				0,95				
Su	8,40				20,2				

A = A'= repouso B = B'= instalação

C = C'= consolidação D = D'= E'= longo prazo

Tabela VIII.1 - Estados de tensão no solo para a profundidade de 6,50 metros nas fases de repouso, execução, adensamento e a longo prazo.

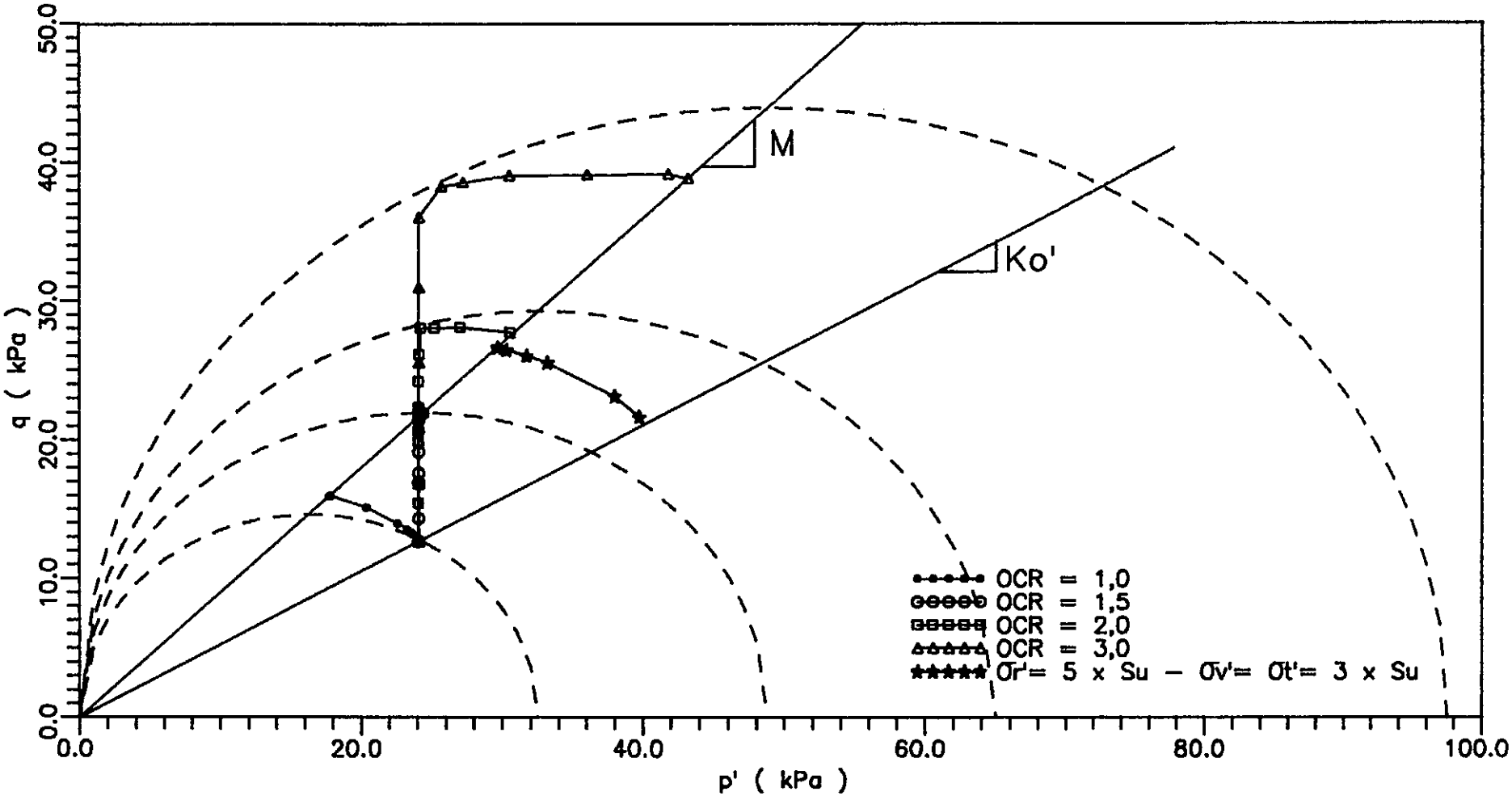


Fig. VIII.1 – Trajetórias de tensões efetivas – Profundidade = 6,50 metros.
CRISP – Não drenado – OCR entre 1,0 e 3,0 – Ko'= 0,61.

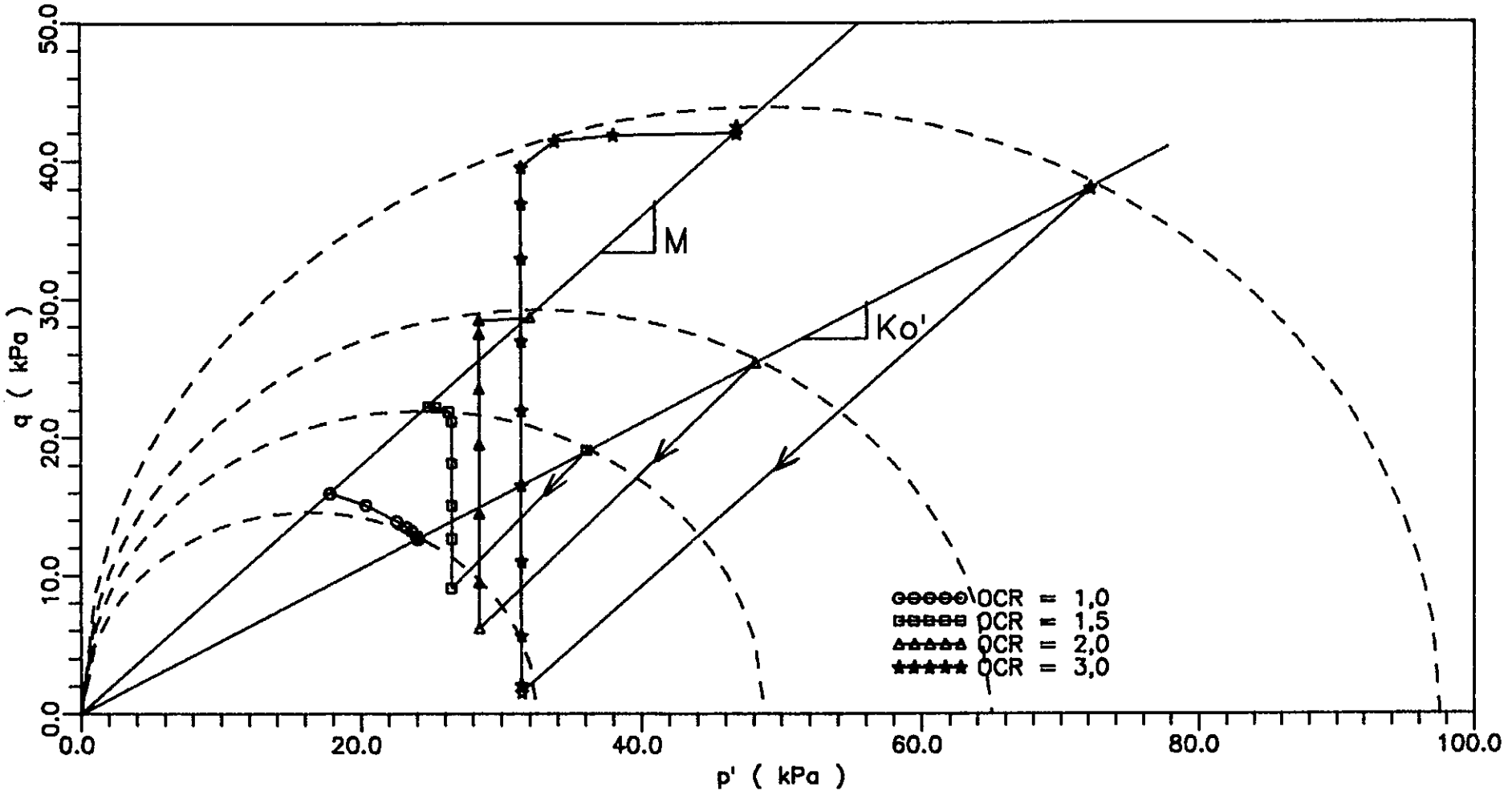


Fig. VIII.2 – Trajetórias de tensões efetivas – Profundidade = 6,50 metros.
CRISP – Não drenado – OCR entre 1,0 e 3,0
Ko'= (1−senØ)*OCR^Ø

