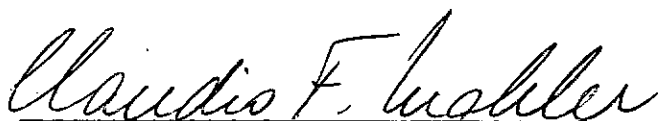


ANÁLISE DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE
ARRANCAMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos

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

Aprovada por:



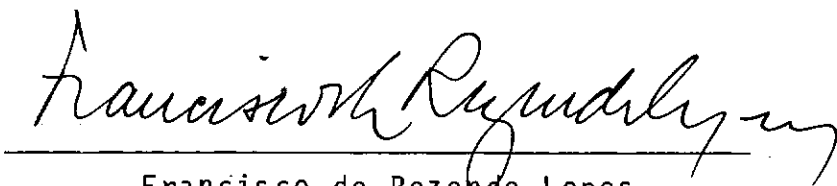
Cláudio Fernando Mahler
(Presidente)



Dirceu de Alencar Velloso



Fernando Emmanuel Barata



Francisco de Rezende Lopes

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

FEVEREIRO DE 1985

SANTOS, AUREO PINHEIRO RUFFIER

Análise de Fundações Submetidas a Esforços de Arrancamento pelo Método dos Elementos Finitos.

XXIX , 367 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 1985)

Tese — Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Fundações Tracionadas 2. Método dos Elementos Finitos I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

A meus pais

A minha esposa

AGRADECIMENTOS

Ao professor Claudio Fernando Mahler, pela eficiente orientação e também pela enriquecedora amizade.

Ao professor Fernando Emmanuel Barata, pelo apoio recebido e pela minha introdução, como de tantos outros, no estudo da Mecânica dos Solos.

Aos professores da COPPE, em especial aos da área de Mecânica dos Solos, pelos conhecimentos transmitidos e pelas várias sugestões dadas ao longo da pesquisa.

Ao CEPEL - Centro de Pesquisas de Energia Elétrica, em especial à Chefia do Departamento de Materiais, pelo apoio e pelas facilidades oferecidas para o desenvolvimento de grande parte das pesquisa realizada.

Ao engenheiro Halley Pacheco de Oliveira, pela cessão do programa computacional utilizado na Tese.

Ao engenheiro Roberto Cardoso, pelos conselhos e sugestões em todos estes anos de formação e vida profissional.

A todos os colegas e amigos que tanto me incentivaram e auxiliaram, em especial aos engenheiros Fernando Artur Brasil Danziger e Claudio Pereira Pinto, pelos conselhos, estímulo e bibliografia fornecida.

A Jorge de Paula Costa Ávila, Renato de Oliveira Rocha, Arlindo Cardarett Vianna e Luiz Carlos Dias de Oliveira, pelo precioso auxílio computacional e gráfico.

A Vera Lucia Madalena de Lira, pelo eficiente serviço datilográfico.

A todos que de uma maneira ou de outra colaboraram para a realização deste trabalho.

Aos meus pais, por razões tais que não podem ser expressas em simples palavras.

E, finalmente, um agradecimento especial a quem soube auxiliar nos momentos de necessidade, incentivar nos momentos de desânimo, compreender nos momentos de nervosismo e, antes de tudo, amar em todos os momentos, Aparecida.

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

ANÁLISE DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE
ARRANCAMENTO PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos
Fevereiro de 1985

Orientador: Claudio Fernando Mahler
Programa: Engenharia Civil

RESUMO

O objetivo deste estudo é a análise do comportamento de fundações sujeitas a esforços de arrancamento, através do Método dos Elementos Finitos.

São analisados sapatas e tubulões ensaiados próximo a cidade do Rio de Janeiro, em um solo residual de gnaiss. Os resultados obtidos em campo são comparados com diversos métodos existentes para cálculo da capacidade de carga, e com os obtidos através de um programa desenvolvido que utiliza a técnica dos Elementos Finitos.

Para determinação dos parâmetros de resistência do solo e da interface fundação-solo, foram realizadas retroanálises de ensaios in-situ. As fundações e o solo foram discretizados através de elementos tipo 4 CST (four constant strain triangles). Para a interface foram utilizados elementos-junta, originalmente desenvolvidos para análise de falhas em rochas. Nas análises levou-se em consideração o comportamento não-linear e a plastificação do solo.

A eficiência do programa desenvolvido foi comprovada, destacando-se o bom comportamento dos elementos-junta introduzidos. O programa pode futuramente ser utilizado tanto em outras pesquisas quanto em projetos, na previsão da resistência ao arrancamento de fundações submetidas a esforços verticais de tração.

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

ANALYSIS OF FOUNDATIONS
SUBMITTED TO PULLOUT FORCES BY THE
FINITE ELEMENT METHOD

Aureo Pinheiro Ruffier dos Santos

February, 1985

Chairman: Cláudio Fernando Mahler
Department: Civil Engineering

ABSTRACT

The purpose of this work is to study the behaviour of foundations subjected to pull-out forces, using the Finite Element Method.

In this subject, the results of field tests in footings and pier-foundations are analysed. These tests were made on a gneissic residual soil, near The City of Rio de Janeiro. The field observations are compared with results obtained by some traditional methods and with results obtained using a developed Finite Element Program.

Backward analysis were made, in order to determine the resistance parameters of soil and of the interface between foundation and soil using results of in-situ tests. The foundations and soil were simulated with 4 CST (four constant strain triangles) elements. In the interface were used joint-elements, originally developed to analyse jointed rocks. Both soil non-linearity and plastification are taken into account.

The efficiency of the developed program, particularly the use of the joint-elements, were verified. The program can be used in the future to research and to design of foundations subjected to vertical uplift loads.

ÍNDICE GERAL

Página

I.	INTRODUÇÃO.....	01
II.	MÉTODOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE ARRANCA MENTO.....	04
	II.1 - Introdução.....	04
	II.2 - Método do Tronco de Cone.....	05
	II.3 - Método do Cilindro de Atrito.....	08
	II.4 - Método de BALLA.....	09
	II.5 - Método de HEIKKILÄ e LAINE.....	12
	II.6 - Método de MEYERHOF e ADAMS.....	20
	II.7 - Método da Universidade de Duke.....	29
	II.8 - Método da Universidade de Grenoble.....	36
	II.9 - Método de ROWE e DAVIS.....	48
	II.10- Comentários Finais.....	62
	FIGURAS.....	65
	TABELAS.....	88
III.	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	92
	III.1 - Introdução.....	92
	III.2 - Princípios Básicos do Método.....	93
	III.3 - Algoritmo do Método.....	95
	III.4 - Aplicação de Modelos para Solos.....	101
	III.4.1 - Modelos elásticos.....	102
	III.4.1.1 - Modelo elástico linear	103
	III.4.1.2 - Modelos elásticos não-lineares.	104

III.4.2 - Modelos elasto-plásticos.....	116
III.5 - Programa Computacional Utilizado.....	119
FIGURAS.....	123
IV. RETRO-ANÁLISE DE PROVAS DE CARGA EM PLACAS PARA DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS REPRESENTATIVOS DE UM SOLO RESI DUAL DE GNAISSE.....	133
IV.1 - Introdução.....	133
IV.2 - Análise Utilizando Resultados de Provas de Carga.....	134
IV.2.1 - Estudos iniciais.....	136
IV.2.2 - Retro-análise segundo formulação elástica linear.....	140
IV.2.3 - Retro-análise segundo formulação elástica não-linear.....	141
IV.3 - Análise Utilizando Resultados de Ensaios Triaxiais.....	144
IV.4 - Comparações e Conclusões.....	145
FIGURAS.....	147
TABELAS.....	171
V. ESTUDO DAS FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE ARRANCAMENTO.....	181
V.1 - Fundações Analisadas.....	181
V.2 - Parâmetros Utilizados nas Análises.....	182
V.2.1 - Análises por métodos de cálculo da capacidade de carga.....	182

V.2.2 - Análises pelo método dos elementos finitos.....	182
V.3 - Determinação da Capacidade de Carga das Fundações Analisadas pela Aplicação de Diversos Métodos de Cálculo.....	185
V.3.1 - Generalidades.....	185
V.3.2 - Simplificações e Premissas de Cálculo.....	185
V.3.3 - Comentários Adicionais.....	189
V.4 - Análise das Fundações pelo Método dos Elementos Finitos.....	190
V.4.1 - Estudos iniciais.....	190
V.4.2 - Análise das fundações.....	192
V.4.2.1 - Tubulões sem alargamento de base.....	192
V.4.2.2 - Tubulões com alargamento de base.....	194
V.4.2.3 - Sapatas.....	195
V.4.3 - Determinação da carga de ruptura das fundações.....	196
V.4.3.1 - Tubulões sem alargamento de base.....	196
V.4.3.2 - Tubulões com alargamento de base.....	197
V.4.3.3 - Sapatas.....	197
V.4.4 - Traçado das tensões, deformações e deslocamentos.....	198

FIGURAS.....	200
TABELAS.....	267
VI. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	272
VI.1 - Generalidades.....	272
VI.2 - Previsão da Capacidade de Carga das Fundações.....	272
VI.2.1 - Tubulões.....	273
VI.2.1.1 - Análises por diver sos métodos de cálcu lo.....	273
VI.2.1.2 - Análises pelo Método dos Elementos Finitos..	275
VI.2.2 - Sapatas.....	276
VI.2.2.1 - Análises por diversos métodos de cálculo.....	276
VI.2.2.2 - Análises pelo Método dos Elementos Finitos..	280
VI.3 - Previsão do Comportamento das Fundações...	281
VI.4 - Análise do Comportamento do Conjunto Fundação-solo.....	286
VI.4.1 - Tubulões sem alargamento da base.....	286
VI.4.2 - Tubulões com alargamento da base.....	287
VI.4.3 - Sapatas.....	288
FIGURAS.....	290

VII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	333
VII.1 - Conclusões do trabalho.....	333
VII.2 - Sugestões para pesquisas futuras.....	334
BIBLIOGRAFIA.....	338
ANEXO A - ESTUDOS DOS DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES TRACIONADAS.....	351
A1 - Generalidades.....	351
A2 - Proposição de MARTIN (1966).....	351
A3 - Método de ROWE e BOOKER.....	353
A4 - Comentários Adicionais.....	359
FIGURAS.....	362

ÍNDICE DAS FIGURASCAPÍTULO II

	Página
II.1 - Representação das Superfícies de Ruptura Real e Fictícia, Segundo DANZIGER e PEREIRA PINTO (1979)	65
II.2 - Método do Cilindro de Atrito	66
II.3 - Ancoragens Rasas do Tipo Cogumelo, com os Símbolos Geométricos Usados por BALLA (1961)	67
II.4 - Aspectos da Superfície de Ruptura Observada por BALLA (1961)	67
II.5 - Parcelas de Capacidade de Carga no Método de BALLA (1961)	68
II.6 - Coeficientes de Resistência à Tração, Segundo BALLA (1961)	68
II.7 - Tipos de Cavas de Escavação Realizadas por HEIKKILÄ e LAINE (1964)	69
II.8 - Prismas de Terra Mobilizados Segundo HEIKKILÄ e LAINE (1964).....	69
II.9 - Coeficiente C em Função da Inclinação H da Força de Arrancamento segundo HEIKKILÄ e LAINE(1964)..	70

II.10 - Formas de Ruptura e Simbologia Adotada por MEYERHOF e ADAMS (1968)	70
II.11 - Coeficientes de Empuxo Passivo Teórico de Fundações Corridas à Tração, Segundo MEYERHOF e ADAMS (1968)	71
II.12 - Expansão de Cavidade Cilíndrica ou Esférica Próxima à Superfície, Segundo VESIC e BARKSDALE (1963)	72
II.13 - Superfícies de Ruptura para Estacas em Solos Homogêneos, Segundo MARTIN (1966)	73
II.14 - Formas de Ruptura para Placas em Solos Fortes, Segundo MARTIN (1966, 1975)	74
II.15 - Formas de Ruptura para Placas em Solos Fracos, Segundo MARTIN (1966)	75
II.16 - Formas de Ruptura para o Sistema Placa-Fuste em Solos Fracos, Segundo MARTIN (1966)	76
II.17 - Formas de Ruptura para o Sistema Placa-Fuste em Solos Fortes, Segundo MARTIN (1966)	76
II.18 - Fatores de Carga de Ancoragens Horizontais em Função do Raio de Embutimento, Segundo ROWE e DAVIS (1982a)	77

II.19 - Fatores de Carga de Ancoragens Verticais Função do Raio de Embutimento, Segundo ROWE e DAVIS (1982a)	78
II.20 - Efeito da Espessura sobre a Capacidade de Carga, Segundo ROWE e DAVIS (1982a)	79
II.21 - Razão Entre os Fatores F_c de Fundações Circulares e Corridas, Segundo ROWE e DAVIS (1982a)	80
II.22 - Variação de F_y Função de ϕ para Ancoragens Horizontais, Segundo ROWE e DAVIS (1982b)	81
II.23 - Variação de F_y Função de ϕ para Ancoragens Verticais, Segundo ROWE e DAVIS (1982b)	82
II.24 - Variação de R_Ψ Função de Ψ para Ancoragens Horizontais com $H/B = 3$, Segundo ROWE e DAVIS (1982b) .	83
II.25 - Variação de R_Ψ Função de Ψ para Ancoragens Verticais com $H/B = 3$, Segundo ROWE e Davis (1982b) ..	84
II.26 - Fator de Correção R_r , para Ancoragens Verticais, Segundo ROWE e DAVIS (1982b)	85
II.27 - Variação de F_c Função de ϕ para Ancoragens Horizontais, Segundo ROWE e DAVIS (1982b)	86
II.28 - Variação de F_c Função de ϕ para Ancoragens Verticais, Segundo ROWE e DAVIS (1982b)	87

ÍNDICE DAS FIGURASCAPÍTULO III

	Página
III.1 - Método de Newton-Raphson	123
III.2 - Método de Newton-Raphson Modificado	123
III.3 - Método de Newton-Raphson com Fator de Correção	124
III.4 - Método das "Rigidez Secante".....	124
III.5 - Esquema da "Rigidez Tangencial"	125
III.6 - Método de Runge-Kutta com dois Passos	125
III.7 - Método de Runge-Kutta Modificado	126
III.8 - Método Misto	126
III.9 - Modelo Bilinear (D'APPOLONIA e LAMBE, 1970) ...	127
III.10 - Modelo Trilinear (LO e LEE, 1973)	127
III.11 - Modelo Hiperbólico (DUNCAN e CHANG, 1970)	128

III.12 - Representação Transformada da Curva Tensão-Deformação	128
III.13 - Variação de ϵ_3 com ϵ_1	129
III.14 - Variação de P com a Pressão Confinante	129
III.15 - Função Spline (DESAI, 1972)	130
III.16 - Função e Superfície de Escoamento - Espaço de Tensões	130
III.17 - Superfícies de Escoamento em Função dos Diver- sos Carregamentos (Endurecimento)	131
III.18 - Elemento Junta nas Situações Deformada e Inde- formada	132

ÍNDICE DAS FIGURASCAPÍTULO IV

	Página
IV.1 - Planta e Cortes do Platô Onde Foram Realizadas as Provas de Carga (Extraído do DANZIGER - 1983)	147
IV.2 - Malha de Elementos Finitos para a Placa com $\phi p = 30$ cm	149
IV.3 - Malha de Elementos Finitos para a Placa com $\phi p = 60$ cm	150
IV.4 - Malha de Elementos Finitos para a Placa com $\phi p = 80$ cm	151
IV.5 - Hipótese (1) para Simulação da Escavação	152
IV.6 - Hipótese (2) para Simulação da Escavação	152
IV.7 - Deslocamento da Placa Função da Fronteira Lateral - Placa com $\phi p = 80$ cm à Superfície	153
IV.8 - Resultados Obtidos em Análises Lineares para a Placa com $\phi p = 30$ cm a 4 m de Profundidade	154

IV.9 - Resultados Obtidos em Análises Lineares para a Placa com $\phi_p = 60$ cm a 4 m de Profundidade	155
IV.10 - Resultados Obtidos em Análises Lineares para a Placa com $\phi_p = 80$ cm a 4 m de Profundidade	156
IV.11 - Deslocamentos em função Variação de K - Placa com $\phi_p = 60$ cm à Superfície	157
IV.12 - Deslocamentos em função Variação de n - Placa com $\phi_p = 60$ cm à Superfície	158
IV.13 - Deslocamentos em função da Variação de R_f - Placa com $\phi_p = 60$ cm à Superfície	159
IV.14 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi_p = 30$ cm a Superfície	160
IV.15 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi_p = 30$ cm a 2 m de Profundidade	161
IV.16 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi_p = 30$ cm a 4 m de Profundidade	162
IV.17 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi_p = 60$ cm a Superfície	163
IV.18 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi_p = 60$ cm a 2 m de Profundidade	164

IV.19 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi p = 60$ cm a 4 m de Profundidade	165
IV.20 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi p = 80$ cm a Superfície	166
IV.21 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi p = 80$ cm a 2 m de Profundidade	167
IV.22 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi p = 80$ cm a 4 m de Profundidade	168
IV.23 - Comparação entre Curvas de Ensaio Triaxiais e Curvas Obtidas Através de Parâmetros Hiperbólicos cos	169
IV.24 - Resultados Obtidos para a Placa com $\phi p = 80$ cm a Superfície ao Variar-se ν	170

ÍNDICE DAS FIGURASCAPÍTULO V

	Página
V.1 - Dimensões dos Tubulões e Sapatas Analisados	200
V.2 - Malha de Elementos Finitos para o Tubulão T-1 ...	201
V.3 - Malha de Elementos Finitos para o Tubulão T-3 ...	202
V.4 - Malha de Elementos Finitos para os Tubulões T-4 e T-5	203
V.5 - Malha de Elementos Finitos para o Tubulão T-6 ...	204
V.6 - Malha de Elementos Finitos para as Sapatas S-1 e S-2	205
V.7 - Malha de Elementos Finitos para a Sapata S-3	206
V.8 - Malha de Elementos Finitos para a Sapata S-4	207
V.9 - Bases Equivalentes para Efeito de Cálculo dos Tu bulões, Conforme Proposto por BARATA, PACHECO, DANZIGER e PEREIRA-PINTO (1979)	208

V.10 - Cargas de Ruptura Previstas e Medidas para os Tubulões	209
V.11 - Cargas de Ruptura Previstas e Medidas para as Sapatas	210
V.12 - Determinação de Parâmetros dos Elementos-Junta para o Tubulão T-6 - Variação de c'	211
V.13 - Determinação de Parâmetros dos Elementos-Junta para o Tubulão T-6 - Variações de ϕ'	212
V.14 - Resultados Obtidos para o Tubulão T-1	216
V.15 - Resultados Obtidos para o Tubulão T-3	217
V.16 - Resultados Obtidos para o Tubulão T-4.....	218
V.17 - Resultados Obtidos para o Tubulão T-5.....	219
V.18 - Resultados Obtidos para o Tubulão T-6.....	220
V.19 - Resultados Obtidos para a Sapata S-1.....	221
V.20 - Resultados Obtidos para a Sapata S-2.....	222
V.21 - Resultados Obtidos para a Sapata S-3.....	223
V.22 - Resultados Obtidos para a Sapata S-4.....	224

V.23 - Campo de deslocamentos para o Tubulão T-4, em diversos estágios de carregamento.....	225
V.24 - Campo de tensões principais para o Tubulão T-4, em diversos estágios de carregamento.....	233
V.25 - Campo de deslocamentos para o Tubulão T-3, em diversos estágios de carregamento.....	237
V.26 - Campo de tensões principais para o Tubulão T-3, em diversos estágios de carregamento.....	246
V.27 - Campo de deslocamentos para a Sapata S-2 em di versos estágios de carregamento.....	252
V.28 - Campo de tensões principais para a Sapata S-2, em diversos estágios de carregamento.....	259

ÍNDICE DAS FIGURASCAPÍTULO VI

	Página
VI.1 - Resultados obtidos para a sapata S-1 variando-se os parâmetros hiperbólicos	290
VI.2 - Resultados obtidos para o tubulão T-6 variando-se os parâmetros hiperbólicos	291
VI.3 - Curvas das provas de carga dos tubulões T-4 e T-5	292
VI.4 - Comportamento da interface fundação-solo do tubulão T-6 para diversos estágios de carregamento .	293
VI.5 - Deslocamentos do tubulão T-6 para diversos estágios de carregamento	299
VI.6 - Comportamento da interface fundação-solo e do solo adjacente à base do tubulão T-3 para diversos estágios de carregamento	305
VI.7 - Deslocamentos do tubulão T-3 para diversos estágios de carregamento	311

VI.8 - Tensões desenvolvidas no solo adjacente à sapata S-1 para diversos estágios de carregamento	318
VI.9 - Deslocamentos da sapata S-1 para diversos estágios de carregamento	324
VI.10 - Trajetória de tensões de elementos da sapata S-1 para diversos estágios de carregamento	332

ÍNDICE DAS FIGURASANEXO A

Página

A.1 - Definição dos parâmetros geométricos usados por MARTIN (1966)	362
A.2 - Definição dos parâmetros geométricos usados por ROWE e BOOKER (1979a)	362
A.3 - Fator de correção I_h , segundo ROWE e BOOKER (1979 a).	363
A.4 - Variação de I_h em função da inclinação θ da funda- ção, segundo ROWE e BOOKER (1979a)	364
A.5 - Fator de correção F_w , segundo ROWE e BOOKER (1979a)	365
A.6 - Fator de correção I_α para $\nu = 0,3$, segundo ROWE & BOOKER (1979a)	366
A.7 - Fator de correção I_α para $\nu = 0,5$ segundo ROWE & BOOKER (1979a)	367

ÍNDICE DAS TABELAS

<u>CAPÍTULO II</u>	Página
II.1 - Valores de S para vários solos, segundo HEIKILLÄ e LAINE (1964).....	88
II.2 - Valores de H/B, m e S, em função de ϕ , segundo MEYERHOF e ADAMS (1968).....	89
II.3 - Fatores de expansão da cavidade,segundo VESIĆ (1969).....	90
 <u>CAPÍTULO IV</u>	
IV.1 - Valores de E para as placas a 4m de pro fundidade.....	171
IV.2 - Valores de E para as placas à superfície.....	171
IV.3 - Erros encontrados na análise linear para as diversas placas.....	172
IV.4 - Deslocamentos obtidos para a placa com $\phi_p = 60\text{cm}$ à superfície, em função da variação de k.....	173
IV.5 - Deslocamentos obtidos para placa com $\phi_p = 60\text{cm}$ à superfície, em função da variação de n.	174

IV.6 - Deslocamentos obtidos para a placa com $\phi_p = 60\text{cm}$ à superfície, em função da <u>va</u> riação de R_f	175
IV.7 - Parâmetros hiperbólicos determinados pa ra diversos solos, segundo WONG e DUNCAN (1974).....	176
IV.8 - Valores dos parâmetros hiperbólicos para as placas a 4m de profundidade.....	177
IV.9 - Valores dos parâmetros hiperbólicos para as placas à superfície.....	177
IV.10 - Valores médios de parâmetros hiperbólicos para solos de PORT ALLEN LOCK, segundo WONG e DUNCAN (1974).....	178
IV.11 - Valores adotados para os parâmetros hiper bólicos.....	178
IV.12 - Erros encontrados na análise não-linear para as diversas placas.....	179
IV.13 - Parâmetros hiperbólicos obtidos para os en saíos triaxiais.....	180

CAPÍTULO V

Página

V.1 - Parâmetros geotécnicos considerados para cálculo da capacidade de carga dos tubulões, nas análises pelos diversos métodos de cálculo.....	267
V.2 - Parâmetros geotécnicos considerados para cálculo da capacidade de carga das sapatas, nas análises pelos diversos métodos de cálculo.....	267
V.3 - Parâmetros geotécnicos e hiperbólicos considerados nas análises pelo M.E.F.	268
V.4 - Cargas de ruptura obtidas para os tubulões aplicando os diversos métodos de cálculo.....	269
V.5 - Cargas de ruptura obtidas para as sapatas, aplicando os diversos métodos de cálculo.....	270

I. INTRODUÇÃO

O estudo de fundações submetidas a esforços de arrancamento é relativamente recente dentro da Mecânica dos Solos, e nos últimos anos tem-se tornado de grande interesse pela crescente utilização de estruturas com fundações solicitadas a tais esforços, como, por exemplo, torres de transmissão, antenas de rádio e televisão, estruturas off-shore, etc..

Neste trabalho é dada atenção especial ao caso específico do projeto de fundações para estruturas de linhas de transmissão. Prevê-se, para os próximos anos, o projeto e a construção no Brasil, de vários quilômetros de novas linhas de transmissão, com uma crescente utilização de torres estaiadas, que possuem fundações submetidas a elevados esforços de tração.

Deve-se ressaltar que a maioria dos métodos de cálculo usados no Brasil foram desenvolvidos em países com solos e condições climáticas bastante diversas das nossas. Estudos profundos com solos tropicais, verificações dos métodos existentes e parâmetros adotados são necessários para que se façam, cada vez mais, projetos seguros e econômicos.

Neste trabalho é feita uma comparação entre os resultados obtidos pela aplicação de diversas teorias existentes e pela utilização dos Métodos dos Elementos Finitos, e os resultados de provas de carga realizadas em sapatas e tubulões executados em um solo residual de gnaíse.

O Método dos Elementos Finitos é largamente empregado em problemas da Mecânica dos Solos e permite avaliar não só o comportamento do solo (trajetória de tensões, abertura de fissuras, etc.) como também o comportamento da fundação (deslocamentos). Atenção especial é dada, neste trabalho, a interface solo-fundação, simulada através de elementos especiais designados como "elementos - junta".

Os parâmetros representativos do solo usados no estudo foram obtidos através de uma retro-análise efetuada a partir de ensaios de compressão em placas, realizados no mesmo local das provas de carga das sapatas e tubulões.

No Capítulo II deste trabalho, são descritas as metodologias mais empregadas para cálculo da capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de arrancamento.

No Terceiro Capítulo é apresentada uma rápida visão dos fundamentos do Método dos Elementos Finitos e sua aplicação na Mecânica dos Solos. São também apresentados alguns modelos para a representação do comportamento do solo e técnicas para resolução de sistemas estruturais não-lineares.

No Capítulo IV é exposto o processo utilizado para a determinação dos parâmetros representativos do solo, que consistiu de uma retro-análise em função de resultados de ensaios de placas.

A seguir, no Quinto Capítulo são apresentados as

fundações analisadas utilizando o M.E.F. e os resultados obtidos. É apresentado, também, o estudo paramétrico realizado para determinação das características dos elementos da interface fundação-solo.

A comparação entre os resultados previstos pela utilização do M.E.F., os previstos pelas diversas teorias para cálculo da capacidade de carga das fundações e os resultados obtidos na provas de carga é efetuada no Sexto Capítulo.

Finalmente, no Capítulo VII são apresentadas as conclusões do trabalho e feitas sugestões para pesquisas futuras.

Em anexo, são feitos alguns comentários sobre os deslocamentos de fundações quando sujeitas a esforços de arrancamentos.

II. MÉTODOS PARA O CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE ARRANCAMENTO.

II.1 - Introdução

A capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de arrancamento é de difícil determinação exata, e só recentemente passou a ser mais intensamente estudada, embora haja publicações do início do século (ver, por exemplo, COOMBS - 1916) que já mencionam um método para cálculo da capacidade de carga de fundações tracionadas (Método do Cone).

No início da década de 60, BALLA (1961) desenvolveu a primeira formulação racional, a partir de observações de superfícies de ruptura em modelos reduzidos e baseada nas teorias da Mecânica dos Solos.

A partir daí, se desenvolveram, mais ou menos paralelamente, diversas linhas de estudo em vários Centros de Pesquisas e Universidades. Estes estudos em geral, se iniciaram com ensaios em modelos reduzidos e deram origem a diversos métodos, que foram aferidos através de ensaios em fundações reais. Posteriormente também foi utilizado, como ferramenta de cálculo o Método dos Elementos Finitos.

Neste trabalho serão abordados os seguintes métodos:

- i - Método do Tronco de Cone

- ii - Método do Cilindro de Atrito
- iii - Método de Balla
- iv - Método de Heikkilä e Laine
- v - Método de Meyerhof e Adams
- vi - Método da Universidade de Duke
- vii - Método da Universidade de Grenoble
- viii- Método de Rowe e Davis.

Esta abordagem visou incluir, se não a maior parte, pelo menos os métodos mais conhecidos, dispostos em uma sequência, cronológica na medida do possível, em função de seu aparecimento na bibliografia internacional.

A inclusão, nesta relação, do Método do Tronco de Cone, tido por alguns como obsoleto e até incoerente, deveu-se ao fato do mesmo ser amplamente utilizado no projeto de fundações para torres de linhas de transmissão no Brasil, sendo talvez, mesmo hoje, um dos mais conhecidos e aplicados.

Em face da atual divulgação da maioria dos métodos citados, tendo sido vários deles, inclusive, detalhadamente descritos em DANZIGER (1983), os mesmos serão aqui apenas sumariamente abordados.

II.2 - Método do Tronco de Cone

O Método do Tronco de Cone (ou de Pirâmide), simplificadaamente Método do Cone, que na literatura internacional

aparece com os nomes " The Soil Cone Method", "Earth Load Method", etc. , constitui-se num método bastante antigo para determinação da capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de arrancamento.

Tal método define a capacidade de carga ão arrancamento de uma fundação como sendo equivalente ao peso próprio da mesma acrescida ao peso de um tronco de cone (ou de pirâmide, dependendo da forma de fundação) cuja base menor corresponde ã base da fundação, cuja geratriz forma um ângulo, que designar-se-ã por α , com a vertical e cuja base maior corresponde ã interseção da superfície lateral com o nível do terreno (ver Figura II. 1).

O método não considera, explicitamente, a resistência devida às tensões de cisalhamento mobilizados ao longo da superfície de ruptura, ficando tal parcela "embutida" na determinação do ângulo α , que, deve-se ressaltar, não corresponde a um ângulo de "arrancamento" da fundação, nem deve ser confundido com o ângulo de atrito interno do solo, como ocorre com frequência.

Como será visto adiante, a superfície real de ruptura observada em ensaios é curva, não caracterizando, a rigor, um ângulo de arrancamento. Porém, por simplificação, esta superfície é assimilada, às vezes (ver item II.8), a um tronco de cone, com geratriz formando um ângulo λ com a vertical, sendo computadas as tensões cisalhantes mobilizadas ao longo da superfície lateral. Como pode-se inferir intuitivamente, e foi mostrado por DANZIGER e PEREIRA-PINTO (1979) , o ângulo α do método do co

ne é sempre maior que o ângulo λ , representativo da superfícies de ruptura real assimilada a um tronco de cone (ver Figura (II.1)).

O ângulo λ (ver item II.8) pode ser relacionado a características geotécnicas e geométricas da fundação. Já, quanto ao ângulo α , não se tem conhecimento de correlações nem com parâmetros geotécnicos nem geométricos da fundação, o que faz com que a previsão da carga de ruptura com base no Método do Cone seja muito problemática. Entre outras coisas, porque a capacidade de carga depende de muitos fatores, além das parcelas de peso, que são, no Método do Cone, representados exclusivamente pelo ângulo α . Para que se pudesse correlacionar o valor de α , de alguma forma, ter-se-ia que fazê-lo com um número grande de variáveis, o que é, se não inviável, pelo menos extremamente difícil.

Esta inexistência (ou impossibilidade) de correlações faz com que nenhum ensaio, seja de campo ou de laboratório, possa ser realizado de maneira a fornecer o valor de α , a não ser provas de carga, em escala natural, e para cada caso em particular. Na prática, quem utiliza o Método do Cone para previsão da capacidade de carga de uma fundação adota, para α , valores mais ou menos "conhecidos", em função do tipo de fundação e da categoria do solo.

Diversos autores comentaram que a aplicação do Método do Cone pode conduzir a resultados pouco confiáveis. ADAMS e HAYES (1967), DANZIGER e PEREIRA-PINTO (1979), mostram que o método pode fornecer resultados tanto conservativos como con-

trários à segurança.

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

II.3 - Método do Cilindro de Atrito

Um segundo método, que aparece na maioria dos trabalhos que fazer referências às teorias existentes, (por exemplo BALLA (1961)), é o chamado Método do Cilindro de Atrito.

Tal método admite que a ruptura se dá ao longo de um cilindro (ou prisma, dependendo da forma de fundação), com base equivalente à da fundação (Figura (II.2)).

A capacidade de carga é obtida pela soma do peso próprio da fundação e o do solo contido no interior do cilindro (no caso de estaca ou tubulão sem base alargada, o peso do solo é igual a zero), acrescida da resistência, por aderência, ao longo da superfície de ruptura admitida. Quanto à maneira de se calcular o valor da aderência, não se descobriu nenhum método geral e confiável, na literatura levantada.

Note-se, porém, que o Método do Cilindro de Atrito representa um avanço em relação ao Método do Cone, pois é mais próximo dos princípios da Mecânica dos Solos. Sua principal limitação decorre, fundamentalmente, de ter sido desenvolvido com base numa superfície de ruptura admitida, que muitas vezes não corresponde à realidade assim, em muitos casos como, por exemplo, de estacas e tubulões sem alargamento de base ou tubulões curtos com base alargada, a superfície de ruptura admitida pe bastante próxima da realidade.

II.4 - Método de BALLA

O trabalho publicado por BALLA (1961) constituiu-se no marco da pesquisa moderna sobre o arrancamento de fundação.

O autor estudou o caso de ancoragens rasas do tipo cogumelo (ver Figura (II.3), a partir de uma série de ensaios em modelos reduzidos em areias, basicamente secas. Esses ensaios serviram para observações quantitativas (efeito de diversos fatores na capacidade de carga) e qualitativas (forma de superfície e de ruptura).

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

- a capacidade de carga aumenta com o acréscimo de dimensão da base, assim como com a profundidade de assentamento da fundação;

- a seção meridiana da superfície de ruptura é uma curva que abre na direção do nível do terreno, iniciando no

bordo superior da placa com uma tangente vertical, e interceptando o nível do terreno com um ângulo de aproximadamente $45^\circ - \phi/2$ (Figuras (II.4) e (II.5)).

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

Para o desenvolvimento teórico de um processo de cálculo da capacidade de carga, BALLA (1961) inicialmente admitiu que a superfície de ruptura era circular, com os ângulos já referenciados no bordo inferior e superior; posteriormente demonstrou por via teórica que tal superfície era aproximadamente circular, com aqueles mesmos ângulos já citados evidenciando as condições de contorno. Vale notar que a asserção inicial do autor quanto à forma da superfície de ruptura, circular, originou-se de observações e medições levadas a efeito nos ensaios de modelos realizados.

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

Apesar dos ensaios terem sido realizados apenas em areias, o desenvolvimento teórico levado a efeito pelo autor inclui solos com coesão. A capacidade de carga obtida é proporcional ao cubo da profundidade (D-v) e depende dos parâmetros c , ϕ e γ do solo, além de um coeficiente λ definido como:

$$\lambda = \frac{D - v}{B} \quad (II.1)$$

Uma vez que as fórmulas dos fatores dependendo do ângulo de atrito e do coeficiente λ são razoavelmente complicadas, o autor forneceu tais fatores em forma de ábacos (Figura(II.6)).

A fórmula da capacidade de carga expressa pela carga de ruptura Q_u , é dada por:

$$Q_u = T_v + G_1 + G_2 \quad (II.2)$$

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

A aferição da metodologia de cálculo proposta pelo autor a partir de provas de carga foi feita com poucos resultados em fundações de grandes dimensões — além dos ensaios em modelos reduzidos —, o que é perfeitamente compreensível, em função do limitado acervo de testes existentes na época. No caso de solos coesivos a previsão da teoria só foi comparada a ensaios de fundações com pequenas dimensões. Nos casos analisados, a teoria de BALLA (1961) forneceu bons resultados.

Vale enfatizar que, após o trabalho de BALLA(1961), diversos autores verificaram, como será visto a seguir, uma diferença substancial no comportamento de fundações rasas e profundas, tendo sido introduzido o conceito de profundidade crítica. O autor estudou exclusivamente o problema de fundações a pequenas

profundidades, tendo sido a relação máxima entre profundidade de assentamento e diâmetro da fundação, nos seus modelos, ligeiramente superior a 3.

II.5 - Método de HEIKKILÄ e LAINE

O método para determinação da capacidade de carga apresentado por HEIKKILÄ e LAINE (1964), baseou-se em uma grande série de testes em placas de ancoragem (cerca de 250 testes) realizados entre 1961 e 1963 pela Imatran Voima Osakeyhtiö - companhia energética finlandesa, acrescidos de alguns ensaios em modelos reduzidos. A formulação exposta é puramente empírica.

Embora, cronologicamente posterior ao trabalho apresentado por BALLA (1960), os autores consideram a resistência do arrancamento mobilizada ao longo de um prisma (como no método do Cilindro de Atrito). No entanto, é estudada a influência de uma série de fatores, levados em consideração de forma particular, apenas nesta formulação.

Os testes foram realizados em placas de ancoragem de concreto reforçado, quadradas e retangulares, assentes horizontalmente a pequenas profundidades relativas, porém com a força de arrancamento fazendo um ângulo H com a vertical, variando de 0° a 40° (ver Figura (II.7)).

Foram executados testes em solos arenosos e coesivos, divididos em quatro grupos, a saber:

. Grupo 1 (170 testes) - solos arenosos, homogêneos, com grandes cavas de fundação e reaterro não compactado;

. Grupo 2 (4 testes) - solos idênticos aos do grupo 1, porém com reaterro parcialmente compactado;

. Grupo 3 (10 testes) - solos arenosos, consistindo de diferentes camadas de espessura variável, com pequenas cavas de fundação e reaterro não compactado;

. Grupo 4 (53 testes) - solos coesivos, consistindo de diferentes camadas de espessura variável, com pequenas cavas de fundação e reaterro não compactado.

Nos testes dos grupos 1, 2 e 3 o tempo entre a instalação e o arrancamento variou de um a quatro dias, nos testes do grupo 4 este período estendeu-se até 275 dias.

Posteriormente, para observação da superfície de ruptura, foram realizados alguns ensaios em modelo reduzido.

Os resultados dos testes do grupo 1 foram analisados estatisticamente pelos autores, tendo sido obtida a seguinte expressão para determinação da força de ruptura:

$$\begin{aligned}
 Q_u = P_f - 4,0 - 3,8 D + 1,95 D^2 - \\
 - 0,20 H + 0,004 H^2 + 2,3 p - \\
 - 5,6 A + 4,1 A D + 0,24 w + 2,3 \gamma \quad (II.3)
 \end{aligned}$$

onde:

Q_u - força de ruptura (t_f) ;

P_f - peso próprio da placa (t_f);

D - profundidade da placa (m);

H - inclinação da força de arrancamento(graus);

p - perímetro da placa (m);

A - área da placa (m^2);

w - teor de umidade (%);

γ - peso específico aparente do solo(t_f/m^3).

Os autores consideraram a expressão acima complicada para uso prático, além de ser válida apenas para um tipo de solo (arenoso), porém a mesma dá alguma idéia do efeito dos diferentes fatores na capacidade de carga.

Em face disto os autores apresentam uma equação simplificada, semelhante à do método do cilindro de Atrito:

$$Q_u = P_f + P_s + p D S C \quad (II.4)$$

onde:

P_s = peso do solo contido em um prisma, cuja base correspondente à placa e os lados são paralelos à força de arrancamento (ver Figura(II.8));

S = coeficiente dependente das características do solo (t_f/m^2);

C = coeficiente dependente da inclinação da força de arrancamento.

Os autores observam que a fórmula acima pode ser aplicada a solos estratificados, desde que considerado o efeito das diferentes camadas ao longo do prisma assumido.

Os autores também comentam terem observado, nos ensaios em modelos reduzidos, que a forma da superfície de ruptura era realmente próxima a um prisma de solo acompanhando a placa.

Relatar-se-ã, a seguir, os efeitos dos diversos fatores influenciadores da capacidade de carga estudados pelos autores.

COEFICIENTES

O uso da equação (II.4) admite que o coeficiente S seja conhecido para diferentes solos. Os testes realizados forneceram os valores constantes da Tabela (II.1). As variações obtidas devem-se a dispersão dos resultados dos testes.

Para outros solos, diferentes dos mencionados na tabela (II.1), é necessário estimar o coeficiente S , em função dos valores apresentados.

Como pode ser constatado, ao analisar-se a tabela citada, em solos coesivos S parece assumir valores constantes, porém para solos arenosos S cresce em função da profundidade.

INCLINAÇÃO DA FORÇA DE ARRANCAMENTO

Nos testes do grupo 1 a inclinação da força não teve praticamente efeito na resistência, para valores de 0° a 30° . Mesmo a 45° o acréscimo de carga foi de apenas 10% a 20%. Os valores do coeficiente C da equação (II.4) são apresentados na Figura (II.9) onde também aparecem os valores de $(\cos H)^{-1}$.

Nos testes dos grupos 3 e 4 a inclinação H da força teve grande influência para valores maiores que 20° . Este efeito foi atribuído a uma maior influência do solo fora da região de reaterro na capacidade de carga, para grandes inclinações.

PROFUNDIDADE NA PLACA

Nos solos arenosos a capacidade de carga foi proporcional ao quadrado da profundidade, porém em solos coesivos a relação foi aparentemente linear nas profundidades estudadas.

Foi observado, também, que o aumento da profundidade produziu um acréscimo na força inicial Q_i , para a qual começa o deslocamento da fundação.

PERÍMETRO DA PLACA

O efeito do perímetro foi estudado usando placas de mesma área porém com diferentes relações largura/comprimento.

Foi observado um aumento da capacidade de carga para um aumento de perímetro. Entretanto a mudança de perímetro não influencia a força inicial Q_1 .

ÁREA DA PLACA

Para um aumento somente da área verificou-se haver muito pouca influência na capacidade de carga, quando não havia também um aumento do perímetro. Se simultaneamente ao aumento da área da placa o perímetro decrescia o efeito era nulo.

No entanto, aumento da área da placa provocava aumento da força inicial Q_1 .

INCLINAÇÃO DA PLACA

Observou-se nos testes que a inclinação da placa não influenciava a carga de ruptura. Porém, posteriormente, nos ensaios em modelo reduzido, constatou-se uma tendência das placas de girar, posicionando-se perpendicularmente a direção da força de arrancamento.

DIMENSÕES DA CAVA

Embora grandes cavas de fundação não sejam executadas na prática, os autores as utilizaram tentando fazer com que os testes fossem realizados em solos mais homogêneos e com isto diminuir a dispersão dos resultados. Quando foram realiza

dos testes em cavas pequenas as cargas de ruptura aumentaram consideravelmente.

Este aumento da resistência acentuava-se quando aumentavam a inclinação da força de arrancamento, ou a profundida-de da placa. Tal fato foi atribuído, pelos autores, à maior participação de solo natural, não perturbado, na resistência ao arrancamento.

VELOCIDADE DE APLICAÇÃO DAS CARGAS

Muitas cargas em ancoragens de estais de torres de transmissão (por exemplo, cargas devidas ao vento ou a ruptura de condutores) atuam em rápidos períodos de tempo. No caso de ruptura de condutores, a carga máxima atua em poucos segundos. Somente em torres de ângulo as cargas máximas permanecem por longos períodos de tempo. Para verificar a influência da velocidade de aplicação das cargas os autores realizaram testes, em que o período no qual era mantida uma carga constante, para cada estágio de carregamento, variava de 30 segundos a meia hora. Foi observado que nos testes com carga mantida por maiores períodos não houve variação na força de ruptura em solos arenosos, porêm em solos coesivos a capacidade de carga diminuiu em cerca de 30%, em relação a testes com menores períodos de tempo.

COMPACTAÇÃO DO REATERRO

O efeito da compactação do reaterro foi examinado usando cavas grandes o suficiente para que o solo não perturbado não influenciasse os resultados. Foi observado que um aumento

da energia de compactação aumentava a capacidade de carga, e principalmente, reduzia os deslocamentos.

INTERVALO DE TEMPO ENTRE INSTALAÇÃO E ARRANCAMENTO

Nos testes realizados no grupo 4, como já foi dito, o tempo entre a instalação da placa e o arrancamento variou de um a 275 dias. Em alguns testes individuais, os autores observaram que, aparentemente, este intervalo de tempo não influi na capacidade de carga, mas os valores médios referentes a 24 testes mostraram que a capacidade de carga, para grandes intervalos de tempo, aumentou em cerca de 25%.

Corroborando estes resultados os autores relatam que, posteriormente, as fundações de uma antiga linha de transmissão abandonada foram carregadas até a ruptura, após o que foram reinstaladas e recarregadas. As cargas de ruptura na primeira fase dos testes foram, em média, 55% maiores que as obtidas nos testes das fundações reinstaladas. O solo consistia de silte e areia siltosa.

Finalizando, os autores comentam que a "auto - compactação", como eles designaram este efeito, é mais efetiva em solos com granulometria fina e que, ao longo do tempo, o efeito deste fenômeno substitui as vantagens obtidas por uma compactação mecânica.

II.6 - Método de MEYERHOF e ADAMS

O processo de cálculo que consta do trabalho de MEYERHOF e ADAMS (1968) originou-se de séries de experiências levadas a efeito em duas instituições, a Ontario Hydro Research Division e a Nova Scotia Technical College. Detalhes dos testes realizados são fornecidos por ADAMS e HAYES (1967) para a primeira instituição e por MACDONALD (1963) e SPENCE (1965) para a segunda.

Os testes mostraram que em areias compactas a capacidade de carga aumentou com a profundidade, dentro das faixas de profundidades testadas. No material bem graduado as cargas de ruptura foram apreciavelmente maiores. Em areias fofas o aumento da capacidade de carga com a profundidade foi muito menor que no caso de areias compactas.

As superfícies de ruptura foram observadas em areias uniformes, fofas e compactas. No caso de areias compactas e pequena profundidade, uma superfície de ruptura ocorreu estendendo-se num arco raso do bordo da fundação até a superfície. A grande profundidade a superfície de ruptura foi menos distinta, sendo inicialmente curva e depois essencialmente vertical, estendendo-se até a superfície. Em areia fofa, e grande profundidade, a superfície de ruptura foi essencialmente vertical e limitada a uma pequena distância acima da âncora. Em areia fofa e pequena profundidade a superfície de ruptura foi novamente vertical, mas estendendo-se até a superfície. Os autores concluíram que a resistência ao cisalhamento foi mobilizada ao longo de um superfi

cie muito maior no caso de areia compacta do que no caso de areia fofa. Note-se que a superfície de ruptura vertical observada em vários casos foi similar à obtida nos ensaios em modelo reduzido por HEIKKILÄ e LAINE (1964).

No caso das argilas testadas, que variaram, em consistência, desde mole até rija, em condições amolgadas e, ainda, saturadas, verificou-se que tanto na argila mole como na rija a capacidade de carga aumentou com a profundidade, finalmente alcançando um valor constante. Os autores chamaram a atenção quanto aos deslocamentos elevados nas argilas comparativamente aos deslocamentos relativamente pequenos em areias, antes da ruptura. Quanto à superfície de ruptura, os autores observaram que uma bem definida superfície de ruptura ocorre, pelo menos a pequenas profundidades.

O trabalho de MEYERHOF e ADAMS (1968) trata, ainda, do efeito do grupo em fundações tracionadas, tendo os testes realizados sido reportados por WISEMAN (1966), para areias, e por LANGLEY (1967), para argilas. O efeito de grupo não será abordado no presente trabalho.

A teoria desenvolvida para o cálculo da capacidade de carga, baseou-se nas observações dos testes realizados. Entretanto, os autores comentam que, em função das formas complexas encontradas, foram feitas diversas simplificações com respeito às reais superfícies de ruptura. Os autores comentam ainda que a teoria é geral e aproximada. Uma distinção básica é feita abordando os casos de fundações rasas e profundas (Figura (II.10)).

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

Para fundações corridas tem-se:

a) Pequena Profundidade:

Quando a carga de ruptura Q_u é atingida, uma massa de solo tendo aproximadamente a forma de um tronco de pirâmide é levantada e a superfície de ruptura atinge o nível do terreno (Figura (II.10a)). Conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do solo é mobilizada ao longo da superfície de ruptura.

A capacidade de carga por unidade de comprimento da sapata é proveniente da soma entre as parcelas de resistência ao cisalhamento e peso mobilizadas, conforme a equação (ver também Figura (II.10a)):

$$Q_u = 2 C_f \cos \alpha + 2F \cos \beta + w \quad (\text{II.5})$$

sendo:

C_f = força de coesão ao longo da superfície de ruptura;

F = força de atrito ao longo da superfície de ruptura;

α e β = inclinações médias com a vertical de C_f e F , respectivamente;

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

Neste ponto, MEYERHOF e ADAMS (1968) realizam uma simplificação admitindo, para o cálculo, os esforços atuando ao longo de uma superfície vertical de ruptura.

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

$$Q_u = 2C + 2P_p \sin \delta + w \quad (II.6)$$

sendo:

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

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

Substituindo diversos valores na expressão (II.6), chega-se a :

$$Q_u = 2cD + \gamma D^2 K_{pv} + w \quad (II.7)$$

sendo:

$$K_{pv} = K_p \operatorname{tg} \delta \quad (II.8)$$

onde:

K_p = coeficiente de empuxo passivo:

γ = peso específico aparente do solo.

Dos resultados de modelos de fundações corridas em areias os autores verificaram que o ângulo de ruptura médio com a vertical se situava entre $\phi/3$ e $2\phi/3$. Para um valor médio de $\phi/2$ correspondente àquele ângulo (de ruptura médio), cálculos por tentativas mostraram que δ é aproximadamente $2\phi/3$. Para os correspondentes coeficientes de empuxo passivo K_p baseados em superfícies de ruptura curvas obtidos por CAQUOT e KERISEL (1966) as componentes verticais K_{pv} governando a resistência à tração foram avaliadas, sendo mostradas na Figura (II.11) .

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

$$K_{pv} = K_u \operatorname{tg} \phi \quad (II.9)$$

sendo:

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

A equação (II.7) torna-se, então :

$$Q_u = 2cD + \gamma D^2 K_u \operatorname{tg} \phi + w \quad (\text{II.10})$$

Os valores de K_u são fornecidos também na Figura (II.11).

b) Grande profundidade:

Com o acréscimo da profundidade da fundação, a compressibilidade e as deformações da massa de solo acima da fundação impedem que a superfície de ruptura atinja o nível do terreno (Figura (II.10b)). A extensão desta ruptura restrita pode ser incluída na análise limitando o comprimento vertical H da superfície de ruptura e utilizando a pressão de sobrecarga acima do nível da superfície de ruptura $p_0 = \gamma(D-H)$. Dessa forma, a equação (II.10) pode ser modificada para fundações a grande profundidade e escrita como

$$Q_u = 2cH + \gamma (2D - H)H K_u \operatorname{tg} \phi + w \quad (\text{II.11})$$

O valor de H , segundo aqueles autores, só pode ser determinado através da observação da extensão da superfície de ruptura e uma análise dos resultados dos testes efetuados por eles conduziu aos valores da Tabela (II.2) .

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

$$Q_u = B(cN_c + \gamma DN_q) + A_s f_s + w \quad (II.12)$$

sendo:

A_s - área lateral do fuste da fundação;

f_s - atrito lateral unitário médio do solo no fuste ;

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

No caso de fundações circulares e retangulares temos:

a) Fundações Circulares

A análise de fundações corridas foi estendida para fundações circulares através da determinação da resistência ao cisalhamento, representada pela força de coesão e empuxo passivo inclinado de δ com a vertical, atuando numa superfície cilíndrica passando através do bordo da fundação Figura (II.11a). Assim, para pequenas profundidades, as equações (II.6) e (II.10) tornam-se:

$$Q_u = \pi BC + s \pi B P_p \text{ sen } \delta + w \quad (II.13)$$

ou

$$Q_u = \pi c BD + s (\pi/2) \gamma BD^2 K_u \text{ tg } \phi + w \quad (II.14)$$

sendo:

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

Semelhantemente, para grandes profundidades ($D > H$), a equação (II.11) torna-se:

$$Q_u = \pi c BH + s (\pi/2) \gamma B (2D-H) H K_u \operatorname{tg} \phi + w \quad (\text{II.15})$$

com limite superior para o caso da capacidade de carga $\tilde{a}$ compressão, semelhante $\tilde{a}$ equação (II.12).

Dos resultados de modelos de fundações circulares em areias, os autores verificaram que o ângulo de ruptura médio com a vertical se situava entre $\phi/4$ e $\phi/2$. Para um valor médio de $\phi/3$ correspondente $\tilde{a}$ quele ângulo (de ruptura médio), o valor de δ $\tilde{e}$ aproximadamente $2\phi/3$ e os valores correspondentes do fator de forma s foram estimados de teorias aproximadas de empuxos de terras baseadas em superfícies de ruptura planas (BEREZANTZEV - 1952, MACKAY - 1966). Para pequenos valores de profundidade relativa D/B os resultados teóricos podem ser aproximadamente representados por:

$$s = 1 + m D/B \quad (\text{II.16})$$

com um máximo de:

$$s = 1 + m H/B \quad (\text{II.17})$$

onde H/B e o coeficiente m têm seus valores dados na Tabela(II.2).

b) Fundações Retangulares

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

$$Q_u = 2cD(B+L) + \gamma D^2 (25B+L-B) K_u \operatorname{tg} \phi + w \quad (\text{II.18})$$

enquanto que, para fundações profundas:

$$Q_u = 2cH (B+L) + \gamma (2D-H) H (25B+L-B) K_u \operatorname{tg} \phi + w \quad (\text{II.19})$$

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

No caso de fundações quadradas, os autores sugerem que se faça $B = L$ nas expressões (II.18) e (II.19) acima.

No que diz respeito à aferição do método de cálculo proposto, os autores comentam que:

- no caso de areias, os testes em modelos forneceram resultados com uma dispersão razoável dos pontos em torno das previsões, o que, segundo os autores, era previsível em fun

ção dos diferentes tipos e densidades de areias utilizadas; para testes em escala natural, os resultados foram também razoáveis; no caso de areias fofas houve uma distribuição em torno das previsões, enquanto que no caso de areias compactas, houve uma tendência de resultados ligeiramente conservativos;

- no caso de argilas, os testes mostraram que no caso de fundações à pequena profundidade a teoria geral não produziu bons resultados, posto que os valores observados de cargas de ruptura foram da ordem de metade dos valores previstos, no caso de pequenas profundidades. A diferença foi atribuída às excessivas deformações da argila antes da ruptura — especialmente no caso de argilas moles — e pelas forças de tração devidas, provavelmente, às pressões neutras negativas registradas abaixo e acima das fundações, e que provocaram trincas de tração. Um procedimento empírico foi empregado utilizando um coeficiente N_u que relaciona a capacidade de carga à tração com a resistência não drenada da argila. Não foi feito pelos autores nenhum comentário quanto à realização de testes em escala natural, ou quanto às condições de saturação das argilas.

II.7 - Método da Universidade de Duke

Designou-se sob o nome de Método da Universidade de Duke, a solução ali desenvolvida para fundações submetidas a esforços de tração, reportada em três teses de mestrado (ESQUÍVEL - DÍAZ - 1967, ALI - 1968 e BHATNAGAR - 1969) conforme teoria exposta por VESIC (1969) sobre a capacidade de carga de objetos enterrados no fundo do oceano.

As três teses versam basicamente sobre o comportamento de fundações submetidas a esforços verticais de tração com base em resultados de experimentos realizados em solos distintos (areias, examinadas por ESQUÍVEL - DÍAZ - 1967; argilas moles bentônicas, por ALI - 1968 e argilas siltosas, por BHATNAGAR - 1969).

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

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

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

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

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

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

$$p_u = c \, \bar{\lambda}_c + q \, \bar{\lambda}_q \quad (\text{II.20})$$

onde:

p_u = pressão de ruptura;

q = pressão correspondente à sobre carga;

$\bar{\lambda}_c$ e $\bar{\lambda}_q$ = fatores adimensionais de expansão de cavidade esférica.

VESIĆ e BARKSDALE (1963) fornecem tabelas e curvas correlacionando F_c e F_q com ϕ e um índice de rigidez do solo definido como:

$$I_r = \frac{E}{(1 + D)(c + q \operatorname{tg} \phi)} \quad (\text{II.21})$$

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

$$p_u = cF'_c + qF'_q \quad (\text{II.22})$$

onde:

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

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

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

Se a distância Z na Figura (II.12) é suficientemente pequena, a cavidade expandida de raio R_1 e pressão interna p_u poderá causar a ruptura da massa de solo acima da cavidade ao longo das superfícies de ruptura circulares $\widehat{01}$ e $\widehat{43}$. As superfícies de ruptura foram admitidas interceptando a superfície do meio com o ângulo de $45^\circ - \phi/2$. Com base em observações experimentais, as superfícies de ruptura foram também admitidas como encontrando a cavidade, nos pontos 1 e 3 da Figura (II.12), com uma tangente comum vertical.

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

$$p_u = c F'_c + \gamma Z F'_q \quad (\text{II.23})$$

sendo γ o peso específico do material.

Esta equação é similar às equações (II.20) e (II.22) sendo F'_c e F'_q chamados de "cavity breakthrough factors", que pode ser traduzido como fatores de expansão da cavidade. Esses fatores são funções neste caso, apenas de ϕ e da relação Z/R_1 .

Se a carga linear é substituída por um ponto de carga concentrada expandindo uma cavidade esférica, torna-se um problema de equilíbrio plástico axi-simétrico. Uma vez que não existe solução rigorosa para este caso tridimensional de simetria

axial, foi admitido que a distribuição de tensões normais e cisalhantes, assim como os ângulos, são os mesmos do caso bidimensional da expansão de uma carga linear mencionada anteriormente. (Figura (II.12)).

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

$$P_u = c F_c + \gamma Z F_q \quad (II.24)$$

Esta equação é semelhante à equação (II.23) anterior. Neste caso, F_c e F_q são também fatores de expansão da cavidade, mas são distintos de F'_c e F'_q . Os fatores F_c e F_q são dados por:

$$F_q = 1,0 - \frac{2}{3} \left(\frac{R_1}{Z} \right) + c_1 \left(\frac{Z}{R_1} \right) + c_2 \left(\frac{Z}{R_1} \right)^2 \quad (II.25)$$

$$F_c = c_3 \left(\frac{Z}{R_1} \right) + c_4 \left(\frac{Z}{R_1} \right)^2 \quad (II.26)$$

Nestas expressões os coeficientes c_1 a c_4 dependem exclusivamente do ângulo que define a reta de resistência ao cisalhamento ϕ . Os valores de F_c e F_q são funções apenas de ϕ e da relação Z/R_1 .

Os conceitos da teoria de expansão de cavidade de VESIC descritos anteriormente foram aplicados ao caso de uma placa de ancoragem rasa.

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

$$P_a = \frac{2/3 \pi R_1^3 \gamma}{\pi R_1^2} = \frac{2}{3} \gamma R_1 \quad (\text{II.27})$$

Adicionando esta quantidade à equação (II.24), ter-se-á a pressão de ruptura da placa, q_u , dada por:

$$q_u = c F_c + \gamma Z F_q + \frac{2}{3} \gamma R_1 \quad (\text{II.28})$$

Em se desenvolvendo o segundo termo da equação (II.28), utilizando a expressão (II.25), pode-se constatar que um dos termos do desenvolvimento será igual a $-2/3 \gamma R_1$ e, assim, a expressão (II.28) torna-se:

$$q_u = c F_c + \gamma Z \left[1,0 + c_1 \frac{Z}{R_1} + c_2 \left(\frac{Z}{R_1} \right)^2 \right] \quad (\text{II.29})$$

De outra forma pode-se fazer:

$$q_u = c \bar{F}_c + \gamma Z \bar{F}_q \quad (\text{II.30})$$

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

No caso de solos sem coesão, equação (II.30) torna-se

$$q_u = \gamma Z \bar{F}_q \quad (\text{II.31})$$

Semelhanamente aos fatores F_c e F_q , para o caso de placas circulares podem ser obtidos os fatores F'_c e F'_q , para o caso de placas retangulares. Valores numéricos de F_c , F'_c , F_q , F'_q são fornecidos na Tabelas (II.3), em função de ϕ e da relação D/B.

Nas três teses citadas são feitas comparações entre os resultados obtidos e previstos. Foi observado em todas as teses um aumento da capacidade de carga à tração com a profundidade (e também com o aumento do diâmetro, no caso de placas), tendo sido notada uma variação de comportamento a partir de uma determinada relação D/B (variável em função do tipo de solo) e que caracterizaria o conceito de profundidade crítica, fronteira entre fundações rasas e fundas.

II.8 - Método da Universidade de Grenoble

Este método foi desenvolvido na Universidade de Grenoble com o apoio da E.D.F. - Electricité de France, organização estatal francesa de energia elétrica, sendo reportado em diversas teses, como as de RIBIER (1962), MARTIN (1963), MONTEL (1963), MARTIN (1966), TRÂN-VÕ-NHIÊM (1971) e BATMANABANE (1973), além de outros trabalhos, dentre os quais pode-se citar os de BIAREZ e BARRAUD (1968), PORCHERON e MARTIN (1968), MARTIN (1973), MARTIN (1975) e MARTIN (1978).

O método originou-se a partir da observação do fenômeno real de ruptura do solo — em ensaios em modelos reduzidos — e, a partir daí, em estudos teóricos fundamentados nos conceitos da Mecânica dos Solos; tal metodologia foi também aferida, pe

los seus idealizadores, em um número elevado de provas de carga realizadas em escala natural por uma série de instituições, através de países membros da C.I.G.R.E. (Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension); o método abrange, praticamente, todos os tipos de fundação normalmente utilizados.

Nas fórmulas de capacidade de carga ao arrancamento, que serão apresentadas a seguir, as fundações são agrupadas em três tipos, a saber: estacas ou tubulões sem alargamento de base; placas ou grelhas e o modelo designado pelos franceses de "plaque avec fût", ou placa com fuste, onde podem ser englobados as sapatas e os tubulões de base alargada.

a) Estacas ou Tubulões sem Alargamento de Base

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

Com esta hipótese, a capacidade de carga de uma estaca cilíndrica ou tubulão sem alargamento de base dentro de um solo homogêneo é obtida a partir da aproximação habitual que consiste em adicionar os estados de equilíbrio limite em meio

com peso sem coesão ao sem peso com coesão. A carga de ruptura será, portanto, a soma da resistência ao cisalhamento mobilizada ao longo da superfície de ruptura, do peso da fundação, do peso de solo solidário à estaca no processo de ruptura e da sobrecarga, atuante na superfície, quando esta existir. A fórmula correspondente é:

$$Q_u = p \cdot D [c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q] + P_f \quad (\text{II.32})$$

onde:

Q_u = carga de ruptura da fundação;

p = perímetro da fundação;

D = comprimento ou profundidade de assentamento da fundação;

c = coesão ;

γ = peso específico do solo;

q_0 = sobrecarga uniforme atuante na superfície do terreno;

P_f = peso próprio da fundação;

$M_c, M_\phi + M_\gamma, M_q$ = coeficientes de capacidade de carga à tração, definidos como:

$$M_c = \left\{ -\frac{\text{tg } \lambda}{\text{tg } \phi} + \frac{f}{H} \cos \phi \left(1 + \frac{\text{tg } \lambda}{\text{tg } \phi}\right) \right\} \left(1 - \frac{1}{2} \text{tg } \lambda \frac{D}{R}\right) \quad (\text{II.33})$$

$$M_\phi + M_\gamma = \frac{\text{sen } \phi \cos (\phi + 2\lambda)}{2 \cos^2 \lambda} \left[1 - \frac{1}{3} \text{tg } \lambda \frac{D}{R} \right] \quad (\text{II.34})$$

$$M_q = M_c (\operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} \lambda) \quad (\text{II.35})$$

sendo:

$$\frac{f}{H} = \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \cdot \frac{\cos n - \operatorname{sen} \phi \cos n}{\cos n + \operatorname{sen} \phi \cos n} \quad (\text{II.36})$$

com:

$$m = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} + \lambda \quad (\text{II.37})$$

$$n = \operatorname{arc} \operatorname{sen} (\operatorname{sen} \phi \operatorname{sen} m) \quad (\text{II.38})$$

O ângulo λ das expressões acima é o ângulo formado pela estaca ou tubulão e a superfície de ruptura assimilada a uma reta. As experiências indicaram que em qualquer tipo de solo, o ângulo λ assume valores próximos a $-\phi/8$, onde o sinal negativo indica, dentro da convenção adotada, que a superfície de ruptura abre em direção a superfície do terreno, embora, na prãtica, Martin (1978), recomende adotar $\lambda = 0$. A Figura (II.13) mostra as superfícies de ruptura real e admitida com a convenção empregada para o ângulo λ .

No caso de fundações prismáticas, são válidas as mesmas expressões e coeficientes anteriormente definidos, bastando considerar um raio equivalente que forneça o mesmo perímetro da fundação real, p , ou seja

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

b) Placas ou Grelhas

No caso de placas de ancoragem estudos mais recentes (por ex. MARTIN - 1978) complementaram a teoria inicial, desenvolvida para placas horizontais, englobando também o caso de placas inclinadas.

Deve-se esclarecer previamente que, para este sistema, o comportamento das fundações é influenciado pelas características dos solos, que foram agrupados em dois tipos, de acordo com a resistência mecânica, quais sejam:

Solos fracos: solos argilosos, com elevado grau de saturação e ângulo de atrito $\phi < 15^\circ$, aproximadamente;

Solos fortes ou resistentes: solos arenosos (saturados ou não) e argilosos com baixo grau de saturação e ângulo de atrito $\phi > 15^\circ$, aproximadamente.

Observando o fenômeno da ruptura, os pesquisadores de Grenoble constataram que as regiões em que houve deslocamento de solo, a que chamaram de "zonas plásticas", variavam não só com o tipo de solo, mas também com a inclinação das placas e com a profundidade relativa D/B das mesmas; tendo sido observados comportamentos à ruptura diferenciados, para fundações a pequena, média e grande profundidade.

Para fundações a pequena profundidade, no caso de placas horizontais em solo do tipo forte, a região com desloca

mento do solo é simétrica, alargando até a superfície do terreno (ver Figura (II.14)). Porém a medida em que aumenta a inclinação da placa esta região torna-se mais assimétrica, surgindo um movimento de "afundamento" do solo por traz da placa (devido a sucção), que, para grandes inclinações, atinge a superfície do terreno, o que não ocorre quando a placa encontra-se a média profundidade.

Já para placas a grande profundidade as deformações do solo ficam localizadas ao redor das placas. Pode-se observar que as partículas de solo (através de um processo de compressão vs. descompressão/sucção) rodam ao redor de dois eixos, representados pelos lados superior e inferior da placa, como que formando dois "cilindros". Para uma placa horizontal os dois cilindros são iguais e a figura é simétrica com respeito ao eixo vertical. Quando a inclinação aumenta, o cilindro relativo ao lado inferior decresce, havendo um aumento do superior, e finalmente desaparece, quando a placa é vertical.

Já para solos do tipo fraco, no caso de fundações horizontais a pequena profundidade, há um afunilamento da região com deslocamento do solo, como que formando um cone (ou pirâmide), cujo vértice coincide com a superfície do terreno para fundações a profundidade crítica. (Ver Figura (II.15)).

Para fundações a grande profundidade este cone (ou pirâmide) fica totalmente contido no interior do solo.

Por sua complexidade e por fugir ao escopo do presente trabalho não serão apresentadas as fórmulas para determinação da capacidade de carga ao arrancamento de placas inclinadas.

Apresentam-se seguir, as fórmulas para placas horizontais.

i - Placas em solos fracos

Observando a Figura (II.15) nota-se que, sendo λ positivo para estes solos, o cone (ou pirâmide) de solo mobilizado acima da fundação fecha-se a uma determinada profundidade que é denominada profundidade crítica, D_c , definida como igual a 5 vezes o raio da placa, se cilíndrica, ou 2,5 vezes a largura menor da placa, se quadrangular.

Assim temos que:

$$\text{para } D \leq D_c$$

$$Q_u = p D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_0 M_q \right] + p_f + S_b D \gamma \quad (\text{II.40})$$

onde S_b é a área da base da placa e os demais termos são os mesmos definidos anteriormente.

$$\text{para } D > D_c$$

$$Q_u = p D_c \left[c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + (q_0 + \gamma(D - D_c)) M_q \right] + p_f + S_b D_c \gamma \quad (\text{II.41})$$

onde os termos são os anteriormente definidos.

Note-se que, nas fórmulas para determinação dos coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q , em qualquer profundidade, deve-se

usar $\lambda = \arctg 0,2$.

Nos casos de placas retangulares determina-se, o raio equivalente R_e como:

$$R_e = \frac{p}{8} \quad (II.42)$$

sendo p o perímetro da placa.

ii - Placas em solos fortes

As fórmulas para o cálculo da capacidade de carga são:

$$\begin{array}{c} \text{para } D < D_c \\ \hline Q_u = p_b D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] + P_f + S_b D \gamma \end{array} \quad (II.43)$$

onde os termos são os anteriormente definidos.

$$\begin{array}{c} \text{para } D > D_c \\ \hline Q_u = S_b M (\gamma D \operatorname{tg} \phi + c) + P_f \end{array} \quad (II.44)$$

onde:

$$M = \frac{12\pi}{1 + 6 \operatorname{tg} \phi \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right)} - 1,6 \quad (II.45)$$

e os demais termos são os anteriormente definidos.

Não é dada uma determinação precisa do valor da profundidade crítica, sendo apenas recomendado, na prática, a

adoção do menor entre os dois valores de Q_u calculados segundo os dois esquemas $D < D_c$ e $D > D_c$.

Nas fórmulas anteriores, para o caso de placas retangulares, deve-se entrar com o raio equivalente, R_e , como definido na equação (II.39), ou seja $R_e = p/2\pi$.

Quanto ao valor de λ a ser adotado no cálculo dos coeficientes, são recomendados dois valores:

$\lambda = - \phi$, para solos pulverulentos,

e $\lambda = \frac{\phi}{4}$, para solos coesivos.

Completando resta dizer que, em se tratando de solos estratificados, os procedimentos para o caso de placas, tanto para solos fracos como para solos resistentes, são semelhantes aos já comentados.

c) Sistema placa-fuste

No caso do sistema placa-fuste, onde podem ser enquadradas as sapatas e os tubulões de base alargada, as expressões de cálculo são basicamente as mesmas do caso de placas, devendo-se considerar, ainda, a influência do fuste e da espessura da base, conforme indicado a seguir.

i - Fundações em solos fracos

A superfície de ruptura é assimilada à forma indicada na Figura (II.16), notando-se que, para $D > D_c$, o fuste

atua como uma estaca ao longo da profundidade ($D = D_c$). A profundidade crítica foi estimada, a partir de ensaios, como sendo $5(R - R_f)$ ou $5(B - b)$, caso se trate de fundações circulares ou retangulares, respectivamente. É importante observar que a superfície de ruptura se desenvolve a partir da aresta superior da base, sendo D referenciado portanto a esta aresta (ver Figura (II.16)).

A capacidade de carga $\bar{e}$ determinada como se segue:

$$\underline{\text{para } D \leq D_c}$$

Emprega-se a expressão (II.40), relativa a placas circulares, acrescentando-se a influência do fuste.

$$Q_u = p_b D \left[c M_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] + P_f + (S_b - S_f) D_\gamma \quad (\text{II.46})$$

onde:

S_f - é a área do fuste e os demais termos são os já definidos anteriormente.

Os coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_q são calculados para $\lambda = \arctg 0,2$.

$$\underline{\text{para } D > D_c}$$

$$Q_u = Q_u \text{ (base)} + Q_u \text{ (fuste)} + P_f \quad (\text{II.47})$$

Parcela da Base

$$Q_u = p_b D_c \left[c M_c + \gamma D_c (M_\phi + M_\gamma) + \right. \\ \left. + q_o + \gamma (D - D_c) M_q \right] + (S_b - S_f) D_c \gamma \quad (\text{II.48})$$

Parcela do Fuste

$$Q_u = p_f (D - D_c) \left[c M_{cf} + \gamma (D - D_c) (M_\phi + M_\gamma)_f + q_o M_{qf} \right] \quad (\text{II.49})$$

Os coeficientes M_{cf} , $(M_\phi + M_\gamma)_f$ e M_{qf} são os mesmos utilizados para estacas, calculados para $\lambda = -\phi/8$.

No caso de fundações quadradas ou retangulares, em qualquer profundidade, deve-se determinar, como no caso de placas, o raio equivalente R_e através da expressão (II.42), ou $R_e = p/8$, para a contribuição da base. No caso de profundidade superior à crítica e fuste não circular, a contribuição do fuste deve ser obtida em se determinando o raio equivalente R_e através da expressão (II.39) anterior, ou seja, fazendo $R_e = p/2\pi$.

ii - Fundações em solos fortes

Na Figura (II.17) então indicadas as formas assimiladas para a superfície de ruptura do solo, quando se tem valores de D maiores ou menores que a profundidade crítica. Note-se que quando $D > D_c$, o fuste atua como uma estaca isolada, com ângulo de ruptura para cálculo $\lambda = -\phi/8$.

De modo análogo às placas, a superfície de cisa

salhamento na base é tórica ou formada por porções cilíndricas , caso se tenha um formato circular ou retangular, respectivamente.

A capacidade de carga é calculada como se segue:

$$\underline{\text{para } D \leq D_c}$$

Utiliza-se a expressão (II.43), acrescentando - se a influência do fuste

$$Q_u = p_b D \left[cM_c + \gamma D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_g \right] + P_f + (S_b - S_f) D \gamma \quad (\text{II.50})$$

Os coeficientes M_c , $(M_\phi + M_\gamma)$ e M_g são calculados para o valor de $\lambda = - \phi/4$, usando as fórmulas anteriores, (II.33) a (II.35).

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

$$\underline{\text{para } D > D_c}$$

$$Q_u = Q_u (\text{base}) + Q_u (\text{fuste}) + P_f \quad (\text{II.51})$$

Parcela da base

$$Q_u = (S_b - S_f) m M (\gamma D t_g \phi + c) \quad (\text{II.52})$$

onde:

$$M = \frac{12\pi}{1+6 \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{2}{\pi} \right) + \frac{R_f}{R}} - \frac{6}{1+\frac{6}{\pi} \operatorname{tg} \phi}$$

$$- 1,6 \left(1 - 1,9 \frac{R_f}{R} + 0,9 \frac{R_f^2}{R^2} \right) \quad (\text{II.53})$$

$$m = \begin{cases} 1 - \frac{1}{2\pi} \arcsen \frac{e}{R-R_f}, & \text{para } e < R - R_f \\ 0,75 & , \text{ para } e \geq R - R_f \end{cases} \quad (\text{II.54})$$

sendo: e = espessura da base

R = raio da base

R_f = raio do fuste

Parcela do fuste

$$Q_u = pD \cdot \left[c M_c + \gamma \cdot D (M_\phi + M_\gamma) + q_o M_q \right] \quad (\text{II.55})$$

Os coeficientes M_c , $M_\phi + M_\gamma$ e M_q são calculados para $\lambda = - \phi/8$.

Note-se também neste caso a indefinição quanto ao valor de D_c , sendo novamente recomendado a adoção do menor valor de Q_u , dentre os calculados para $D < D_c$ e $D > D_c$.

Complementando, vale ressaltar que os modelos e procedimentos de cálculo aqui expostos foram aferidos, também, através de provas de cargas realizadas em escala natural.

II.9 - Método de ROWE e DAVIS

O método de ROWE e DAVIS para determinação da capacidade de carga de fundações do tipo placas de ancoragem é

apresentado em dois trabalhos, que se complementam, sendo o primeiro sobre ancoragens em argilas (ROWE e DAVIS - 1980a) e o segundo sobre ancoragens em areias (ROWE e DAVIS - 1980b). Neste último a teoria desenvolvida é estendida para o caso de solos com coesão e atrito.

Cabe observar que o método exposto é complementado por outros trabalhos, de autoria de ROWE e BOOKER(1979a ,1979b, 1980a, 1980b e 1981), que estudam o comportamento elástico de ancoragens simples e múltiplas, tendo por objetivo e previsão dos deslocamentos das mesmas. Devido a generalidade destes trabalhos, que englobam sistemas de ancoragens verticais, horizontais ou inclinadas um resumo dos mesmos é apresentado no Anexo A.

O método apresentado por ROWE e DAVIS é uma evolução de um trabalho anterior dos autores (ROWE e DAVIS - 1977) baseado na utilização do Método dos Elementos Finitos e aferido através da comparação dos resultados obtidos pela aplicação do método com testes em modelos reduzidos realizados pelos autores, além de outros disponíveis na literatura, tendo sido encontrada uma satisfatória concordância.

Os autores examinam os efeitos de diversos parâmetros, sendo os mesmos considerados nas fórmulas para determinação da capacidade de carga das placas através da inclusão de "coeficientes de influência", apresentados pelos autores na forma de gráficos.

O estudo foi realizado através de análise elasto-plástica, tendo sido assumido para o solo o critério de ruptura de Mohr-Coulomb. As ancoragens foram assumidas como de comprimento muito maior que a largura (estado plano de deformação) e perfeitamente rígidas, sendo os elementos utilizados do tipo C.S.T. (*constant strain triangle*). São estudadas ancoragens de bases verticais e horizontais, que por simplicidade serão designadas como ancoragens verticais e horizontais, respectivamente.

Passar-se-á agora a exposição mais detalhada do mê todo.

a) Fundações em Solos Argilosos

A pressão média aplicada, necessária para causar a ruptura de placas de ancoragem com coesão c e ângulo de atrito interno nulo é expressa por:

$$q_u = c F'_c \quad (II.56)$$

onde:

q_u = pressão máxima de ruptura ;

F'_c = o menor entre os seguintes valores:

$$F'_c = F_c + \frac{s q h}{c} \quad (II.57)$$

ou

$$F'_c = F^*_c \quad (II.58)$$

sendo:

qh = pressão vertical à profundidade de embutimento da placa h ;

s - taxa de aumento da capacidade de carga com a sobrepressão (igual a 1 para placas horizontais);

F_c e F_c^* - fatores adimensionais de capacidade de carga definidos como:

F_c - fator de capacidade de carga correspondente ao caso onde não é permitida tração entre a placa e o solo subjacente. Nestas condições haverá um descolamento imediato do solo detrás da placa tão logo a carga seja aplicada;

F_c^* - fator de capacidade de carga para placa onde não ocorre descolamento entre a placa e o solo. Esta situação ocorre se a interface puder sustentar tensões de tração devidas a sucção ou adesão ou/e as tensões iniciais são suficientemente grandes para assegurar que as tensões por detrás da placa serão compressivas para todas as cargas aplicadas, incluindo a carga de ruptura.

No caso geral, o descolamento irá ocorrer no momento que as tensões compressivas por detrás da placa se reduzirem a zero. Nestas condições, o valor do fator F'_c estará entre os valores limites de F_c e F_c^* e dependerá da sobre-pressão ini

cial atuante na profundidade h , do nível inicial de tensões agindo normalmente à placa e, para ancoragens verticais, das tensões iniciais $k_0 \gamma h$ agindo normalmente à placa. A transição entre F_c e F_c^* pode ser dada em termos de S .

Neste ponto é necessária uma definição quanto à "carga de ruptura".

A análise efetuada pelo Método dos Elementos Finitos permite uma definição precisa da carga que provoca colapso da fundação, no entanto, em muitos casos, as deformações devidas à plastificação do solo antes do colapso são tão grandes que, na prática, deve-se considerar como tendo ocorrido uma falha da resistência a uma carga abaixo da de colapso do sistema solo - fundação.

O meio considerado pelos autores como mais versátil de relacionar a definição de "ruptura" como as características de deformação da fundação é definir, como carga de ruptura, aquela para a qual o deslocamento é um dado múltiplo do deslocamento que seria obtido se o solo permanecesse elástico. Embora esta definição leve ainda a uma arbitrariedade na escolha do múltiplo a ser usado, a mesma fornece um limite conhecido dos deslocamentos antes da ruptura.

Os autores indicam a adoção, na prática, da carga de ruptura como sendo a que produziu um deslocamento 4 vezes maior do que o que ocorreria se o solo tivesse permanecido elástico. Esta carga é denominada como carga "k4" de ruptura, pois

corresponde a uma rigidez elástica aparente igual a um quarto da rigidez elástica (similarmente, as cargas k_2 , k_3 , etc.. são as que correspondem a um rigidez aparente de metade, um terço, etc, da rigidez elástica, respectivamente).

Note-se que, nem todas as fundações apresentam grandes deformações antes do colapso. Em particular, para fundações horizontais a pequena profundidade, a carga " k_4 " de ruptura é idêntica a carga de colapso da fundação.

Os fatores adimensionais de capacidade de carga F_c e F_c^* determinados para os casos limites de descolamento imediato e ausência de descolamento são mostrados nas Figuras (II.18) e (II.19), para placas de ancoragens horizontais e verticais, respectivamente.

Os fatores de capacidade de carga determinados para as cargas de ruptura reais são indicados por uma linha cheia nessas figuras, enquanto que aqueles determinados usando a definição prática de ruptura " k_4 " são representados por linhas tracejadas com longos traços. Em casos onde as deformações plásticas governam o comportamento do sistema, as cargas adimensionais correspondentes a 2, 3 e 5 vezes o deslocamento elástico são também dadas em linhas com pequenos traços, para indicar a sensibilidade do fator de capacidade de carga na determinação da carga prática de ruptura.

Sucção ou adesão entre a parte posterior da ancoragem e o solo irá provocar um comportamento intermediário. Inicialmente não haverá descolamento até que a resistência a adesão

da interface entre o solo e a placa seja excedida. Uma vez tendo ocorrido o descolamento a redistribuição de tensões devido a perda de adesão ou sucção, irá levar a um apreciável aumento dos

A carga de ruptura para esses casos pode ser estimada utilizando a equação (II.56), fazendo:

$$F'_c = F_c + \frac{q_a}{c} \quad (\text{II.59})$$

onde:

q_a = adesão ou sucção média.

Os autores alertam porém que, devido ao efeito da redistribuição de tensões após o descolamento e da incerteza do real valor da adesão ou sucção mobilizada, deve-se tomar particular cuidado ao projetar ancoragens com a consideração de sucção ou adesão.

São examinados a seguir alguns fatores que podem influenciar os fatores de capacidade de carga para solos coesivos.

- Rugosidade da Placa -

Os autores constataram que ancoragens horizontais ou ancoragens verticais a grande profundidade não são notavelmente afetadas pela rugosidade da placa, pois a simetria do problema impede o desenvolvimento de tensões cisalhantes significativas na interface placa-solo.

Entretanto o mecanismo de falha associado com ancoragens verticais ã pequena profundidade ẽ assimétrico e altas tensões cisalhantes podem se desenvolver em uma interface rugosa solo-ancoragem. A rugosidade dessas ancoragens rasas irá levar ã um apreciável aumento na capacidade de carga das mesmas e o valor dado na figura (II.19) que corresponde a uma ancoragem lisa, representa um limite inferior da capacidade de carga da ancoragem.

Por exemplo, os autores constataram que a capacidade de uma ancoragem rugosa vertical com a relação $\frac{H}{B} = 1,5$ ẽ 30% acima da capacidade de uma ancoragem similar, porém, lisa.

A rugosidade da placa deixa de ter um efeito significativo para relações de embutimento ($\frac{H}{B}$) maiores do que 3.

A análise por elementos finitos utilizada para determinar os fatores de capacidade de carga das figuras (II.18) e (II.19) foi realizada para malhas com espessuras D iguais a 8 vezes as larguras B das placas. No entanto os autores constataram que para malhas com a relação D/B variando de 5 a 18 as variações máximas obtidas nos resultados foram inferiores a 3%.

- Inclinação da Placa -

Os autores indicam que a capacidade de carga de ancoragens rasas com a relação $\frac{H}{B} < 3$ e com o eixo de 60° ou menos com a vertical, podem ser determinadas usando os resultados na figura (II.18), enquanto que a capacidade de carga de anco

ragens com eixos a mais do que 60° com a vertical, podem ser estimadas pela Figura (II.19). Em ambos os casos a profundidade de embutimento H deve ser medida a partir do ponto da placa inclinada mais distante da superfície do solo.

- Espessura da Placa -

Os fatores de capacidade de carga dados nas Figuras (II.18) e (II.19), foram determinados para placas de ancoragens de espessuras desprezíveis. Os autores estudaram o efeito da espessura da placa na capacidade de carga e determinaram um fator de correção R_t que é apresentado na Figura (II.20). Este fator indica a variação da capacidade de carga em função da espessura t .

Observando a Figura (II.20) nota-se que a capacidade de carga de uma ancoragem perfeitamente lisa, diminui sensivelmente com o aumento da espessura da placa. Entretanto ancoragens geralmente são rugosas e a capacidade de carga deste tipo de ancoragens é relativamente insensível para as espessuras usualmente encontradas.