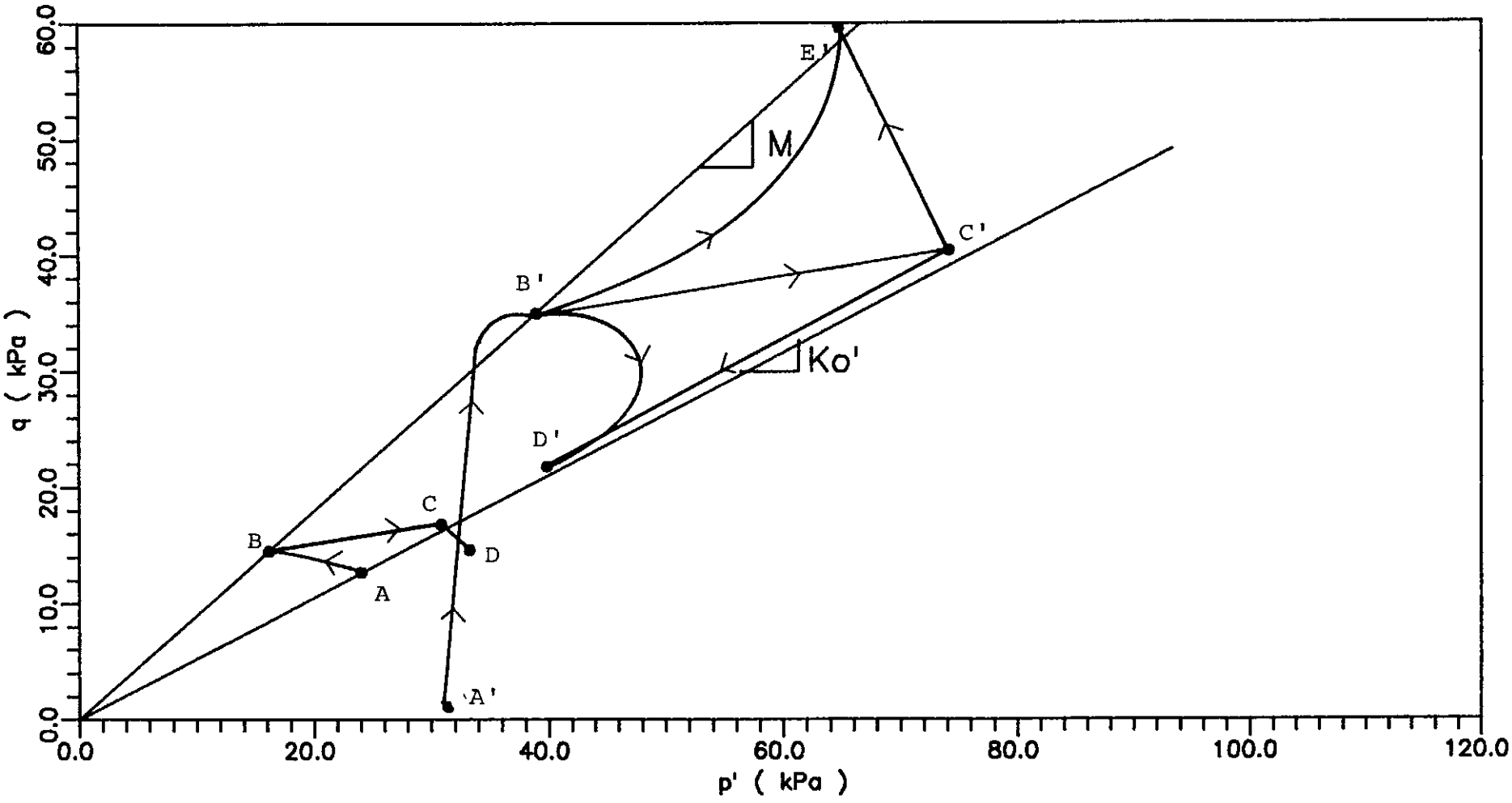


Fig. VIII.5 — Trajetórias de tensões efetivas possíveis nas fases de instalação, consolidação e a longo prazo. Profundidade de 6,50 metros, OCR = 1,0 e 3,0

CAPÍTULO IX

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas de forma sucinta as principais conclusões deste trabalho. São listadas também algumas sugestões para futuros trabalhos relacionados ao assunto desta dissertação.

IX.1 - Conclusões

(a) - Quanto à utilização do MEF para a análise de estacas:

(a.1) - O MEF é uma ferramenta bastante completa, podendo examinar em detalhe os mecanismos do comportamento estaca-solo. É indicado para trabalhos de pesquisa.

(a.2) - A utilização dos programas, da maneira como estão implantados hoje, é um processo inicialmente bastante difícil, e requer do usuário algum tempo e conhecimento da utilização de computadores de três sistemas distintos (BURROUGHS, VAX e Microcomputação), bem como de linguagens de programação (FORTRAN)

(a.3) - Todos os programas, com exceção do FUNDAMEF no caso drenado, funcionaram de acordo com os modelos adotados.

(a.4) - Os programas PROGEO e FUNDAMEF mostraram-se mais simples de serem utilizados, porém são limitados pelo modelo. O programa CRISP possui um modelo mais avançado, o que em parte explica a maior dificuldade no seu domínio pelo usuário.

(b) - Quanto às análises realizadas:

(b.1) - A malha utilizada nos programas baseados no Método do Elementos Finitos mostrou-se adequada para analisar o atrito lateral da estaca, principal objetivo desta dissertação, mas foi pouco refinada na ponta, levando a resultados discrepantes no que diz respeito à tensão de compressão limite da ponta da estaca.

(b.2) - É possível compatibilizar os parâmetros para os diferentes modelos utilizados nos programas, conforme apresentado no capítulo IV.

(b.3) - Nas análises não drenadas observou-se que a tensão cisalhante máxima na face da estaca nos modelos elásticos não-lineares (FUNDAMEF e PROGEO) é dependente do estado de tensões inicial (K_o'), enquanto que no modelo elasto-plástico (CRISP) ela praticamente independe do estado de tensões inicial (K_o'), sendo a resistencia máxima sempre próxima a Su. Esta diferença decorre do giro de tensões principais, que no modelo elasto-plástico foi sempre de 45^0, enquanto que nos modelos elásticos não-lineares foi função do valor de K_o'. Nesta diferença de comportamento está implícita uma maior adequação do modelo elasto-plástico, capaz de levar em conta a cinemática do problema.

(b.4) - Nas análises drenadas os modelos comportaram-se da mesma maneira que no ítem (b.3). Na situação drenada a tensão cisalhante máxima foi dependente, ainda, de K_o' devido à mudança da tensão normal octaédrica efetiva, para ambos os modelos.

(b.5) - Quanto à potencialidade dos Métodos Alfa e Beta, utilizados na prática, à luz dos resultados desta dissertação, pode-se dizer que o parâmetro alfa é função apenas dos efeitos de execução, e não do estado de tensões inicial. Quanto ao Método Beta, a hipótese de que as tensões radiais se mantêm constantes até a ruptura não se verifica, especialmente a partir do inicio da plastificação

do solo.

(c) - Quanto ao uso de soluções mais simples baseadas em curvas T-Z:

(c.1) - As soluções com modelos unidimensionais baseadas nas curva T-Z são adequadas para o uso na prática da engenharia. Vale lembrar que estas soluções necessitam como dados de entrada parte do problema já analisado: as curvas T-Z.

(c.2) - As curvas "T-Z" obtidas das análises pelo MEF expressam as diferenças observadas entre os modelos elásticos não-lineares e o modelo elasto-plástico.

(c.3) - O programa RATZ inclui facilidades para análise de descarregamento e recarregamento cíclico, inclusive considerando fluência e degradação. Os programas FUNDAMEF e PROGEO permitem analisar o descarregamento e recarregamento através de modelos elásticos lineares. O programa CRISP apresentou problemas na análise do descarregamento, mostrando-se dependente do tamanho do primeiro incremento no descarregamento.

(d) - Quanto à questão do sobre-adensamento e dos efeitos de execução:

(d.1) - Para o perfil de solo adotado o modelo Cam-Clay modificado representou a contento solos sobre-adensados com OCR até 3,0 em carregamentos não drenados.

(d.2) - As mudanças provocadas no solo pela execução da estaca e posterior dissipação de poro-pressões podem ser bem representadas pelo modelo de expansão de cavidade cilíndrica com estado plano de deformação segundo o eixo da estaca, mas o estado de tensões efetivas a longo

prazo previsto por RANDOLPH et al.(1979) para solos sobre-adensados é incompatível com o alívio de tensões verticais devido à superfície livre do terreno.

IX.2 - Sugestões

(a) - Para que a utilização dos programas se torne mais fácil é necessário que os conhecimentos práticos e os processos gráficos de pré e pós-processamento desenvolvidos durante esta dissertação sejam difundidos e implementados.

(b) - Para uma investigação do comportamento da ponta da estaca, devem ser analisadas malhas mais refinadas na região da ponta.

(c) - Esta dissertação limitou-se a carregamentos monotônicos de compressão; poderiam ser feitas análises com carregamentos de tração e carregamentos cíclicos.

(d) - Com o programa CRISP podem ser feitas análises com adensamento acoplado para avaliar trajetórias de tensão após carregamento não drenado e na condição de longo prazo.

(e) - É de capital importância que os comportamentos observados em análises numéricas sejam analisados à luz de ensaios experimentais, sejam eles em escala real ou reduzida. Para tanto sugere-se que futuros trabalhos sejam direcionados para a área experimental, tanto revisões bibliográficas como provas de carga instrumentadas para medir-se poro-pressões, tensões normais e tensões cisalhantes na face da estaca.