- Forma da Placa -

A análise elasto-plástica pelo Método dos Elementos Finitos, pode ser realizada para placas circulares ou retangulares, a diferentes inclinações, entretanto, o custo destas análises não lineares, tridimensionais é proibitivo. Devido a isto, os autores limitaram a determinação do efeito da forma de placa apenas ao caso especial de ancoragens horizontais circulares, na condição descolamento imediato do fundo.

O efeito da forma sobre as cargas de ruptura é ilustrado na figura (II.21) em termos da relação entre a capacidade de carga para uma fundação circular, dividido pela capacidade de carga de uma fundação corrida.

b) Fundações em solos arenosos

A pressão média, q_u , necessária para causar a ruptura de uma placa de ancoragem em um solo não coesivo com um ângulo de atrito ϕ é expressa por:

$$q_u = \gamma \cdot h \cdot F'_\gamma \quad (\text{II.60})$$

onde:

q_u = pressão média de ruptura;

γ = peso específico do solo;

h = profundidade do ponto inferior da placa;

F'_γ = fator de capacidade de carga de placa, função da orientação da placa, embutimento da mesma, ângulo de atrito do solo, dilatância, estado inicial de tensões e rugosidade da placa.

Os autores definem F'_γ como sendo aproximadamente igual a um fator básico F_γ multiplicado por vários fatores de correção, ou seja:

$$F'_Y \approx F_Y \cdot R_\Psi \cdot R_R \cdot R_k \quad (\text{II.61})$$

onde:

F_Y = fator de capacidade de carga para o caso básico de uma ancoragem lisa em um solo que deforma plasticamente sem mudança de volume ($\Psi=0^\circ$) e com coeficiente de empuxo $K_0 = 1$. (Observe-se que o ângulo de dilatância, Ψ , é aquele que satisfaz uma relação geométrica, com respeito às deformações, similar à satisfeita pelo ângulo de atrito interno, ϕ , em respeito às tensões).

R_Ψ , R_R e R_k = fatores de correção em função dos efeitos de dilatância do solo, rugosidade da placa e estado inicial de tensões respectivamente.

A variação do fator básico de capacidade de carga F_Y em função do ângulo de atrito interno do solo ϕ e da relação H/B é apresentada nas Figuras (II.22) e (II.23), para placas horizontais e verticais, respectivamente.

A linha tracejada na Figura (II.23), para a relação $H/B = 8$, indica que foi usado o mesmo critério de carga "k4" de ruptura, anteriormente descrito. (ver item a anterior).

Analisar-se-ão a seguir os fatores que influem na capacidade de carga.

- Dilatância -

O ângulo de dilatância $\psi = 0$ adotado na determinação de F_Y corresponde a um solo que se deforma plasticamente sem que haja mudança de volume. Isto é uma consideração razoável para areias fofas, entretanto, muitos solos (por exemplo areias densas) dilatam durante deformações plásticas e esta característica do solo pode ter um efeito significativo sobre a capacidade de carga.

O aumento da capacidade de carga devido ao efeito da dilatância foi expresso pelos autores através de um fator de correção F_ψ aplicado ao fator de capacidade de carga F_Y determinado para $\psi = 0$.

São apresentadas nas figuras (II.24) e (II.25), que correspondem respectivamente a ancoragens verticais e horizontais, as variações de F_ψ em função de ψ para os casos $\phi = \psi$ e ϕ (constante) = 30° , sendo a relação $\frac{H}{B} = 3$. Os autores indicam que os fatores F_ψ para o material cujo ângulo de dilatância ψ esteja compreendido entre 0° e ϕ pode ser estimado por interpolação linear entre os valores limites $\psi = 0^\circ$ e $\psi = \phi$.

- Estado Inicial de Tensões -

Os autores observaram ser pequena a influência de K_0 na capacidade de carga das ancoragens, tendo-se constatado que para valores de K_0 compreendidos entre 0,4 e 1, o fato de não considerar a influência do mesmo, levou, em todos os casos considerados, a erros menores do que 10%. Em vista disso, para fins práticos

ticos, o fator de correção R_k indicado na equação (II.61) pode ser adotado como unitário. Para o caso $\psi = 0^\circ$ isto levará a previsões levemente não conservativas para ancoragens horizontais e levemente conservativas para ancoragens verticais. Os erros em contrados diminuem na medida em que ψ aumenta.

- Rugosidade da Placa -

A capacidade de carga de ancoragens horizontais não é sensivelmente afetada pela rugosidade da placa. Logo os autores recomendam, neste caso, adotar para o fator R_R da equação (II.61) o valor 1.

Já para ancoragens verticais o mesmo não acontece, sendo apresentado na figura (II.26) a variação do fator R_R em função da relação $\frac{H}{b}$ para o caso $\phi = 30^\circ$, $\psi = 0^\circ$.

A carga de ruptura última de ancoragens, nas quais $\psi > 0$ é, em geral, precedida de grandes deformações plásticas e nestes casos é necessário a adoção do critério prático da carga "k4" de ruptura. Isto leva (embora, como digam os próprios autores, um tanto quanto fortuitamente), a que o fator de rugosidade R_R correspondente a carga "k4" de ruptura, tenda a estar próximo dos valores indicados na figura (II.26).

- Superposição de Efeitos -

A definição da equação (II.61) pressupõe que os efeitos da dilatação, do estado inicial de tensões e da rugosi

dade possam ser superpostos para obter uma estimativa do fator de capacidade de carga F_Y . Como a influência destes fatores não é independente, esta superposição de efeitos é somente aproximada.

No caso de ancoragens horizontais, o efeito do estado inicial de tensões e da rugosidade é pequeno ($R_k \approx 1$ e $R_R \approx 1$) logo a equação (II.61) fornece uma boa estimativa da capacidade de carga.

No caso de ancoragens verticais, o mesmo não acontece, sendo os resultados obtidos pela aplicação da equação (II.61), e desde que $R_k \approx 1$, apenas uma estimativa conservativa da capacidade de carga.

c) Fundações em solos com coesão e atrito

Para solos em coesão e atrito a pressão de ruptura média do solo é dada por:

$$q_u = c F'_c + \gamma h F'_Y \quad (\text{II.62})$$

onde os fatores F'_c e F'_Y são os definidos anteriormente.

O efeito de uma sobrecarga q_s atuando na superfície do solo não foi incluída na equação (II.62) posto que a capacidade de carga de uma ancoragem em um solo com coesão c^* e sujeito a uma sobrecarga q_s pode ser determinado diretamente da equação (II.62) fazendo:

$$c = c^* + q_s \operatorname{tg} \phi, \quad (\text{II.63})$$

desde que a influência da sobrecarga no descolamento entre a base da ancoragem e o solo adjacente seja considerado na determinação de F'_c . Então ter-se-á:

$$F'_c \approx F_c + \frac{q_s}{c}, \quad (\text{II.64})$$

onde F_c é o fator de capacidade de carga para o caso de descolamento imediato (ver item anterior).

Os valores de F_c apresentados nas figuras (II.22) e (II.23) são para o caso de solos puramente coesivos ($\phi = 0^\circ$). Para o caso de solos com $\phi \neq 0^\circ$ é apresentada nas figuras (II.27) e (II.28) a variação de F_c em função de ϕ , para ancoragens horizontais e verticais, respectivamente.

Análises realizadas pelos autores para verificar a validade da adoção da capacidade de carga expressa pela equação (II.62), que assume serem independentes os efeitos da coesão e do peso específico, constataram que os erros encontrados foram sempre inferiores a 6%, e geralmente conservativos.

II.10 - Comentários Finais

Finalizando esta exposição, cabem aqui alguns comentários sobre os métodos apresentados.

Quanto aos métodos do Cone e do Cilindro de Atrito, realmente, pela sua simplicidade não há muito o que dizer. Nos métodos de BALLA, de MEYERHOF e ADAMS e da Universidade de

Duke, procurou-se apenas resumir o já exposto por DANZIGER (1983), com eventuais e pequenas modificações. O método de HEIKKILÄ e LAINE, apesar de suas limitações, foi exposto, não só pelo seu valor histórico, como também pela sua originalidade na abordagem de diversos fatores influenciadores da capacidade de carga das fundações. No método da Universidade de Grenoble, procurou-se complementar o já exposto por DANZIGER (1983) através da apresentação completa do método, para fundações de eixo vertical, com todas as equações para cálculo dos diversos coeficientes envolvidos na formulação. O método de ROWE e DAVIS, embora trate apenas do modelo de placa, é, para o modelo em questão, bastante abrangente, além, é claro, de extremamente original, em relação aos demais métodos apresentados, pelo fato de ser fundamentado na técnica dos Elementos Finitos.

Nos diversos métodos expostos, seguiu-se, na medida do possível, as nomenclaturas originais dos diversos autores; porém, em certos casos, algumas modificações foram efetuadas, ou para manter uma certa coerência entre os símbolos tradicionalmente adotados, ou para conceder maior clareza ao texto.

Além das teorias expostas foram consultados vários outros trabalhos, de diversos autores, que não foram apresentados por diversas razões, entre as quais destacamos: trabalhos complementares e/ou comprobatórios das teorias apresentadas, trabalhos com teorias específicas para casos particulares fora do escopo desta Tese, etc.

Dentre estes trabalhos, destacam-se como leitura complementar os de MARIUPOL'SKII (1965), HEALY (1971), CAUZILLO

(1973), DAS,SEELEY e DAS (1977), DAS (1978) e, com destaque, o trabalho publicado pelo EPRI-Eletric Power Research Institute , (1983) que é o relatório final de uma série de estudos desenvolvidos por pesquisadores da Universidade de Cornell, patrocinados pelo EPRI, e trata-se de um excelente e abrangente trabalho, que aborda não só os critérios de projetos de fundações, para torres de transmissão, submetidas a compressão e/ou tração, como também todos os assuntos correlacionados, tratando desde ensaios de campo até o estudo das falhas estruturais que podem ocorrer nas torres de transmissão, oriundas dos deslocamentos das fundações.

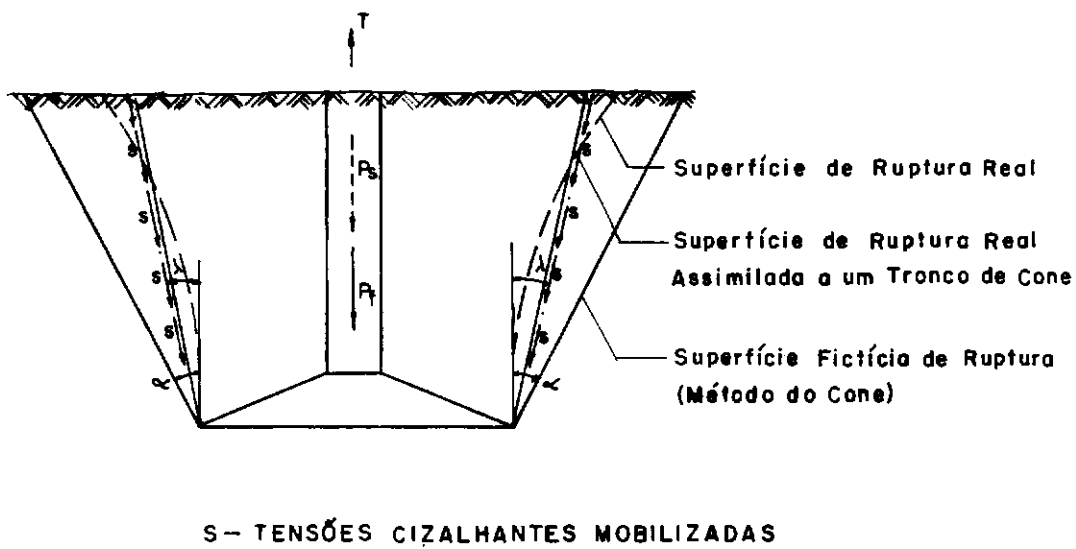


FIG.II.1 - REPRESENTAÇÃO DAS SUPERFÍCIES DE RUPTURA REAL E FICTÍCIA, SEGUNDO DANZIGER E PEREIRA PINTO(1979)

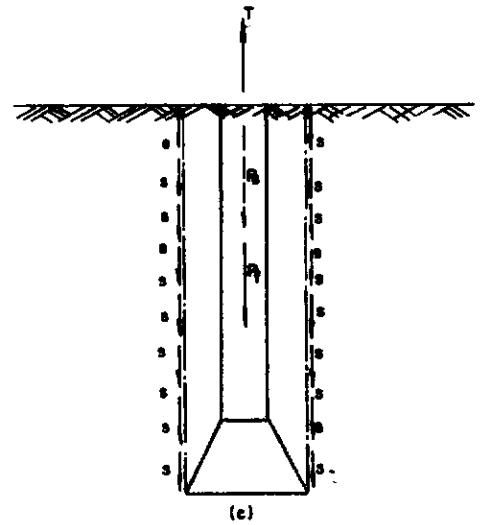
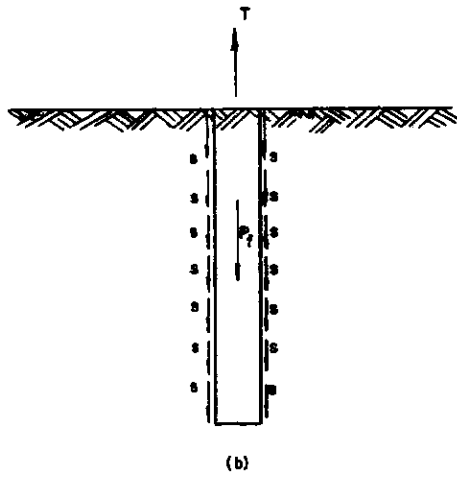
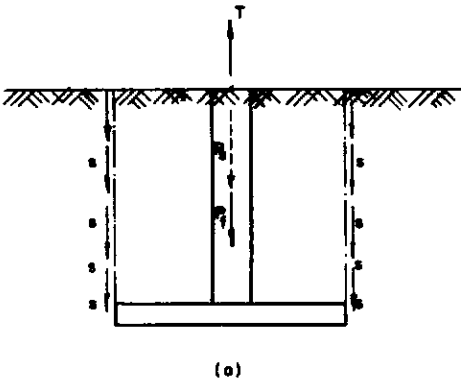


FIG.II.2 - MÉTODO DO CILINDRO DE ATRITO

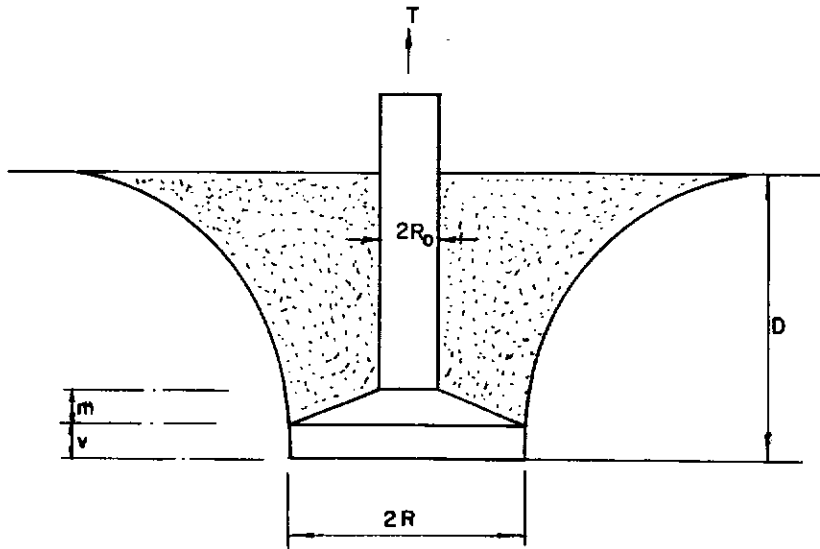
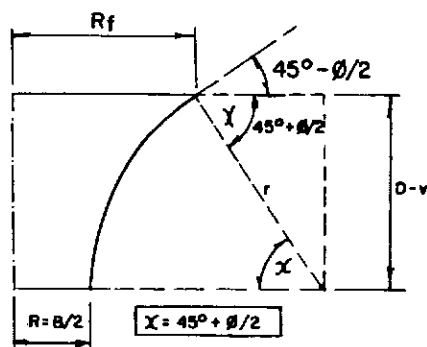


FIG.II.3 - ANCORAGENS RASAS DO TIPO COGUMELO, COM OS SÍMBOLOS GEOMÉTRICOS USADOS POR BALLA(1961)



$$r = \frac{D - v}{\sin(45^\circ + \phi/2)}$$

FIG.II.4 - ASPECTOS DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA OBSERVADA POR BALLA(1961)

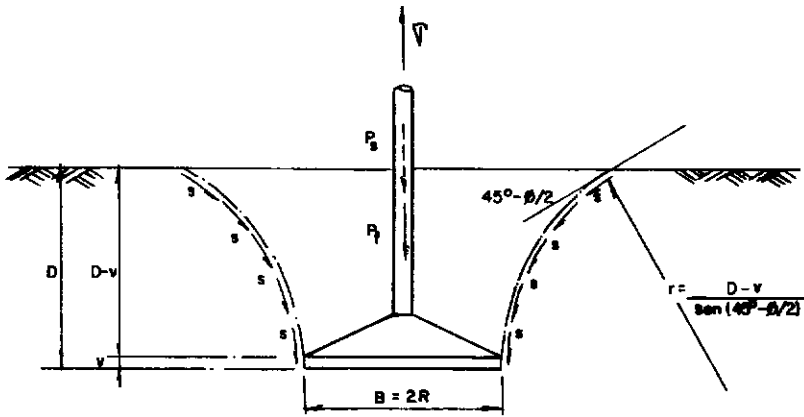
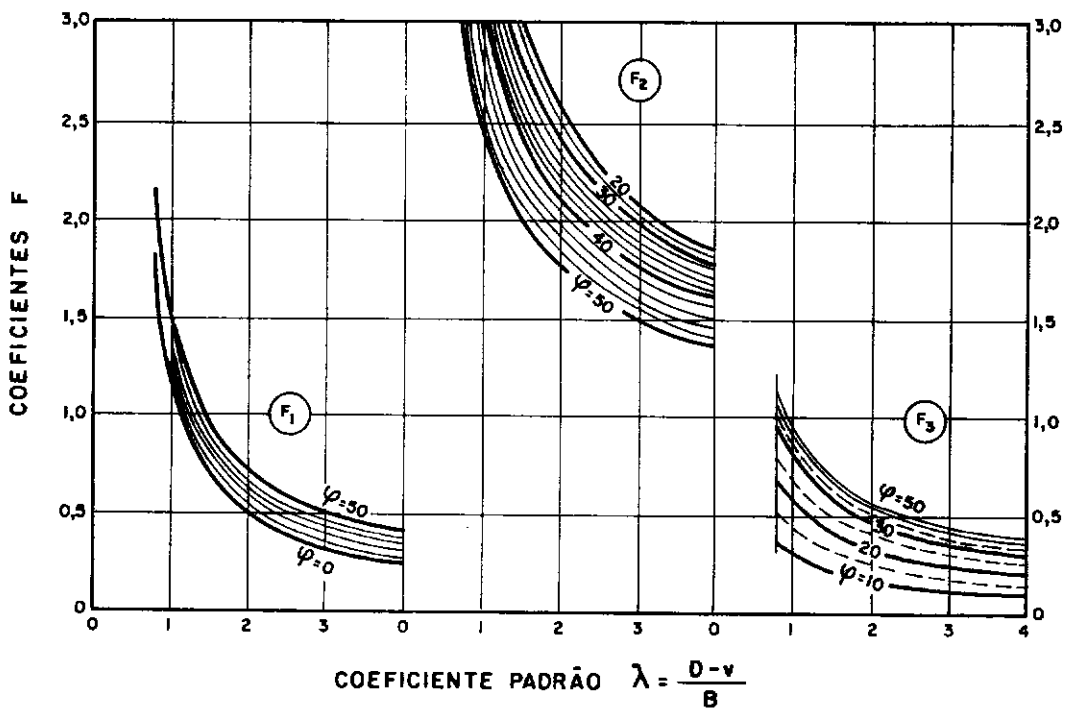
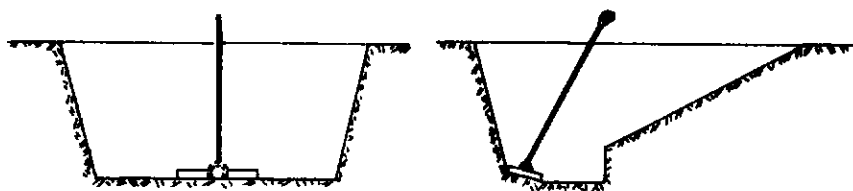
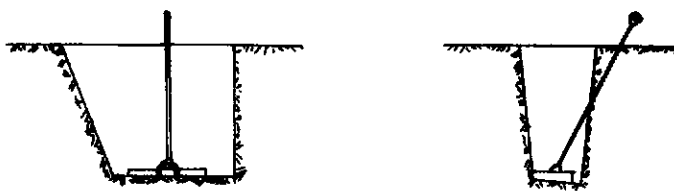


FIG.II.5 - PARCELAS DE CAPACIDADE DE CARGA NO MÉTODO DE BALLA(1961)





Grandes Cavas



Pequenas Cavas

FIG.II.7 - TIPOS DE CAVAS EXECUTADAS POR HEIKKILÄ E LAINE (1964)

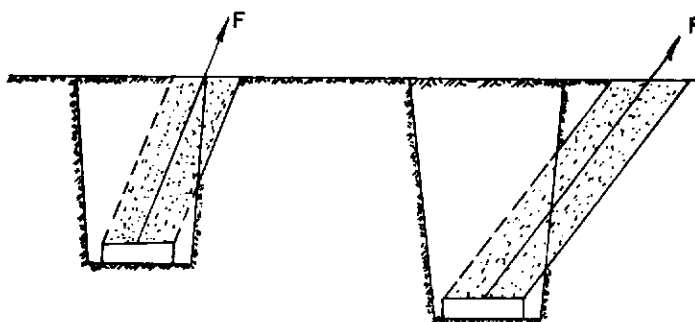


FIG.II.8 - PRISMAS DE TERRA MOBILIZADOS SEGUNDO HEIKKILÄ E LAINE (1964)

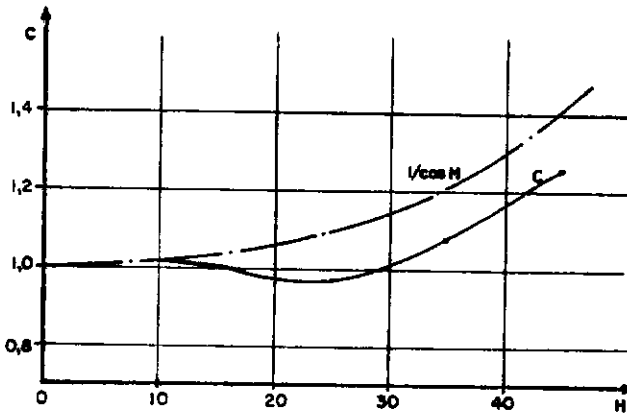
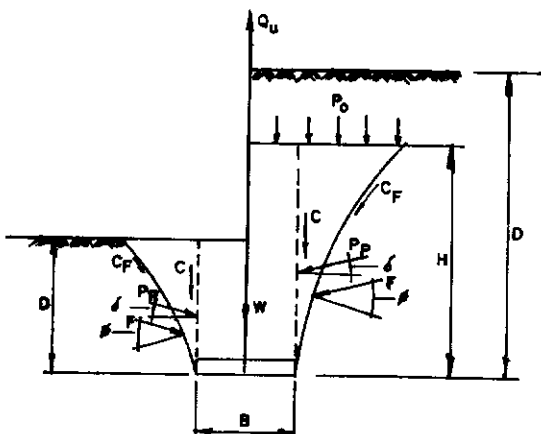


FIG.II.9 - COEFICIENTE C EM FUNÇÃO DA INCLINAÇÃO H DA FORÇA DE ARRANCAMENTO, SEGUNDO HEIKKILÄ E LAINE(1964)



a) Pequena
Profundidade

b) Grande
Profundidade

FIG.II.10 - FORMAS DE RUPTURA E SIMBOLOGIA ADOTADA POR MEYERHOF E ADAMS(1964)

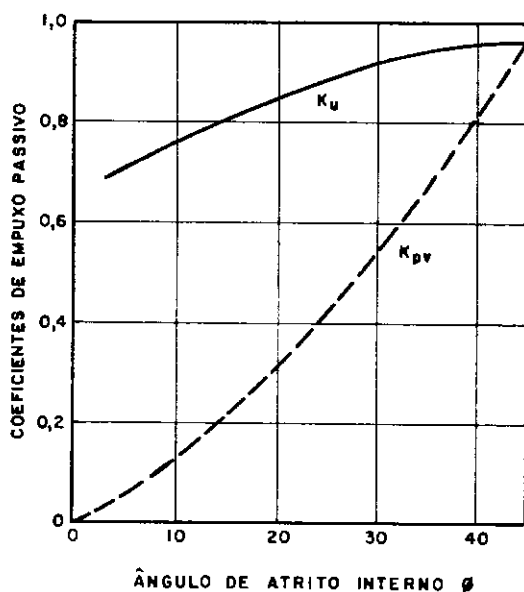


FIG. II.11 - COEFICIENTES DE EMPUXO PASSIVO TEÓRICO DE FUNDAÇÕES CORRIDAS À TRAÇÃO, SEGUNDO MEYERHOF E ADAMS (1968).

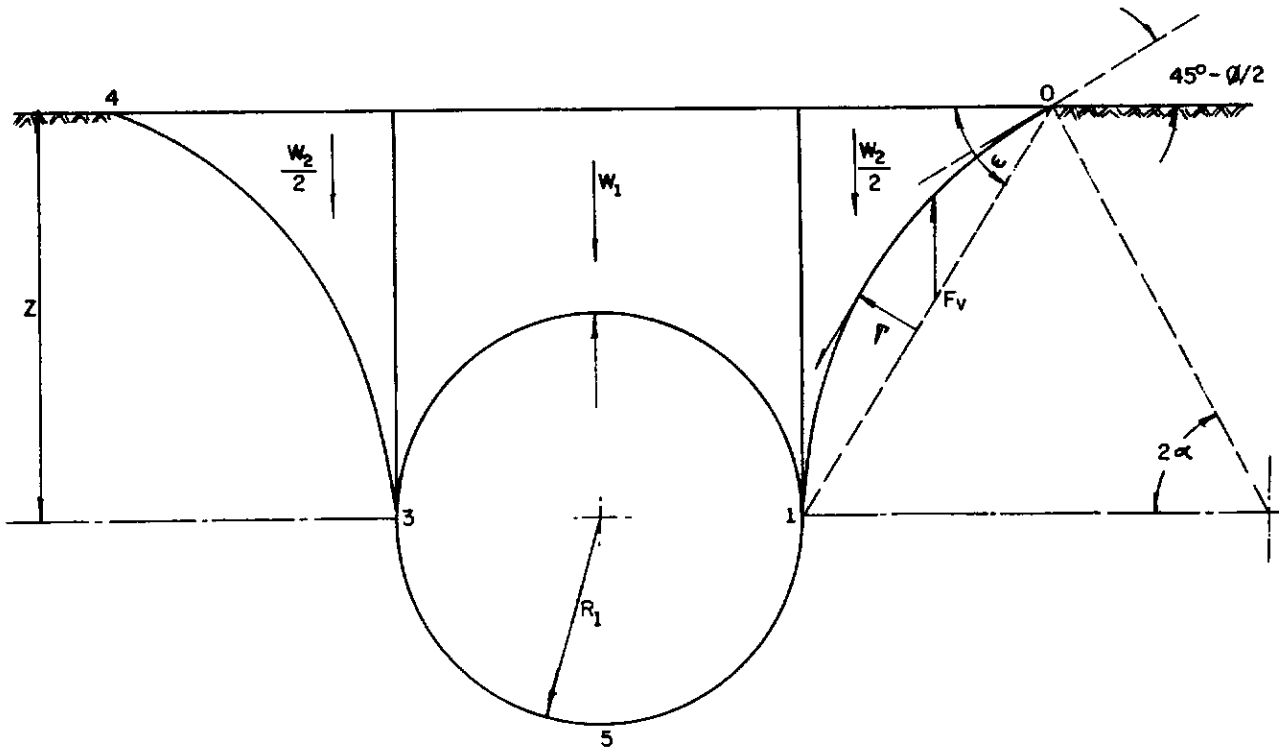


FIG.II.12 - EXPANSÃO DE CAVIDADE CILÍNDRICA OU ESFÉRICA PRÓXIMA À SUPERFÍCIE, SEGUNDO VESÍĆ E BARKSDALE (1963)

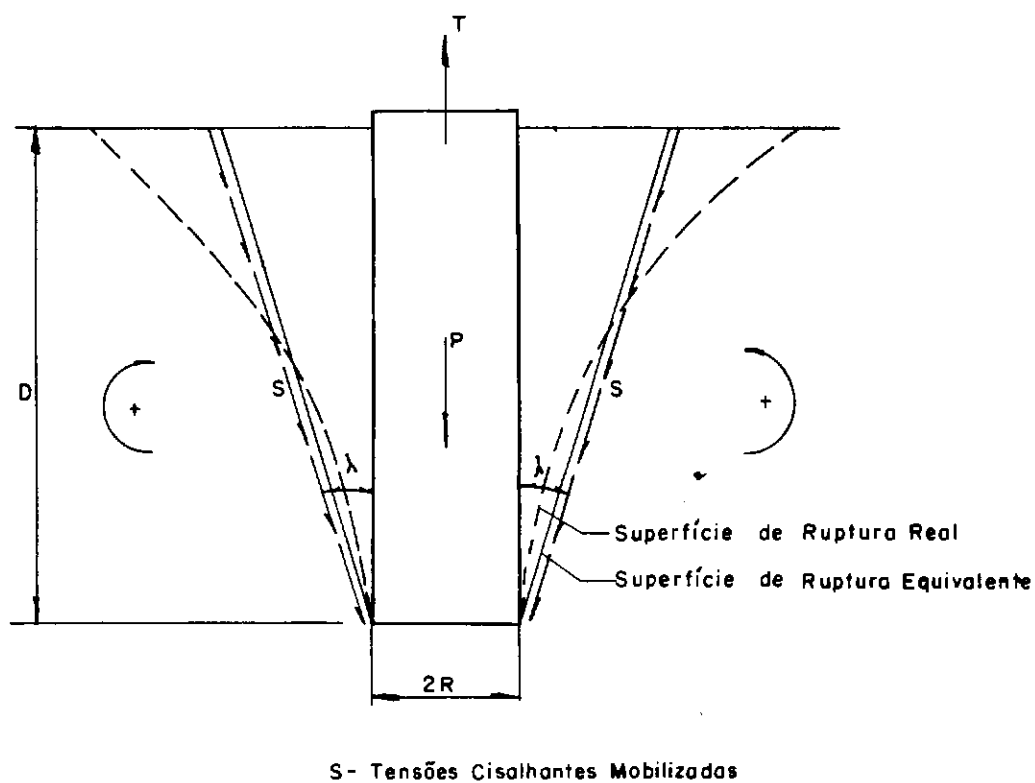
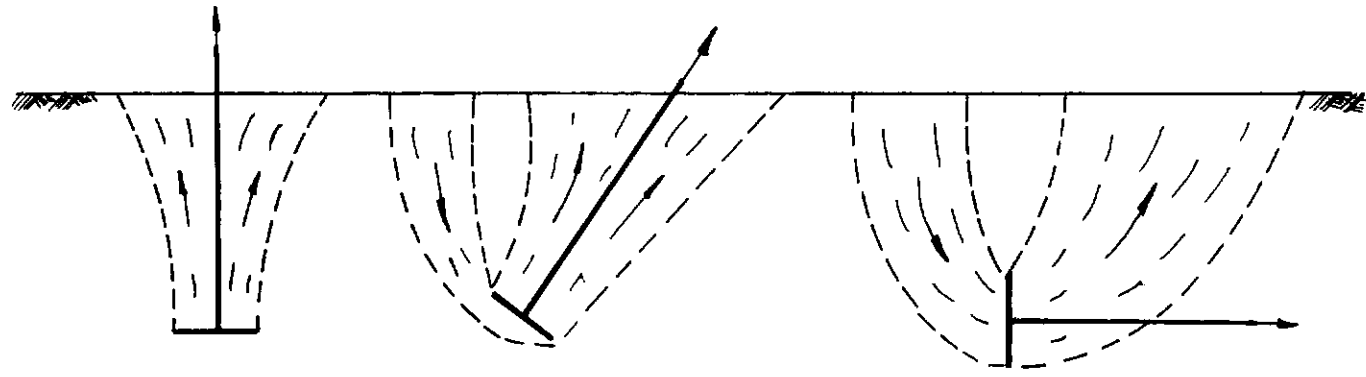
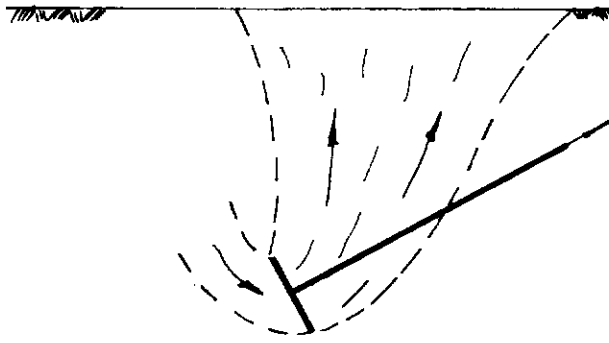


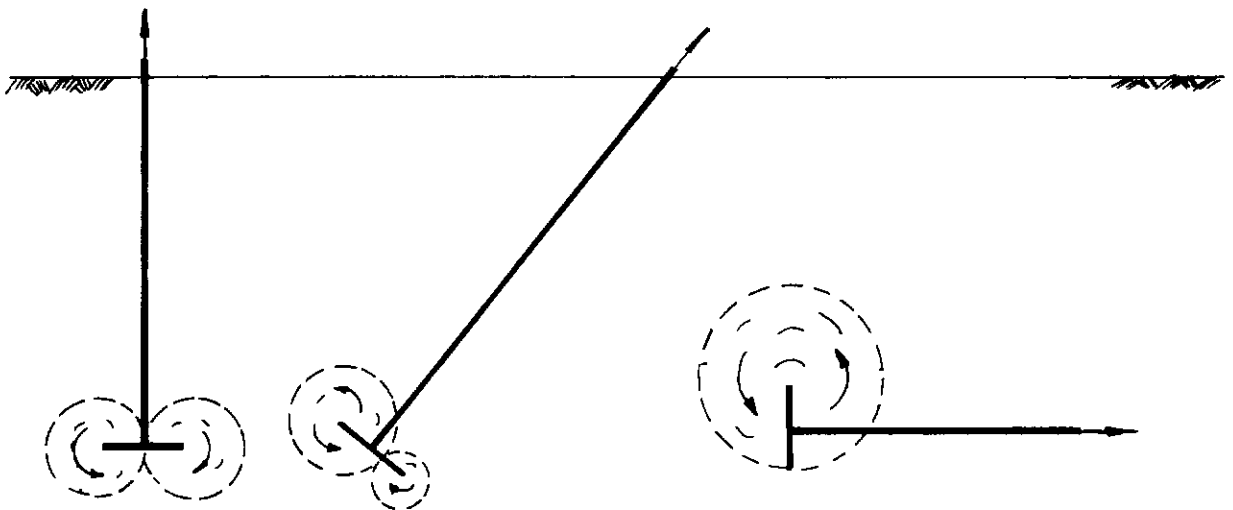
FIG.II.13 - SUPERFÍCIES DE RUPTURA PARA ESTACAS EM SOLOS HOMOGÊNEOS, SEGUNDO MARTIN(1966)



$$D < D_c$$



$$D = D_c$$



$$D > D_c$$

FIG.II.14 - FORMAS DE RUPTURA PARA PLACAS EM SOLOS FORTES, SEGUNDO MARTIN(1966,1975)

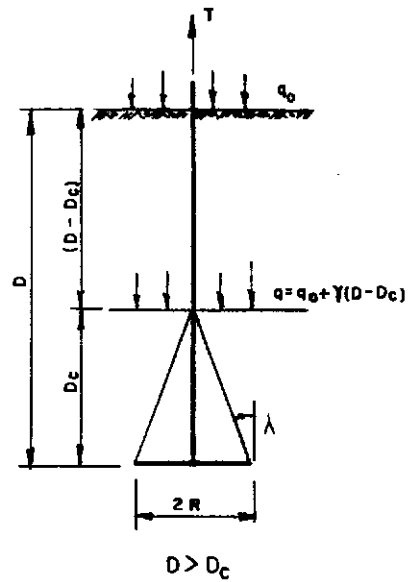
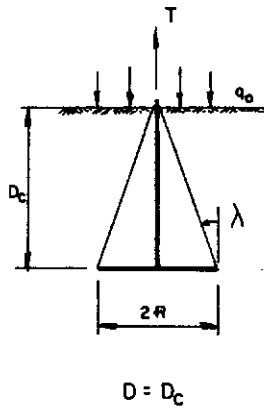
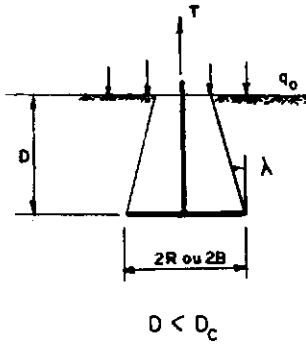


FIG.II.15 - FORMAS DE RUPTURA PARA PLACAS EM SOLOS FRACOS SEGUNDO MARTIN(1966)

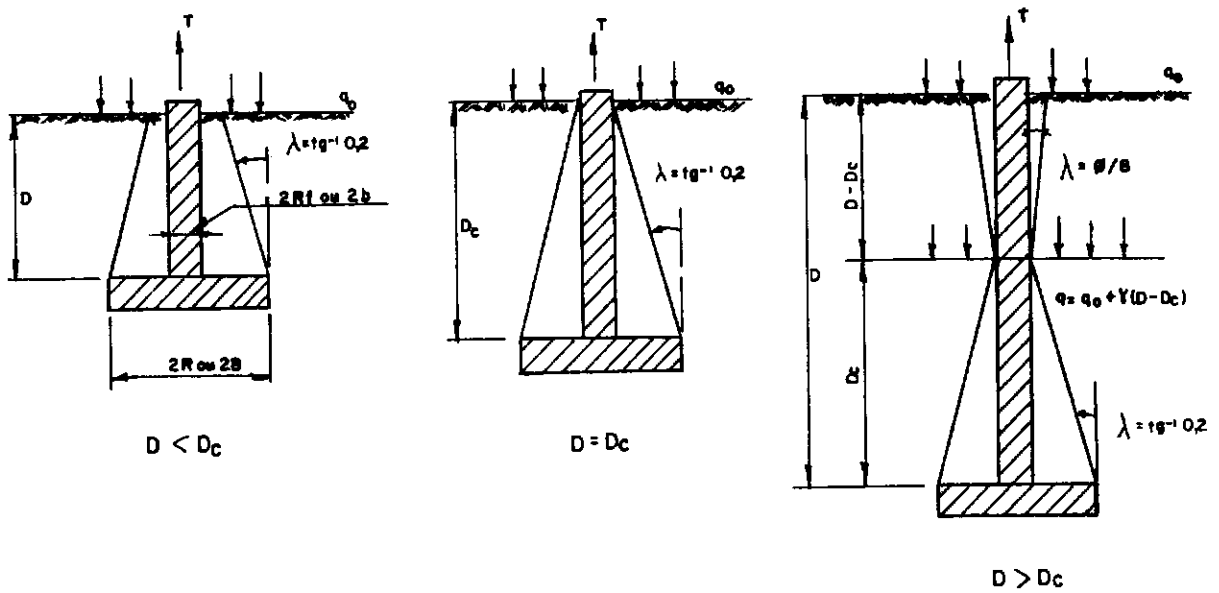
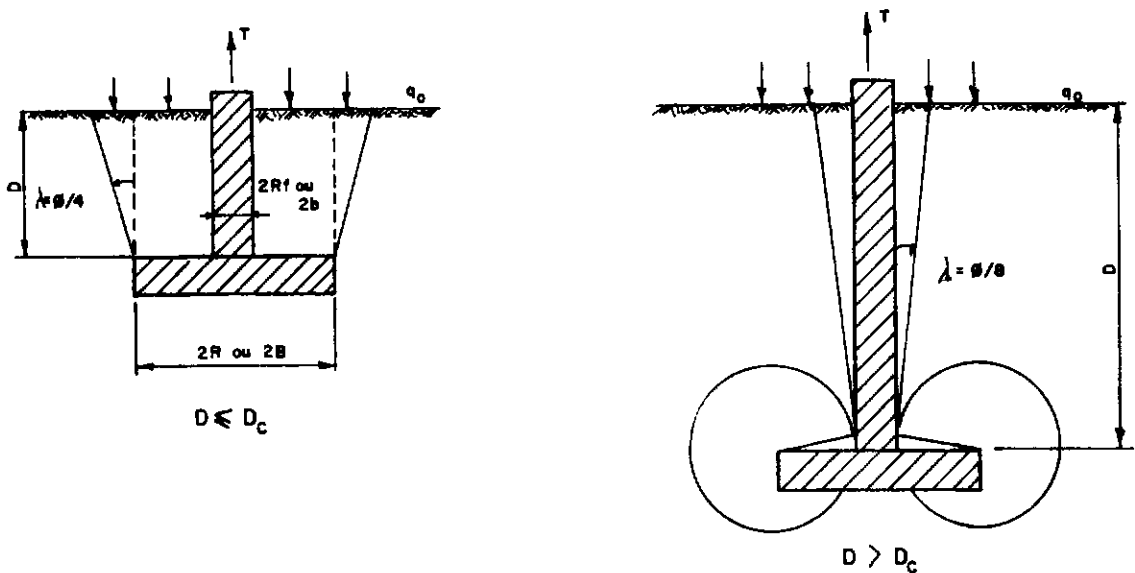


FIG.II.16 - FORMAS DE RUPTURA PARA O SISTEMA PLACA - FUSTE
EM SOLOS FRACOS, SEGUNDO MARTIN (1966)