(f) - Esta pesquisa pode ser repetida para solos granulares, empregando-se modelos elasto-plásticos compatíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1 - Bibliografia Consultada

ALMEIDA, M. S. S., "The Undrained Bahavior of the Rio de Janeiro Clay in the Light of Critical State Theories", Revista Solos E Rochas, vol. 5, n°2, agosto, 1982.

ALMEIDA, M. S. S., "Stage Constructed Embankments on Soft Clays", Ph.D. Thesis, Cambridge University Engineering Departament, Cambridge, England, 1984.

ALMEIDA, M. S. S., BRITTO, A. M., e PARRY, R. H. G., "Numerical Modelling of a Centrifuged Embankment on Soft Clay", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 23, 1986.

ATKINSON, J. H., BRANSBY, P. L., "The Mechanics of Soils. an Introduction to Critical State Soil Mechanics", McGraw Hill, 1978.

BOLTON, M., "Guide to Soil Mechanics", McGraw Hill, 1979.

BRITTO, A. M., GUNN, M. J., "Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements", Ellis Horwood Limited, 1987.

BUSTAMANTE, M., FRANK, R., e GIANESELLI, L, "Prediction of the Load-settlement Curve of Deep Isolated Foundations", XII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Division, Rio de Janeiro, Aug. 1989.

CHANDLER, R.J. e MARTINS, J.P., "An Experimental Study of Skin Friction Around Piles in Clay", Geotechnique, junho de 1982.

COYLE, H. M., e REESE, L. C., "Load Transfer for Axially Loaded Piles in Clay." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. Sm2, March. 1966.

COYLE, H. M., e SULAIMAN, I. H., "Skin Friction for Steel Piles in Sand." Journal of the Soil Mechanics and Fundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM6, Nov. 1967.

DESAI, C. S., ABEL, J. F., "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostrand Reinold Company, 1972.

DUNCAN, J. M., CHANG, C., "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 96, No. SM5, Sep. 1970.

ESRIG, M. I., KIRBY, R. C., BEA, R. G., "Initial Development of a General Effective Stress Method for the Prediction of Axial Capacity for Driven Piles in Clay", Offshore Technology Conference, Houston, Maio, 1977.

FONTENELLE, A. S., "Análise Numérica de Aterro Sobre Solo Compressível Utilizando as teorias de Estados Críticos e de Adensamento de Biot", Tese M.sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Junho, 1987.

FRANK, R., "Recent Developments in the Prediction of Pile Behavior from Pressuremeter Results", Laboratoire Central des Ponts et Chausses.

KÉZDI, A., "Pile Foundations", capítulo 19 do livro "Foundation Engineering Handbook", editado por WINTERKORN, H.F. e FANG, H., Van Nostrand Reinhold Company, 1975.

KIRBY, R. C., WROTH, C. P., "Application of Critical Soil Mechanics to the Prediction of Axial Capacity for Driven Piles in Clay", Offshore Technology Conference, Houston, may, 1977

LACERDA, W. A., DIAS, P. H. V., PEIXOTO, F.J.L., "Estudo dos Parâmetros de Solos para Análises por Elementos Finitos", Primeiro seminário brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado à Mecânica dos Solos, COPPE, UFRJ, 1974.

LADD, C. C., e FOOTT, R., "New Design Procedure for Stability of Soft Clays", Journal of the Geotechnical Engeneering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT7, July. 1974.

LOPES, F. R., "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method." Ph. Tesis, Departament of Civil Engineering, Imperial College of Science and Technology, University of London, April, 1979.

LOPES, F.R., "PROGEO 1 - A Finite Element Solution for Static Analysis of Geotechnical Problems", COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1980.

MARTINS, J.P. e POTTS, D.M., "A Numerical Study of Skin Friction Around Driven Piles", Numerical Methods in Offshore Pilling, 1983.

NOORANY, I., e SEED, H. B., "In-situ Strength Characteristics of Soft Clays", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 91, No. SM2, March. 1965.

PARRY, R.H.G. e SWAIN, C.V., "Effective Stress Methods of Calculating Skin Friction on Driven Piles in Soft Clay",Groung Engineering, Vol.10, 1977-a.

PARRY, R.H.G., e SWAIN, C.W., "A study ofSkin Friction on Piles in Stiff Clay", Groud Engineering, vol 10, 1977-b.

POTTS, D.M. e MARTINS, J.P., "The Shear Resistance of Axially Loaded Piles in Clay - A Theoretical Study", Geotechnique, 1984.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H., "Pile Foundarion Analysis and Design", John Wiley an Sons, New York, 1980.

POULOS, H. G., "Pile Behavior - Theory and Application", Geotechnique, No.3, 1989.

RANDOLPH, M. F., e WROTH, C. P., "A Fundamental Approach to Predicting the Deformation of Vertically Loaded Piles", Departament of Engineering, University of Cambridge, CUED/C-Soils TR 38, 1977 (- a).

RANDOLPH, M. F.,WROTH, C. P., e CARTER, J. P., "Stress Changes Around a Pile Driven into Coesive Soil",Departament of Engineering, University of Cambridge, CUED/D-Soils, TR55, 1978.

RANDOLPH, M. F., CARTER, J. P., WROTH, C. P., "Driven Piles In Clay - The Effects of Installation and Subsequent Consolidation", Geotechnique, No.4, 1979.

RANDOLPH, M. F., e WROTH, C. P.,"Recent Developments in Understanding the Axial Capacity of Piles in Clay", Departament of Engineering, University of Cambridge, CUED/D-Soils, TR127, 1982.

RANDOLPH, M.F., "RATZ - Load Transfer Analysis of Axialli Loaded Piles", Departament of Engineering, University of Cambridge, 1985.

SANTOS, A. P. R., "Análise de Fundações Submetidas a Esforços de Arrancamento Pelo Método dos Elementos Finitos", Tese M.sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Fevereiro, 1985.

SCHOFIELD, A. N., WROTH, C. P., "Critical State Soil Mechanics", McGraw Hill Editors, London, 1968.

VIJAYVERGIYA, V., N., "Load-movement Characteristics of Piles", Ports 77 Conference, Long Beach, California, March. 1977.

Zienckiewicz, D. C., "The Finite Element Method", McGrawHill editors, 1977.

2 - Bibliografia de Referência

ALMEIDA, M. S. S., "Analysis of the Behavior of an Embankment on Soft Clay Foundation", M.Phil. Thesis, Cambridge University, Cambridge, England, 1981.

ALVES, M.C.M., "Estudo da Estabilidade de Valas Escoradas por Equilíbrio Limite e Pelo Método dos Elementos Finitos", Tese M.sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1982.

ANDRADE, C.S.N., "Contribuição ao Estudo do Recalque de Placas com Base em Ensaios de Penetração",Tese M.sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1982.

AOKI, N., e LOPES, F. R., "Estimating Stresses and Settlements Due to Deep Foundations", Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Buenos Aires, 1975.

BASSET, R. H., DAVIES, M. C. R., GUNN, M. J., PARRY, R. H. G., "Centrifugal Models to Evaluate Numerical Methods", Proceedings Of The International Conference On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, vol 1, pp.557-562, 1981.

BEREZANTSEV, V. G., KHRISTOFOROV, V., S., e GOLUBKOV, V. N., "Load Bearing Capacity and Deformation of Piled Foudations", V Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Paris, 1961

BROMS, B. B., discussion of "Bearing Capacity of Piles in Cohesionless Soils." by R. L. Norlund, Journal of the Soil Mechanics and Fundations Division. ASCE, Vol. 89, Nov.,1963.

BURLAND, J., B., "Shaft Friction of Piles In Clay", Ground Engineering, Vol.3, 1973.

CHANDLER, R. J., "The Shaft Friction of Piles in Cohesive Soils in Terms of Effective Stress", Civil Engineering and PWR, Vol.63, 1968.

COOP, M. R., WROTH, C. P., "Field Studies of an Instrumented Model Pile In Clay", Geotechnique, vol.39, pp.679-696, 1989.

D'APPOLONIA, D. J., e LAMBE, T. W., "Method for Predicting Initial Settelment", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, No.SM2, 1970.

D'APPOLONIA, E., e ROMUALDI, J. P., "Load Transfer in End Bearing Steel H-Piles." Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 89, No. SM2, March. 1963.

DAVACHI, M. M., "Finite Element Analysis of Footings and Embankment Dam Cores", Ph.D. Thesis, university of London, 1978.

DUNCAN, J.M., "Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Dams, Excavations and Slopes", Symposium on Applications of the FEM in Geotechnical Engineering, may, 1972.

FRANK, R., e TADJBAKHSH, S., "Finite Element Study of Pile Axial Behaviour in Elasto-plastic Dilating Media", Numerical Methods in Offshore Piling, 3rd International Conference, Nantes, May. 1986.

FRANK, R., "Deplacement Axial des Pieux dans les Sols Mous", Symposium Franco-Sovietique LCPC - VNIIOSP, Moscou, April, 1989.

GOODMAN, R. E., TAYLOR, R. L., BREKKE, T. L., "A Model for the Mechanics of Jointed Rock", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 94, n°SM3, may, 1968.

HAMZA, M. M., "The analysis of Embankment Dams by Non-linear Finite Element Method", Ph.D. Thesis, University of London, 1976.

HENKEL, D. J., "The Correlation Between Deformation, Pore Water Pressure and Volume Change Characteristics of Saturated Clays", Ph.D. Thesis, University of London, 1958.

IRONS, B. M., "A Frontal Solution Program for Finite Element Analysis", Int. Journ. Num. Meth. Eng., vol. 2, pp.5-32, 1970.

JAKI, J., "The Coeficient of Earth Pressure at Rest", Magyar Mernokes Epitesz Egylet Kozlonye, 1944

JANBU, N., "Principal Stress Ratios and Their Influence on the Compressibility of Soils", Proceedings of the VI ICOSOMEF, Vol.1, 1965.

KONDNER, R. L., ZELASKO, J. S., "Hyperbolic Stress-strain Response in Cohesive Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol.89, No.SM1, 1963.

KULHAWY, F. H., DUNCAN, J. M., SEED, H. B., "Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction", University of California, Report n°TE-69-4, 1969.

LADE, P. V., "The Drained Stress-strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils", Ph.D. Thesis, University of California, California, 1972.

MAIR, R. J., "Centrifugal Modelling of Tunnel Construction in Soft Clay", Ph.D. Thesis, Cambridge University Engineering Departament, Cambridge, England, 1980.

PARRY, R.H.G., "Triaxial Compression and Extension Tests on Remoulded Saturated Clay", Geotechnique, vol 10, pp.166-180, 1960.

PARRY, R.H.G., "Overconsolidation in Soft Clay Deposits", Geotechnique, vol 20, pp.442-446, 1970.

POTYONDY, J. G., "Skin Friction Between Various Soils and Construction Materials." Geotechnique. Inst. of Civil Engrs., London, Dec. 1961.

POULOS, H. G., DAVIS, E. H., "The Settlement Behavior of Single axially Loaded Incompressible Piles and Piers", Geothecnique, London, 1968.

POULOS, H. G., MATTES, N. S., "The Behavior of Axially Loaded End-bearing Piles", Geothecnique, London, 1969.

POULOS, H. G., "Load-settlement Prediction for Piles and Piers", Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 1972.

RANDOLPH, M. F., "A Theoretical Study of the Performance of Piles", Ph.D. Thesis, University of Cambridge, 1977 (- b).

ROSCOE, K. H., BURLAND, J. B., "On the Generalised Stress-strain Bahavior of Wet Clay", In Endineering Plasticity, (J. HEYMAN, F. A. LECKIE, eds), Cambridge University Press, pp.535-609, 1968.

SENEVIRANTE, H. N., "Deformations And Pore Pressure Dissipation Around Shallow Tunnels In Soft Clay", Ph.D. Thesis, Cambridge University, Cambridge, England, 1979.

SKEMPTON, A. W., "The Bearing Capacity of Clays", Building Research Congress, 1951

SOUZA, O.S.N., "Estudo do Comportamento de Estruturas Enterradas pelo Método dos Elementos Finitos",Tese M.sc., Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.

TAYLOR, R. N., "Ground Movements Associated With Tunnels and Trenches", Ph.D. Thesis, Cambridge University Engineering Departament, Cambridge, England, 1976.

VÉSIC, A. S., "Investigation of Bearing Capacity of Piles in Sand." Soil Mechanics Laboratory Publication No. 3, Duke University, Coll. of Engrg., Durham, N. C., Dec., 1964.

APÊNDICE A

MANUAIS DE UTILIZAÇÃO E LISTAGENS DOS PROGRAMAS PROGRAF, OPTIM E GERA

A.1 Programa PROGRAF

O programa PROGRAF foi desenvolvido para servir de interface entre os arquivos de entrada e saída do programa de elementos finitos PROGEO (LOPES,1980) adaptado para microcomputador e os pacotes gráficos PLOTCALL ou GRAPHER.

A.1.1 Limitações

Para que se torne possível plotar as deformações e tensões descritas no ítem 3 foram feitas algumas mudanças no programa PROGEO na geração e impressão da saída número 11, denominado de FILE11.OUT no programa PROGEO. O usuário deve, ao rodar o programa atentar para as seguintes limitações:

a - Quanto ao PROGEO:

i - Rodar somente a versão modificada em novembro de 1990, denominada **PROGEO2.EXE.**

ii - Na linha M4 do arquivo de dados o valor de MTGR (colunas 46 a 50) deve ser 11.

iii- As linhas de controle de saída para os elementos (P2c) devem possuir o valor 100100, 100110 ou 100111 para **todos os elementos**, ou seja a saída deve ser somente no centro dos elementos.

iv - Não é obrigatório, mas desejável que as malhas sejam otimizadas com o programa OPTIM.EXE

b - Quanto ao PROGRAF:

i - O número máximo de elementos e de nós que o

PROGRAF admite é 300 elementos e 900 nós. Para malhas maiores é necessário recompilar o programa aumentando o tamanho dos vetores e matrizes.

ii - Quando são plotadas as tensões verticais e horizontais a tensão de compressão máxima é de 999. e a de tração máxima é de -99., independente das unidades utilizadas no programa PROGEO2.EXE

iii - Quando plota tensões principais são plotadas somente as tensões de compressão. Quando houver tensão de tração em σ_1 ou σ_3 o programa adota o valor zero. Esta limitação é necessária para que não sejam confundidas tensões de compressão e de tração.

A.1.2 Opções

Com o programa PROGRAF é possível gerar arquivos a serem plotados com as seguintes opções:

1 - Malha indeformada
2 - Malha deformada
3 - Vetores de deslocamento
4 - Tensões principais
5 - Tensões verticais e horizontais
6 - Resistência mobilizada local (inverso do fator de segurança)

A.1.3 Instalação

Para plotar as saídas devem estar no mesmo diretório os seguintes arquivos:

- PROGRAF.EXE
- CENTERED.SYM (arquivo de símbolos do PLOTCALL)
- Arquivo com a malha original (ítem 5)
- Arquivo com a saída do PROGEO2.EXE (ítem 6)

Devem estar ainda instalados no mesmo diretório ou

em diretório próprio com acesso permitido (PATH) os programas VIEW.EXE e PLOT.EXE que fazem parte do pacote PLOTCALL ou GRAPHER.

A.1.4 Malha original

Este arquivo pode possuir qualquer nome e deve conter as seguintes linhas:

1ª linha : NEMAX : Número de elementos da malha
NNMAX : Número de nós da malha
NEMAX linhas : Número do elemento e nós 1 a 8
NNMAX linhas : Número do nó, cordenadas X e Y

Os dados nas linhas podem possuir formato livre. Este arquivo pode ser facilmente editado a partir do arquivo de entrada do programa PROGEO2 apagando-se as linhas que não sejam de elementos nem de nós e tendo o cuidado de apagar o LCARD na promeira coluna do último elemento e do último nó. Todos os elementos e todos os nós devem estar no arquivo. O programa PROGRAF não possui geração de elementos e nós. Para tanto deve-se utilizar o programa OPTIM.EXE que gera elementos e nós e ainda otimiza a malha para utilização no PROGEO ou o programa GERA.EXE que gera elementos e nos sem otimizar a malha.

A.1.5 Saida do PROGEO2.EXE

O arquivo FILE11.OUT gerado no PROGEO2.EXE deve ser editado e desmembrado em diversos arquivos, cada um referente a um estágio ou incremento de carga. Estes arquivos podem possuir qualquer nome e devem conter o bloco de saídas dos elementos seguido do bloco que contém os deslocamentos, cada arquivo possui, portanto NEMAX + NNMAX linhas.

Deve-se nomear os diversos arquivos conforme o estágio a que são referentes, para evitar trocas, por

exemplo:

D1-1.dat - estágio 1, incremento 1
D1-2.dat - estágio 1, incremento 2
D2-1.dat - estágio 2, incremento 1

A.1.6 Rodando o PROGRAF

O programa PROGRAF é interativo. Inicialmente é perguntado o nome do arquivo que contém a malha. Em seguida é apresentada lista de opções e, conforme a escolha, o programa pede os nomes dos arquivos que contém as saídas do PROGEO2 e os nomes dos arquivos a serem gerados. O mesmo cuidado deve ser tomado para que não sejam misturados estágios de carga. O nome dado ao arquivo criado aparecerá na tela (ou na impressão) quando estes arquivos forem plotados.

Para plotar-se a malha indeformada não é necessário fornecer o arquivo de saída do PROGEO2.EXE, sendo possível plotar-se a malha original para verificações antes de rodar o programa de elementos finitos.

Todos os arquivos gerados devem possuir extensão do tipo .PLT para serem compatíveis com os programas VIEW.EXE e PLOT.EXE.

Após rodado o programa PROGRAF os arquivos .PLT podem ser visualizados na tela com o programa VIEW.EXE ou impressos com o programa PLOT.EXE. Para tanto recomenda-se consultar o manual do PLOTCALL ou do GRAPHER.