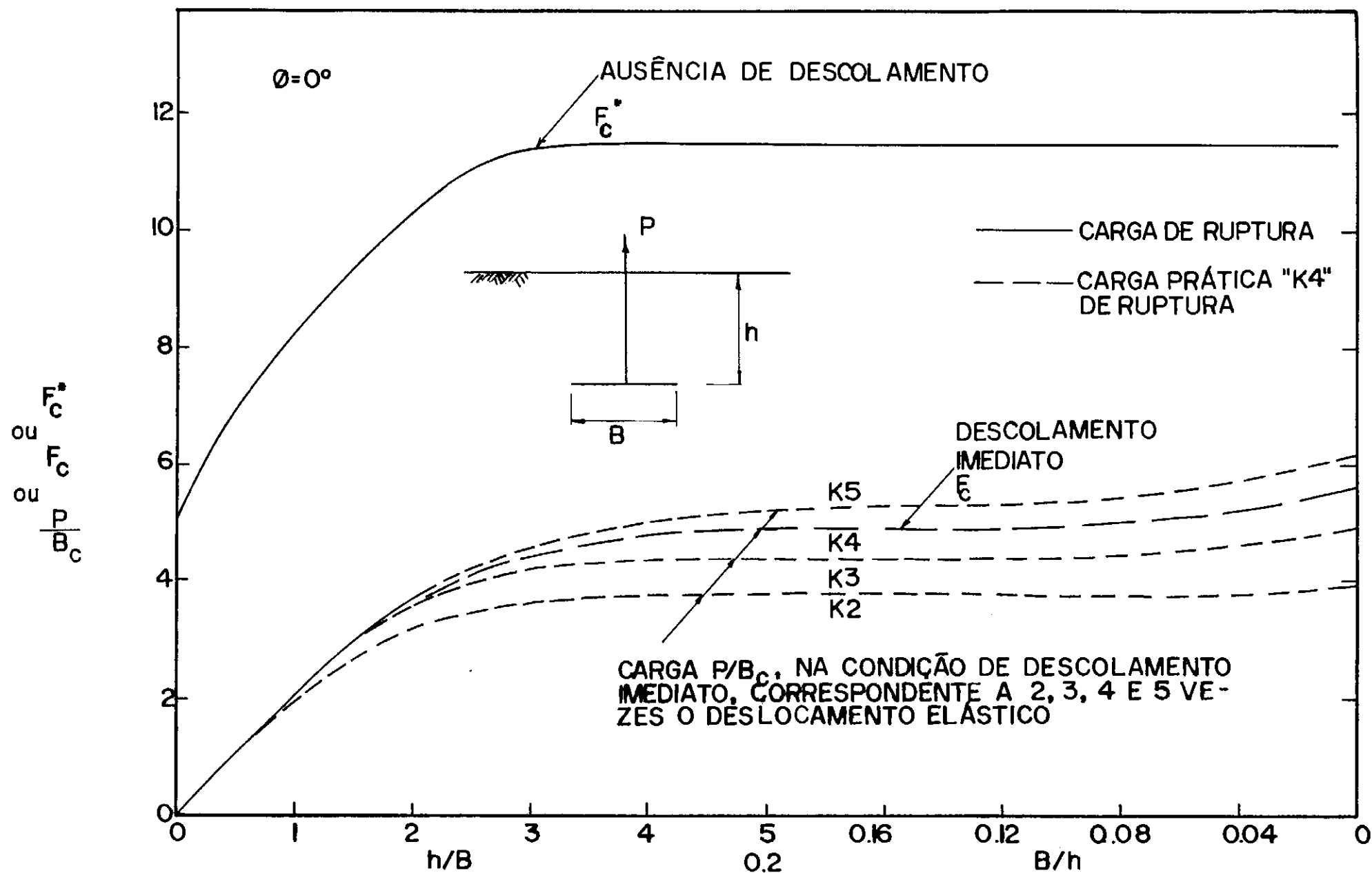


FIG.II.18 - FATORES DE CARGA DE ANCORAGENS HORIZONTAIS EM FUNÇÃO DO RAIÃO DE EMBUTIMENTO, SEGUNDO ROWE E DAVIS(1982A)

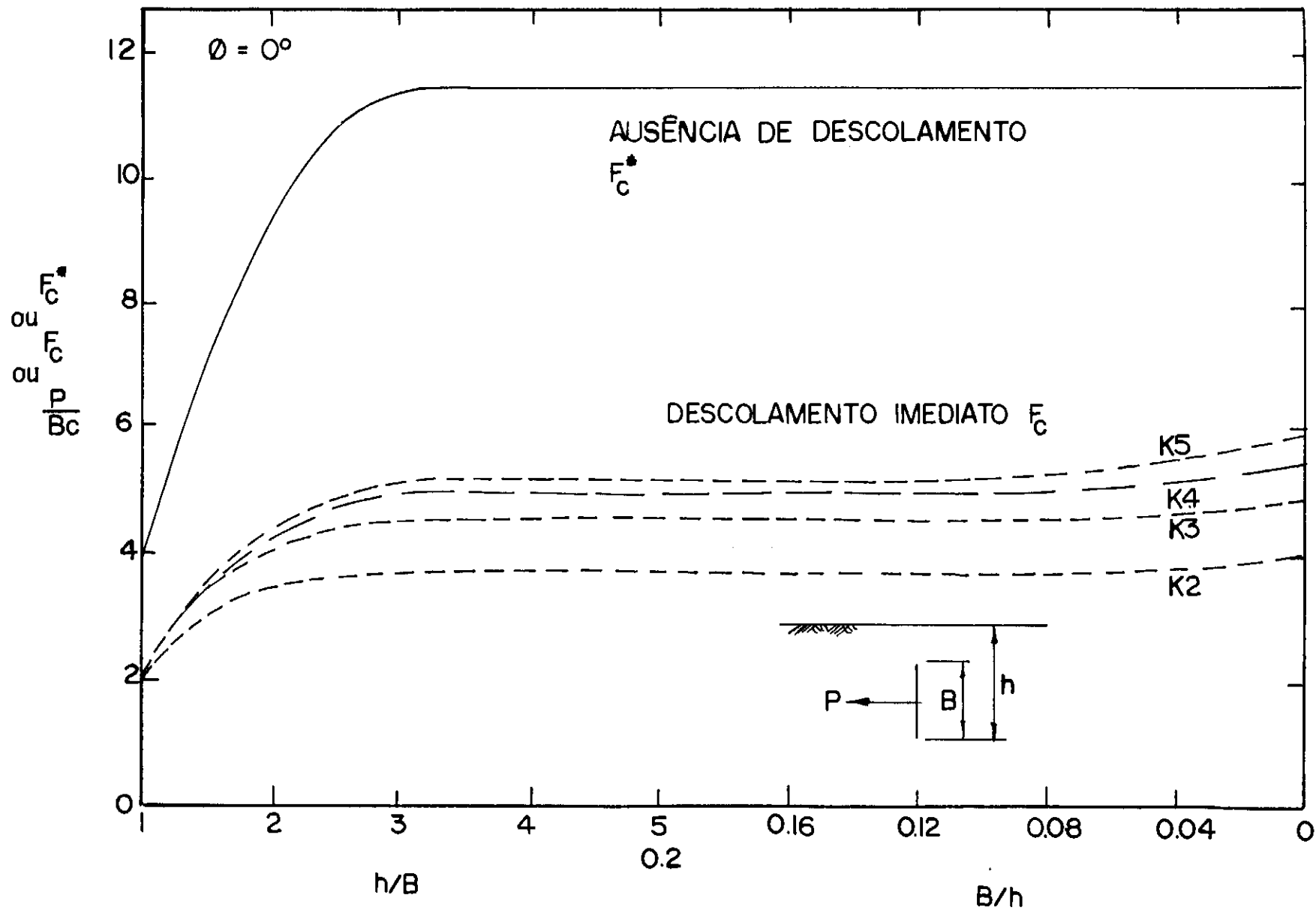


FIG.II.19 - FATORES DE CARGA DE ANCORAGENS VERTICAIS EM FUNÇÃO DO RAO DE EMBUTIMENTO, SEGUNDO ROWE E DAVIS(1982A)

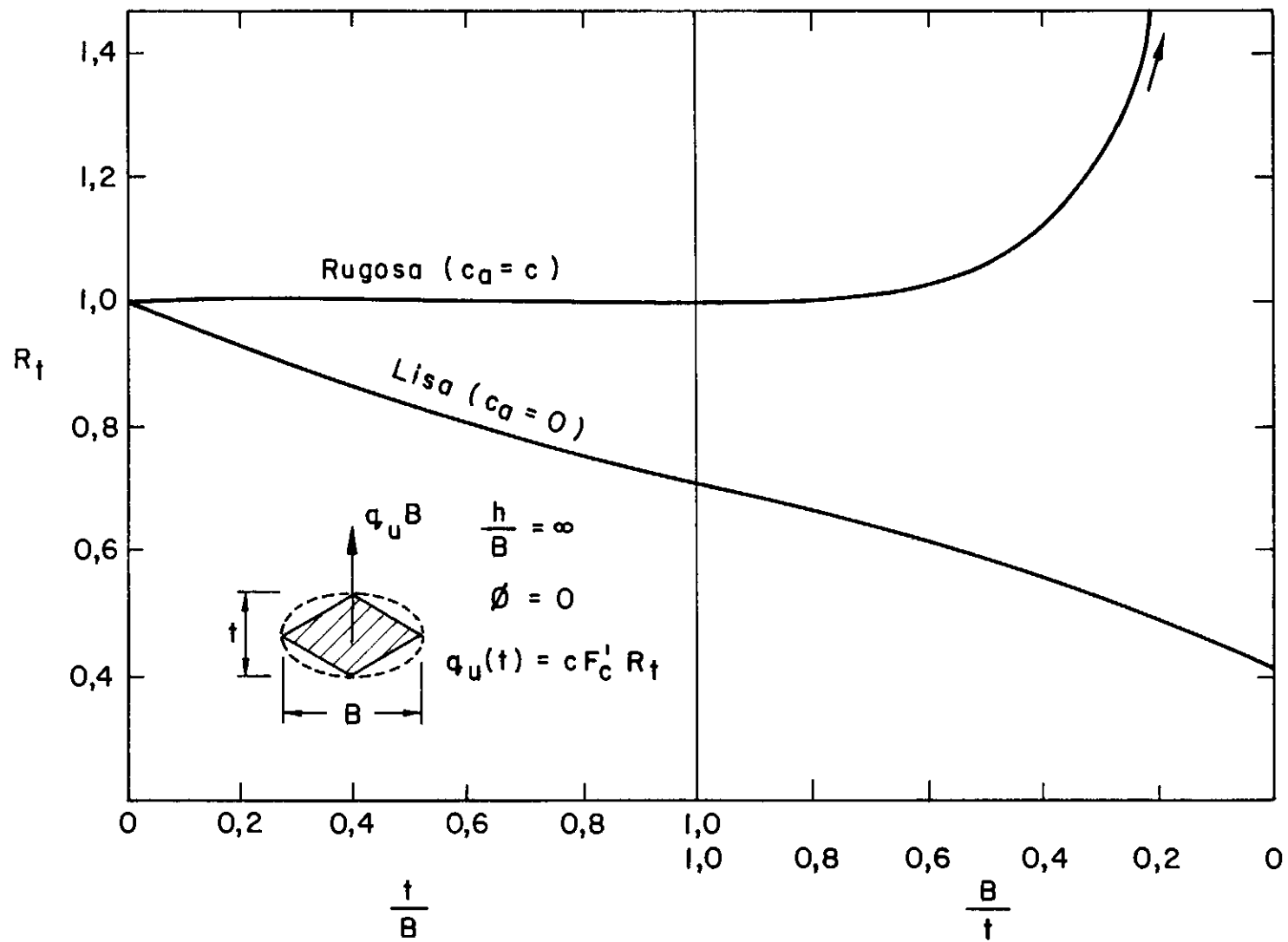


FIG. II.20 - EFEITO DA ESPESSURA SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA . SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 A)

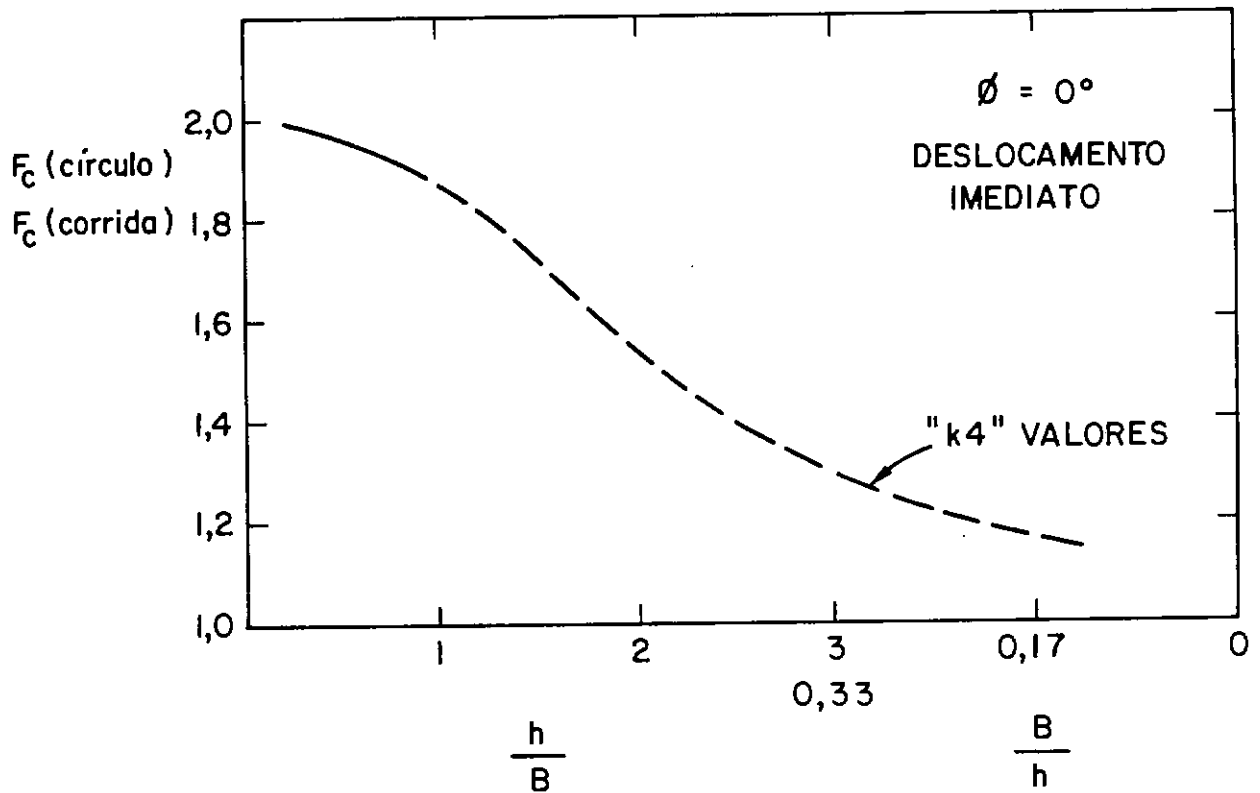


FIG. II. 21 - RAZÃO ENTRE OS FATORES F_c DE FUNDAÇÕES CIRCULARES E CORRIDAS, SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 A)

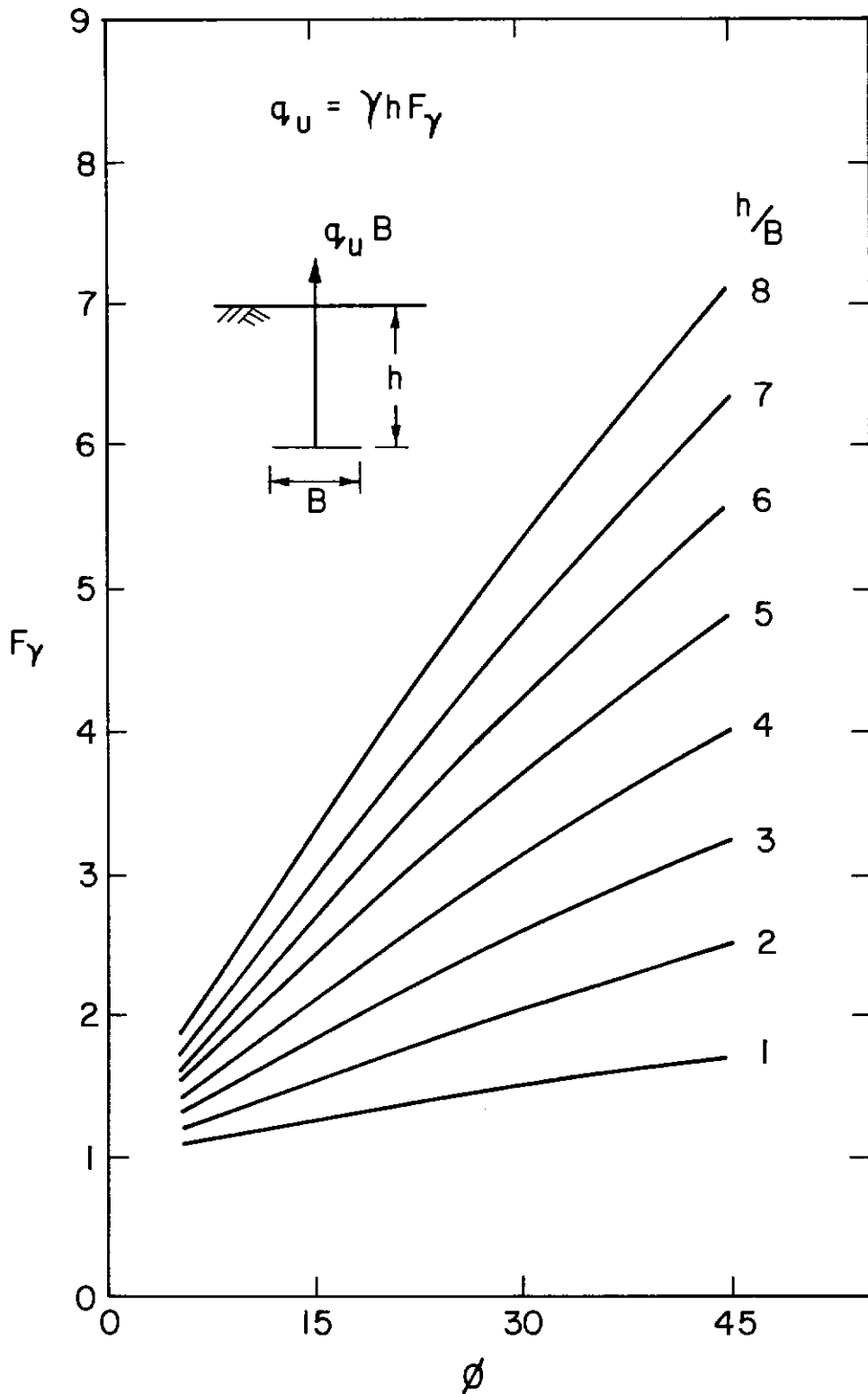


FIG. II.22 - VARIAÇÃO DE F_γ EM FUNÇÃO DE ϕ PARA ANCORAGENS HORIZONTAIS, SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 B)

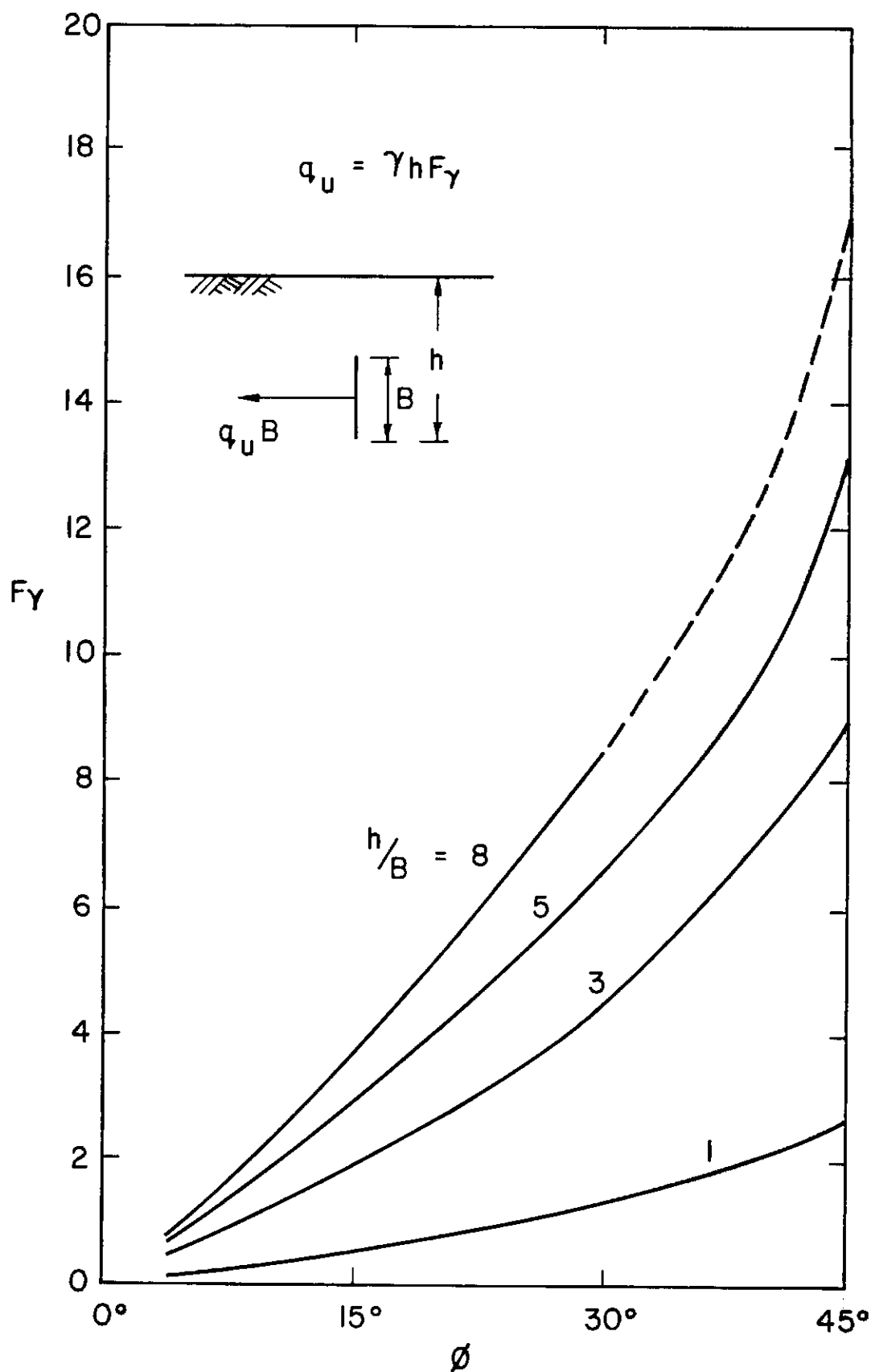


FIG. II.23 - VARIAÇÃO DE F_y EM FUNÇÃO DE ϕ PARA ANCORAGENS VERTICAIS, SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 B)

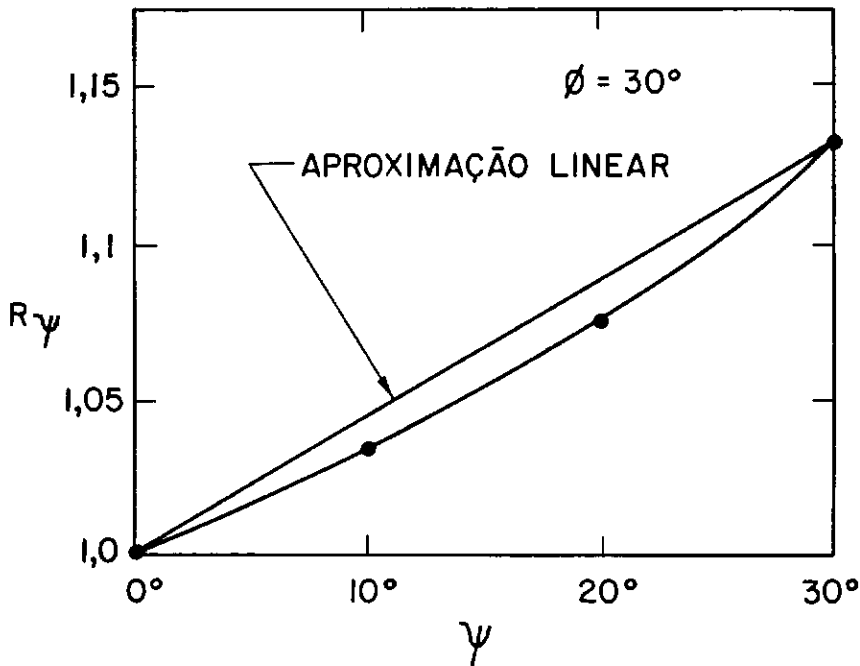
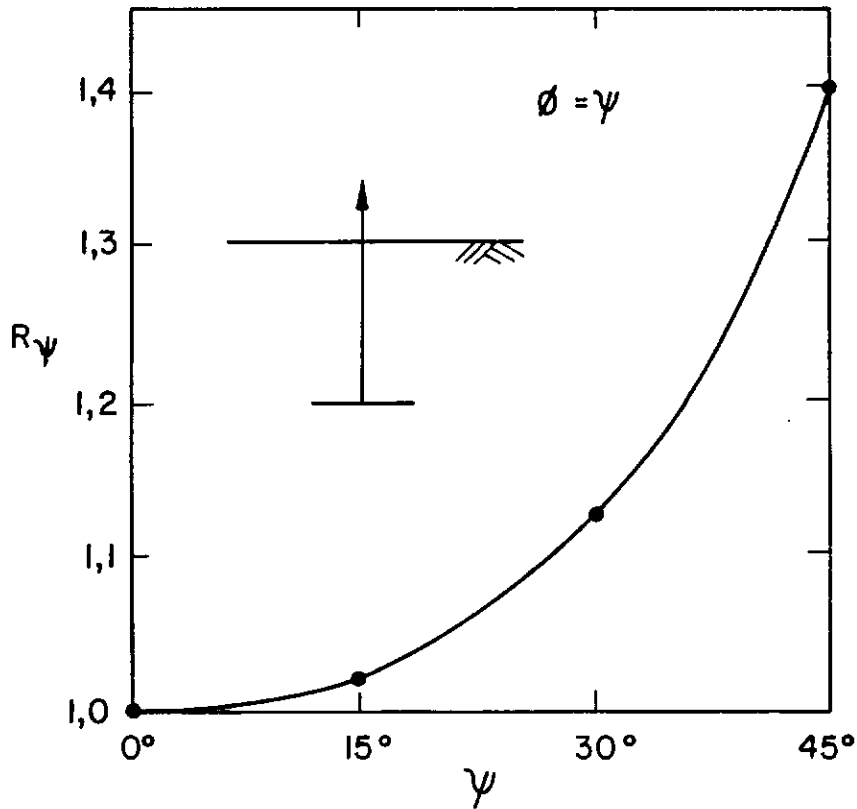


FIG. II.24 - VARIAÇÃO DE R_ψ EM FUNÇÃO DE ψ PARA ANCORAGENS HORIZONTAIS COM $H/B = 3$, SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 B)

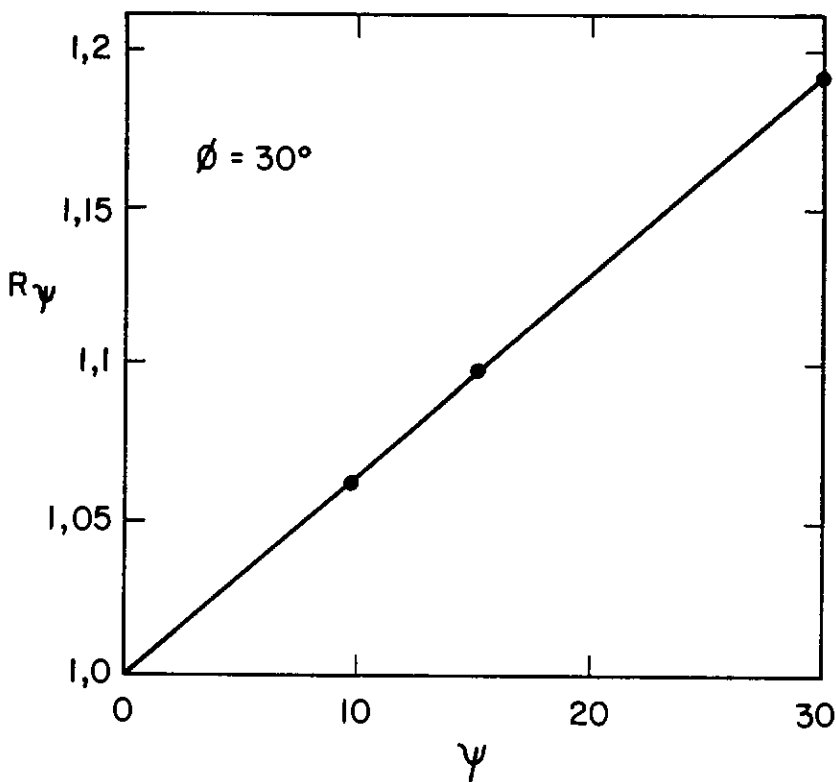
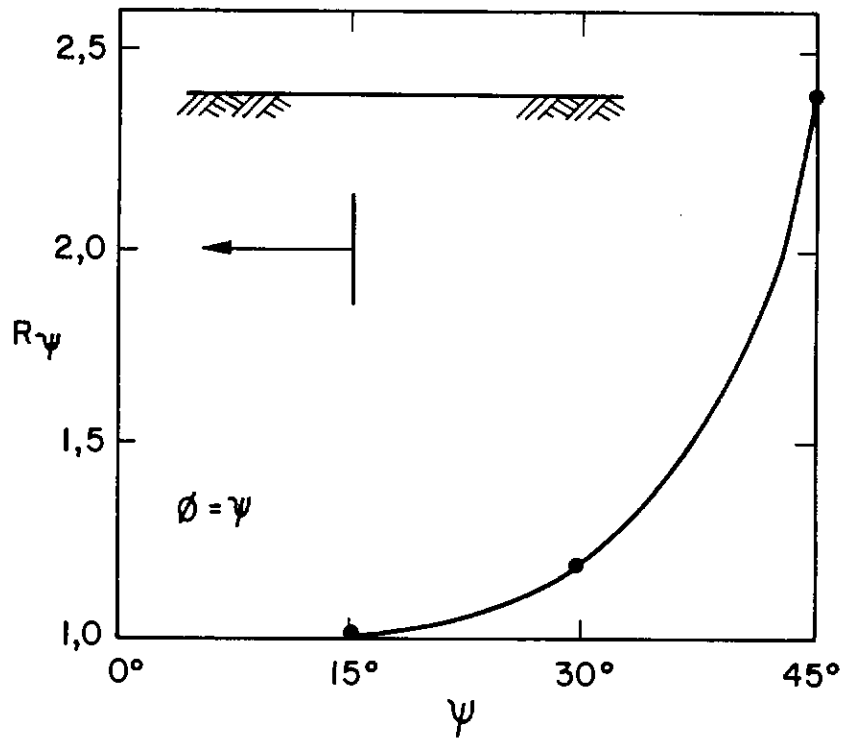


FIG. II.25 - VARIAÇÃO DE R_ψ EM FUNÇÃO DE ψ PARA ANCORAGENS VERTICAIS COM $H/B = 3$, SEGUNDO ROWE E DAVIS (1982 B)

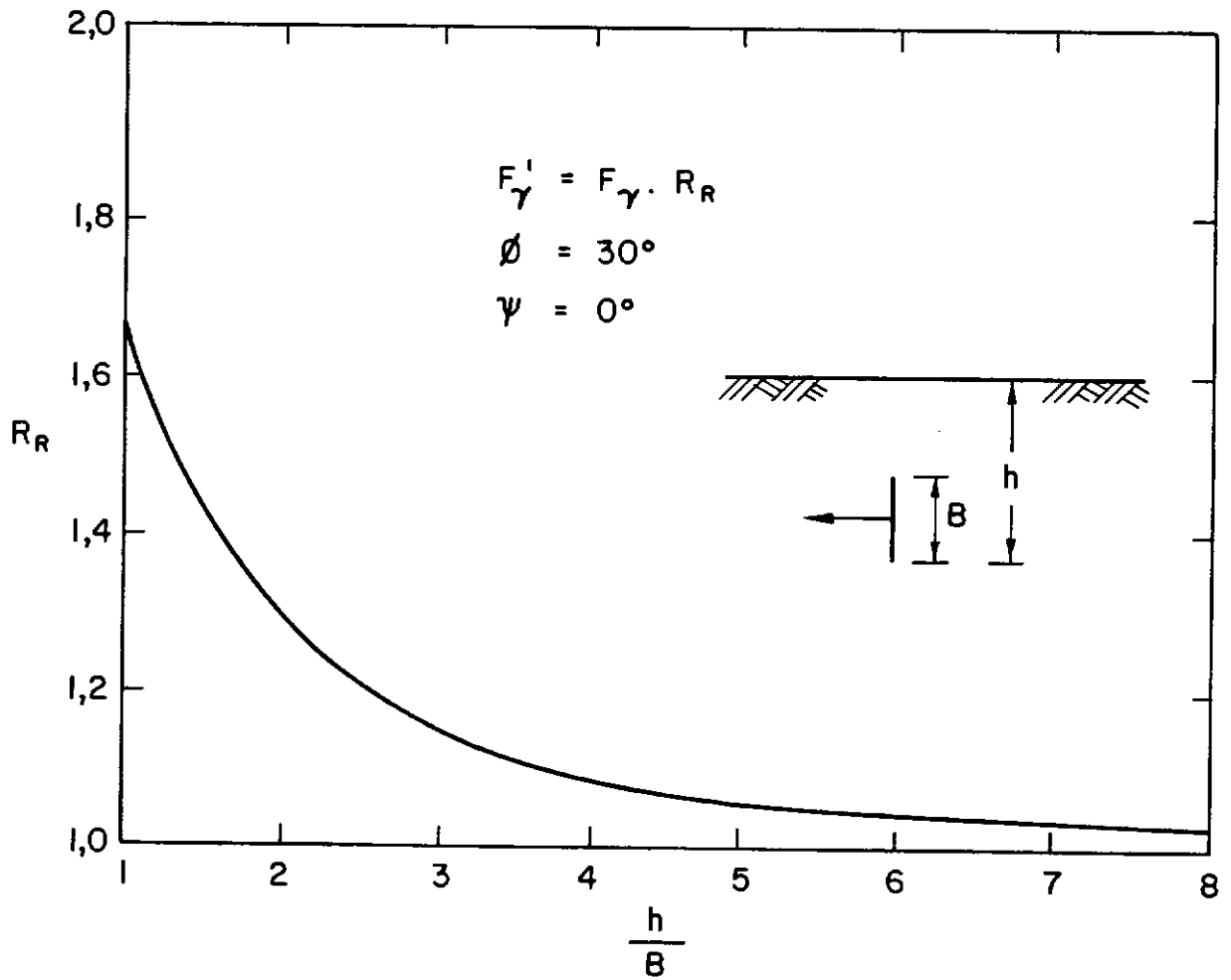


FIG. II.26 - FATOR DE CORREÇÃO R_r , PARA ANCORA-
GENS VERTICAIS, SEGUNDO ROWE E DAVIS
(1982 B)

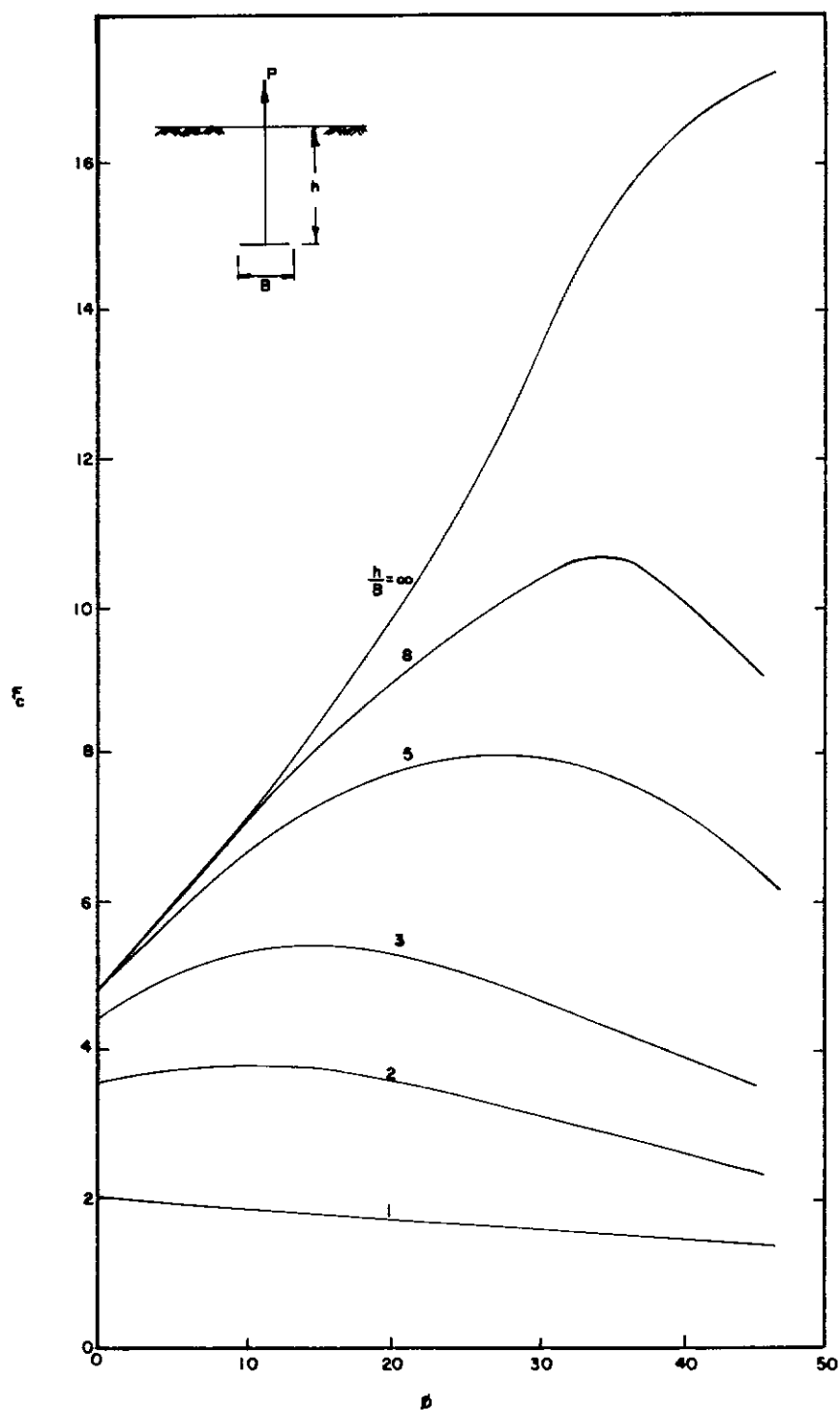


FIG.II.27 - VARIAÇÃO DE $\bar{F}_c$ EM FUNÇÃO DE ϕ PARA ANCORAGENS HORIZONTAIS, SEGUNDO ROWE E DAVIS(1982 B)

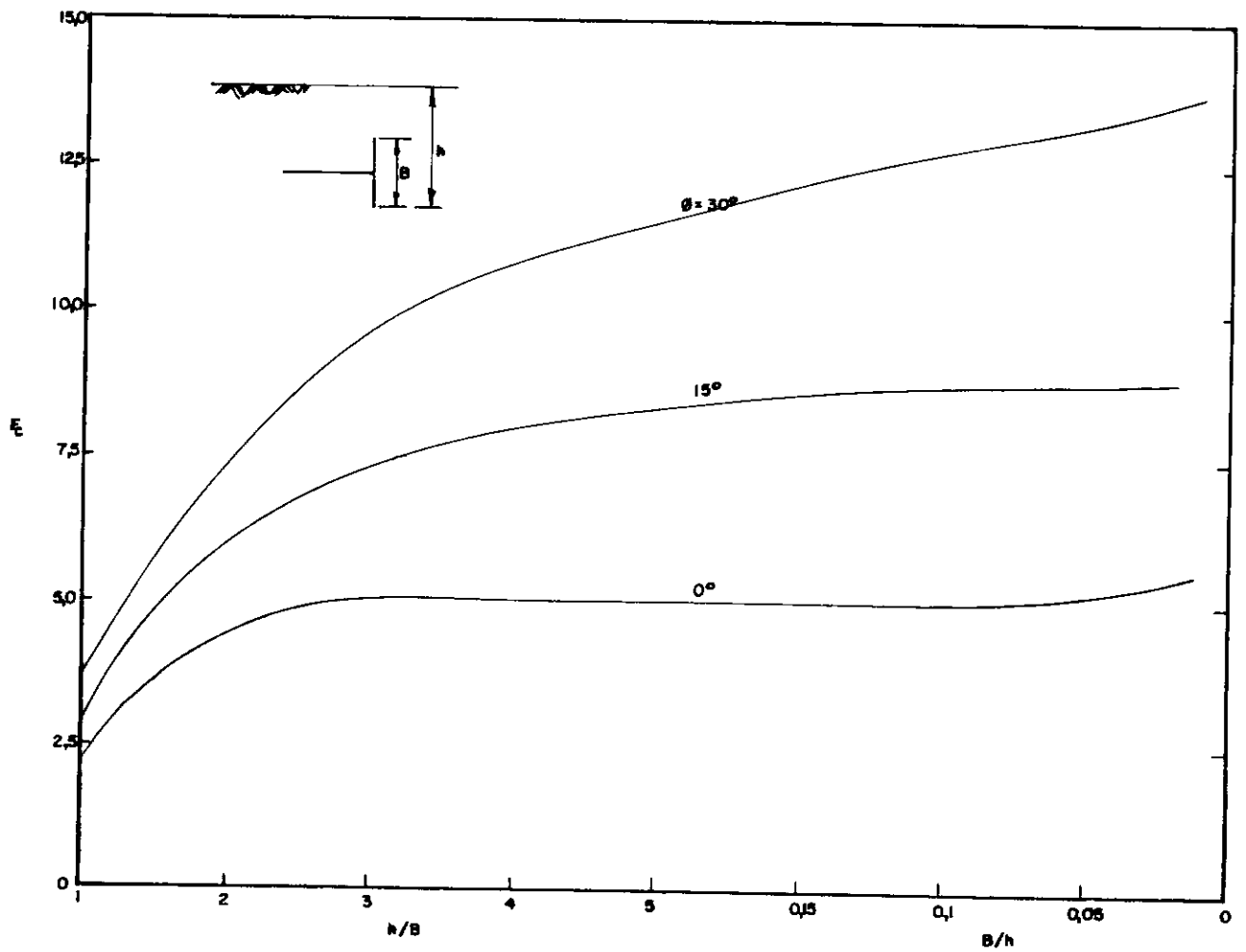


FIG.II.28 - VARIAÇÃO DE E_c EM FUNÇÃO DE θ PARA ANCORAGENS VERTICAIS, SEGUNDO ROWE E DAVIS(1982 B)

Tipo do solo	D(m)	S(t/m ²)
Areia fofa bem granulada	1,5	0,7 - 0,9
	3,0	1,3 - 1,8
Areia compactada bem granulada	1,5	1,2 - 1,6
	2,5	2,0 - 2,6
Areia pedregulhosa não-perturbada	1,5	1,6 - 2,0
	2,5	2,4 - 3,1
Areia uniforme não-perturbada	1,5	2,1 - 2,7
	2,5	3,3 - 4,2
Argila siltosa de plasticidade média perturbada	1,5	1,2 - 1,8
	2,5	1,2 - 1,8
Argila siltosa de plasticidade média não-perturbada	1,5	2,1 - 2,9
	2,5	2,1 - 2,9

TABELA II.1 - VALORES DE S PARA VÁRIOS SOLOS, SEGUNDO HEIKKILÄ E LAINE (1964)

Ângulo de atrito interno ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
Profundidade relativa H/B	2,5	3	4	5	7	9	11
Coeficiente m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
Valores máximos de s	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

TABELA II-2 - VALORES DE H/B, m e S, EM FUNÇÃO DE ϕ , SEGUNDO MEYERHOF e ADAMS (1968)

ϕ \ D/B	0,5	1,0	1,5	2,5	5,0
0°	0,81	1,61	2,42	4,04	8,07
	0,21	0,61	0,74	0,84	0,92
	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
10°	0,84	1,68	2,52	4,22	8,43
	0,30	0,77	0,99	1,26	1,75
	1,09	1,16	1,25	1,42	1,83
20°	0,84	1,67	2,52	4,19	8,37
	0,38	0,94	1,23	1,67	2,57
	1,17	1,33	1,49	1,83	2,65
30°	0,79	1,58	2,37	3,99	7,89
	0,45	1,08	1,45	2,03	3,30
	1,24	1,47	1,71	2,19	3,38
40°	0,70	1,40	2,11	3,51	7,02
	0,51	1,19	1,61	2,30	3,83
	1,30	1,58	1,87	2,46	3,91
50°	0,58	1,17	1,75	2,92	5,84
	0,53	1,25	1,70	2,44	4,12
	1,32	2,04	1,96	2,60	4,20

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

Segundo número F'_q (cilindro)

Terceiro número $\bar{F}_q$ (placa longa retangular)

TABELA II.3 - FATORES DE EXPANSÃO DA CAVIDADE, SEGUNDO VESIĆ(1969)

$\phi \backslash D/B$	0,5	1,0	1,5	2,5	5,0
0°	1,76 0,33 1,00	3,80 0,67 1,00	6,12 0,78 1,00	11,6 0,87 1,00	30,0 0,93 1,00
10°	1,87 0,51 1,18	5,10 1,04 1,37	6,69 1,37 1,59	13,0 1,95 2,08	36,0 3,60 3,67
20°	1,90 0,69 1,36	4,23 1,42 1,75	7,01 1,98 2,20	13,9 3,12 3,25	38,0 6,64 6,71
30°	1,84 0,85 1,52	4,19 1,78 2,11	7,06 2,57 2,79	14,3 4,28 4,41	41,6 9,82 9,89
40°	1,69 0,98 1,65	3,95 2,08 2,41	6,79 3,08 3,30	14,2 5,32 5,45	42,7 12,9 13,0
50°	1,47 1,06 1,73	3,53 2,28 2,61	6,19 3,34 3,56	13,3 6,14 6,27	41,6 15,6 15,7

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

Segundo número F_q (esfera)

Terceiro número $\bar{F}_q$ (placa circular)

TABELA II.3 (continuação)

III. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

III.1- Introdução

O objetivo da análise de um sistema estrutural é prever o comportamento do mesmo quando sujeito a certo carregamento. Essa análise pode fornecer as seguintes informações:

- estabilidade da estrutura;
- deslocamentos, deformações e tensões;
- mecanismos de comportamento.