A.1.7 Escalas

O programa muda a escala da malha automaticamente para que a impressão seja de no máximo 10,5 polegadas na direção X e 7,0 polegadas na direção Z, com o título aparecendo entre 7,0 e 7,5 na direção Z. Este tamanho é

adotado para formulários contínuos ou folha A4. Caso queira-se mudar o tamanho pode-se mudar os valores no programa fonte ou diretamente quando da impressão com o programa PLOT.EXE. Na tela pode-se aumentar ou diminuir o tamanho com as teclas "+" e "-", ou deslocar-se a imagem com as setas " ↑ ↓ ← → ".

Para os deslocamentos o programa pergunta qual o fator de ampliação desejado, deve ser um número inteiro.

Para as tensões principais o programa pergunta qual o fator de escala para plotar as tensões. Caso seja introduzido o valor 1.0 o programa calcula automaticamente o fator de escala para que a maior tensão normal (σ_{1max}) seja plotada como um traço de 0,5 polegada. O fator calculado é demonstrado na tela durante o programa e também na impressão. Para que se tenha uma idéia da evolução das tensões principais é importante que se use o mesmo fator quando se analisam diferentes estágios de carregamento.

Na opção de plotar tensões principais o programa PROGRAF.EXE não plota tensões de tração, pois estas seriam plotadas da mesma maneira que tensões de compressão. Esta hipótese considera que solos geralmente não estão submetidos à tensões de tração. Quando nas tensões plotadas sigma 3 não aparecer, provavelmente é negativo e o programa assume igual a zero para não plotar.

A.1.8 Bibliografia

LOPES, F.R., "PROGEO 1 - A Finite Element Solution For Static analysis of Geotechnical Problems" Publicação da COPPE/UFRJ, 1980.

PLOTCALL ou GRAPHER, Manuais de Uitlização.

A.2 Modificações no arquivo de dados do programa PROGEO2

Arquivo de entrada : DATA.DAT

Arquivos de saida : DATA.OUT - Saída completa
FILE11.OUT - Saida para o PROGRAF

O arquivo de entrada DATA.DAT é obtido segundo o manual do PROGEO1.EXE (LOPES,1980), devendo ser observadas as instruções do manual do programa PROGRAF.EXE.

A.3 Programa OPTIM

Arquivo de entrada : malha1.dat

Arquivo de saída : malha2.dat

O programa OPTIM.EXE gera os elementos e os nós intermediários do arquivo de dados do programa PROGEO2.EXE e otimiza a malha para que esta seja utilizada no programa PROGEO2.EXE e para que a malha possa ser plotada através do programa PROGRAF.EXE.

Arquivo MALHA1.DAT

linha 1 - formato livre:

NN - número de nós

NE - número de elementos

NCN - número de nós por elemento (8)

NCORD- número de coordenadas por elemento
(2) para X e Z
(3) para X , Y , e Z

MINMAX- diferença máxima de número de nó para um elemento desejada, caso seja desejada a diferença mínima adotar 1

elementos

O formato deve ser o mesmo do ítem 5 do manual do PROGEO1.

nós

O formato deve ser o mesmo do ítem 8 do manual do PROGEO1.

A.4 Programa GERA

Arquivo de entrada : malha1.dat

Arquivo de saída : malha2.dat

O programa GERA.EXE gera os elementos e os nós intermediários do arquivo de dados do programa PROGEO2.EXE para que a malha possa ser plotada através do programa PROGRAF.EXE. No programa GERA.EXE a malha não é otimizada.

Arquivo MALHA1.DAT

linha 1 - formato livre:

NN - número de nós

NE - número de elementos

NCN - número de nós por elemento (8)

NCORD- número de coordenadas por elemento

(2) para X e Z

(3) para X , Y , e Z

elementos

O formato deve ser o mesmo do ítem 5 do manual do PROGEO1.