Tais soluções baseiam-se nas seguintes variáveis do problema:

- sistema de carregamento aplicado;
- propriedades do material relevantes à análise;
- geometria e condições de fronteira do problema.

Os métodos numéricos utilizados em Geotecnia sofreram, nas décadas de 60 e 70, grande avanço devido, principalmente, ao desenvolvimento dos computadores digitais, os quais fornecem um instrumento eficaz para resolver rapidamente os sistemas de equações que representam problemas complexos, e capaz de simular alguns modelos de comportamento do material com relativa facilidade, qualquer geometria e condições de contorno, através de um sistema com número finito de variáveis capaz de aproximar os resultados à verdadeira solução do problema.

Destas técnicas numéricas destacam-se, pela aplicação na Engenharia Civil, o Método das Diferenças Finitas e o Método dos Elementos Finitos. É de interesse particular neste trabalho o Método dos Elementos Finitos.

III.2 Princípios Básicos do Método

O Método dos Elementos Finitos, aqui referenciado como M.E.F., tornou-se um poderoso instrumento de análise dos problemas geotécnicos devido à sua capacidade de incorporar na análise as várias propriedades que governam o comportamento do solo, como anisotropia, não linearidade do material na relação tensão-deformação, heterogeneidades, etc., além das condições de contorno do problema, dificilmente capazes de serem levadas em consideração pelos métodos tradicionais (DESAI e ABEL-1972; BREBBIA e CONNOR-1973; ZIENCKIEWICZ-1977).

Do ponto de vista matemático, o M.E.F. pode ser descrito como uma técnica que permite aproximar as equações diferenciais que regem o comportamento de um contínuo, através de um sistema de equações algébricas que relacionam um número finito de variações, como técnica particular do método de Raleigh-Ritz e este fato abriu grandes possibilidades desde que tornou possível a formulação de soluções para novos problemas com o auxílio dos princípios de Cálculo Variacional.

Fisicamente, o significado é mais facilmente compreensível: o domínio é dividido (ou discretizado) em sub-domínios,

chamados "elementos finitos", interconectados por um número discreto de pontos (que também podem ser definidos no interior dos elementos) chamados "nós" ou "pontos nodais". Esse processo, denominado discretização, envolve a avaliação das características do elemento, isolado do conjunto. Desde que essas características dos elementos estão estabelecidas, o procedimento para solução de todo o contínuo segue o modelo no qual a analogia estrutural serve de base.

Durante a solução do problema, três condições devem ser satisfeitas a nível local, no interior de cada elemento, e a nível global ou estrutural:

- i) equilíbrio das forças;
- ii) compatibilidade dos deslocamentos;
- iii) relações tensão-deformação do material.

Isso permitirá que a estrutura seja aproximada por um número finito de variáveis primárias, chamadas variáveis discretas do problema, que são as componentes de força ou deslocamento. Desde que as variáveis discretas tenham sido calculadas, as variáveis secundárias (deformações e tensões) são determinadas no interior do elemento.

O estudo dos problemas envolvendo tensão - deformação, através do M.E.F., pode ser abordado de duas maneiras distintas, em função da variável discreta escolhida como incôgnita do problema: força ou deslocamento.

Através da formulação "equilíbrio de forças", ou Princípio de Energia Complementar Mínima, segundo o Cálculo Variacional, os pontos nodais são submetidos a deslocamentos conhecidos e calculam-se as forças nestes pontos através de sistemas de equações algébricas. Na formulação "compatibilidade dos deslocamentos" ou Princípio da Energia Potencial Mínima, as forças nos pontos nodais são conhecidos e calculam-se os deslocamentos nestes pontos.

No programa utilizado neste trabalho foi adotada a última formulação.

III.3 Algoritmo do Método

Segundo a formulação de compatibilidade de deslocamentos, o algoritmo utilizado consiste basicamente na resolução da equação força-deslocamento:

$$\underline{f} = \underline{K} \underline{\delta} \neq \underline{0}$$

ou

$$\underline{f} = \underline{K} \underline{\delta} \quad (III.1)$$

onde:

$\underline{f}$ - vetor de forças;

$\underline{K}$ - matriz de rigidez do sistema global;

$\underline{\delta}$ - vetor de deslocamento

A matriz de rigidez $\underline{K}$ é composta pela "superposição" das matrizes $\underline{K}^e$ dos elementos; onde:

$$\underline{K}^e = \int_v \underline{B}^T \underline{D} \underline{B} \, dv$$

sendo:

$\underline{B}$ = matriz de relações geométricas;

$\underline{D}$ = matriz de elasticidade;

v = domínio de integração.

A partir da equação (III.1), obtêm-se, facilmente, os deslocamentos nos pontos nodais efetuando-se a inversão da matriz de rigidez como segue:

$$\underline{\delta} = \underline{K}^{-1} \underline{f} \quad (\text{III.3})$$

Obtidos os deslocamentos calculam-se as deformações e tensões no elemento, através das seguintes equações, respectivamente:

$$\underline{\varepsilon} = \underline{B} \underline{\delta} \quad (\text{III.4})$$

e

$$\underline{\sigma} = \underline{D} \underline{\varepsilon} \quad (\text{III.5})$$

Se $\underline{B}$ e/ou $\underline{D}$ são funções, direta ou indiretamente, do vetor deslocamento $\underline{\delta}$ teremos uma formulação não linear. No pri-

meiro caso é chamada não linearidade geométrica, e aplica-se a grandes deformações e deslocamentos, enquanto que, no segundo caso, trata-se de não linearidade do material, e aplica-se a modelos de comportamento tensão-deformação não linear.

Neste trabalho considera-se que os deslocamentos são pequenos o suficiente, em relação à geometria do problema, para que a teoria das deformações infinitesimais seja válida. A matriz B é calculada diretamente da geometria do problema, e constante, independente dos deslocamentos. A não linearidade deve-se portanto, somente às propriedades do material.

É importante salientar que o M.E.F. é uma técnica capaz de representar equações diferenciais não lineares por um sistema de equações algébricas (ZIENCKIEWICZ-1977), e aproximações lineares, como veremos adiante.

A solução de problemas não lineares pelo método dos elementos finitos usualmente são obtidas através de três processos:

- i) iterativo;
- ii) incremental;
- iii) misto, que é a combinação dos dois anteriores.

Para aplicação do processo iterativo no Método de Elementos Finitos, escolhe-se, inicialmente, um conjunto de valores de módulos tangentes para todos os elementos. Aplica-se, então, toda a carga à estrutura e calculam-se deslocamentos, deforma-

ções e tensões para cada elemento. Como é utilizada uma rigidez constante a cada passo, as condições de equilíbrio não são necessariamente satisfeitas:

$$\underline{\tilde{K}} \underline{\tilde{\delta}} - \underline{\tilde{f}} = \underline{\tilde{R}} \quad (\text{III.6})$$

onde:

$\underline{\tilde{R}}$ = vetor resíduo das cargas externas.

Na prática, são usados, principalmente, dois algoritmos baseados nos métodos de Newton-Raphson e Newton-Raphson Modificado para se obterem as condições de equilíbrio. O primeiro baseia-se em atingir as condições de equilíbrio a partir da aplicação da carga excedente utilizando uma matriz de elasticidade variável a cada passo (figura III.1), enquanto que o segundo mantém a matriz de elasticidade constante (figura III.2) e aplica-se a carga excedente até atingir a aproximação desejada.

O primeiro algoritmo tem a vantagem de convergir para a solução exata em um menor número de iterações, sendo sua desvantagem a modificação da matriz de rigidez a cada iteração, enquanto o segundo a mantém constante, diminuindo com isto esforço computacional, mas em contrapartida aumentando o número de iterações.

Outros algoritmos são também utilizados, dentre eles o Método de Newton-Raphson Modificado com a inclusão de um fator de correção para acelerar a convergência (ver figura III.3), e

que apresenta como desvantagem a determinação deste fator de correção; e o Método da Rigidez Secante, em que toda a carga é re-aplicada, aterando-se a matriz de rigidez, em função do estado de tensões dos incrementos anteriores (ver figura III.4), e que DESAI (1971) recomenda para problemas de elasto-plasticidade.

O método iterativo tem sua principal vantagem na simplicidade de operação, e entre suas principais desvantagens estão (MANA-1978):

- o descarregamento elástico para modelo elasto-plástico, não pode ser representado;
- o algoritmo não é aplicável a materiais cujo comportamento seja função da trajetória de tensões;

No processo incremental a carga total a ser aplicada é dividida em uma série de parcelas, não necessariamente iguais. A técnica mais utilizada é a de rigidez tangencial ("tangential stiffness") baseada nas técnicas numéricas de Euler-Cauchy, e que consiste em calcular a matriz de rigidez para cada incremento com as propriedades correspondentes ao estado de tensões no início do incremento (figura III.5).

Durante a aplicação de cada incremento i , é resolvido o sistema de equações lineares:

$$\Delta \tilde{\delta}_i = \tilde{K}_{i-1}^{-1} \Delta f_i \quad (\text{III.7})$$

com a matriz de rigidez constante a cada incremento.

Dessa forma a técnica incremental aproxima o problema não linear a uma série de incrementos lineares e, conseqüentemente, quanto maior o número de incrementos, melhor a solução aproximada.

Uma variação da técnica descrita é o algoritmo incremental denominado de Runge-Kutta e suas diferentes variações, tentando uma melhor aproximação entre a curva não linear e a "curva" de incrementos lineares.

Das variações do algoritmo de Runge-Kutta o mais utilizado é o algoritmo do ponto médio, onde para cada incremento utiliza-se a matriz de rigidez obtida para o nível médio de tensões incremento (figura III.6), descrito por DESAI e ABEL (1972).

Outra variação do algoritmo de Runge-Kutta é o proposto por CLOUGH e DUNCAN (1969), baseado em uma rigidez média, obtida de forma diferente do descrito anteriormente. Nesse caso, a obtenção da rigidez para um determinado incremento é função da rigidez inicial (antes do incremento) e rigidez final (posterior ao incremento). Esse método é denominado por CLOUGH e DUNCAN (1969) como "average-stress-method". Sua principal vantagem é a diminuição sensível da diferença entre a curva de incremento linear, e a curva não linear ("overshooting"), e a redução do número de iterações para obtenção da precisão (figura III.7), como citam CLOUGH e DUNCAN (1969).

No processo misto, a carga total é aplicada em incrementos, nos quais para cada carregamento se fazem iterações (ver

figura III.8). O processo misto, como combinação dos processos iterativo e incremental une as vantagens destes dois métodos, tendendo, em geral, a minimizar as desvantagens.

III.4-Aplicação de Modelos para Solos

Um rigoroso modelo para descrever o comportamento tensão-deformação no solo, deveria representar analiticamente o estado de tensões, o estado de deformações e os deslocamentos nas três fases constitutivas do solo (sólida, líquida e gasosa) para qualquer sistema de carregamentos.

O solo, ao contrário de outros materiais, como o concreto e o aço, que podem ser facilmente representados como meio contínuo, é um material granular desagregado trifásico (ou quadrifásico se considerarmos a água adsorvida como outro material), cujo comportamento macroscópico depende da natureza do contacto entre as partículas e dos movimentos e deformações dos grãos nestes contactos.

Seu comportamento mecânico, portanto, é altamente dependente de sua origem geológica, fatores ambientais e história de tensões. Um elemento de solo sujeito a deformações irreversíveis, terá sua estrutura modificada e seu comportamento em função da variação da tensão efetiva será, conseqüentemente, modificado, ou seja, é um sistema não conservativo.

DUNCAN(1973) divide em dois grupos os fatores que influenciam o comportamento tensão-deformação dos solos. Os fato-

res devidos à composição do solo, que incluem a umidade, granulometria, composição mineralógica, arranjo das partículas, densidade etc., e os fatores devidos ao sistema de carregamento, tais como, grandeza, variação de tensões, carregamento primário, descarregamento, velocidade de aplicação das cargas, etc. Os primeiros são considerados apenas a nível de ensaio para determinação dos parâmetros e não na formulação do modelo, enquanto que os segundos podem ser tratados diretamente na formulação do modelo.

Devido toda complexidade do comportamento tensão - de formação do solo, nenhum modelo é capaz de representá-lo para todos os tipos de carregamento e condições de drenagem, pois além da dificuldade em conseguir tal modelo, seria necessário um extensivo programa de ensaios e um complexo programa de computador. Em vista disso, nos últimos anos, têm sido propostos inúmeros programas que respondem determinados objetivos para os quais foram formulados, através de modelos elásticos (lineares e não-lineares), e elasto-plásticos, sendo que o que caracteriza a diferença entre estes modelos (elásticos e elasto-plásticos) é que nos primeiros as deformações são função unicamente do incremento de tensões, enquanto que no segundo, as deformações são funções, além do incremento de tensões, do nível de tensões atingido (LOPES-1979).

Segue-se a análise destes modelos.

III.4.1 Modelos Elásticos

Um corpo elástico é caracterizado em seu estado natu-

ral, quando o estado de tensões é função unicamente de seu estado normal de deformação. O trabalho feito pelas forças externas atuando no corpo é armazenado como energia elástica, completamente recuperável, desde que as cargas sejam removidas (TIMOSHENKO e GOODIER, 1970).

Baseado nesta definição a equação fundamental para o corpo elástico pode ser escrita da seguinte forma:

$$\Delta \underline{\epsilon} = \underline{D} \Delta \underline{\sigma} \quad (\text{III.8})$$

significando que:

- qualquer incremento de tensão $\Delta \underline{\sigma}$ provoca um incremento de deformação $\Delta \underline{\epsilon}$;
- a deformação é recuperável se o corpo é descarregado, ou seja, independe da trajetória, e o sistema é conservativo.

Os modelos elásticos utilizados na Geotecnia podem ser divididos em dois grupos: elástico linear e elástico não-linear.

III.4.1.1 Modelo Elástico Linear

O comportamento elástico linear constitui, sem dúvida, o modelo mais simples. Verifica-se que é uma aproximação suficiente, do ponto de vista prático, para grande número de problemas, muitas vezes em face da pouca informação geotécnica disponível. Devido à sua simplicidade, este modelo foi aplicado à grande maio

ria dos problemas de Engenharia Geotécnica.

Em razão do comportamento não-linear apresentado pelos solos e rochas, a análise elástica linear, na falta de um modelo mais elaborado, pode servir para estudo paramétrico, obtenção de dados para projeto e interpretações simples de observações de campo, consideradas as suas limitações.

III.4.1.2 Modelos Elásticos Não-Lineares

Alguns modelos elásticos propostos na literatura procuram levar em consideração a não linearidade observada nas curvas tensão-deformação dos solos. Existem hoje na literatura geotécnica, diversos modelos que se aproxima das curvas não lineares por sucessivas análises lineares. Essa não linearidade é introduzida através dos termos da matriz de elasticidade, que tornam-se dependentes do estado de tensões. No item III.4 já foram vistas as técnicas de solução não linear: iterativa, incremental e mista.

Modelos Multilineares

Pretendendo cobrir todo o domínio de aplicação das cargas, antes e depois da ocorrência de ruptura, alguns autores propuseram a utilização de modelos elásticos multilineares.

D'APPOLONIA e LAMBE (1970) analisaram recalques imediatos de sapatas assentes sobre argila mole utilizando um modelo elástico bi-linear. Pretendiam, assim, cobrir todo o domínio de

aplicação de cargas, desde a fase elástica até a plástica. Nesse modelo, definem-se parâmetros elásticos E e ν antes e depois do escoamento (figura III.9). Adicionalmente pode-se definir uma variação de E com a profundidade. Desta forma, são necessários cinco parâmetros para a análise. Para cada incremento de carga devem ser verificados os elementos que apresentam escoamento. Para estes elementos o valor E é reduzido para 0,0001 vezes o valor inicial. O coeficiente de Poisson foi modificado de 0,499, antes do escoamento, para um valor de 0,4999995, após o escoamento, com o objetivo de manter constante o módulo volumétrico. Se fosse utilizado um coeficiente de Poisson 0,5, o módulo volumétrico seria infinito. O modelo foi testado comparando-se curvas tensão-deformação, obtidas em ensaios de deformação plana na expansão e compressão, com previsões numéricas.

DUNLOP e DUNCAN (1970) utilizaram um modelo análogo ao de D'Appolonia e Lambe para a análise do desenvolvimento de ruptura ao redor de taludes escavados em argilas, sob condições não drenadas.

LO e LEE (1973) aplicaram um modelo trilinear para a análise do estado de tensões em taludes com comportamento *strain-softening*, idealizado de acordo com a figura III.10.

Inicialmente são aplicadas as forças equivalentes para a simulação da escavação, considerando o material elástico linear com módulo E_1 . As tensões cisalhantes calculadas são comparadas com o valor da resistência de pico de cada elemento, e são localizados os elementos em que a resistência foi ultrapassada. Nes

ses casos as tensões em excesso são removidas. Calculam-se forças nodais equivalentes a essas tensões, as quais são aplicadas em sentido oposto. Na nova matriz de rigidez utilizada, os termos correspondentes aqueles elementos têm módulo de elasticidade igual a E_2 (positivo). Se a análise fosse efetuada com o valor E_2 (negativo), os deslocamentos e deformações seriam negativos no sentido das forças aplicadas, o que não tem significado. O incremento de tensões calculado deve ser diminuído do estado de tensões anterior para que se situe sobre a parte descendente da curva tensão-deformação. Calculam-se as forças nodais equivalentes a esse excesso de tensões e assim subsequente até que as tensões a serem redistribuídas tornem-se desprezíveis. Caso o nível de tensões após várias redistribuições caia abaixo do valor residual, deve-se calcular o excesso de tensões que corresponderá a novos valores de forças nodais. Daí por diante se utilizará o módulo de elasticidade E_3 com procedimento semelhante ao anterior.

LO e LEE utilizaram um procedimento análogo para uma curva tensão-deformação com queda brusca de resistência após o pico (*strain-softening*), semelhante a de HOYAUX e LADANYL (1970), com bons resultados.

Ajuste de curvas através de funções

As curvas tensão-deformação de laboratório podem ser expressas por funções matemáticas, tais como hipérboles, parábolas, funções exponenciais, etc. Essas funções podem ser utilizadas também para expressar a variação da deformação radial com a

deformação axial, o que possibilitará o cálculo do coeficiente de Poisson. Tais procedimentos foram utilizados para desenvolver modelos de comportamento dos solos propostos por vários autores, os quais serão vistos adiante.

Outra forma de incorporar o comportamento tensão-deformação não linear em um programa de elementos finitos é utilizar diretamente os pontos das curvas obtidos em laboratório. A forma digital, como esta é chamada, substitui a curva de laboratório por segmentos de reta, unindo aqueles pontos. Assim, por exemplo, os parâmetros E e ν podem ser obtidos através de tais curvas por interpolação linear. Utilizando-se várias pressões confinantes nos ensaios, pode-se também interpolar os valores desejados entre duas curvas, para diferentes pressões confinantes (MAHLER-1974).

Descrevem-se agora algumas das funções mais utilizadas:

a) Representação hiperbólica da Curva Tensão-Deformação

KONDNER e ZELASKO (1963) verificaram que as curvas tensão-deformação de vários solos podiam ser bem aproximadas através de hipérboles expressas pela equação (ver figura III.11):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}}} \quad (III.9)$$

onde:

E_i - módulo de elasticidade tangente inicial;

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

A equação (III.9) apresenta duas características convenientes:

- i) os parâmetros que aparecem nessa expressão têm significado físico;
- ii) os valores de E_i e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}$ podem ser facilmente determinados para cada curva tensão-deformação. Se utilizarmos a equação hiperbólica transformada (figura III.12) a sua representação se torna linear. Calculam-se os valores $\epsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ a partir dos dados de ensaios de laboratório, e plotam-se esses valores num gráfico. A reta ajustada a estes pontos corresponde à hipérbole procurada.

Na prática, somente dois pontos da curva tensão-deformação são plotados, pois foi concluído por DUNCAN e co - autores (1969, 1970 e 1974) que os pontos correspondentes a 70% e 95% da resistência máxima do solo fornecem a melhor hipérbole ajustada.

A partir da equação (III.9), DUNCAN e CHANG (1970) desenvolveram uma formulação com base em ensaios em vários tipos de solos. Para incluir no modelo a variação de E_i com a pressão confinante σ_3 foi usada uma equação empírica, sugerida por JAMBU (1965):

$$E_t = K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{III.10})$$

onde:

K e n - números adimensionais determinados experimentalmente;

p_a - pressão atmosférica, introduzida na equação para tornar o valor de n adimensional.

Define-se ainda um parâmetro R_f por:

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}} \quad (\text{III.11})$$

sendo $(\sigma_1 - \sigma_3)f$ definido pelo critério de Mohr-Coulomb, como:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)f = \frac{2c \cos \emptyset + 2 \sigma_3 \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} \quad (\text{III.12})$$

onde:

c - coesão;

$\emptyset$ - ângulo de atrito interno do solo.

Derivando a equação (III.9) com relação a ϵ e substituindo as equações (III.10) e (III.11) juntamente com o critério de Mohr-Coulomb, chega-se ao valor do módulo tangente instantâneo E_t para a curva tensão-deformação no carregamento primário.

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2 c \cos \phi + 2 \sigma_3 \sin \phi} \right]^2 K p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (\text{III.13})$$

Os comportamentos no descarregamento e recarregamento são independentes da resistência mobilizada, sendo o módulo de elasticidade definido então pela equação:

$$E_{UR} = K_{UR} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^{n'} \quad (\text{III.14})$$

onde:

K_{UR} e n' - fatores adimensionais determinados a partir de ensaios envolvendo um ou mais ciclos de descarregamento recarregamento (unloading-reloading).

WONG e DUNCAN (1974) comentam que para vários solos analisados:

- o valor de n' pouco difere do de n , podendo, na prática, ser adotado o mesmo valor;
- K_{UR} é sempre maior que K ;
- a relação K_{UR}/K varia de 1,2 para solos densos (areias compactas) e rijos até 3 para solos médios e moles e areias fofas.

b) Representação Hiperbólica do Coeficiente de Poisson

KULHAWY e DUNCAN (1970) acrescentaram ao modelo anterior uma relação empírica para o coeficiente de Poisson tangente, que reflete a sua não-linearidade e a dependência da tensão confinante durante o carregamento primário. Para tal foi considerada a hiperbólica a variação da deformação radial ε_3 com a deformação axial ε_1 , expressa pela equação:

$$\varepsilon_1 = \frac{-\varepsilon_3}{v_i - d \varepsilon_3} \quad (\text{III.15})$$

onde:

v_i - coeficiente de Poisson para a deformação nula;

d - parâmetro representando a variação do coeficiente de Poisson com a deformação radial.

A variação de v_i com a pressão confinante σ_3 foi representada por:

$$v_i = G - F \log_{10} \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right), \quad (\text{III.16})$$

onde:

G - valor de v_i para $\sigma_3 = 1 \text{ atm}$;

F - redução de v_i para um acréscimo de dez vezes em σ_3 .

Diferenciando a equação (III.15) em relação a ϵ_3 , substituindo (III.16) e eliminando a deformação, o valor do coeficiente de Poisson tangente pode ser expresso por:

$$v_t = \frac{G - F \log_{10} (\sigma_3/P_a)}{(1 - d \epsilon_a)^2} \quad (\text{III.17})$$

onde:

$$\epsilon_a = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \left[\frac{1 - R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \emptyset)}{2 c \cos \emptyset + 2 \sigma_3 \sin \emptyset} \right]} \quad (\text{III.18})$$

O modelo não considera a variação do coeficiente de Poisson para o descarregamento. Os parâmetros c , $\emptyset$, R_f , K e n são os mesmos da equação (III.13) e os parâmetros d , F e G são determinados a partir de medidas de variação de volume em ensaios triaxiais.

Com a variação do coeficiente de Poisson incorporada ao modelo de Duncan e Chang são necessários nove parâmetros (os oito acima mais K_{UR}). Todos esses parâmetros são de fácil determinação em ensaios triaxiais convencionais. WONG e DUNCAN (1974) explicam detalhadamente como obtê-los através de ensaios de laboratório, mostrando inclusive a avaliação de E_i e E_{UR} , a partir de ensaios de adensamento. Esses autores consideram também a curvatura da envoltória de Mohr quando se utiliza um grande intervalo de tensões. Adicionalmente comentam sobre os fatores que afetam a obtenção dos parâmetros para as condições drenada e não-drenada.

c) Representação Exponencial do Coeficiente de Poisson

A formulação a ser apresentada a seguir foi proposta por LADE (1972).

Nobari sugeriu que o coeficiente de Poisson tangente poderia ser expresso como uma função exponencial da pressão confinante e deformação principal maior. A figura (III.13) mostra um diagrama log-log de $-\epsilon_3$ por ϵ_1 , representada por uma reta. Constata-se que a melhor reta é a que une os pontos correspondentes à mínima variação de volume (ponto de máxima compressão da amostra) e o ponto de máxima dilatação.

A equação da reta representada é:

$$-\epsilon_3 = P \epsilon_1^m \quad (\text{III.19})$$

onde:

P - valor de $-\epsilon_3$ correspondente a $\epsilon_1 = 1\%$;

m - inclinação da reta.

A figura (III.14) mostra a variação de P em função de (σ_3/p_a) . A nova reta é representada por:

$$P = L \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^q \quad (\text{III.20})$$

onde:

L - Valor de P para $\sigma_3 = p_a$;

q - inclinação da reta.

Combinando as equações (III.19) e (III.20), a variação de $- \epsilon_3$ fica:

$$- \epsilon_3 = L \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^q \epsilon^m, \quad (\text{III.21})$$

Diferenciando a equação acima em relação a ϵ_1 , obtém-se a expressão do coeficiente de Poisson ν_t seguinte;

$$\nu_t = L \cdot m \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^q \epsilon^{n-1} \quad (\text{III.22})$$

LACERDA, DIAS e PEIXOTO (1974) utilizaram as formulações hiperbólica e exponencial para a análise do comportamento de solos compactado e indeformado em ensaios triaxiais rápidos não drenados. Com relação ao comportamento tensão-deformação, observaram que, embora a formulação hiperbólica funcione bem para quase todos os tipos de solos, nem sempre é satisfatória, principalmente para pequenas deformações. Com relação ao coeficiente de Poisson, a formulação exponencial proporcionou resultados superiores aos da formulação hiperbólica.

d) Representação da curva tensão-deformação através de funções "spline"

DESAI(1971) utilizou uma função polinomial cúbica para aproximar a curva tensão-deformação de um solo coesivo. A função polinomial proposta pelo autor é baseada no conceito matemático de interpolação usando funções "spline", que representam analiticamente uma curva. Para tal, deve ser fornecido um determinado conjunto de pares de pontos da curva a ser representada. Para cada tensão confinante deverá haver então um conjunto de pontos da curva tensão-deformação, que definirá a função "spline". Com a primeira derivada da função polinomial obtêm-se a variação do módulo de elasticidade tangente. Para cada pressão confinante intermediária, o valor do módulo pode ser obtido através de interpolação linear.

DESAI (1971) ajustou funções polinomiais a curvas tensão-deformação de areias densa e fofa, e folhelho, este inclusive com comportamento "*strain-softening*". Em todos os casos obteve um excelente ajuste. Não foram consideradas curvas com descarregamento-recarregamento, provavelmente por dificuldades numéricas. Para a utilização desse modelo são necessários, além dos pares de pontos da curva tensão-deformação (figura III.15), um valor para o coeficiente de Poisson, considerado constante na análise.

III.4.2 Modelos Elasto-Plásticos

Os modelos elasto-plásticos procuram levar em consideração o comportamento inelástico e não-linear observado nos solos. Esses modelos são mais variados e complexos e para sua definição é necessário especificar (ALMEIDA, 1977):

- uma condição de escoamento inicial, definindo o limite elástico do material;
- uma lei de endurecimento ou amolecimento, para estabelecer as condições de estado plástico subseqüentes;
- uma lei de escoamento plástico, que relaciona os incrementos de deformações com tensões e incrementos de tensões.

A primeira especificação (condição de escoamento inicial) é necessária para caracterizar a transição da fase elástica para fase plástica definida através de uma função de escoamento dependente do estado de tensões. Por ser característica, ou propriedade, do material independente do referencial adotado, pode ser definida em função das tensões principais ou do invariante de tensões:

$$f.(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3) = K \quad (\text{III.23})$$

ou

$$f(I_1, I_2, I_3, J_1, J_2, J_3) = K \quad (\text{III.24})$$

e sua representação no espaço é o lugar geométrico dos pontos que

representam estados de tensões correspondentes ao início das deformações plásticas (figura III.16).

A lei de endurecimento ou amolecimento é necessária para representar as novas superfícies de escoamento subseqüentes, correspondentes aos diversos carregamentos ocorridos (figura III.17). Embora, de um modo geral, a superfície de escoamento varie de tamanho e de forma, de acordo com o estado de tensões, em aplicações geotécnicas considera-se sempre que é mantida a mesma forma e origem (endurecimento isotrópico).

A lei do escoamento plástico é necessária para descrever as relações constitutivas entre incrementos de deformações plásticas, tensões e incrementos de tensões. Parte da hipótese da existência de uma função de carregamento e a linearidade entre elementos infinitesimais de tensões e deformações plásticas, relacionando a velocidade de deformação plástica com o gradiente da função de escoamento:

$$\Delta \epsilon^p = \lambda \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{III.25})$$

Partindo da hipótese da existência de uma função de potencial plástico $g(\sigma)$, que representa a superfície de potencial plástico é definida a lei de escoamento plástico:

$$\Delta \epsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \quad (\text{III.26})$$

que pode ser associado ou não associado se f e g são idênticos ou não, respectivamente.

Dentre os modelos mais elaborados e testados através de extensivos resultados de ensaios estão os de (PONTES FILHO, 1981):

- ROSCOE e BURLAND (1968) que utilizam um modelo elasto-plástico com endurecimento, superfície de escoamento elástico anterior à ruptura e lei de escoamento associada.

Apesar de sua aplicação ser restrita a argilas normalmente adensadas, é o modelo que trata, mais rigorosamente, as diversas variáveis do comportamento do solo, além de ser o mais exhaustivamente testado;
- NAYAK e ZIENCKIEWICZ (1972) que desenvolveram um modelo elasto-plástico com amolecimento e endurecimento com lei de escoamento associada ou não, e alternativas para vários critérios de escoamento;
- LADE e DUNCAN (1975) que formularam um modelo elasto-plástico com endurecimento e critérios de ruptura e escoamento independentes, e lei de escoamento não associada. Baseados em resultados de ensaios triaxiais cúbicos em areia os autores desenvolveram uma formulação que incorpora um novo critério de escoamento, um novo critério de ruptura e uma lei de endurecimento empírica.

Apesar das vantagens dos modelos elasto-plásticos, a

dificuldade na formulação de um tal modelo para aplicação do Método dos Elementos Finitos, além do tempo necessário não permitiram o desenvolvimento e inclusão destes modelos no programa computacional utilizado neste trabalho.

III.5 - Programa Computacional Utilizado

Nas diversas análises pelo Método dos Elementos Finitos realizadas neste trabalho, utilizou-se um programa computacional, disponível na COPPE e desenvolvido inicialmente por HALLEY PACHECO DE OLIVEIRA, que após diversas modificações feitas ao longo do estudo, para permitir a análise de fundações submetidas a esforços de arrancamento, passou-se a denominar FUNDA_MEF.

O referido programa utiliza elementos do tipo 4CST (4 constant strain triangles) e do tipo junta, permitindo análises axissimétricas ou bidimensionais de estado plano de tensões ou de deformações. Devido às características geométricas dos casos estudados foi utilizada sempre, neste trabalho a suposição axissimétrica.

Para definição dos parâmetros elásticos, E e ν dos elementos 4CST foram implementadas diversas opções, enumeradas a seguir:

para_o_módulo_de_elasticidade -- E

- formulação elástico-linear ($E = c \frac{te}{e}$);
- formulação elástica bi-linear de D'APPOLONIA e LAMBE (1970);
- formulação hiperbólica de DUNCAN e CHANG (1970).

para o coeficiente de Poisson - ν :

- formulação linear ($\nu = c \frac{t_e}{e}$);
- formulação hiperbólica de KULHAWY e DUNCAN (1970);
- formulação exponencial de LADE (1972).

O outro tipo de elemento existente no programa é o "elemento-junta", que foi usado na definição da interface entre o solo e a fundação, definição esta que é um dos principais problemas encontrados na análise de fundação pelo M.E.F.. Este "elemento-junta" se mostrou ideal para a representação da interface solo-fundação. Não cabe aqui fazer uma análise aprofundada do mesmo, que pode ser vista no trabalho de GOODMAN, TAYLOR e BREKKE (1969). Apenas serão feitas alguns comentários para justificar a escolha do mesmo.

O elemento em questão, criado para representação de juntas em rochas, e que pode ser visto na Figura (III.18) nas formas deformada e indeformada resiste a esforços normais e cisalhantes.

A caracterização do elemento é feita pela definição, por parte do usuário, da rigidez normal inicial (k_n) e da rigidez ao cisalhamento inicial (k_s) do mesmo, sendo estabelecidos critérios de ruptura à tração e ao cisalhamento.

Os valores iniciais do k_s e k_n fornecidos pelo usuário, são alterados ao longo das análises em função dos estados de tensões e deformações da interface solo-fundação.

O critério de ruptura à tração é estabelecido através da definição da tensão de tração máxima a qual o elemento resiste.

O critério de ruptura ao cisalhamento adotado foi o de MOHR-COULOMB:

$$\tau_{\max} = c' + \sigma \tan \phi'$$

onde:

$\tau_{\max}$ = tensão de cisalhamento máxima;

c' = tensão de cisalhamento máxima para a condição $\sigma = 0$;

σ = tensão normal atuante;

ϕ' = ângulo de atrito da interface solo-fundação.

Encontra-se em elaboração um manual de utilização do programa, onde poderão ser obtidas maiores informações sobre o mesmo. Resta dizer que é utilizado nas análises não-lineares um processo misto, ou seja, incremental-iterativo, no qual, para cada incremento, a matriz de rigidez é modificada nas diversas iterações (método de Newton-Raphson), sendo utilizado no critério de convergência a norma euclidiana modificada, fornecida pela expressão:

$$|| N ||_2 = \frac{1}{n} || \frac{\Delta \delta}{\delta} ||_2 \quad (\text{III.27})$$

onde:

$\Delta\delta$ = incrementos dos deslocamentos nodais;

δ = deslocamentos nodais totais acumulados;

n = número de graus de liberdade da estrutura (introduzido para que o valor obtido para a norma independa do número de graus de liberdade).

Para verificação da convergência, o valor da norma $|| N ||_2$ é comparado com uma tolerância fornecida pelo usuário, para cada análise.

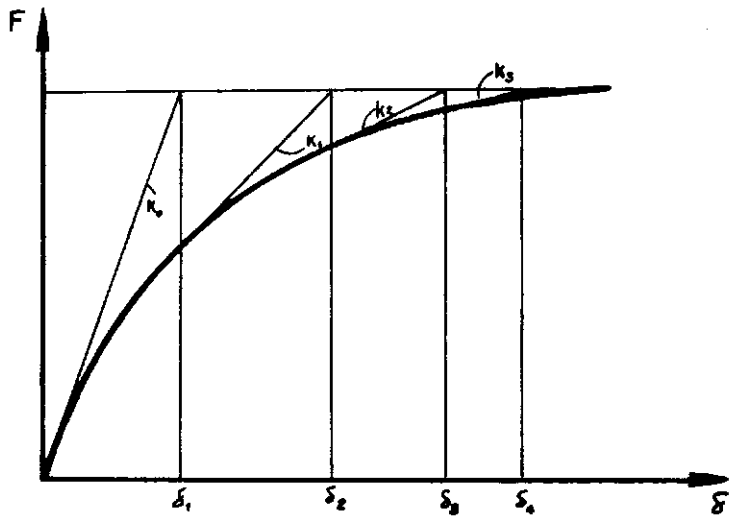


FIG. III.1 - MÉTODO DE NEWTON - RAPHSON

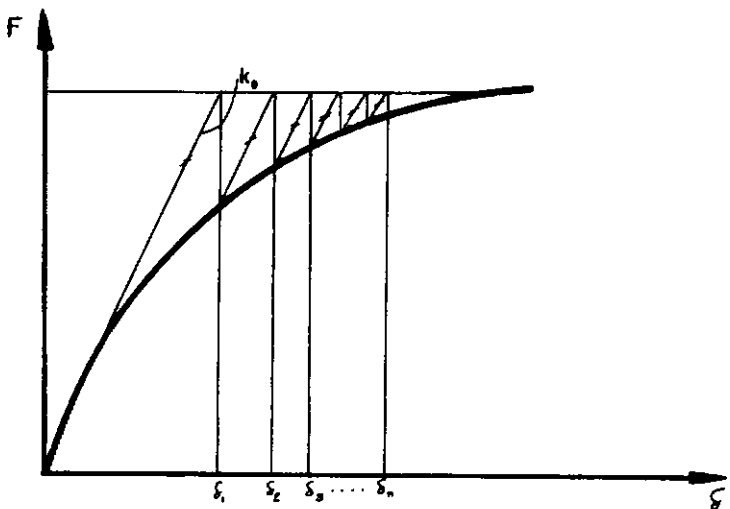


FIG. III.2 - MÉTODO DE NEWTON - RAPHSON MODIFICADO

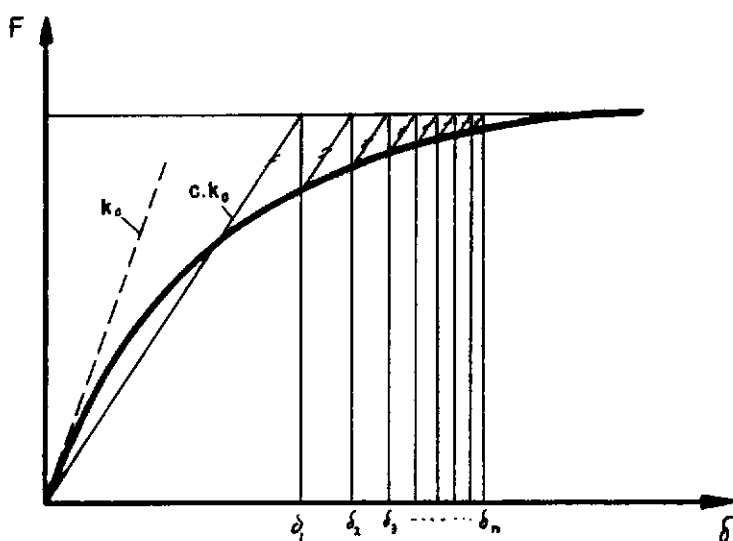


FIG.III.3- MÉTODO DE NEWTON - RAPHSON COM FATOR DE CORREÇÃO

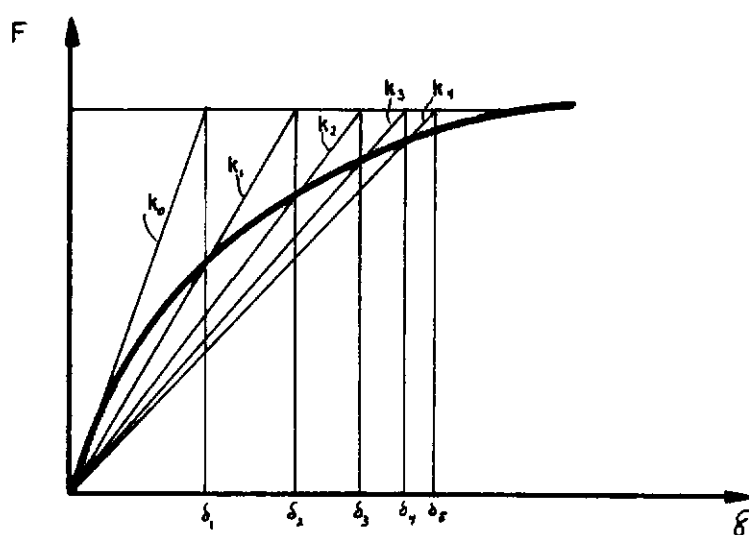


FIG.III.4- MÉTODO DA "RIGIDEZ SECANTE"

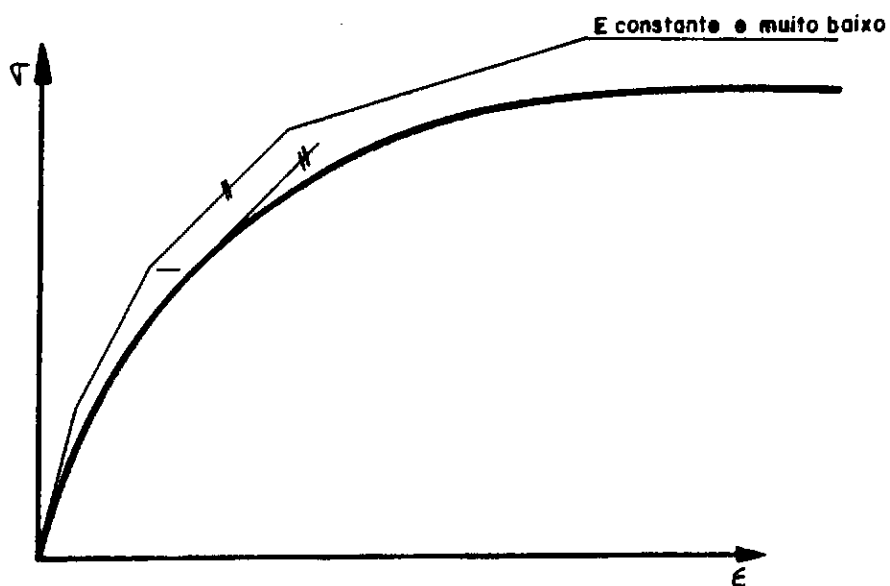


FIG.III.5-ESQUEMA DA "RIGIDEZ TANGENCIAL"

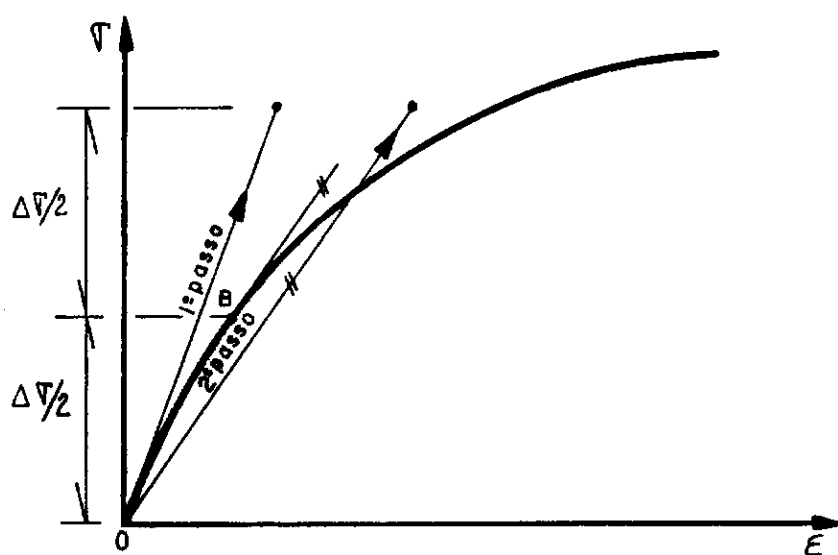


FIG.III.6- MÉTODO DE RUNGE - KUTTA COM DOIS PASSOS

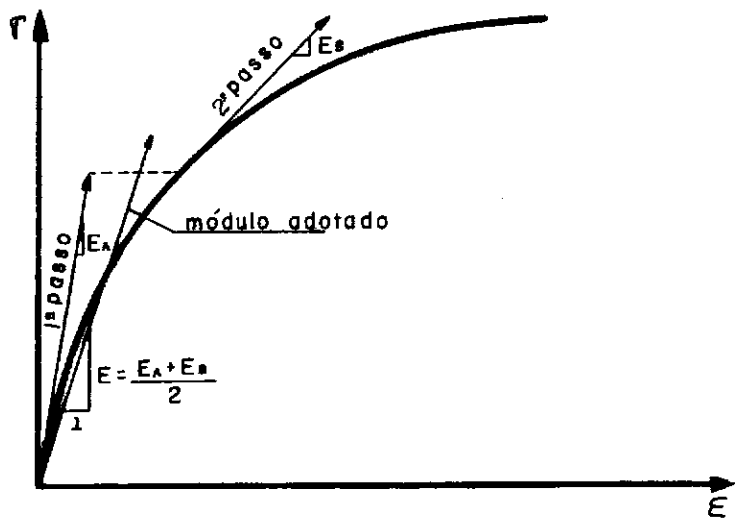


FIG. III.7 - MÉTODO RUNGE - KUTTA MODIFICADO

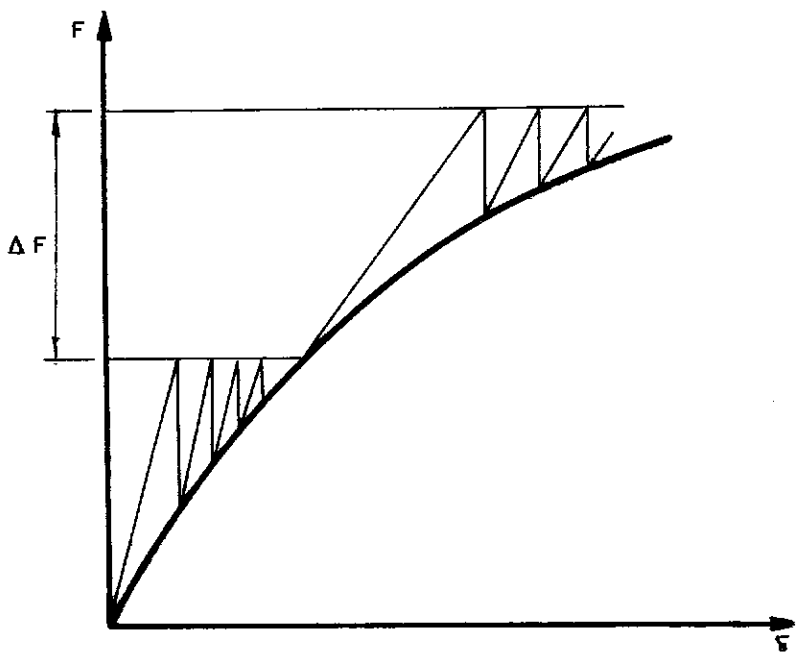


FIG. III.8 - MÉTODO MISTO

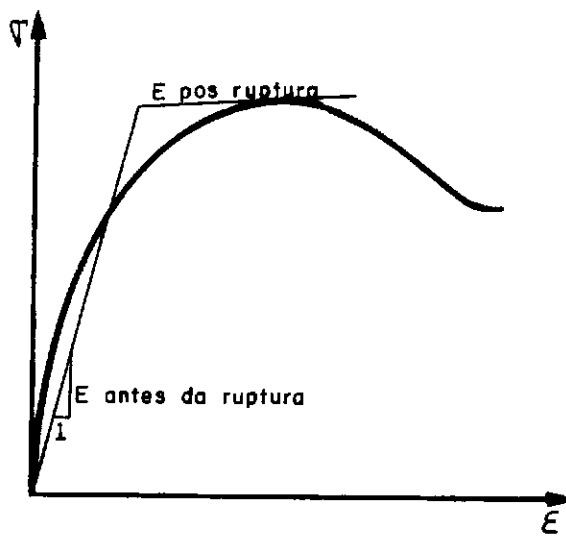


FIG. III.9- MODELO BILINEAR (D'APOLONIA E LAMBE, 1970)

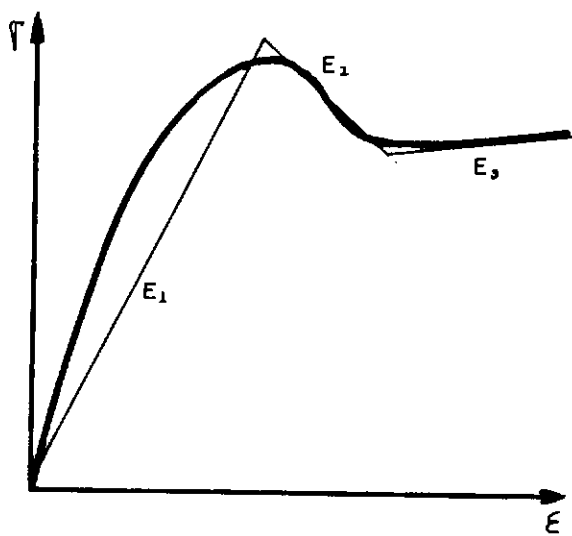


FIG. III.10- MODELO TRILINEAR (LO E LEE, 1973)

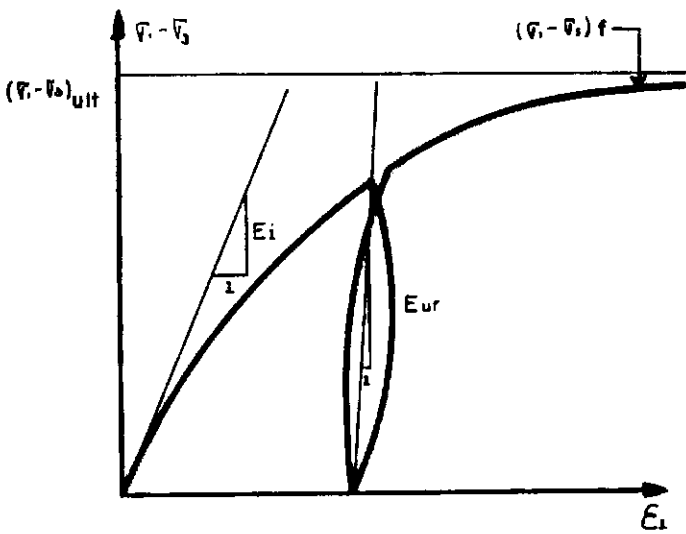


FIG. III.11 - MODELO HIPERBÓLICO (DUNCAN E CHANG, 1970)

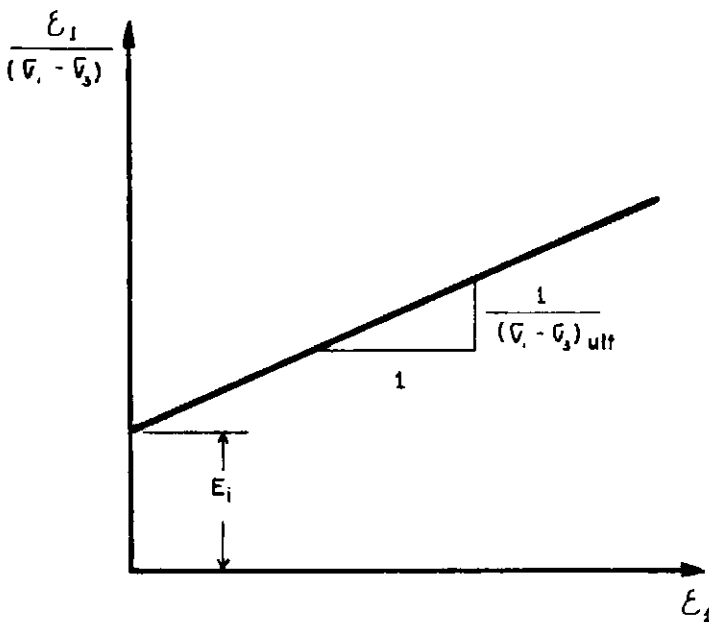


FIG. III.12 - REPRESENTAÇÃO TRANSFORMADA DA CURVA TENSÃO - DEFORMAÇÃO

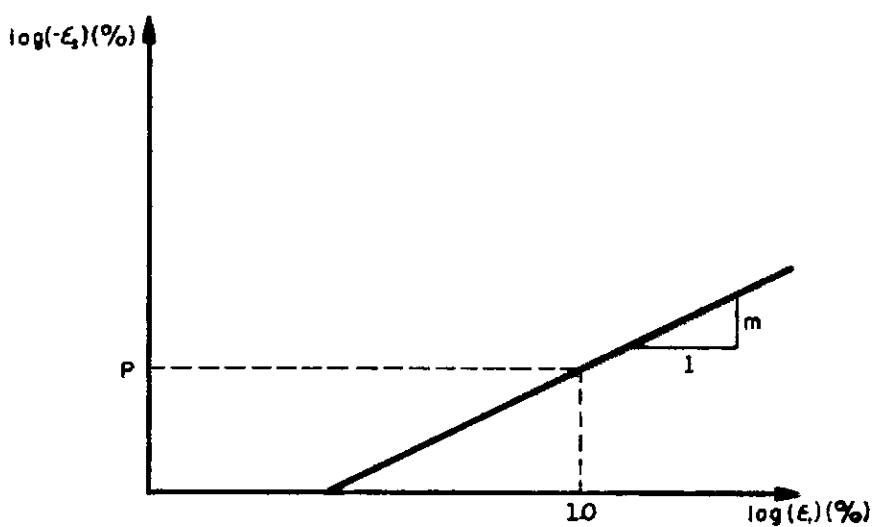


FIG. III.13 - VARIAÇÃO DE ϵ_3 COM ϵ_1 .

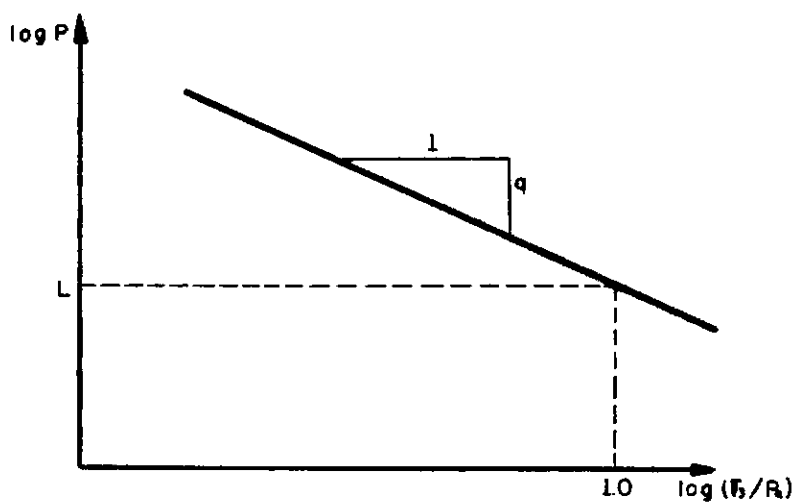


FIG. III.14 - VARIAÇÃO DE P COM A PRESSÃO CONFINANTE

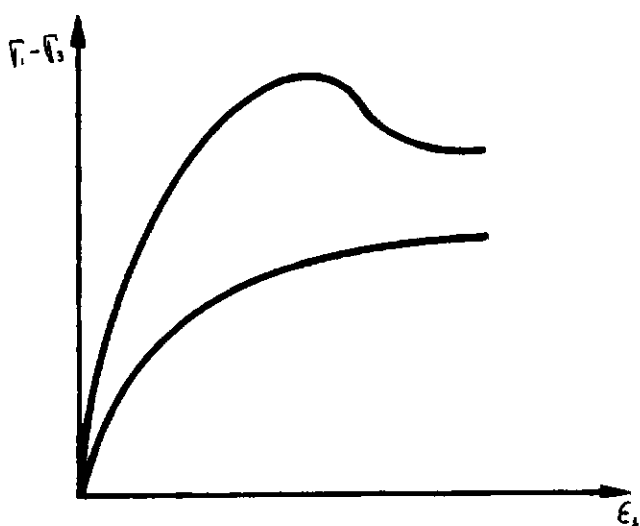


FIG.III.15 - FUNÇÃO SPLINE (DESAI, 1972)

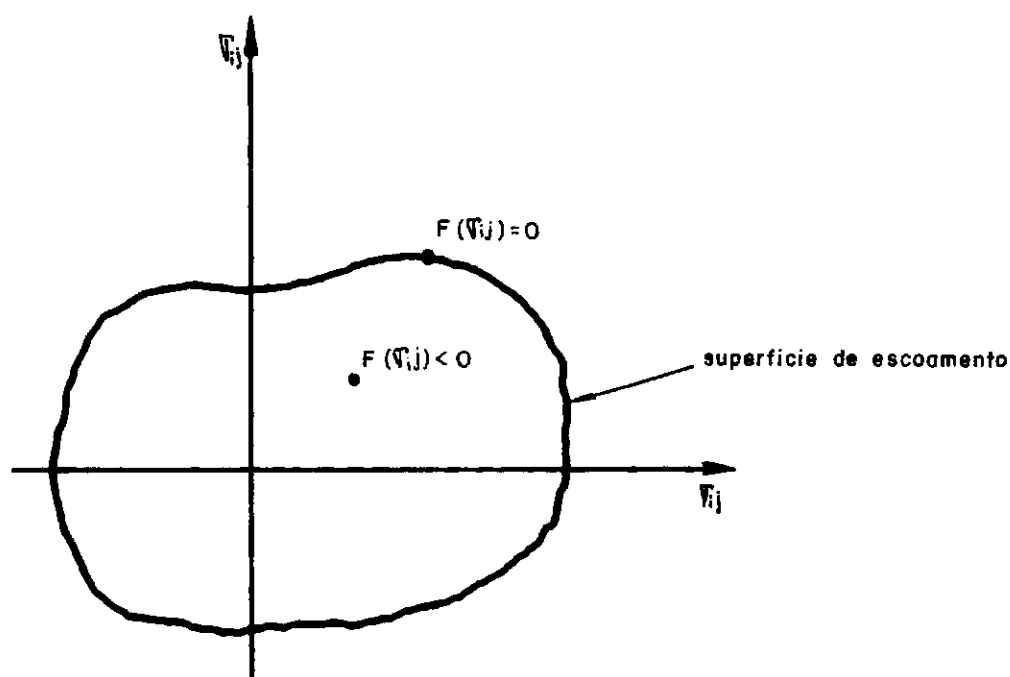


FIG.III.16 - FUNÇÃO E SUPERFÍCIE DE ESCOAMENTO - ESPAÇO DE TENSÕES

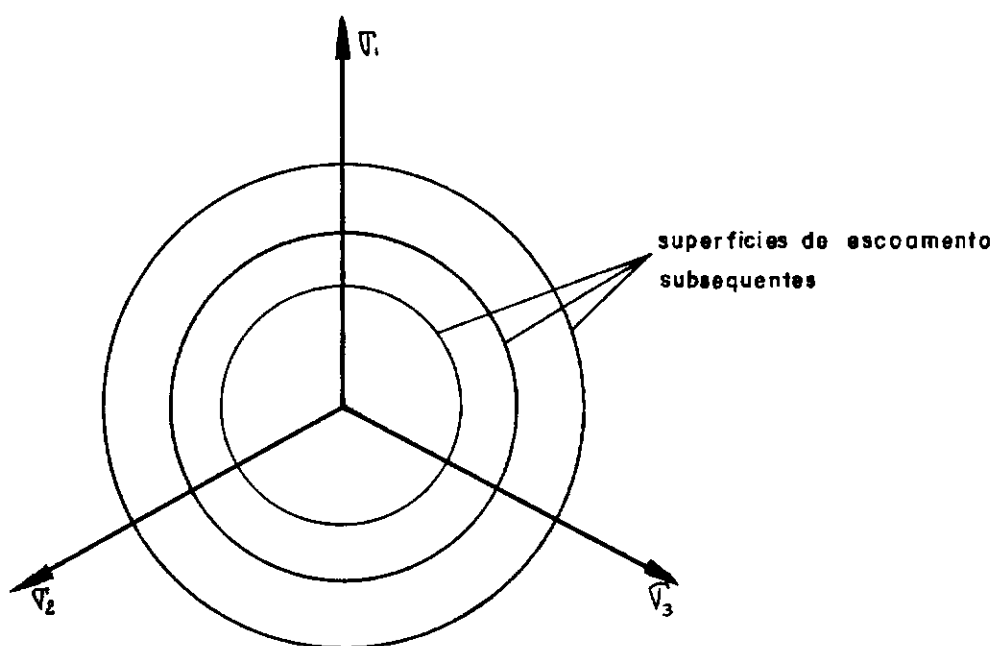
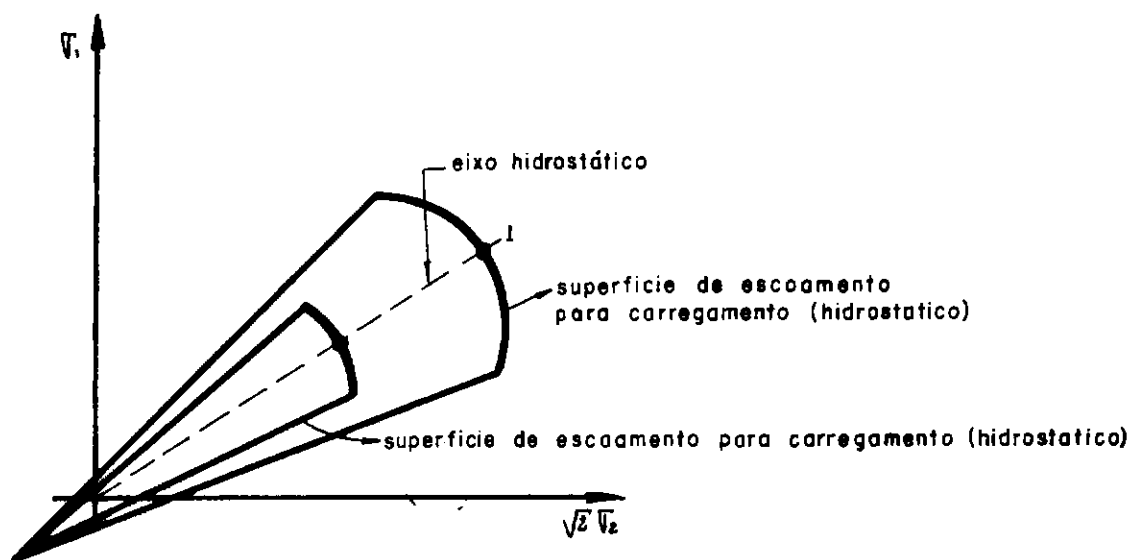


FIG. III.17 - SUPERFÍCIES DE ESCOAMENTO EM FUNÇÃO DOS DIVERSOS CARREGAMENTOS (ENDURECIMENTO)

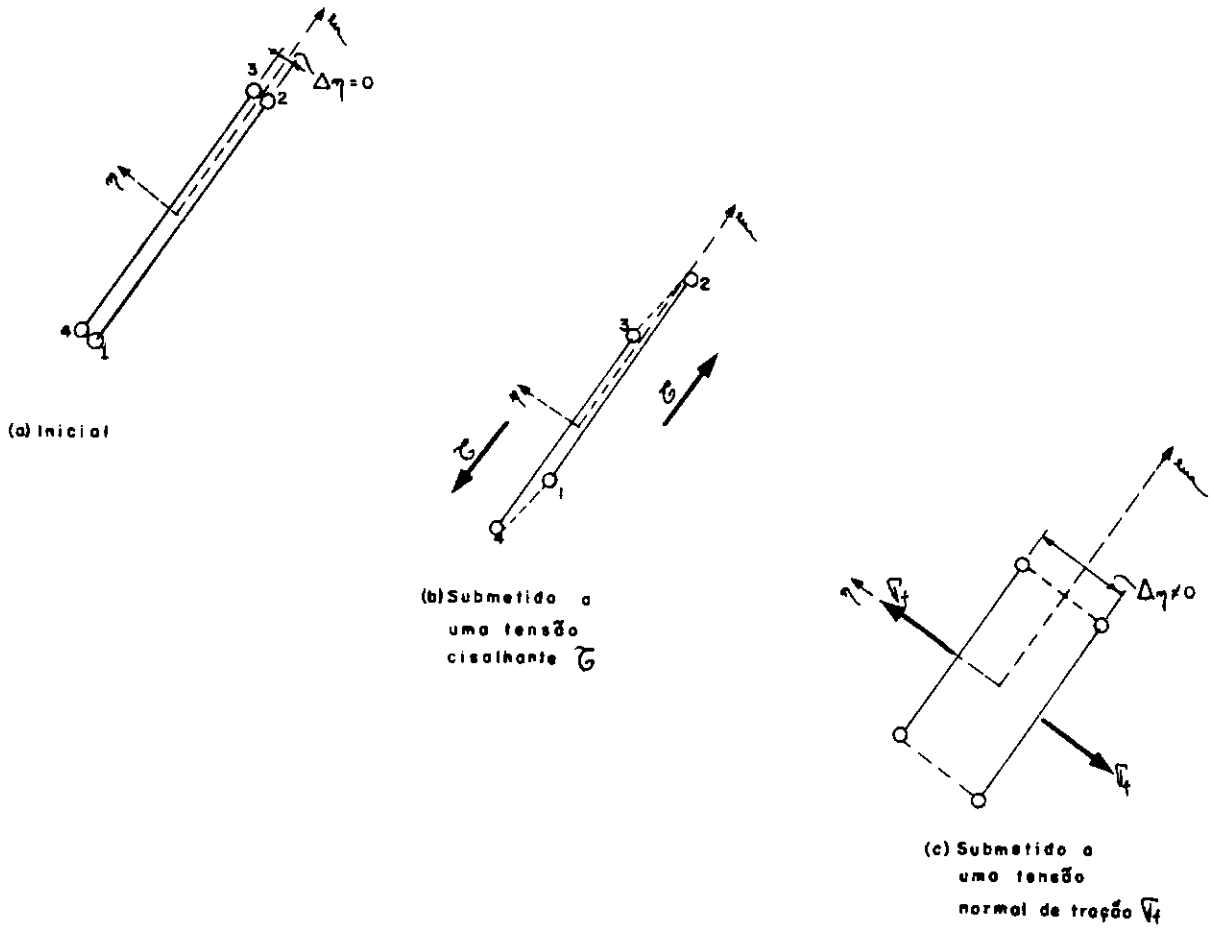


FIG.III.18 - ELEMENTO JUNTA NAS SITUAÇÕES DEFORMADA E INDEFORMADA

IV. RETRO-ANÁLISE DE PROVAS DE CARGAS EM PLACAS PARA DETERMI- NAÇÃO DE PARÂMETROS REPRESENTATIVOS DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE

IV.1 Introdução

O estudo realizado teve por finalidade a obtenção de parâmetros representativos de um solo residual de gnaiss para posterior utilização em análise não linear, pelo Método dos Elementos Finitos, das fundações submetidas a esforços de arrancamento.

O estudo foi realizado em um solo residual, resultante da alteração de gnaiss, oriundo de um platô construído por terraplanagem no topo de um pequeno morro próximo à Torre nº 4 da linha de transmissão Adrianópolis-Grájaú, no Estado do Rio de Janeiro.

Os fatores que levaram a esta escolha foram basicamente:

- já existirem vários estudos geotécnicos referentes ao local (BARATA et alii-1978; WERNECK et alii-1979; JARDIM-1981);
- dispor-se do resultado de provas de carga de arrancamento de tubulões e sapatas ali realizadas (BARATA et alii-1978; DANZIGER-1983);

- tratar-se de um solo tropical típico, cujos parâmetros desejava-se conhecer com maior precisão.

As características do solo em questão foram cuidadosamente determinadas e encontram-se reportadas nos trabalhos de JARDIM(1981) e DANZIGER(1983), não sendo, por isto descritas nem analisadas neste trabalho.

Apenas a título de ilustração, o morro, onde foi construído o platô, é constituído de um manto de solo residual maduro, resultante da alteração de gnaiss, de cor vermelha, com espessura média aproximada de 2,50 m, que se sobrepõe a uma camada bastante espessa de solo menos intemperizado, de cor amarela, tendo ambos baixo grau de saturação (ver figura (IV.1)). O nível do lençol freático não foi localizado em sondagens até 15,0m (JARDIM-1981).

IV.2 Análise Utilizando Resultados de Provas de Carga

A obtenção de parâmetros representativos do solo foi baseada nos resultados de provas de carga à compressão em placas circulares de aço com diâmetro de 30,60 e 80 cm, executados por JARDIM(1981).

O autor citado, também realizou, para o mesmo solo, os seguintes ensaios de laboratório:

- Adensamento oedométrico (unidimensional);

- Adensamento Tridimensional;
- Compressão não confinada;
- Triaxial tipo UU (não adensado, não drenado);
- Triaxial tipo CU (adensado, não drenado).

Detalhes executivos, resultados dos ensaios e observações sobre os mesmos podem ser encontrados no trabalho citado.

Infelizmente, não sã neste trabalho, como em outro do mesmo autor (WERNECK, JARDIM & ALMEIDA-1979), não são apresentadas as curvas dos ensaios triaxiais realizados, o que impossibilitou a obtenção direta de parâmetros para utilização da formulação hiperbólica de DUNCAN E CHANG (1970) de representação matemática do comportamento do solo (ver capítulo III).

Ainda no trabalho observou-se uma grande variação nos valores médios do módulo de elasticidade do solo, obtidos nos diversos ensaios de laboratório, variação esta que não é possível de justificar em função dos dados encontrados no trabalho citado.

Em razão do exposto anteriormente, decidiu-se fazer uma retro-análise, em função dos resultados das provas de carga, para determinação dos parâmetros representativos do solo, a qual foi dividida em duas etapas, baseadas nas seguintes hipóteses:

- i) assumir o solo como elástico linear;

- ii) assumir o solo como elástico não-linear, com não-linearidade representada através da formulação hiperbólica desenvolvida por DUNCAN e CHANG (1970).

Nas análises realizadas apenas os parâmetros relativos à determinação do módulo de elasticidade do solo foram estudados visto ter-se adotado um valor constante para o coeficiente de Poisson, igual a 0,4, valor frequentemente adotado para solos do tipo estudado. Adotou-se um valor fixo para ν tendo em vista a impossibilidade de se determinar tal parâmetro a partir dos ensaios laboratoriais e pela falta de dados de publicações técnicas com informações dos parâmetros da formulação exponencial de Lade (ver capítulo III), que é a que se teria desejado utilizar. Note-se que o valor escolhido também enquadra-se dentro de valores encontrados para o coeficiente de Poisson inicial (ver capítulo III), por WONG e DUNCAN(1974) para solos similares ao em estudo, como pode ser visto na tabela (IV.7).

IV.2.1 Estudos Iniciais

Os parâmetros gerais do solo, necessários para utilização do programa de elementos finitos, foram obtidos através dos trabalhos de JARDIM(1981) e DANZIGER(1983).

Simulando o observado pelos dois autores citados, em todas as análises efetuadas (inclusive nas das fundações tracionadas - ver capítulo V), considerou-se o terreno como composto de duas camadas, sendo a superficial com cerca de 2,0 m de espessura.

As características adotadas foram:

- solo da camada superior
 peso específico (γ) - 0,00165 kgf/cm³
 coesão (c) - 0,29 kgf/cm²
 ângulo de atrito interno (ϕ) - 27°
- solo da camada inferior
 peso específico (γ) - 0,00180 kgf/cm³
 coesão (c) - 0,23 kgf/cm²
 ângulo de atrito interno (ϕ) - 29°

Outros parâmetros necessários para a análise foram o coeficiente de Poisson, para o qual, como já visto adotou-se o valor 0,4, e o coeficiente de empuxo K_0 , para o qual adotou-se o valor 0,5. Verificou-se que, pelas características do presente estudo, a influência deste último parâmetro era pequena nos resultados finais.

Foram desenvolvidas malhas de elementos finitos para as diversas placas, que podem ser vistas nas figuras (IV.2), (IV.3) e (IV.4), para as placas com 30, 60 e 80 cm de diâmetro, respectivamente, na superfície.

Em face das características do problema analisado (verificação do recalque de placas sujeitas à compressão) optou-se por utilizar, para as placas à profundidade de 2,0m e 4,0m, as mesmas malhas desenvolvidas para as placas na superfície, sendo o solo situado em cota superior a de assentamento da placa considerado através da aplicação de uma sobrecarga $\gamma \cdot h$ (onde γ é o

peso específico do solo e h a espessura da camada de solo acima do nível da placa), uniformemente distribuída no solo, ao nível da placa (claro está, que para as placas a 4,0m de profundidade foram feitas correções devido haver duas camadas de solo com pesos diferenciados).

O processo descrito acima suscitou uma dúvida, que foi, definir a forma mais correta de representar a situação final após a remoção do solo (escavação) na região acima da placa.

Foram feitas duas hipóteses de cálculo:

Hipótese (1) - Ver figura (IV.5):

- (a) aplicar uma sobrecarga $\gamma.h$ em toda a extensão da malha;
- (b) simular a escavação através da aplicação de uma sobrecarga $\gamma.h$ com sentido contrário aplicada em (a) na região correspondente a placa;
- (c) aplicar uma pressão P equivalente ao peso próprio da placa na região correspondente a mesma.

Hipótese (2) - Ver figura (IV.6):

- (a) aplicar uma sobrecarga $\gamma.h$ apenas na região não escavada;
- (b) aplicar uma pressão P equivalente ao peso próprio da placa na região correspondente a mesma.

Analisando os estados de tensões finais para as duas hipóteses de cálculo, observou-se que os resultados foram equivalentes, tendo sido desprezível a variação entre as duas, optando-se então pela adoção da hipótese (2) por ser a mais simples.

Um outro estudo realizado foi o da verificação da influência da largura da malha. Não foi feito um estudo para verificar a influência da altura da malha, por ter-se observado, em análises iniciais, que a dimensão da mesma já era suficiente para não influenciar nos resultados.

Para verificar a influência da fronteira lateral variou-se, para a placa com $\emptyset_p = 80$ cm, a largura da malha de $3r$ até $15r$, sendo r o raio da placa. Como pode ser visto na figura (IV.7) a partir da largura $7,5r$ não há variação sensível do deslocamento da placa, tendo, então, sido adotado o valor de $10r$ para largura da malha.

Após haverem sido definidas as questões acima, passou-se à retro-análise das provas de carga para a determinação do módulo de elasticidade do solo.

Nas análises realizadas começou-se pelas placas a 4 m de profundidade, a fim de determinar as características do solo da camada inferior, em seguida determinando-se as características do solo da camada superficial, utilizando-se as placas de superfície e adotando-se para o solo da camada inferior valores médios dos resultados das placas a 4 m.

As placas a 2 m de profundidade não foram utilizadas para determinação dos parâmetros por estarem situadas na fronteira entre as duas camadas de solo, tendo sido usadas apenas para verificação dos parâmetros adotados para o solo da camada inferior.

IV.2.2 Retro-análise Segundo Formulação Elástica Linear

Na análise linear usou-se apenas o trecho das curvas dos ensaios correspondente aos primeiros estágios de carregamento, na região em que se pode ainda, assumir um comportamento elástico linear para o solo.

Note-se que, no início do estudo, utilizou-se como critério de comparação o valor do deslocamento vertical do centro da placa, para o último estágio de carregamento. Observou-se porém, que, apesar da boa concordância de algumas curvas obtidas com as curvas experimentais, estas levavam a erros percentuais elevados quando eram considerados todos os estágios de carga, principalmente na análise não linear (ver item IV.2.3). Adotou-se então, como critério de comparação, o valor do erro percentual médio dos diversos estágios de carregamento.

Para auxiliar na análise, e também para servir como critério para aferição dos resultados foi feita uma análise utilizando-se fórmulas baseadas na teoria da elasticidade e apresentadas por POULOS e DAVIS(1974). Estas fórmulas permitem obter deslocamentos, tensões e deformações desenvolvidas em um meio elástico, devidos a uma pressão uniforme aplicada sobre uma placa rígida, assente neste meio.

Nas figuras (IV.8), (IV.9) e (IV.10) podem ser vistas curvas traçadas em função dos resultados obtidos através das análises pelo M.E.F. e pela Teoria da Elasticidade, para as placas a 4 m de profundidade. Pode-se notar que os deslocamentos previstos através da análise pelo M.E.F. são sempre inferiores aos previstos pela Teoria da Elasticidade, o que já era esperado, posto que a discretização do sistema em elementos finitos torna-o mais rígido do que o suposto pela Teoria da Elasticidade.

Para as placas a 4,0 m de profundidade foram encontrados os valores de E constantes da Tabela (IV.1), onde também aparecem os erros percentuais médios correspondentes aos diversos valores do módulo de elasticidade.

Utilizando-se o valor médio de 185 kgf/cm^2 , para o solo da camada inferior, encontraram-se, ao analisar as placas à superfície, os valores de E constantes da Tabela (IV.2), para o solo da camada superior.

Em vista dos resultados anteriores, adotaram-se os valores de 95 kgf/cm^2 e 185 kgf/cm^2 para os módulos de elasticidade dos solos das camadas superior e inferior, respectivamente. Na tabela (IV.3) constam, para todas as placas, os erros percentuais médios obtidos ao serem assumidos os valores acima para E.

IV.2.3 Retro-análise Segundo Formulação Elástica Não-Linear

Utilizando os mesmos parâmetros gerais para os solos, foi efetuado um extensivo estudo, para várias combinações dos pa

parâmetros hiperbólicos R_f , K e n .

Nas tabelas (IV.4), (IV.5) e (IV.6) podem ser vistos resultados obtidos, para a placa com diâmetro de 60 cm, ao se variarem, respectivamente, os parâmetros R_f , K e n , mantendo fixos os demais.

Observando os gráficos das figuras (IV.11) a (IV.13) que correspondem, respectivamente, às tabelas (IV.4) a (IV.6), pode-se constatar que:

- os deslocamentos verticais aumentaram para valores crescentes de R_f , o que se deve ao fato de um aumento de R_f traduzir um aumento do valor da tensão deviatória de ruptura em relação a tensão deviatória última, dando uma maior flexibilidade ao sistema;
- os deslocamentos verticais diminuíram para valores crescentes de K , o que se deve ao fato do módulo de elasticidade inicial do solo ser proporcional a K , logo maiores valores de K implicam em uma maior rigidez do sistema;
- os deslocamentos verticais tiveram um comportamento ligeiramente irregular para variações de n , apresentando um mínimo próximo ao valor de n igual a 0,25, o que traduz o fato de n ser um expoente, cuja influência na rigidez do sistema é dependente do estado de tensões do mesmo.

Este estudo foi realizado utilizando a placa com diâmetro de 60 cm, considerando o solo homogêneo.

Pelo exposto acima constata-se a dificuldade de uma determinação precisa, através de uma retro-análise, dos parâmetros hiperbólicos. Para evitar a adoção de valores incoerentes, é necessário que se tenha um conhecimento prévio de parâmetros obtidos para solos semelhantes ao estudado. Uma boa indicação pode ser obtida pela consulta às tabelas, do trabalho de WONG e DUNCAN (1974), que fornecem valores para um grande gama de solos. Infelizmente não se pôde obter valores mais precisos nas referidas tabelas, pela dificuldade de enquadrar o solo em estudo dentro os solos constantes das mesmas. Na tabela (IV.7) estão transcritos alguns valores de WONG e DUNCAN (1974), para solos com alguma semelhança com o solo em estudo.

Na tabela (IV.8) estão os valores de K , n e R_f obtidos para o solo da camada inferior, em função dos resultados das placas a 4,0 m de profundidade. Na mesma tabela encontram-se também os erros médios percentuais associados aos valores obtidos.

Devido a pouca diferença entre os valores obtidos para a placa de $\phi_p = 30$ cm os obtidos para as outras placas, adotaram-se como parâmetros representativos do solo da camada inferior os obtidos para as placas com $\phi_p = 60$ cm e $\phi_p = 80$ cm.

Uma vez adotados os parâmetros do solo da camada inferior, foram obtidos os da camada superior, utilizando os resultados das provas de carga à superfície. Os valores obtidos, bem como os erros médios percentuais correspondentes estão na tabela (IV.9).

Na determinação dos parâmetros hiperbólicos foi analisado também o trecho de descarregamento das curvas correspondentes às provas de carga, de forma a determinar o módulo de descarregamento-recarregamento K_{UR} . As relações entre os valores de K_{UR} e K , encontraram-se dentro da faixa indicada por WONG e DUNCAN(1974), como pode ser visto na tabela (IV.10), transcrita do trabalho citado.

Os valores finais adotados para os diversos parâmetros constam da tabela (IV.11). Os erros percentuais médios, para todas as placas, resultantes da adoção destes valores constam da tabela (IV.12).

Nas figuras (VI.14) a (IV.22) podem ser vistos gráficos, para todas as placas utilizadas, nos quais aparecem os resultados obtidos nas provas de carga e obtidos pela utilização dos parâmetros hiperbólicos anteriormente definidos.

IV.3 Análise Utilizando Resultados de Ensaio Triaxiais

Após o estudo anterior já haver sido finalizado, obtiveram-se resultados de ensaios realizados no mesmo local por uma firma especializada e que foram utilizados no trabalho de DANZIGER (1983). Dentre estes ensaios havia ensaios triaxiais que puderam ser aproveitados para determinação de parâmetros hiperbólicos.

Na tabela (IV.13) são mostrados os valores de R_f , K e n encontrados para os diversos ensaios. Para auxiliar a interpre-

tação dos resultados, pode-se observar na figura (IV.1) o plano geral do sítio no qual foram coletadas as amostras para realização dos ensaios.

Analisando a tabela citada observa-se uma grande discrepância de resultados, que podem ser atribuídos a não consideração da resistência de membrana dos corpos de prova, já em ruptura, levando a adoção de valores mais elevados para a tensão de viatória máxima.

Outro fator que poderia causar variações entre os parâmetros obtidos através da retro-análise é o baixo nível de tensões confinantes em que foram realizados os ensaios.