nós

O formato deve ser o mesmo do ítem 8 do manual do PROGEO1.

```
C-----------------------------------------------------------------------
      PROGRAM PROGRAF
C-----------------------------------------------------------------------
C
C  PROGRAMA PARA PLOTAR MALHAS, DESLOCAMENTOS, TENSOES E FATORES DE
C    SEGURANCA OBTIDOS ATRAVES DO PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS
C                       ** P R O G E O **
C
C
C  PARA COMPATIBILIZAR AS SAIDAS DO PROGEO COM O PROGRAF CONSULTE O
C                    ** MANUAL DO PROGRAF **
C
C  UTILIZE A VERSAO DO PROGEO COMPILADA EM NOVEMBRO DE 1990 :
C                 ***  P R O G E O 2 . E X E  ***
C
C  VERSAO 1.0 - PAULO JOSE BRUGGER - COPPE - UFRJ
C
C               NOVEMBRO DE 1990.
C
C-----------------------------------------------------------------------
C
      COMMON NEMAX,NNMAX,FX,FY,FS1,X(300),Z(300),SX(300),SZ(300),
     1    S1(300),S3(300),ALFA(300),RF(300),D1(900,2),
     2    NEL(300,8),XN1(900,2),XD,YD
C
      REAL X1,Z1,X2,Z2,X3,Z3,X4,Z4,ZP
      INTEGER INT,FD
      CHARACTER MALHA*14,SAIDA*14,PLOTA*14,ANS*1,A*1
C
   10 WRITE(*,100)
C
  100 FORMAT(///,' ENTRE COM O NOME DO ARQUIVO QUE CONTEM A MALHA :',\)
      READ(*,101)MALHA
  101 FORMAT(A)
C
C  ABERTURA DO ARQUIVO QUE CONTEM A MALHA
C
      OPEN(UNIT=5,FILE=MALHA,STATUS='OLD')
C
C  LEITURA DOS ELEMENTOS E DOS NOS DA MALHA
C
      READ (5,*)NEMAX,NNMAX
      DO 12 I=1,NEMAX
      READ (5,*)NE,(NEL(I,L),L=1,8)
   12 CONTINUE
      DO 15 I=1,NNMAX
      READ (5,*)N,XN1(I,1),XN1(I,2)
   15 CONTINUE
C
C  SELECAO DO FATOR DE ESCALA PARA PLOT DE 10.5 X 7.0 POLEGADAS
C
      FX=0.
      FY=0.
      DO 17 I=1,NNMAX
      IF(XN1(I,1).GT.FX)FX=XN1(I,1)
      IF(XN1(I,2).GT.FY)FY=XN1(I,2)
   17 CONTINUE
      FX=(1/FX)*10.5
      FY=(1/FY)*7.0
      IF(FY.LT.FX)FX=FY
C
C  MUDANCA DE COORDENADAS PELO FATOR DE ESCALA
C
      DO 18 I=1,NNMAX
      XN1(I,1)=XN1(I,1)*FX
      XN1(I,2)=XN1(I,2)*FX
   18 CONTINUE
C
C  ESCOLHA DA OPCAO
C
```

```
   20 WRITE(*,110)
  110 FORMAT(///,' ESCOLHA A OPCAO PELO NUMERO',/,
     1       //,'   MALHA INDEFORMADA              (1)',
     2       //,'   MALHA DEFORMADA                (2)',
     3       //,'   VETORES DE DESLOCAMENTO        (3)',
     4       //,'   TENSOES PRINCIPAIS             (4)',
     5       //,'   TENSOES VERTICAIS E HORIZONTAIS (5)',
     6       //,'   INVERSO DO FATOR DE SEGURANCA   (6)',
     7       ///,' OPCAO ?:'\)
      READ(*,111)INT
  111 FORMAT(I3)
C
C  LEITURA DO NOME DO ARQUIVO A SER CRIADO
C
      WRITE(*,120)
  120 FORMAT(///,
     1  ' ENTRE COM O NOME DO ARQUIVO A SER CRIADO (EXTENSAO .PLT) :',\)
      READ(*,101)PLOTA
C
C  ABERTURA DO ARQUIVO A SER CRIADO
C
      OPEN(UNIT=6,FILE=PLOTA)
C*********************************************************************
C  OPCAO MALHA
C*********************************************************************
      IF(INT.EQ.2.OR.INT.EQ.3)GOTO 29
      DO 22 I=1,NEMAX
      N=NEL(I,1)
      WRITE(6,600)XN1(N,1),XN1(N,2)
      DO 24 J=2,8
      N=NEL(I,J)
      WRITE(6,610)XN1(N,1),XN1(N,2)
   24 CONTINUE
      N=NEL(I,1)
      WRITE(6,610)XN1(N,1),XN1(N,2)
   22 CONTINUE
C
  600 FORMAT('MA ',F6.3,',',F6.3)
  610 FORMAT('PA ',F6.3,',',F6.3)
C
      IF(INT.NE.1)GOTO 29
      WRITE(6,800)MALHA
  800 FORMAT('PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "MALHA INDEFORMADA"',/,
     1'PS  1.5  7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,'"')
      GOTO 99
C
C  LEITURA DO NOME DO ARQUIVO DE SAIDA DO PROGRAMA PROGEO
C
   29 WRITE(*,125)
  125 FORMAT(///,
     1  ' ENTRE COM O NOME DO ARQUIVO QUE CONTEM A SAIDA DO PROGEO :',\)
      READ(*,101)SAIDA
C
C  ABERTURA DO ARQUIVO QUE CONTEM A SAIDA DO PROGRAMA PROGEO
C
      OPEN(UNIT=2,FILE=SAIDA,STATUS='OLD')
C
C  LEITURA DE TENSOES E DESLOCAMENTOS
C
      DO 30 I=1,NEMAX
      READ(2,900)NE,X(I),Z(I),SX(I),SY,SZ(I),SXZ,A,S1(I),S3(I),TAU,
     *ALFA(I),SOCT,RF(I)
C
C  MUDANCA DE SINAL SE S1(I) E S3(I)
C   ( NO PROGEO COMPRESSAO TEM SINAL NEGATIVO )
C
      S1(I)=S1(I)*(-1)
      S3(I)=S3(I)*(-1)
   30 CONTINUE
      DO 40 I=1,NNMAX
```

```
      READ(2,910)N,D1(I,1),D1(I,2)
   40 CONTINUE
C
  900 FORMAT(I4,2F8.2,4E12.5,A1,E11.5,2E12.5,F7.2,E12.5,F6.3)
  910 FORMAT(I10,2E12.5)
C
C MUDANCA DAS COORDENADAS DOS CENTROS DOS ELEMENTOS E
C    DOS DESLOCAMENTOS PELO FATOR DE ESCALA "FX"
C
      DO 41 I=1,NEMAX
      X(I)=X(I)*FX
      Z(I)=Z(I)*FX
   41 CONTINUE
      DO 42 I=1,NNMAX
      D1(I,1)=D1(I,1)*FX
      D1(I,2)=D1(I,2)*FX
   42 CONTINUE
C*********************************************************************
C  OPCAO MALHA DEFORMADA
C*********************************************************************
   50 IF(INT.NE.2)GOTO 60
C
C  LEITURA DO FATOR DE AMPLIACAO DE DESLOCAMENTOS
C
      WRITE(*,127)
  127 FORMAT(///,' ENTRE COM O FATOR DE AMPLIACAO DOS DESLOCAMENTOS :',
     1          ' (NUMERO INTEIRO) :'\)
      READ(*,111)FD
C
      DO 52 I=1,NEMAX
      N=NEL(I,1)
      XD=XN1(N,1)+FD*D1(N,1)
      YD=XN1(N,2)+FD*D1(N,2)
      WRITE(6,600)XD,YD
      DO 54 J=2,8
      N=NEL(I,J)
      XD=XN1(N,1)+FD*D1(N,1)
      YD=XN1(N,2)+FD*D1(N,2)
      WRITE(6,610)XD,YD
   54 CONTINUE
      N=NEL(I,1)
      XD=XN1(N,1)+FD*D1(N,1)
      YD=XN1(N,2)+FD*D1(N,2)
      WRITE(6,610)XD,YD
   52 CONTINUE
      WRITE(6,810)PLOTA,FD
  810 FORMAT('PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "MALHA DEFORMADA"',/,
     1'PS  0.5  7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,
     2' - DESLOCAMENTOS AMPLIADOS ',I3,' VEZES"')
      GOTO 99
C*********************************************************************
C  OPCAO VETORES DE DESLOCAMENTO
C*********************************************************************
   60 IF(INT.NE.3)GOTO 70
C
C  LEITURA DO FATOR DE AMPLIACAO DE DESLOCAMENTOS
C
      WRITE(*,127)
      READ(*,111)FD
      WRITE(6,620)
  620 FORMAT('SS "CENTERED.SYM"')
      DO 62 I=1,NNMAX
      XD=XN1(I,1)+FD*D1(I,1)
      YD=XN1(I,2)+FD*D1(I,2)
      WRITE(6,630)XN1(I,1),XN1(I,2)
      WRITE(6,600)XN1(I,1),XN1(I,2)
      WRITE(6,610)XD,YD
   62 CONTINUE
C
  630 FORMAT('PS ',F6.3,',',F6.3,' 0.075  0.000  ")"')
```

```
      WRITE(6,820)PLOTA,FD
  820 FORMAT('SS "DEFAULT"',/,
     1'PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "VETORES DE DESLOCAMENTO"',/,
     2'PS  0.5   7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,
     3' - DESLOCAMENTOS AMPLIADOS ',I3,' VEZES"')
      GOTO 99
C*********************************************************************
C  OPCAO TENSOES PRINCIPAIS
C*********************************************************************
   70 IF(INT.NE.4)GOTO 80
C
      WRITE(*,126)
  126 FORMAT(///,' ENTRE COM O FATOR DE MULTIPLICACAO DE S1 MAX :',/,
     1          ' NUMERO REAL OU 1.0 PARA CALCULO AUTOMATICO :',/,