IV.4 Comparações e Conclusões

Comparando os valores dos parâmetros hiperbólicos obtidos através da retroanálise em função dos ensaios de placa e através dos ensaios triaxiais observa-se grande diferença entre os mesmos.

Na figura (IV.23) encontram-se curvas plotadas em função de parâmetros determinados pela retroanálise e pelos ensaios triaxiais. Nota-se, ao examinar a figura, que, para uma mesma tensão confinante, os parâmetros determinados pela retroanálise levam a valores bem maiores do módulo de elasticidade inicial, o que acarreta menores deformações para o mesmo nível de tensões.

As tensões deviatórias máximas, embora maiores para os

parâmetros obtidos pela retroanálise, mantiveram-se próximas às tensões deviatórias máximas dos ensaios.

Devido aos comentários anteriormente feitos no item IV.3, e principalmente devido ao fato dos ensaios triaxiais terem levado a parâmetros característicos de solos pouco resistentes, que não é o caso do solo em estudo, preferiu-se adotar como índices do solo os parâmetros obtidos através da retroanálise dos ensaios de placa, e que levam, inclusive, a módulos de elasticidade mais coerentes com os determinados pela análise linear.

Uma última observação é quanto ao coeficiente de Poisson. Conforme visto anteriormente foi adotado para este parâmetro um valor fixo, igual a 0,4. Para avaliar a influência do mesmo fez-se uma análise, após a finalização do estudo, utilizando a placa de diâmetro igual a 80 cm, assumindo para ν os valores de 0,30, 0,35 e 0,40. Como pode ser visto na figura (IV.24), ao reduzir o valor de ν , aumentam sensivelmente os deslocamentos. Pela análise da figura citada constata-se que a curva experimental que melhor coincidiu com a obtida no campo foi a de $\nu = 0,4$, porém tal fato deve-se a retro-análise ter sido feita utilizando-se este valor de ν , e conseqüentemente os parâmetros hiperbólicos foram determinados em função deste valor. Cabe aqui uma sugestão para futuras pesquisas, que é estender o estudo para uma melhor avaliação do coeficiente de Poisson, utilizando, inclusive as formulações hiperbólica e exponencial, apresentadas no capítulo anterior.

(a)

PLANTA

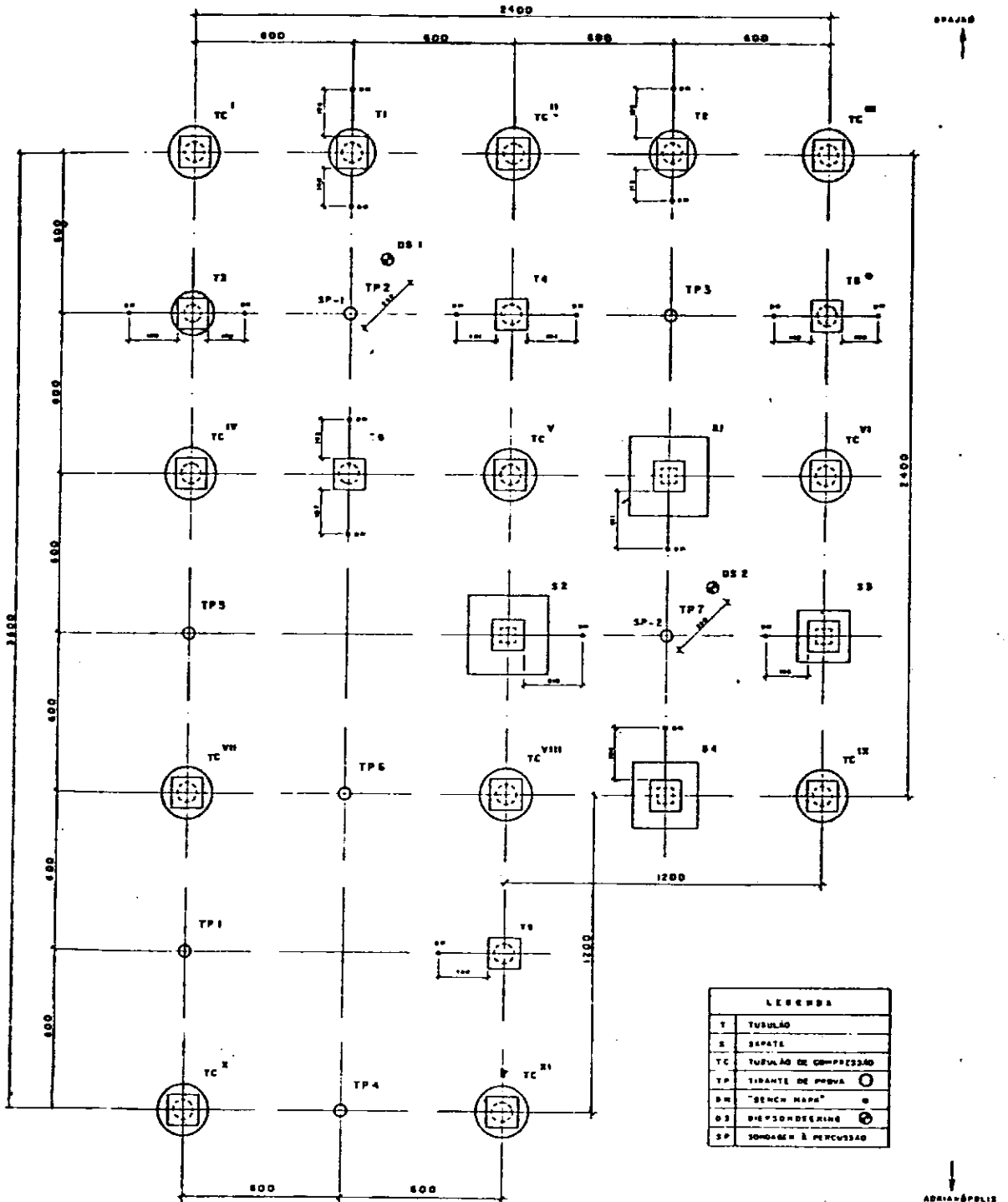


FIG. IV.1 - PLANTA E CORTES DO PLATÃO ONDE FORAM REALIZADAS AS PROVAS DE CARGA (EXTRAÍDO DE DANZIGER-1983)

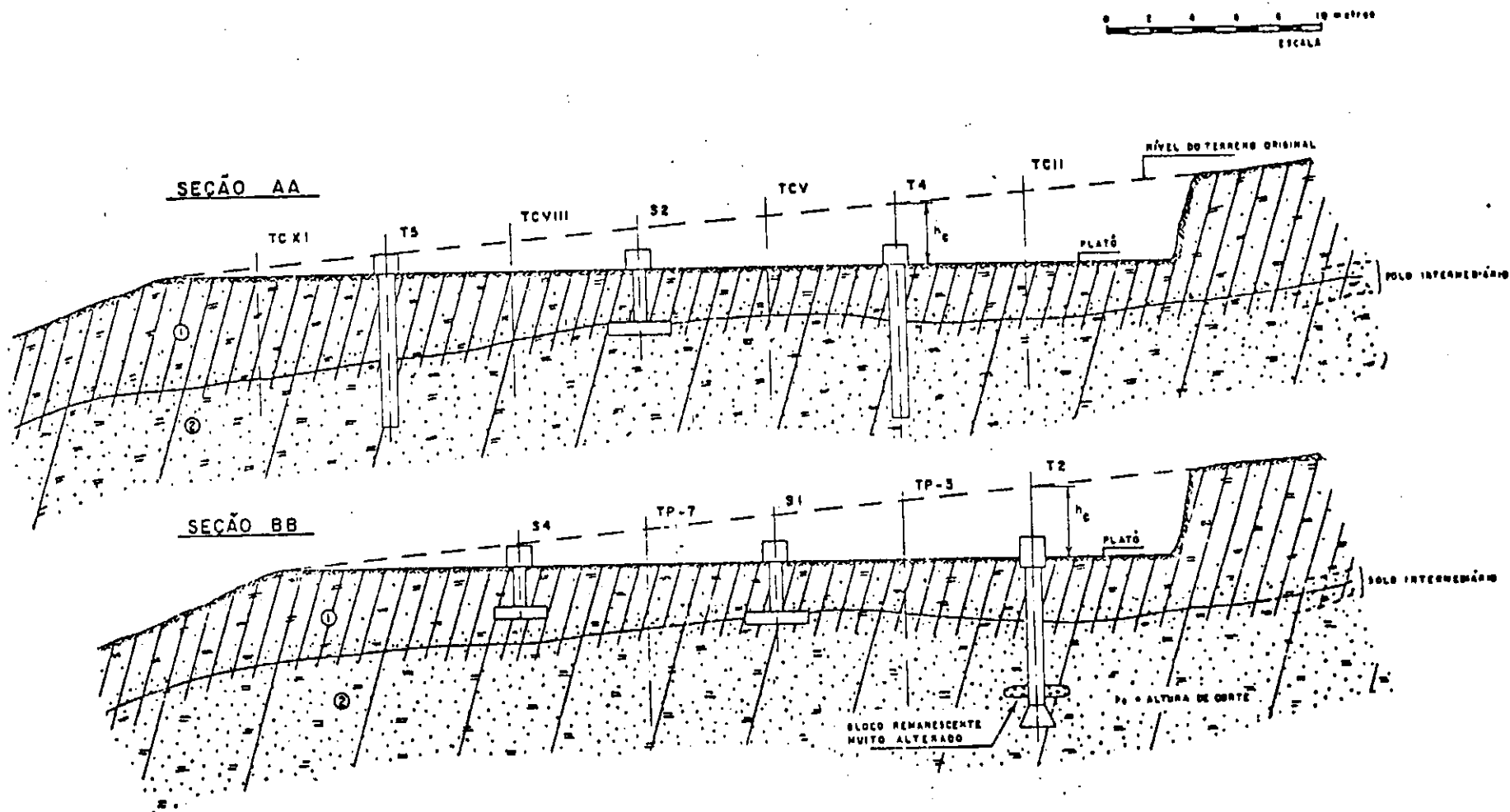


FIG. IV. I - (CONTINUAÇÃO)

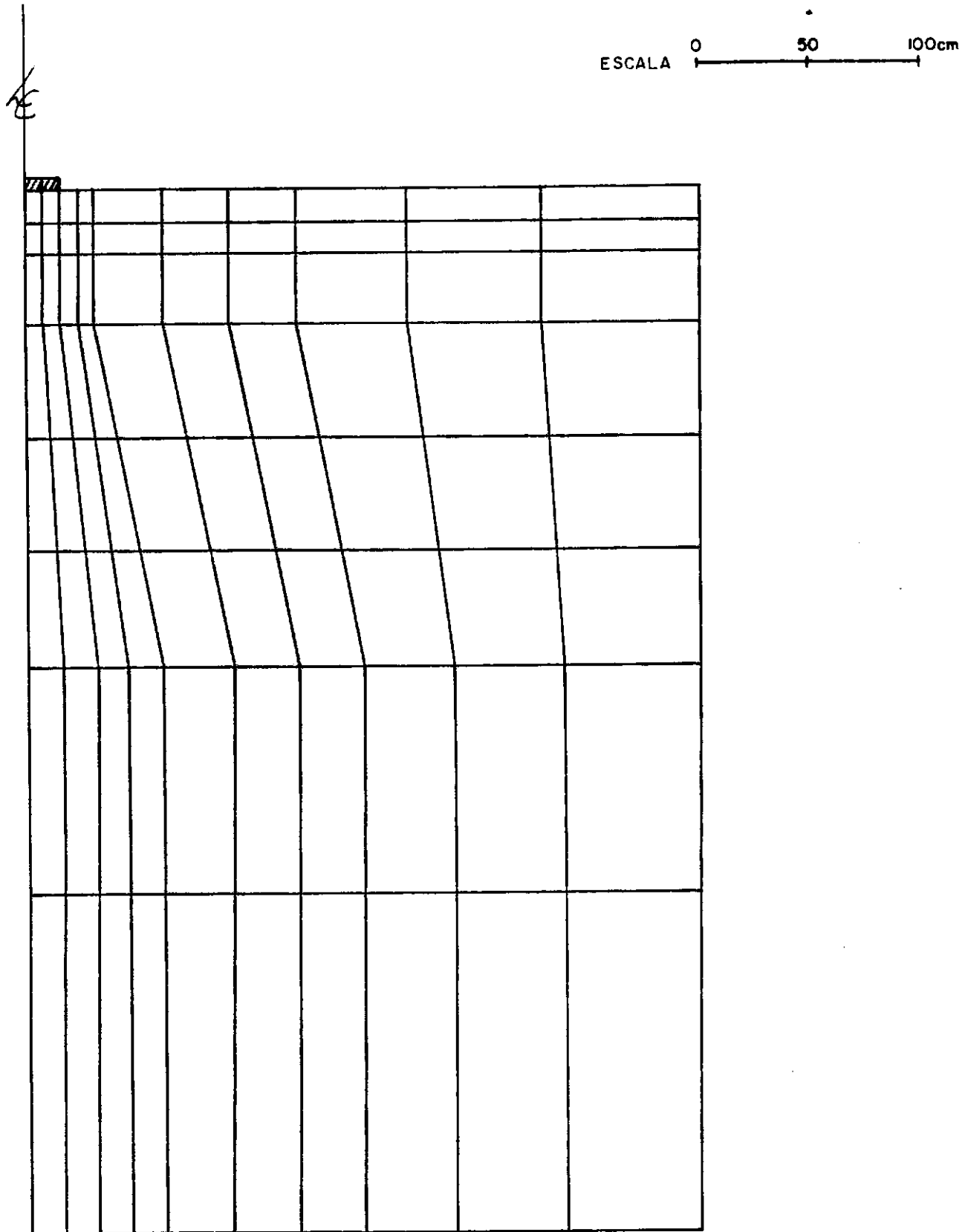


FIG. IV.2 – MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
A PLACA COM $\phi_p = 30$ cm.

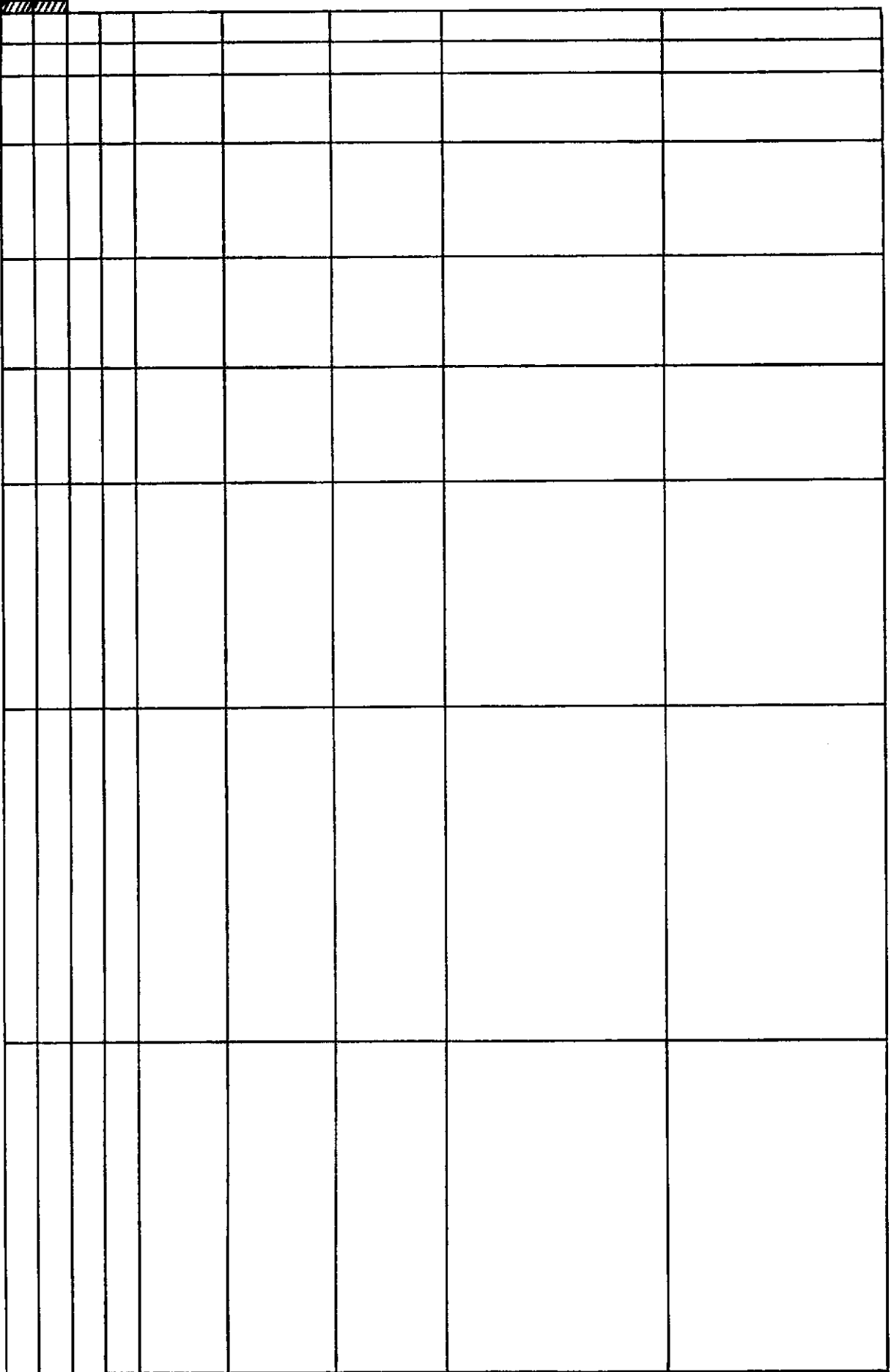


FIG. IV.3_ MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA A PLACA
COM $\phi_p = 60$ cm.

ESCALA 0 50 100cm

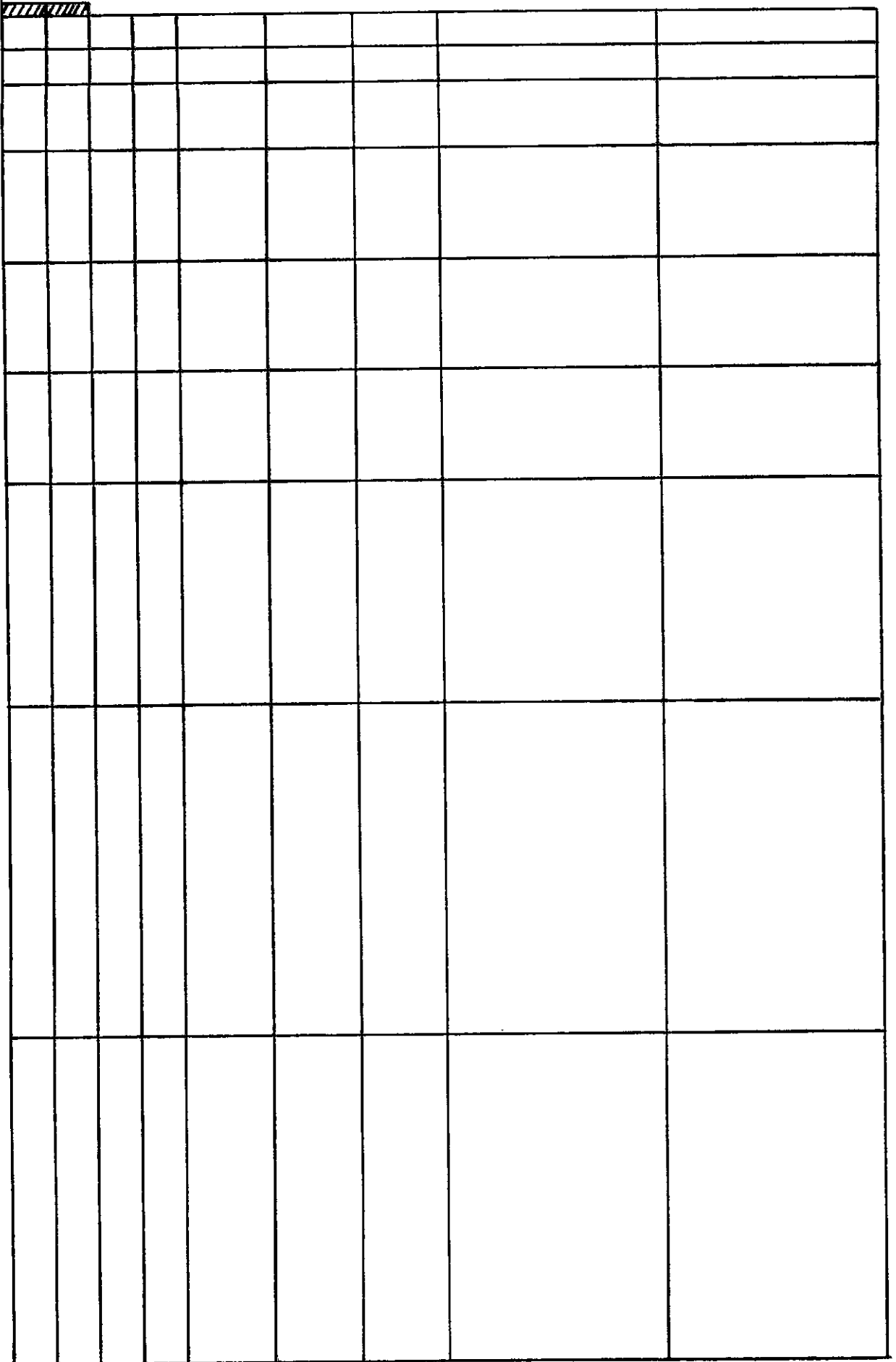


FIG. IV.4 _ MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
A PLACA COM $\phi_p = 80$ cm.

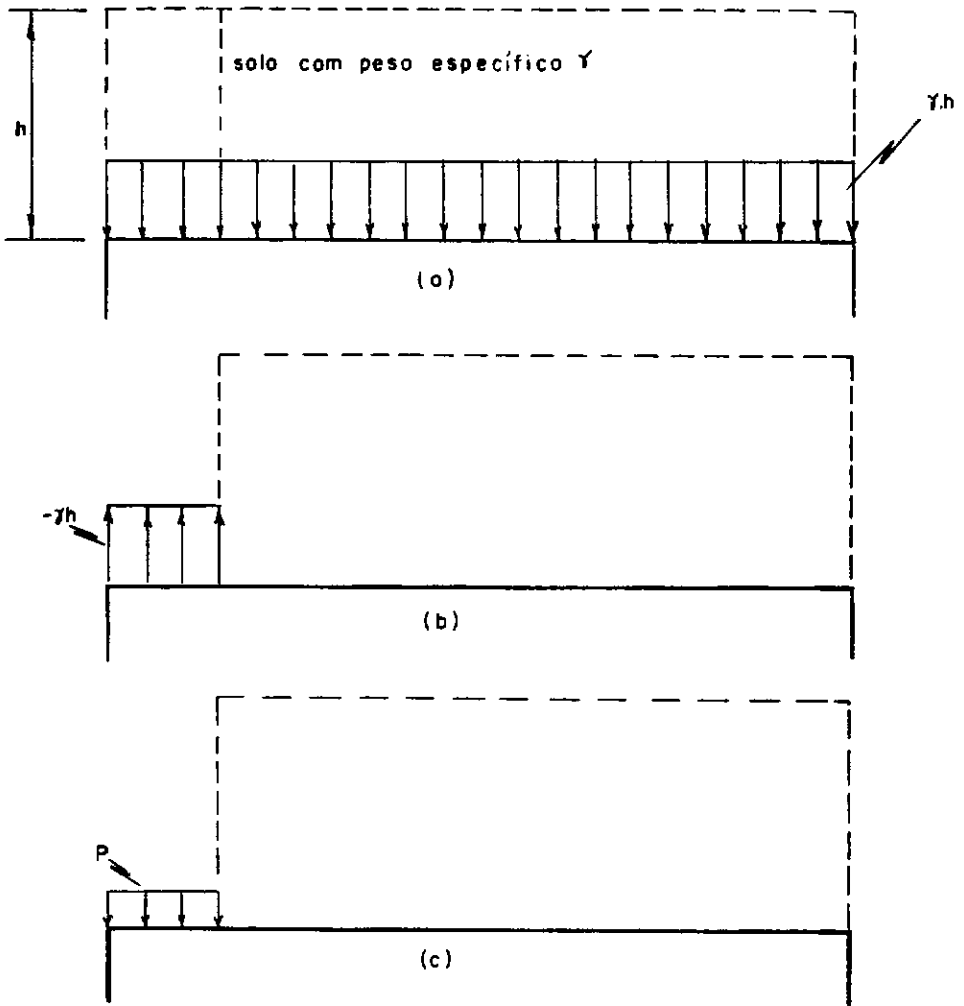


FIG.IV.5-HIPÓTESE (1) PARA SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO

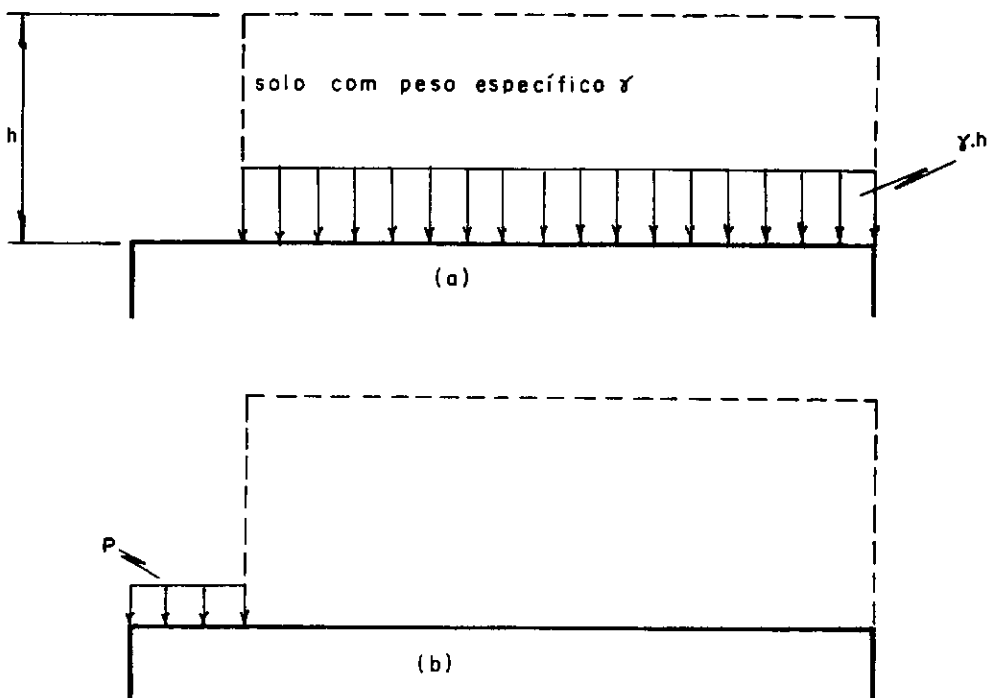


FIG.IV.6-HIPÓTESE (2) PARA SIMULAÇÃO DE ESCAVAÇÃO

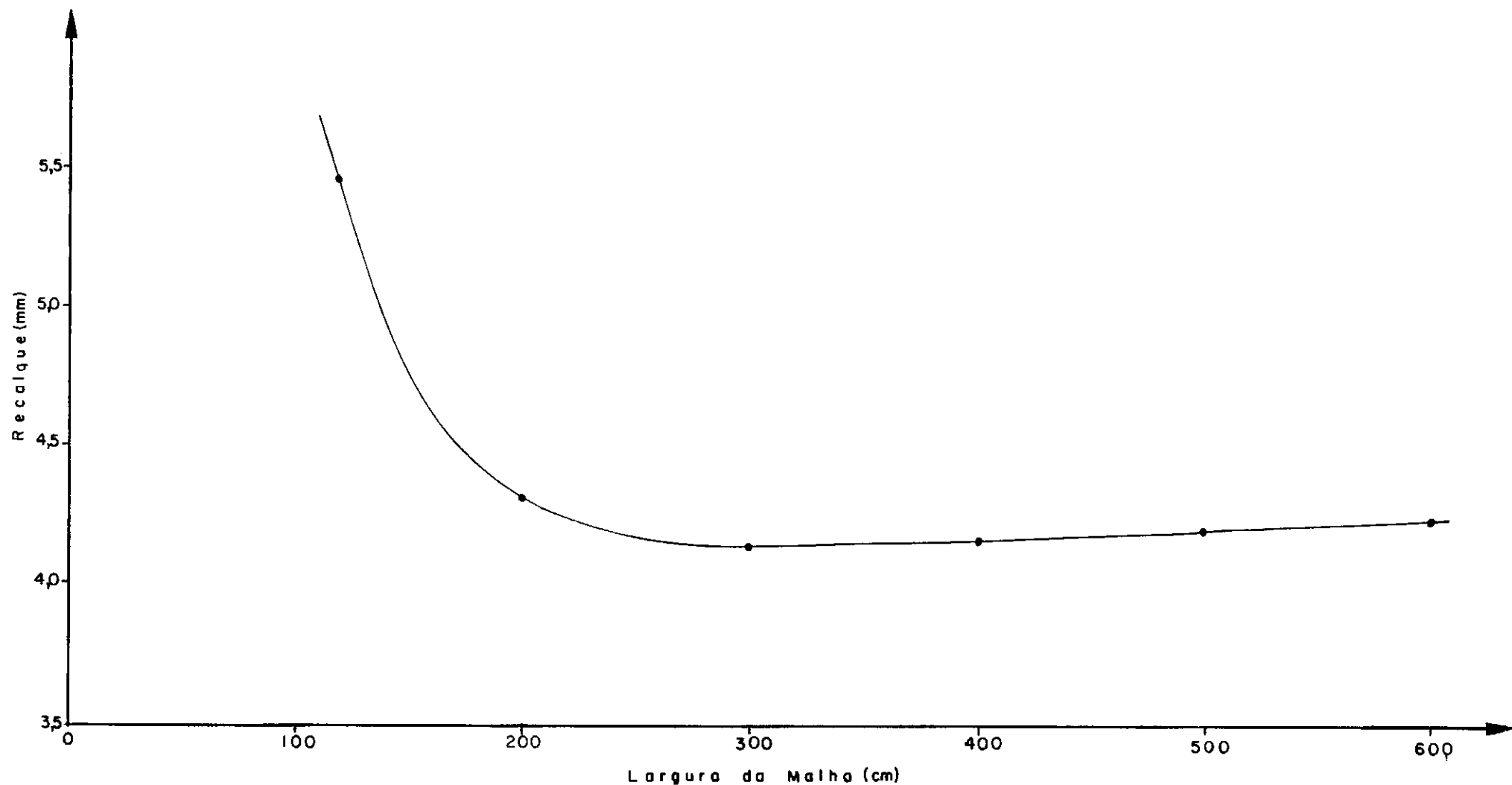


FIG. IV.7- DESLOCAMENTO DA PLACA FUNÇÃO DA FRONTEIRA LATERAL
PLACA COM $\phi_p = 80$ cm À SUPERFÍCIE

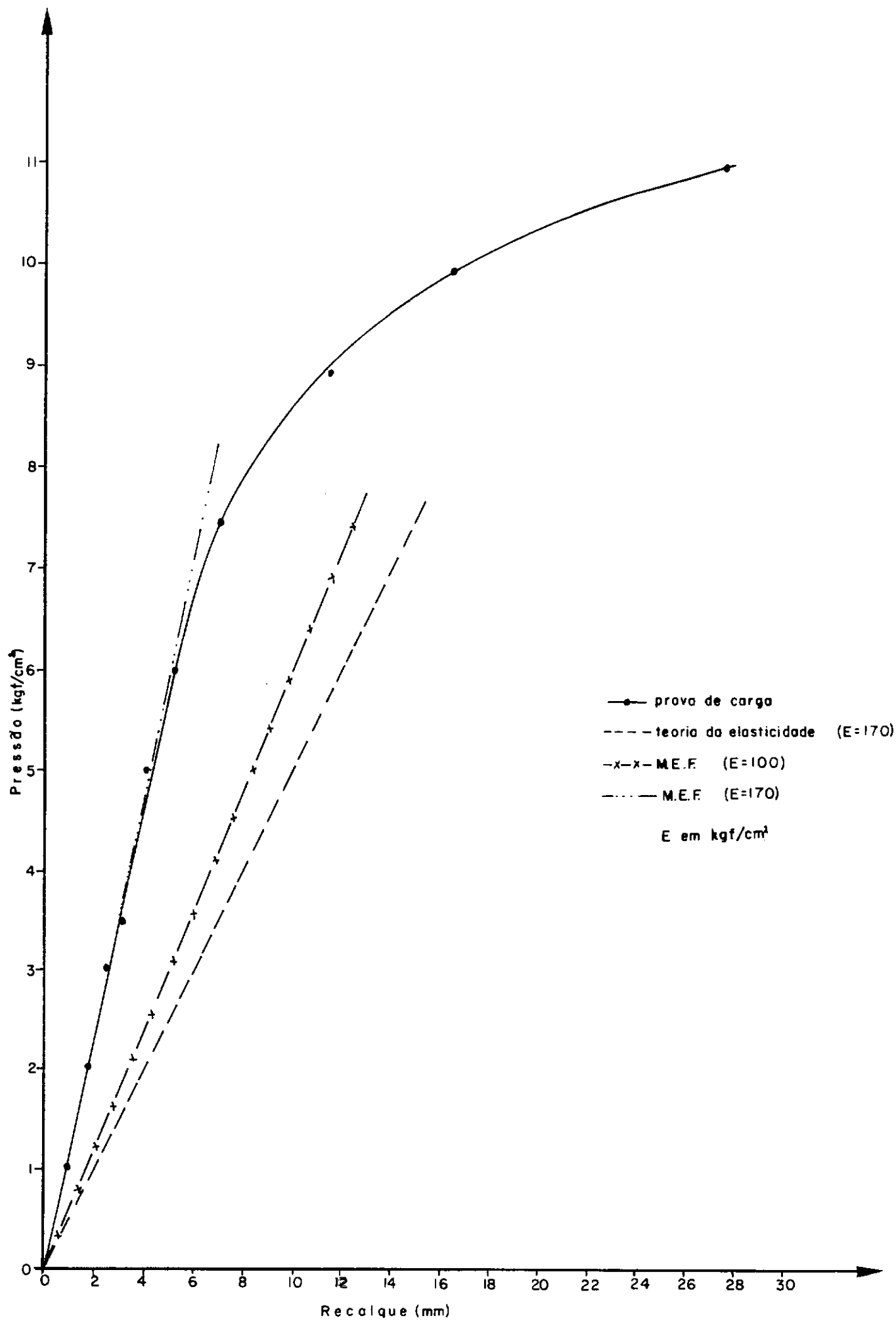
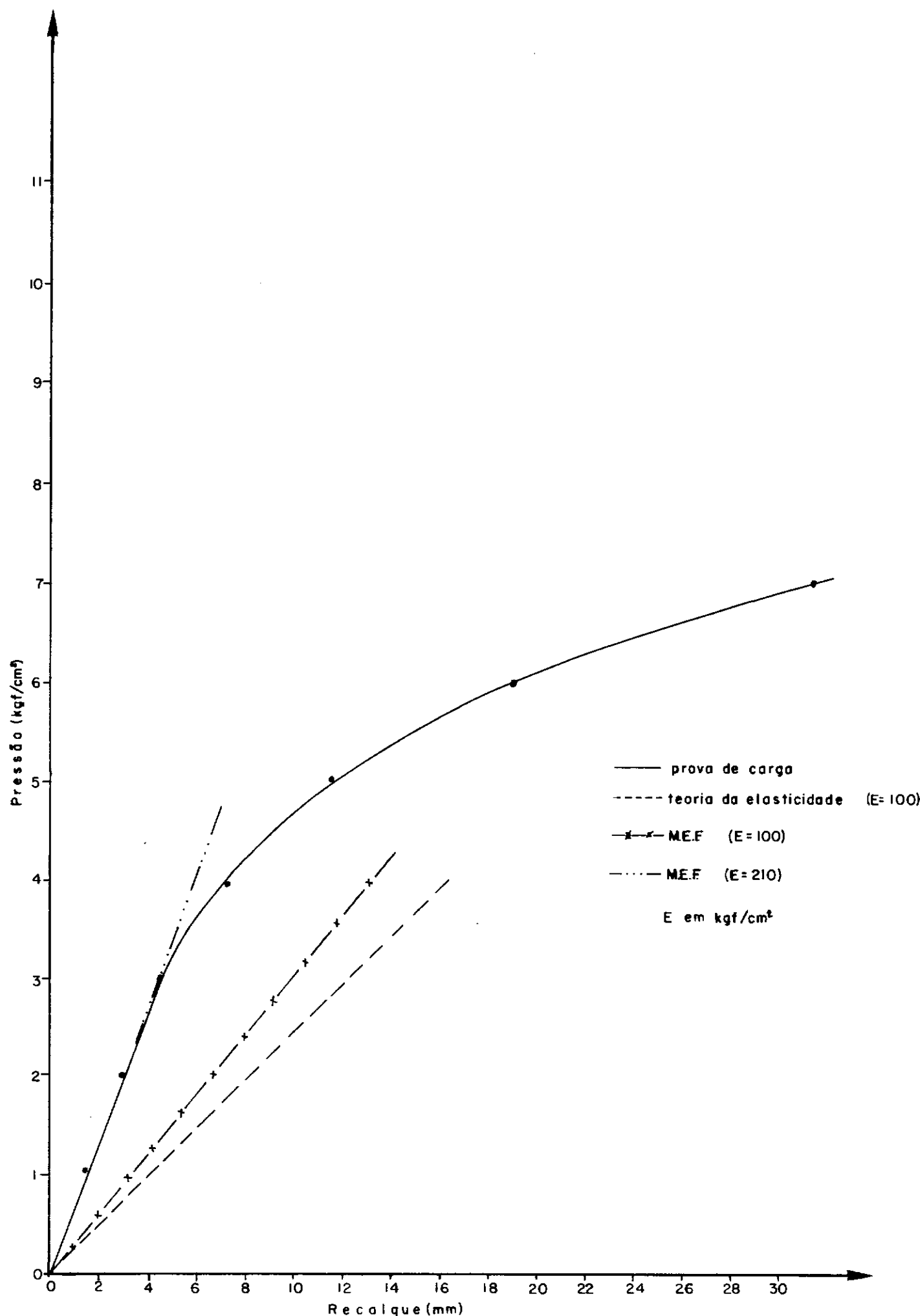


FIG.IV.8 - RESULTADOS OBTIDOS EM ANÁLISES LINEARES PARA A PLACA COM $\phi=30\text{cm}$ A 4m DE PROFUNDIDADE



FIGIV.9 - RESULTADOS OBTIDOS EM ANÁLISES LINEARES PARA A PLACA COM $\phi_p = 60\text{cm}$ A 4m DE PROFUNDIDADE

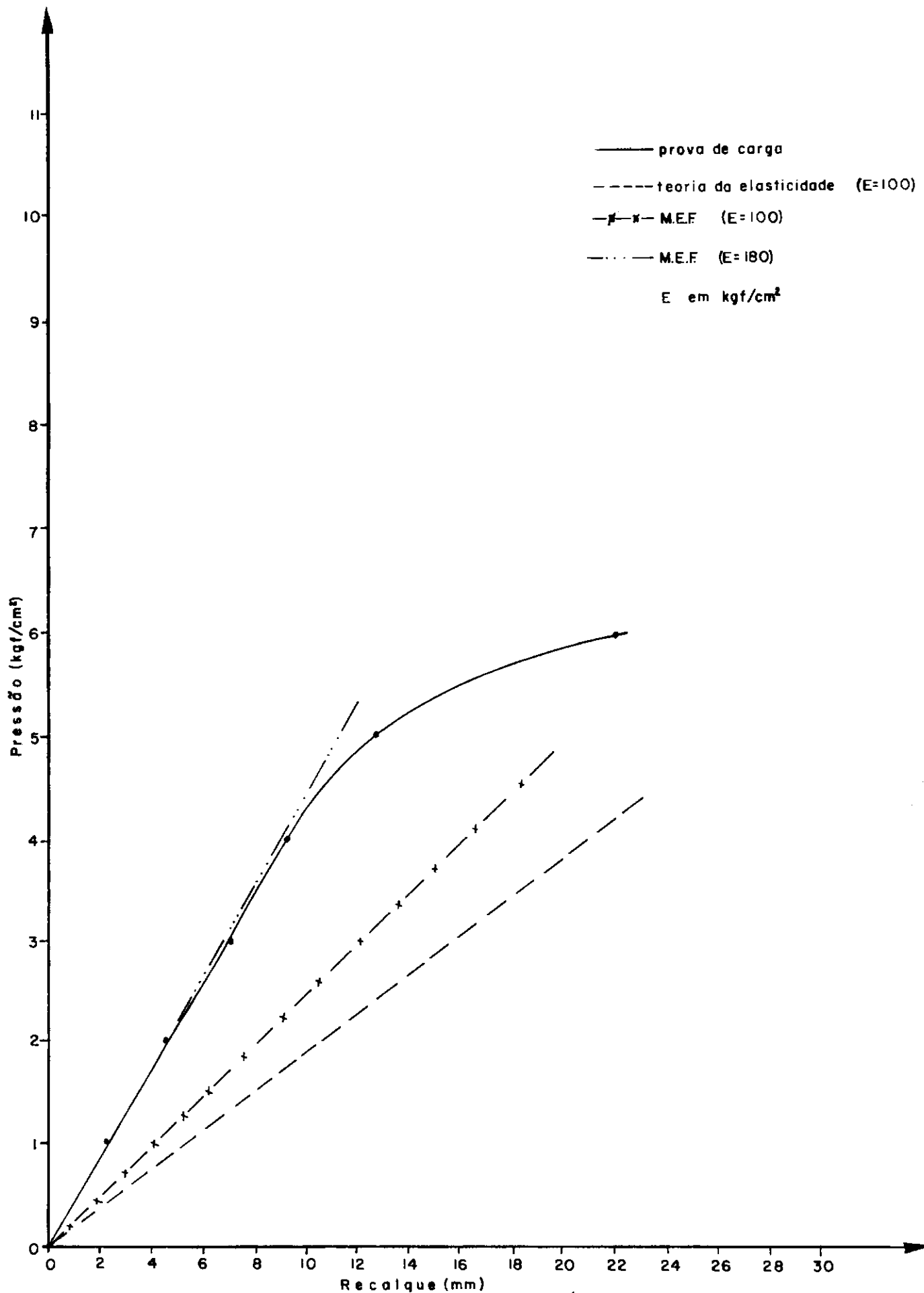


FIG.IV.10 - RESULTADOS OBTIDOS EM ANÁLISES LINEARES PARA A PLACA COM $\phi_p = 80\text{cm}$ A 4m DE PROFUNDIDADE

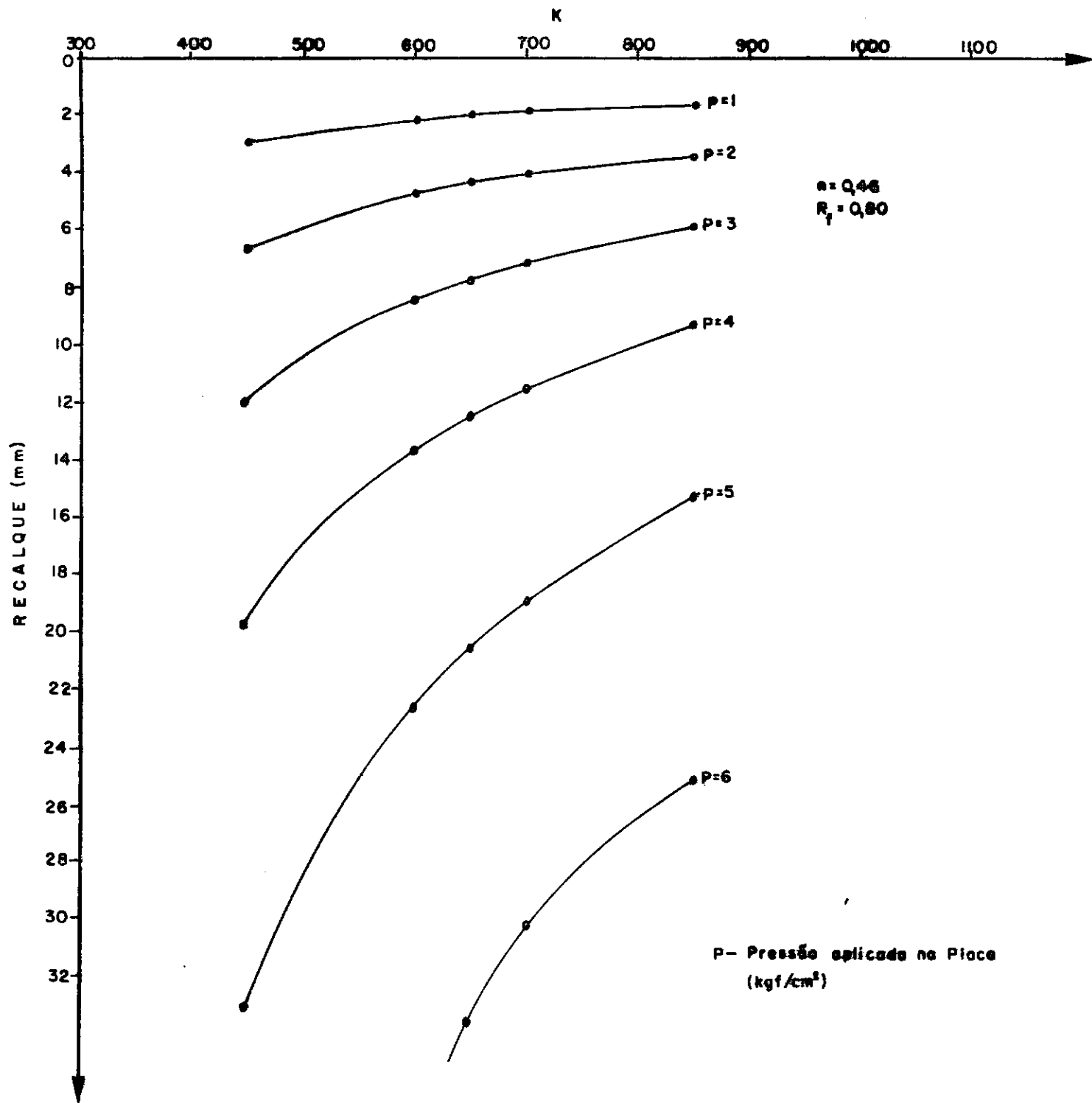


FIG. IV.11 - DESLOCAMENTOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE K -
 PLACA COM $\phi_p = 60$ cm À SUPERFÍCIE