     2          ' ( CONSULTE O MANUAL OU O PROGRAMA FONTE ) :'\)
      READ(*,112)FS1
  112 FORMAT(F7.5)
C
C CASO O FATOR DADO SEJA DIFERENTE DE 1.0 USA DIRETAMENTE O FS1 DADO
C
      IF(FS1.NE.1.0)GOTO 73
C
C CASO FS1 IGUAL A 1.0 CALCULA E IMPRIME FS1 PARA SER USADO EM OUTROS
C  ESTAGIOS
C
C CALCULO DO FATOR DE ESCALA PARA QUE SIGMA 1 MAXIMO TENHA 0.5 POLEGADA
C        ( NO PROGEO COMPRESSAO TEM SINAL NEGATIVO )
C  MUDANDO DE SINAL A TENSAO MAIOR PASSA A SER S3 E A MENOR S1
C
      FS1=0.0
      DO 72 I=1,NEMAX
      IF(S3(I).GT.FS1)FS1=S3(I)
   72 CONTINUE
      FS1=(1/FS1)*0.5
C
      WRITE(*,131)FS1
  131 FORMAT(/,' O FATOR CALCULADO FOI : ',F7.5)
C
   73 DO 74 I=1,NEMAX
      S1(I)=S1(I)*FS1
      S3(I)=S3(I)*FS1
   74 CONTINUE
C
      DO 75 I=1,NEMAX
C
C CASO A TENSAO SEJA DE TRACAO, ADOTAR IGUAL A ZERO PARA NAO PLOTAR
C
      IF(S1(I).LT.0.0)S1(I)=0.0
      IF(S3(I).LT.0.0)S3(I)=0.0
C
      ALFA(I)=ALFA(I)*3.14159/180
      X1=X(I)-(S1(I)*0.5)*COS(ALFA(I))
      Z1=Z(I)-(S1(I)*0.5)*SIN(ALFA(I))
      X2=X(I)+(S1(I)*0.5)*COS(ALFA(I))
      Z2=Z(I)+(S1(I)*0.5)*SIN(ALFA(I))
      X3=X(I)-(S3(I)*0.5)*SIN(ALFA(I))
      Z3=Z(I)+(S3(I)*0.5)*COS(ALFA(I))
      X4=X(I)+(S3(I)*0.5)*SIN(ALFA(I))
      Z4=Z(I)-(S3(I)*0.5)*COS(ALFA(I))
      WRITE(6,600)X1,Z1
      WRITE(6,610)X2,Z2
      WRITE(6,600)X3,Z3
      WRITE(6,610)X4,Z4
   75 CONTINUE
      WRITE(6,830)PLOTA,FS1
  830 FORMAT('PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "TENSOES PRINCIPAIS"',/,
     1'PS  0.5  7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,
     2' - FATOR DE ESCALA PARA TENSOES : ',F7.5,'"')
      GOTO 99
C*********************************************************************
```

```
C  OPCAO TENSOES VERTICAIS E HORIZONTAIS
C**********************************************************************
   80 IF(INT.NE.5)GOTO 90
      DO 82 I=1,NEMAX
C  MUDANCA DE SINAL ( NO PROGEO COMPRESSAO TEM SINAL NEGATIVO )
      SX(I)=SX(I)*(-1.0)
      SZ(I)=SZ(I)*(-1.0)
      WRITE(6,635)X(I),Z(I)
      WRITE(6,640)X(I),Z(I),SZ(I)
      ZP=Z(I)-0.15
      WRITE(6,640)X(I),ZP,SX(I)
   82 CONTINUE
C
  635 FORMAT('SS "CENTERED.SYM"',/,
     1'PS ',F6.3,',',F6.3,' 0.075  0.000  ")"')
  640 FORMAT('SS "DEFAULT"',/,
     1'PS ',F6.3,',',F6.3,' 0.075  0.000  ','"',F4.0,'"')
      WRITE(6,840)PLOTA
  840 FORMAT('PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "TENSOES VERTICAIS',
     1' E HORIZONTAIS"',/,
     2'PS  0.5  7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,
     3' - SUPERIOR = SIGMA Z  - INFERIOR = SIGMA X"')
      GOTO 99
C**********************************************************************
C  OPCAO INVERSO DO FATOR DE SEGURANCA
C**********************************************************************
   90 IF(INT.NE.6)GOTO 98
      DO 92 I=1,NEMAX
      WRITE(6,635)X(I),Z(I)
      WRITE(6,650)X(I),Z(I),RF(I)
   92 CONTINUE
  650 FORMAT('SS "DEFAULT"',/,
     1'PS ',F6.3,',',F6.3,' 0.075  0.000  ','"',F4.2,'"')
      WRITE(6,850)PLOTA
  850 FORMAT('PS  1.5   7.35  0.20  0.0  "RESISTENCIA MOBILIZADA"',/,
     1'PS  2.5  7.1  0.11  0.0  "ARQUIVO DE REFERENCIA : ',A,'"')
      GOTO 99
C
C  OPCAO INVALIDA
C
   98 WRITE(*,128)
  128 FORMAT(//,' OPCAO INVALIDA (ESCOLHA UM NUMERO DE 1 A 6)')
C
C FECHAMENTO DOS ARQUIVOS SAIDA E PLOTA
C
   99 CLOSE(UNIT=2,STATUS='KEEP')
      CLOSE(UNIT=6,STATUS='KEEP')
C
C  NOVA OPCAO
C
      WRITE(*,130)
  130 FORMAT(//' DESEJA OUTRA OPCAO ? (S/N) :'\)
      READ(*,101)ANS
      IF(ANS.EQ.'S'.OR.ANS.EQ.'s')GOTO 20
C
C  FECHAMENTO DO ARQUIVO MALHA
C
      CLOSE(UNIT=5,STATUS='KEEP')
C
C  NOVA MALHA
C
      WRITE(*,140)
  140 FORMAT(//' DESEJA RODAR OUTRA MALHA ? (S/N) :'\)
      READ(*,101)ANS
      IF(ANS.EQ.'S'.OR.ANS.EQ.'s')GOTO 10
C
      STOP
      END
```

```
C     PROGRAMA OPTIM   -  GERCAO E OTIMIZACAO DE NOS E ELEMENTOS
C                         PARA O PROGRAMA PROGE02.EXE
C
C     INPUT  FILE - MALHA1.DAT
C     OUTPUT FILE - MALHA2.DAT
C
      COMMON NP,NE,NCN,NCORD,NOP(200,12),CORD(750,3),NU(750),NL(750),
     1    MAX,I,NEXT,NLI,NUI,NLN,NUN,LIST(750,12),KEEPTR(750),KOUNT(750)
C
C
      DIMENSION TITLE(20), NUM(12), VAL(8,2)
C
C     NP = NUMBERO DE NOS NA MALHA
C     NE = NUMBERO DE ELEMTNOS NA MALHA
C     NCN = NUMBERO DE NOS EM CADA ELEMENTO  ( 8 PARA 8CST)
C     NCORD = NUMBERO DE COORDENADAS EM CADA NO ( 2 FOR X,Z -
C                                                 3 FOR X,Z,Y )
C     MINMAX = DIFERENCA MAXIMA DESEJADA ( ZERO SE NAO DESEJADO )
C
      OPEN(UNIT=5,FILE='MALHA1.DAT',STATUS='OLD')
      OPEN(UNIT=6,FILE='MALHA2.DAT',STATUS='NEW')
C
      READ(5,*) NP,NE,NCN,NCORD,MINMAX
      WRITE(6,300)NP,NE,NCN,NCORD,MINMAX
C
      DO 5 I = 1,NP
      DO 5 J = 1,3
    5 CORD(I,J) = 0.0
C
      NN=0
  501 READ(5,200) LCARD,N,(NUM(NC),NC=1,NCN)
  502 NN=NN+1
      IF(N-NN)504,504,503
C
  503 NOP(NN,1) = NOP(NN-1,1) + 2
      NOP(NN,2) = NOP(NN-1,2) + 2
      NOP(NN,3) = NOP(NN-1,3) + 2
      NOP(NN,4) = NOP(NN-1,4) + 1
      NOP(NN,5) = NOP(NN-1,5) + 2
      NOP(NN,6) = NOP(NN-1,6) + 2
      NOP(NN,7) = NOP(NN-1,7) + 2
      NOP(NN,8) = NOP(NN-1,8) + 1
      GO TO 506
C
  504 DO 505 I=1,NCN
  505 NOP(N,I)=NUM(I)
  506 IF(N-NN)507,507,502
  507 IF(LCARD.NE.1)GO TO 501
C
      WRITE(6,701)
      DO 20 K=1,NE
   20 WRITE(6,700)K,(NOP(K,J),J=1,NCN)
C
      IF (NCORD .EQ. 0) GO TO 15
    7 READ(5,500)LCARD,K,(CORD(K,J),J=1,NCORD)
      IF(LCARD.NE.1) GO TO 7
C
      DO 10 M=1,NE
      DO 8 J=1,8
      NGASH = NOP(M,J)
      DO 8 I=1,2
    8 VAL(J,I)=CORD(NGASH,I)
      CALL HSNVAL(VAL)
      DO 9 J=1,8
      NGASH = NOP(M,J)
      DO 9 I=1,2
    9 CORD(NGASH,I)=VAL(J,I)
   10 CONTINUE
C
      WRITE(6,601)
```

```
      DO 11 K=1,NP
   11 WRITE(6,600)K,(CORD(K,J),J=1,NCORD)
C
C*********************************************************************
   15 NCOUNT = 0
      I = 1
      NEXT = NP
C
      CALL SETUP
C
      MLI = 0
      MUI = 0
      MLN = 0
      MUN = 0
C
      CALL SORT
C
      WRITE(6,250) MAX
   30 INDEX = 0
      I = 1
   40 MUI = MU(I)
      MLI = ML(I)
      DO 70 J = 1,MAX
      NEXT = I + J
      IF (NEXT .GT. NP) GO TO 80
      MLN = ML(NEXT)
      MUN = MU(NEXT)
C
      M2 = MAX0(MUI,MLN)
      IF(M2.LT.MAX-1) GO TO 70
      M1 = MAX0(MLI+J,MLN-J,MUI-J,MUN+J)
      IF (M1 .GE. M2) GO TO 70
C
   60 CALL CHANGE
C
      INDEX = INDEX + 1
      CALL SORT
C     WRITE(6,150) I,NEXT,MAX
      I = NEXT
      GO TO 40
   70 CONTINUE
   80 CONTINUE
      I = I + 1
      IF (I .LT. NP) GO TO 40
      NEXT = NP
   41 MUN = MU(NEXT)
      MLN = ML(NEXT)
      DO 71 J = 1,MAX
      I = NEXT-J
      IF (I.LT.1) GO TO 81
      MLI = ML(I)
      MUI = MU(I)
      M2 = MAX0(MUI,MLN)
      IF(M2.LT.MAX-1) GO TO 71
      M1 = MAX0(MLI+J,MLN-J,MUI-J,MUN+J)
      IF (M1 .GE. M2) GO TO 71
C
      CALL CHANGE
C
      INDEX = INDEX + 1
C
      CALL SORT
C
C     WRITE(6,150) I,NEXT,MAX
      NEXT = I
      GO TO 41
   71 CONTINUE
   81 CONTINUE
      NEXT = NEXT - 1
      IF (NEXT .GT. 1) GO TO 41
```

```
      NCOUNT = NCOUNT + INDEX
      IF(MAX.LE.MINMAX) GO TO 85
      IF (INDEX .NE. 0) GO TO 30
C
      WRITE(6,602)
   85 DO 90 I = 1,NP
   90 WRITE(6,600)I,(CORD(I,J),J=1,NCORD)
C     WRITE(6,800) I,KEEPTR(I),NL(I),MU(I),(CORD(I,J),J=1,NCORD)
C
      WRITE(6,702)
      DO 95 I = 1,NE
C     WRITE(8,950) I,(NOP(I,J),J=1,NCN)
   95 WRITE(6,950) I,(NOP(I,J),J=1,NCN)
C
      WRITE(6,900) MAX,NCOUNT
      STOP
C
  100 FORMAT(14I5)
  150 FORMAT('   NOS APOS TRANPORTE     ',I5,'   E  ',I5,' , A MAXIMA
     1 DIFERENCA E              ',I5)
  200 FORMAT(11,19,12I5)
  300 FORMAT(1H0,'NO. NOS   =',I5,' NO. ELEM. =',I5,' NO. NOS  /ELEM. ='
     1,I5,' NO. COORD./NOS  =', I5,' DIFERENCA DESEJADA     =',I5)
  250 FORMAT(//' DIFERENCA MAXIMA INICIAL                ',I5/)
  350 FORMAT(20A4)
  450 FORMAT(1H1,20A4)
  500 FORMAT(11,19,3F10.3)
  600 FORMAT(I10,3F10.4)
  601 FORMAT(///, ' C O O R D E N A D A S   O R I G I N A I S          '
     1,//'       NO     X-COORD   Y-COORD   Z-COORD'/)
  602 FORMAT(///, ' C O O R D E N A D A S   F I N A I S          '
     1,//'NO FINAL   NO ORIG.         NL        NU   X-COORD   Y-COORD
     2 Z-COORD'/)
  700 FORMAT(13I10)
  701 FORMAT(///, ' E L E M E N T O S   O R I G I N A I S   '
     1,//'  ELEMENTO   NO .1    NO .2    NO .3    NO .4    NO .5
     2  NO .6    NO .7    NO .8   NO .10   NO .11   NO .12'/)
  702 FORMAT(///, ' E L E M E N T O   F I N A I S          '
     1,//'  ELEMENTO   NO .1    NO .2    NO .3    NO .4    NO .5
     2  NO .6    NO .7    NO .8   NO .10   NO .11   NO .12'/)
  800 FORMAT(4I10,3F10.3)
  900 FORMAT(/' A DIFERENCA MAXIMA APOS O TRANSPORTE E  ',I5,
     2       ' E O NUMERO TOTAL DE TRANSPORTES FOI        ',I5)
  950 FORMAT(I10,12I5)
      END
      SUBROUTINE SORT
      COMMON NP,NE,NCN,NCORD,NOP(200,12),CORD(750,3),NU(750),NL(750),
     1    MAX,N1,N2 ,NLI,NUI,NLN,NUN,LIST(750,12),KEEPTR(750),KOUNT(750)
      NN = MAX0(1,MIN0(N1-NLI,N2-NLN))
      NM = MIN0(NP,MAX0(N1+NUI,N2+NUN))
      DO 50 I=NN,NM
      NUI = 0
      NLI = 0
      NOLD = KEEPTR(I)
      NCONS = KOUNT(NOLD)
      DO 40 NELS = 1,NCONS
      N = LIST(NOLD,NELS)
      DO 30 J = 1,NCN
      L = NOP(N,J)
      IF (L .NE. I) GO TO 30
   10 DO 20 K = 1,NCN
      NDIFF = NOP(N,K) - L
      NUI = MAX0(NUI,NDIFF)
      NLI = MIN0(NLI,NDIFF)
   20 CONTINUE
      GO TO 40
   30 CONTINUE
   40 CONTINUE
      NU(I) = NUI
      NL(I) = -NLI
```

```
   50 CONTINUE
      MAX = 0
      DO 60 I = 1,NP
   60 MAX = MAX0(MAX,MU(I),ML(I))
      RETURN
      END
      SUBROUTINE CHANGE
      COMMON NP,NE,NCN,NCORD,NOP(200,12),CORD(750,3),MU(750),ML(750),
     1    MAX,N1,N2 ,MLI,MUI,MLN,MUN,LIST(750,12),KEEPTR(750),KOUNT(750)
      J = KEEPTR(N1)
      KEEPTR(N1) = KEEPTR(N2)
      KEEPTR(N2) = J
      IF (NCORD .EQ. 0) GO TO 15
      DO 10 J = 1,NCORD
      A = CORD(N1,J)
      CORD(N1,J) = CORD(N2,J)
   10 CORD(N2,J) = A
   15 DO 50 K = 1,NCN
      DO 40 N = 1,NE
      IF(NOP(N,K) - N1) 30,25,30
   25 NOP(N,K) = N2
      GO TO 40
   30 IF (NOP(N,K) - N2)40,35,40
   35 NOP(N,K) = N1
   40 CONTINUE
   50 CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE SETUP
      COMMON NP,NE,NCN,NCORD,NOP(200,12),CORD(750,3),MU(750),ML(750),
     1    MAX,N1,N2 ,MLI,MUI,MLN,MUN,LIST(750,12),KEEPTR(750),KOUNT(750)
      DO 10 I = 1,NP
      KEEPTR(I) = I
   10 KOUNT(I) = 0
      DO 100 N = 1,NE
      DO 50 I = 1,NCN
      NN = NOP(N,I)
      KNN = KOUNT(NN) + 1
      LIST(NN,KNN) = N
      KOUNT(NN) = KNN
   50 CONTINUE
  100 CONTINUE
      RETURN
      END
      SUBROUTINE MSNVAL(VAL)
C
      DIMENSION VAL(8,2)
C
      DO 6 NC=1,7,2
      NCNSFR=NC+2
      IF (NCNSFR.GT.8)  NCNSFR=1
      NK=NC+1
C
      DO 6 I=1,2
      IF (VAL(NK,I).NE.0.0) GO TO 6
C
      VAL(NK,I) =(VAL(NC,I)+VAL(NCNSFR,I))/2.0
    6 CONTINUE
      RETURN
      END
```

```
C
C     PROGRAMA  GERA  -  GERACAO DE NOS E ELEMENTOS INTERMEDIARIOS
C                        PARA O PROGRAMA PROGE02.EXE
C                        GERACAO SEM OTIMIZACAO
C
C     INPUT  FILE - MALHA1.DAT
C     OUTPUT FILE - MALHA2.DAT
C
C
      COMMON NP,NE,NCN,NCORD,NOP(200,12),CORD(750,3),MU(750),ML(750),
     1    MAX,I,NEXT,MLI,MUI,MLN,MUN,LIST(750,12),KEEPTR(750),KOUNT(750)
C
C
      DIMENSION TITLE(20), NUM(12), VAL(8,2)
C
C     NP = NUMBERO DE NOS DA MALHA
C     NE = NUMBERO DE ELEMNTOS NA MALHA
C     NCN = NUMBERO DE NOS POR ELEMENTO  ( 8 PARA BCST)
C     NCORD = NUMBERO DE COORDENADAS DE CADA NO ( 2 PARA  X,Z )
C
      OPEN(UNIT=5,FILE='MALHA1.DAT',STATUS='OLD')
      OPEN(UNIT=6,FILE='MALHA2.DAT',STATUS='NEW')
C
      READ(5,*) NP,NE,NCN,NCORD
      WRITE(6,300)NP,NE,NCN,NCORD
C
      DO 5 I = 1,NP
      DO 5 J = 1,3
    5 CORD(I,J) = 0.0
C
      NN=0
  501 READ(5,200) LCARD,N,(NUM(NC),NC=1,NCN)
  502 NN=NN+1
      IF(N-NN)504,504,503
C
  503 NOP(NN,1) = NOP(NN-1,1) + 2
      NOP(NN,2) = NOP(NN-1,2) + 2
      NOP(NN,3) = NOP(NN-1,3) + 2
      NOP(NN,4) = NOP(NN-1,4) + 1
      NOP(NN,5) = NOP(NN-1,5) + 2
      NOP(NN,6) = NOP(NN-1,6) + 2
      NOP(NN,7) = NOP(NN-1,7) + 2
      NOP(NN,8) = NOP(NN-1,8) + 1
      GO TO 506
C
  504 DO 505 I=1,NCN
  505 NOP(N,I)=NUM(I)
  506 IF(N-NN)507,507,502
  507 IF(LCARD.NE.1)GO TO 501
C
      WRITE(6,701)
      DO 20 K=1,NE
   20 WRITE(6,700)K,(NOP(K,J),J=1,NCN)
C
      IF (NCORD .EQ. 0) GO TO 15
    7 READ(5,500)LCARD,K,(CORD(K,J),J=1,NCORD)
      IF(LCARD.NE.1) GO TO 7
C
      DO 10 M=1,NE
      DO 8 J=1,8
      NGASH = NOP(M,J)
      DO 8 I=1,2
    8 VAL(J,I)=CORD(NGASH,I)
      CALL MSNVAL(VAL)
      DO 9 J=1,8
      NGASH = NOP(M,J)
      DO 9 I=1,2
    9 CORD(NGASH,I)=VAL(J,I)
   10 CONTINUE
C
```

```
      WRITE(6,601)
      DO 11 K=1,NP
   11 WRITE(6,600)K,(CORD(K,J),J=1,NCORD)
C
C*********************************************************************
   15 NCOUNT = 0
      I = 1
      NEXT = NP
C

      STOP
C
  200 FORMAT(I1,I9,12I5)
  300 FORMAT(1H0,'NO. NOS   =',I5,' NO. ELEM. =',I5,' NO. NOS  /ELEM. ='
     1,I5,' NO. COORD./NOS  =', I5)
  500 FORMAT(I1,I9,3F10.3)
  600 FORMAT(I10,3F10.4)
  601 FORMAT(///, ' C O O R D E N A D A S   O R I G I N A I S        '
     1,//'      NO     X-COORD   Y-COORD   Z-COORD'/)
  700 FORMAT(I10,12I5)
  701 FORMAT(///, ' E L E M E N T O S   O R I G I N A I S    '
     1,//'  ELEMENTO   NO  .1   NO  .2   NO  .3   NO  .4   NO  .5
     2  NO  .6   NO  .7   NO  .8   NO  .10   NO  .11   NO  .12'/)
      END
C
      SUBROUTINE MSNVAL(VAL)
C
      DIMENSION VAL(8,2)
C
      DO 6 NC=1,7,2
      NCNSFR=NC+2
      IF (NCNSFR.GT.8)  NCNSFR=1
      NK=NC+1
C
      DO 6 I=1,2
      IF (VAL(NK,I).NE.0.0) GO TO 6
C
      VAL(NK,I) =(VAL(NC,I)+VAL(NCNSFR,I))/2.0
    6 CONTINUE
      RETURN
      END
```