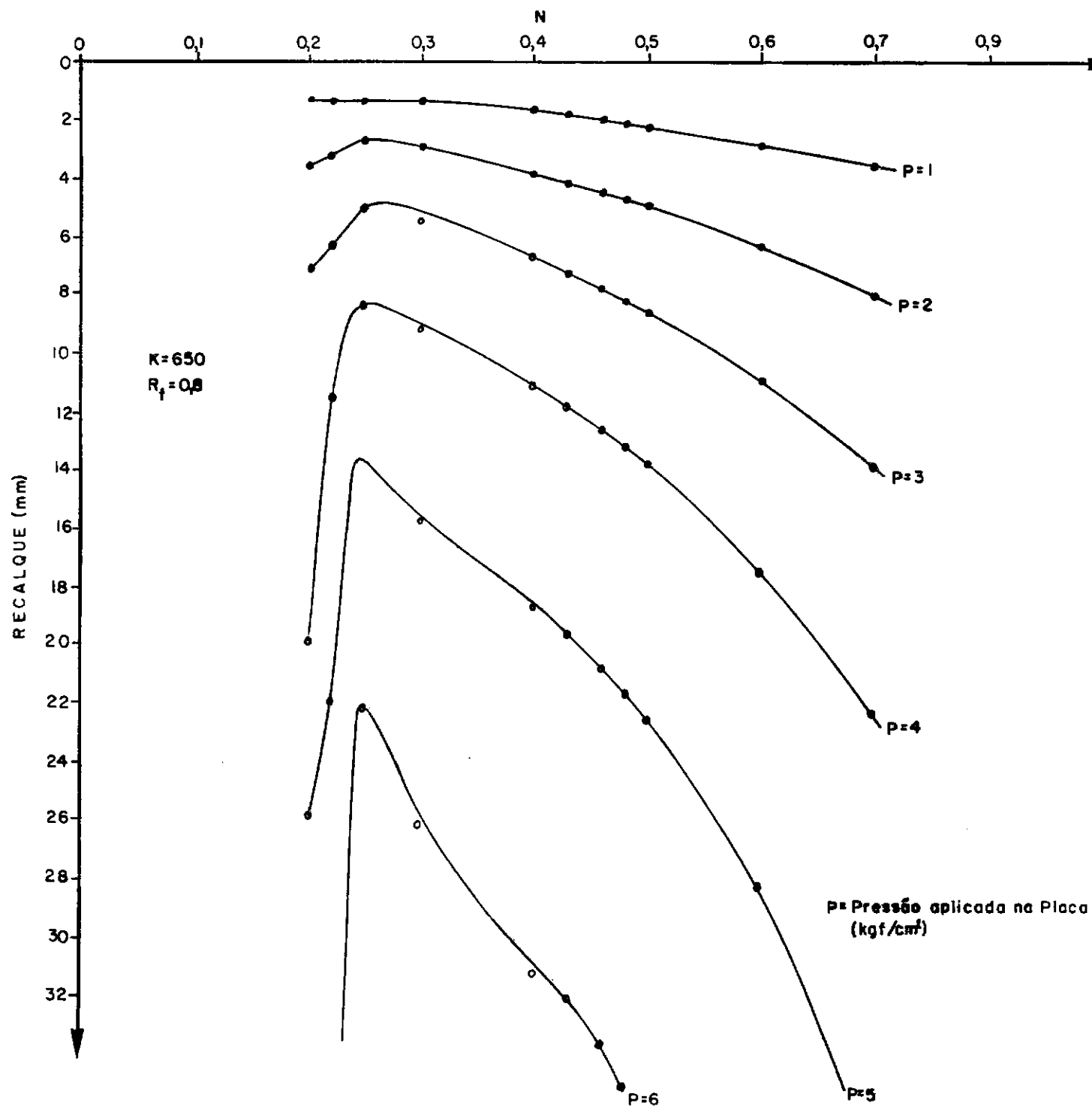


FIG.IV.12 - DESLOCAMENTOS EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE N -
PLACA COM $\phi_p = 60\text{ cm}$ À SUPERFÍCIE

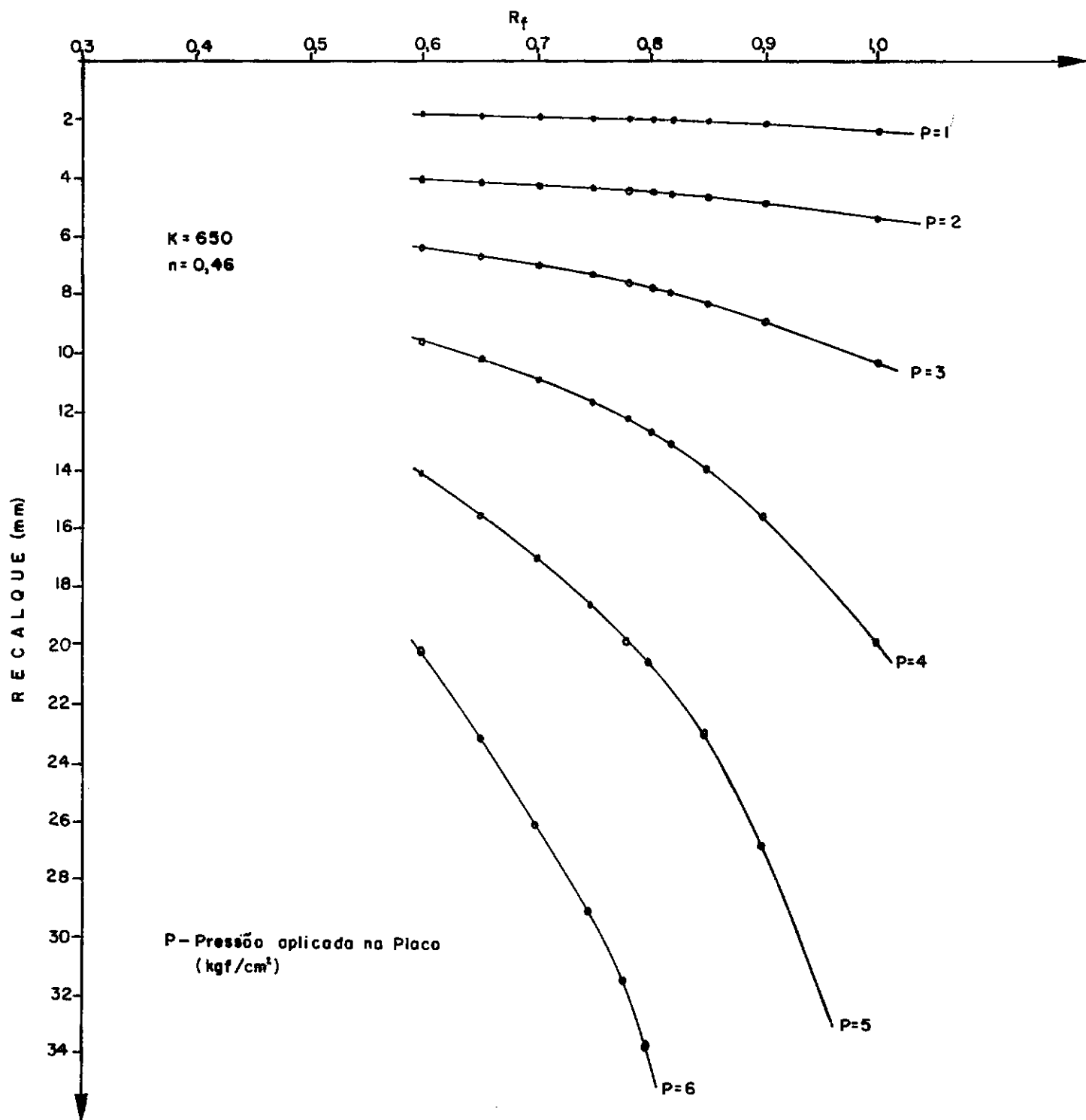


FIG.IV.13- DESLOCAMENTO EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO R_f - PLACA
 COM $\phi_p = 60\text{cm}$ À SUPERFÍCIE

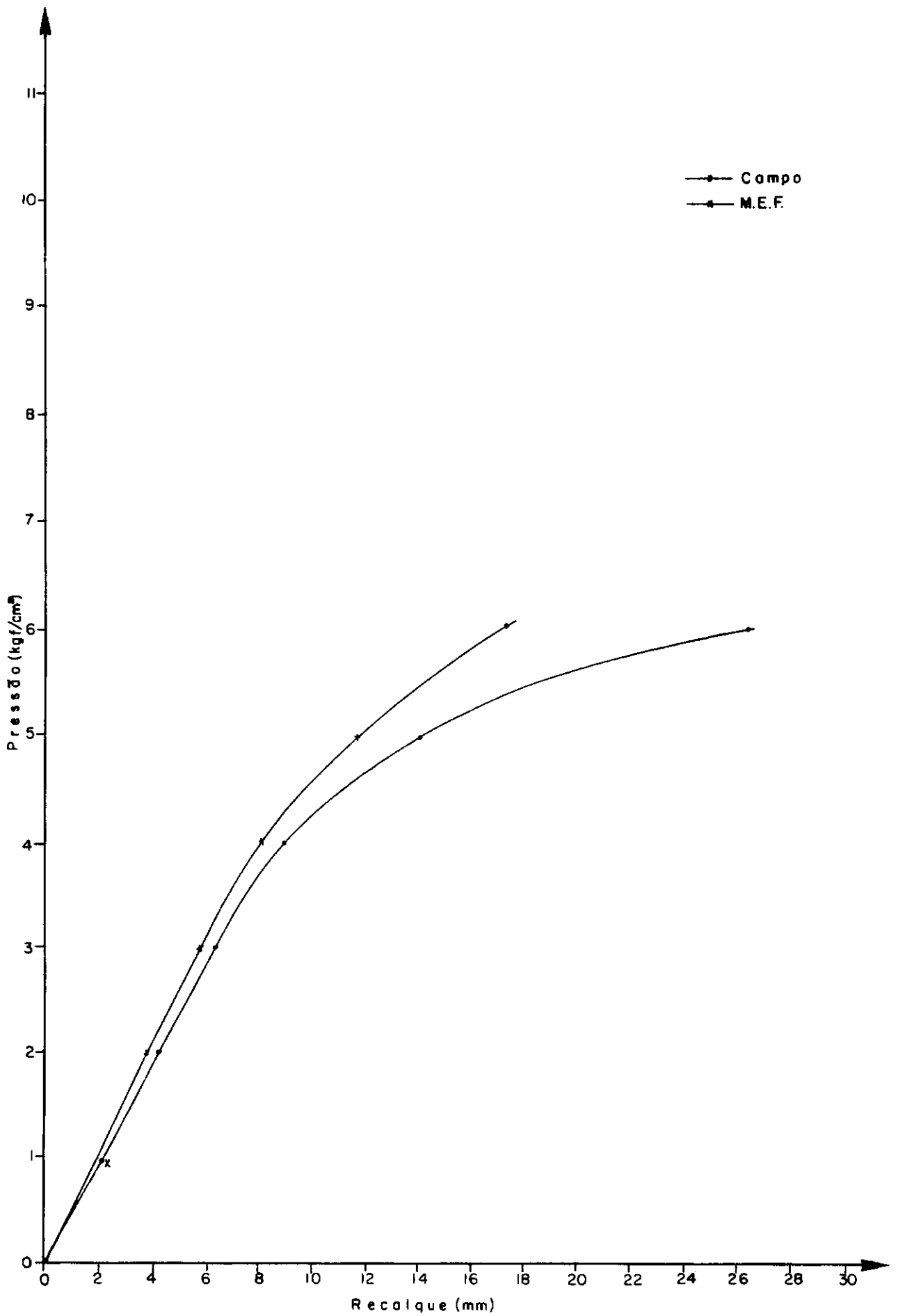


FIG.IV.14 - RESULTADOS OBTIDOS PARA PLACA COM $\phi_p = 30\text{cm}$
À SUPERFÍCIE

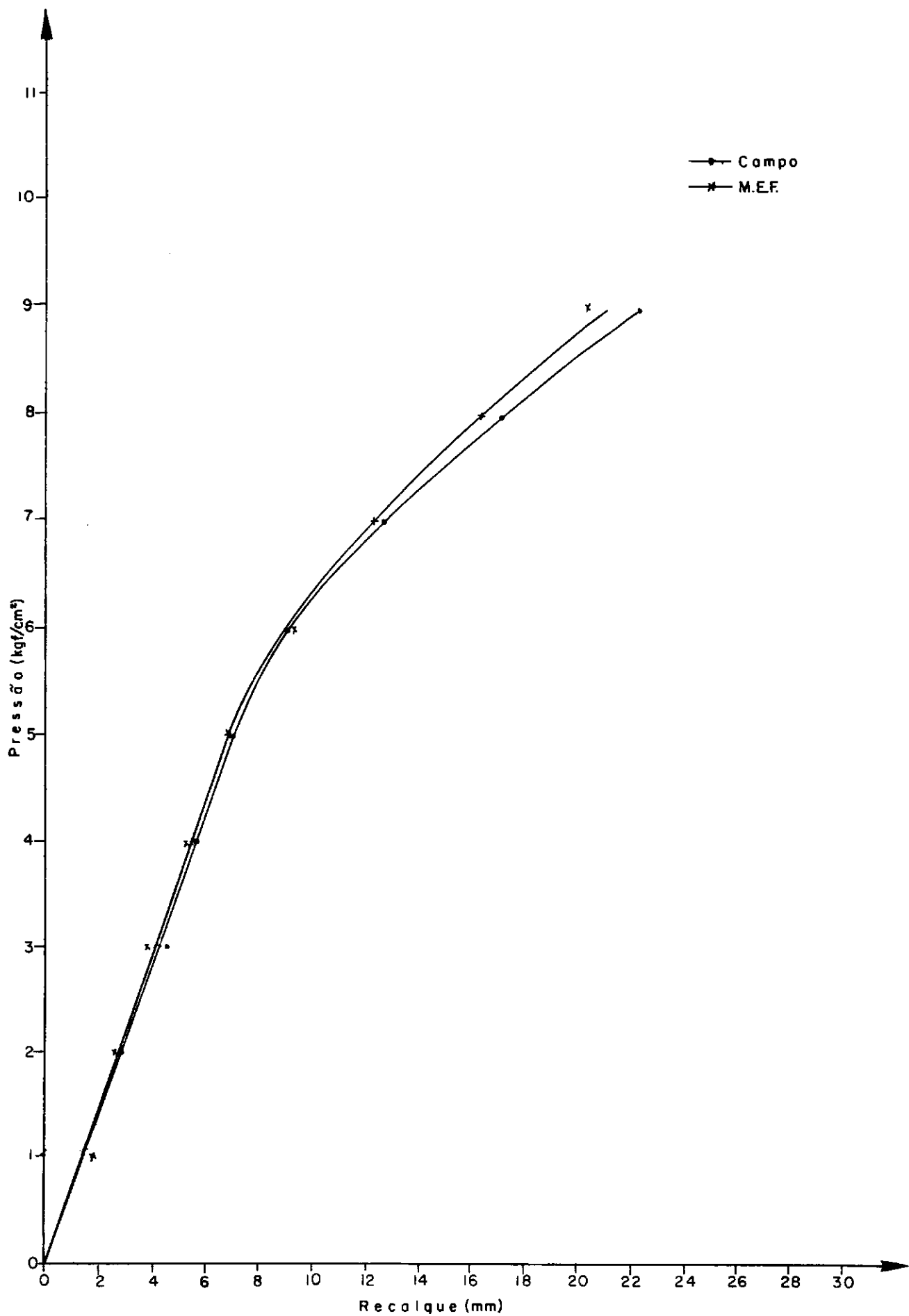


FIG.IV.15 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 30\text{cm}$
A 2m DE PROFUNDIDADE

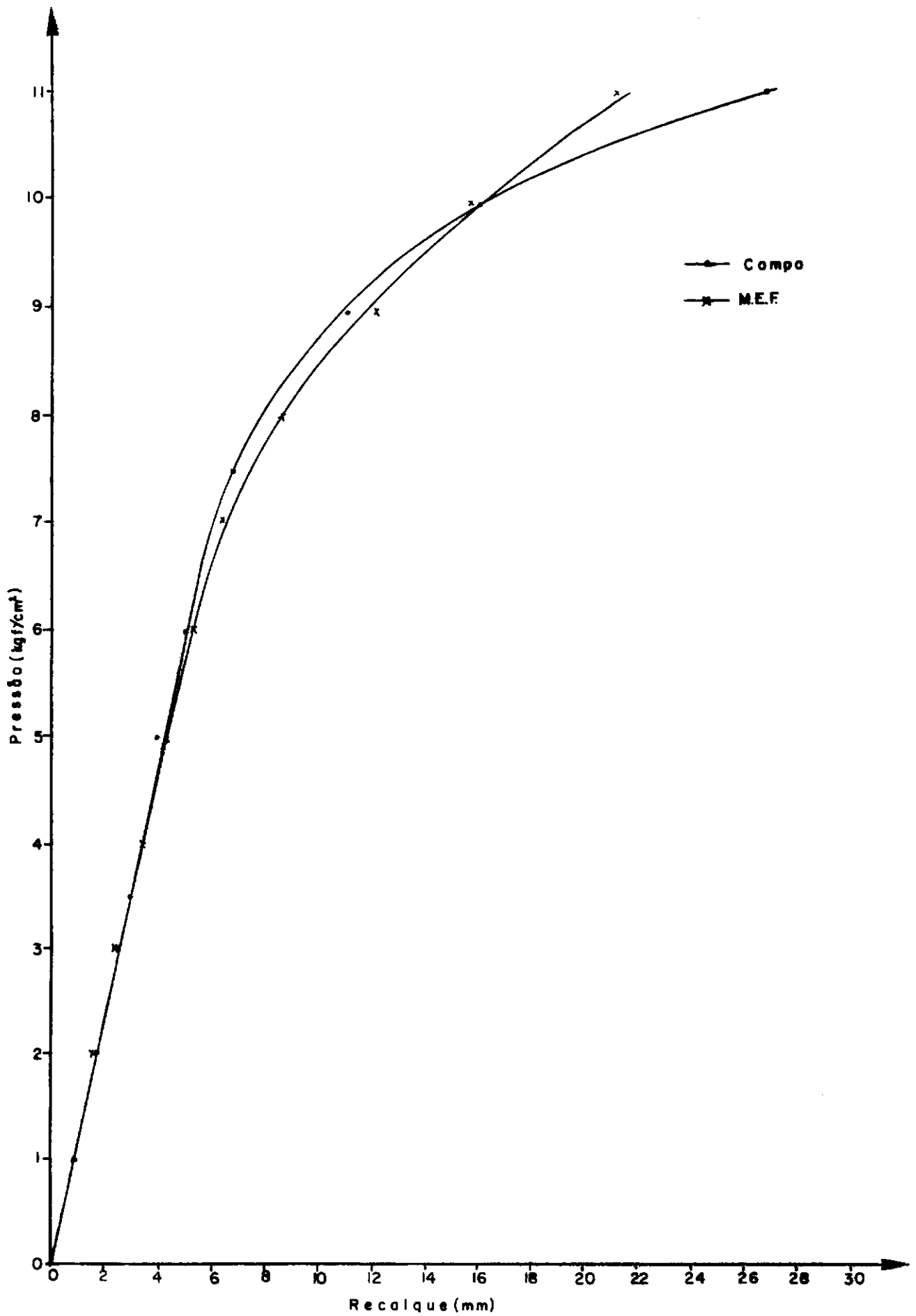


FIG.IV.16 - RESULTADOS OBTIDOS PLACA COM $\phi_p = 30\text{cm}$
A 4m DE PROFUNDIDADE

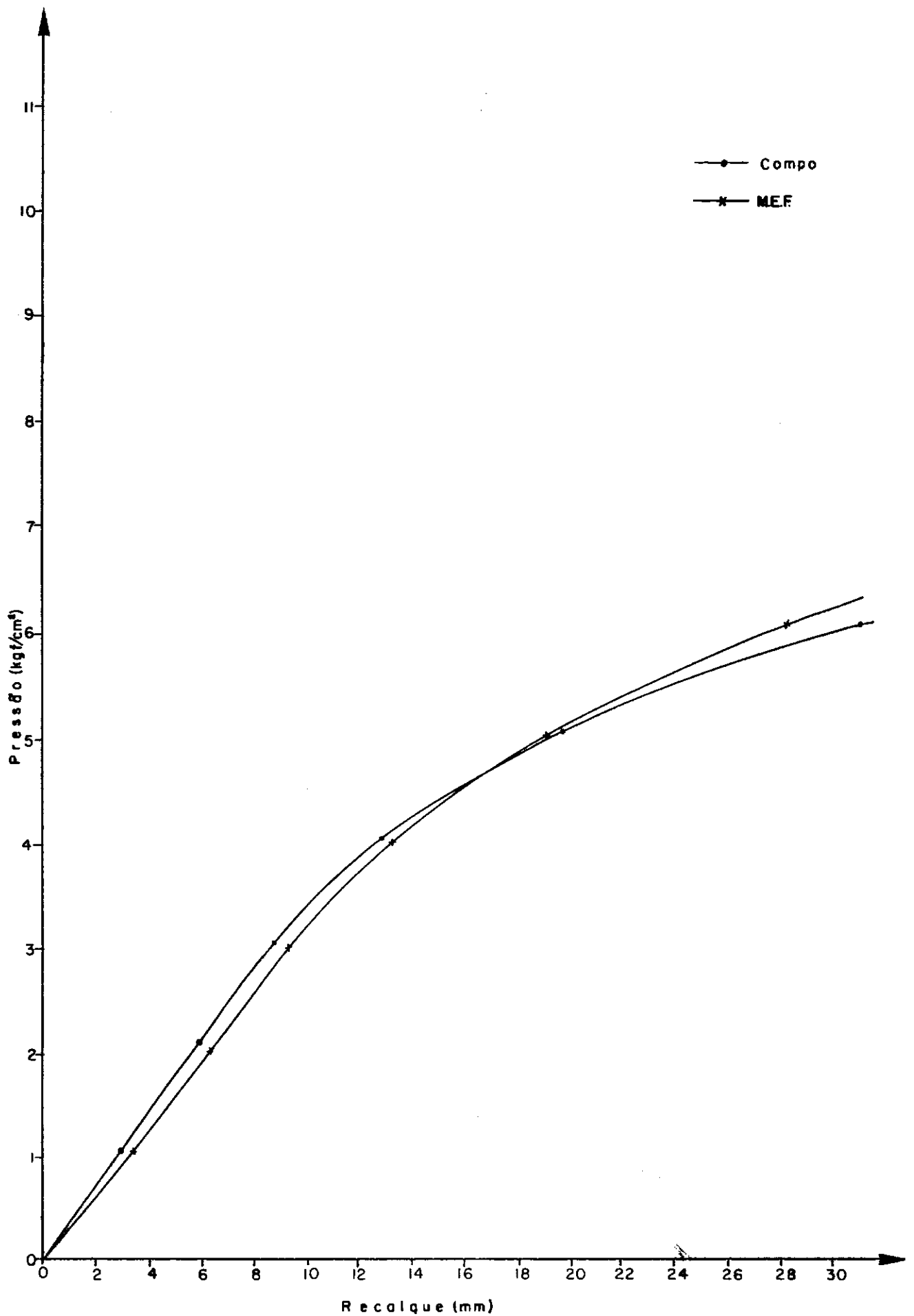


FIG.IV.17 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 60\text{cm}$
À SUPERFÍCIE

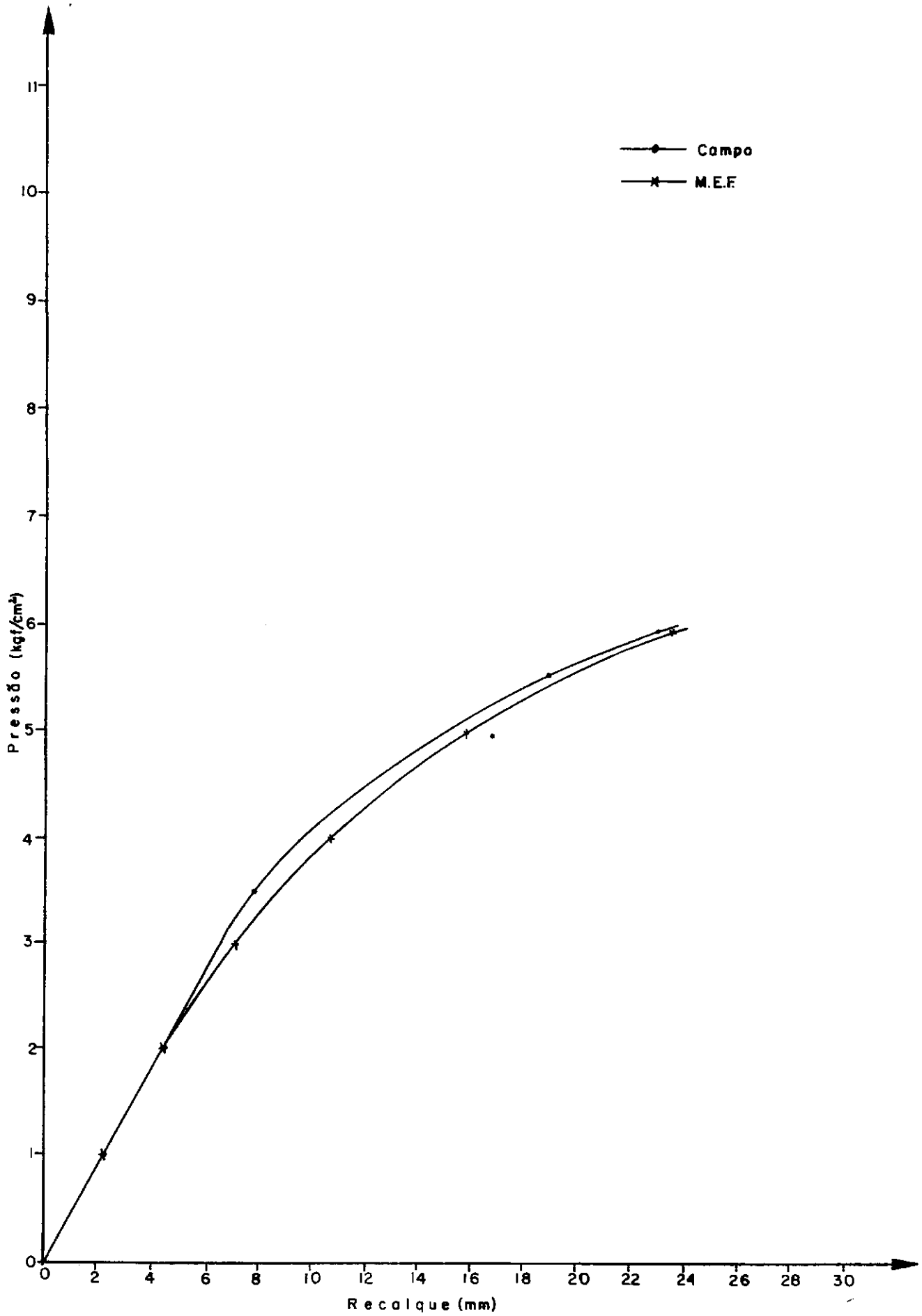


FIG.IV.18 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 60\text{cm}$
A 2m DE PROFUNDIDADE

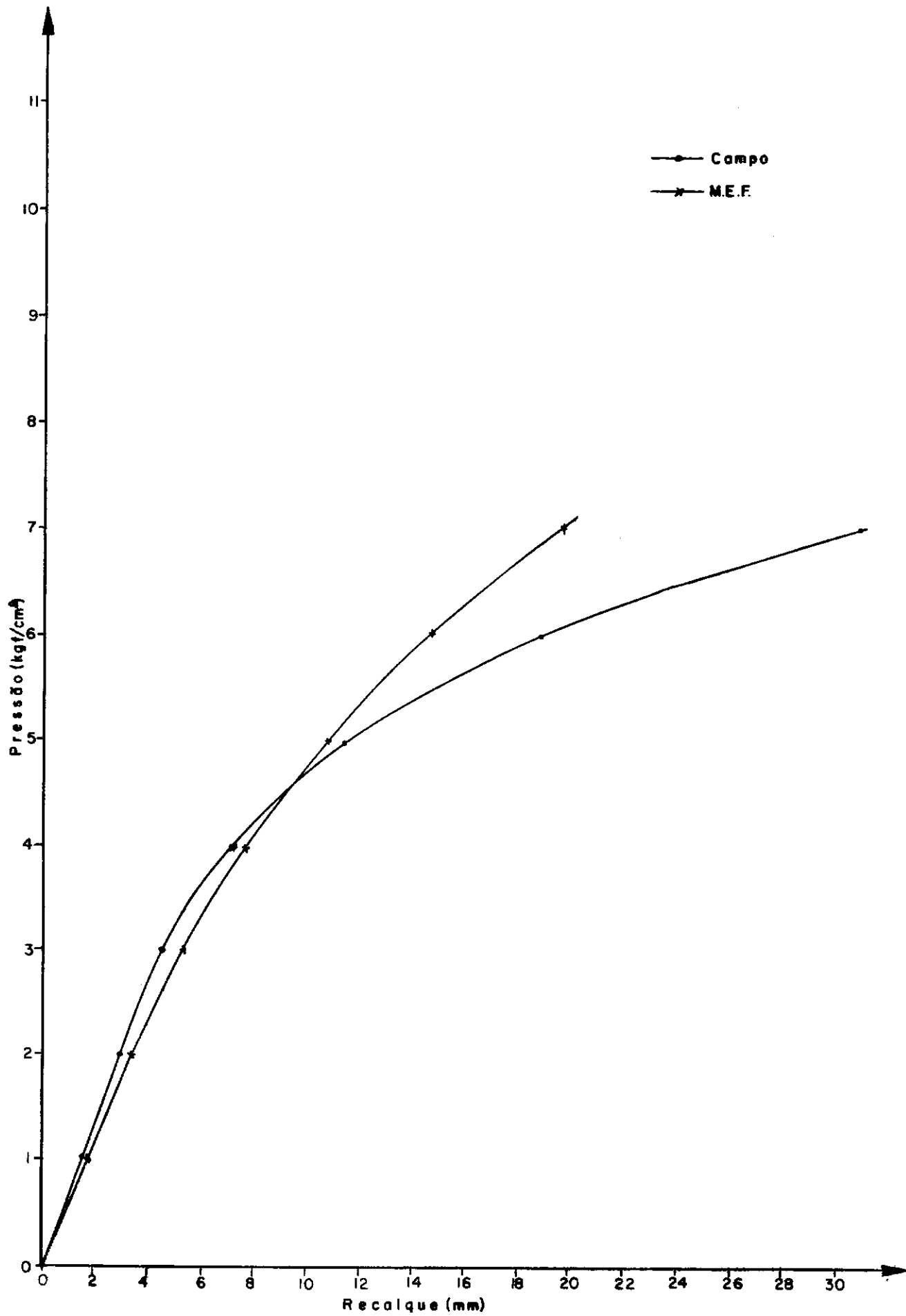
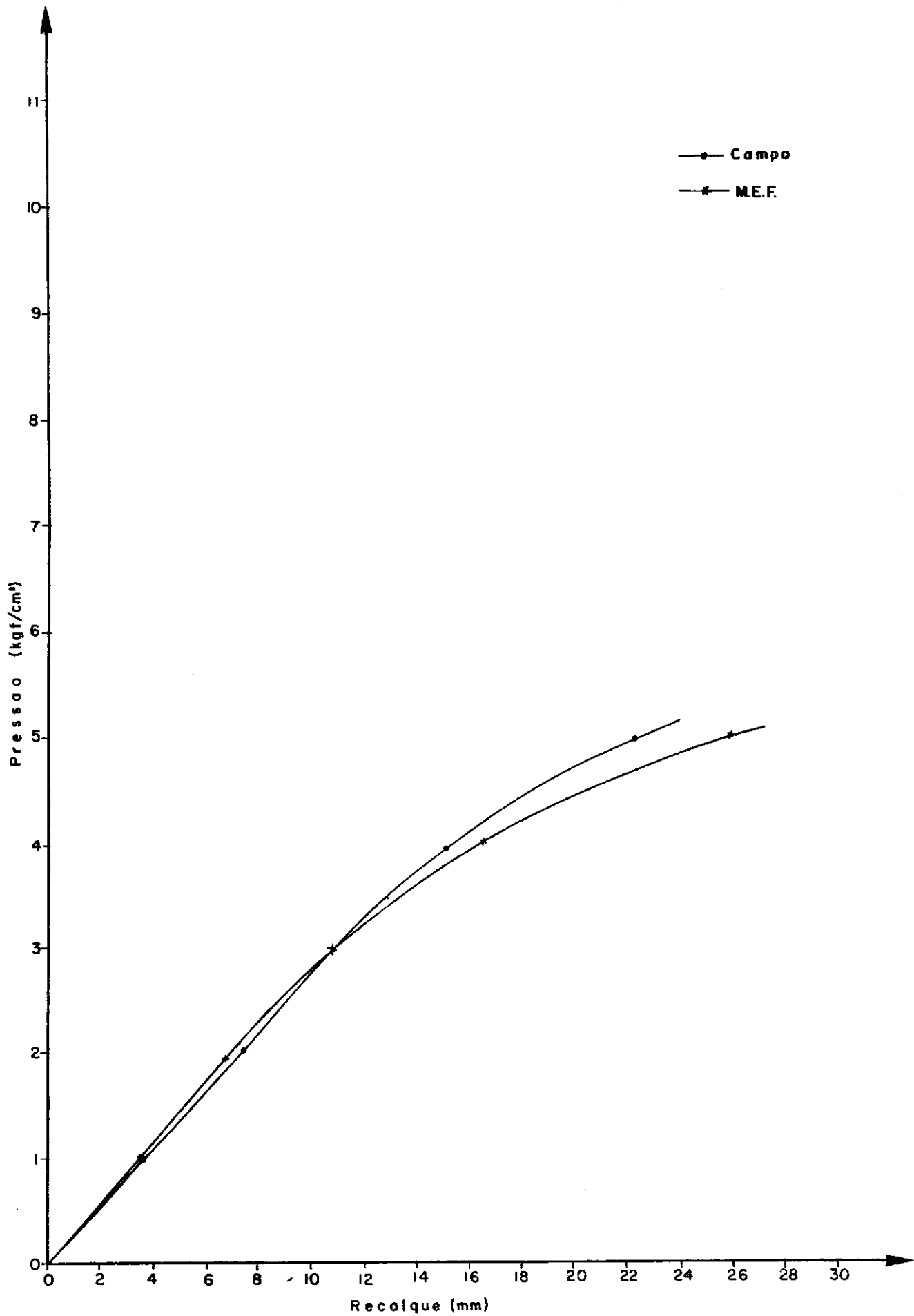


FIG.IV.19 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi = 60\text{cm}$
A 4m DE PROFUNDIDADE



FIGIV.20- RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 80\text{cm}$
À SUPERFÍCIE

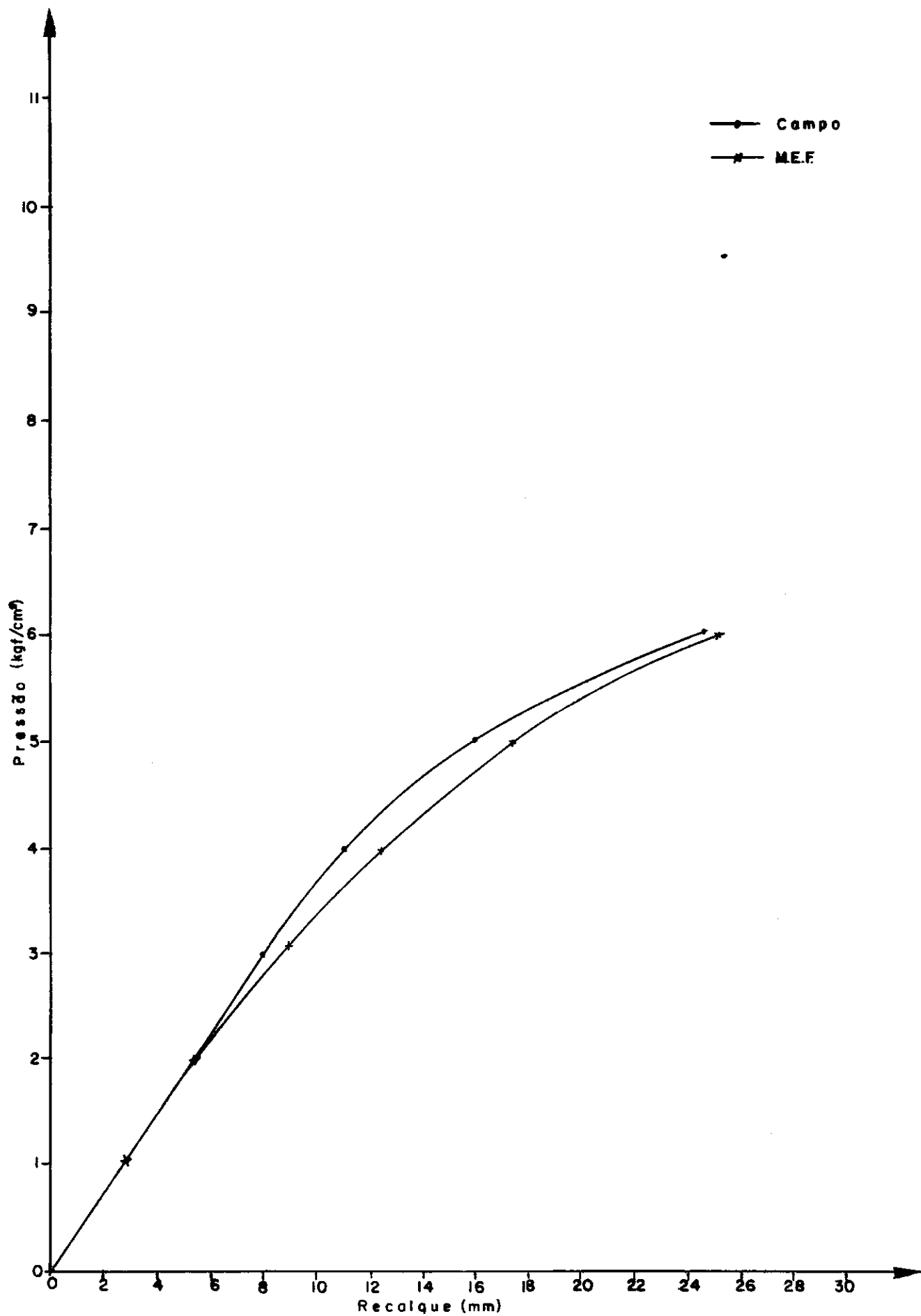


FIG.IV.21- RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM ϕ_p 80cm
A 2m DE PROFUNDIDADE

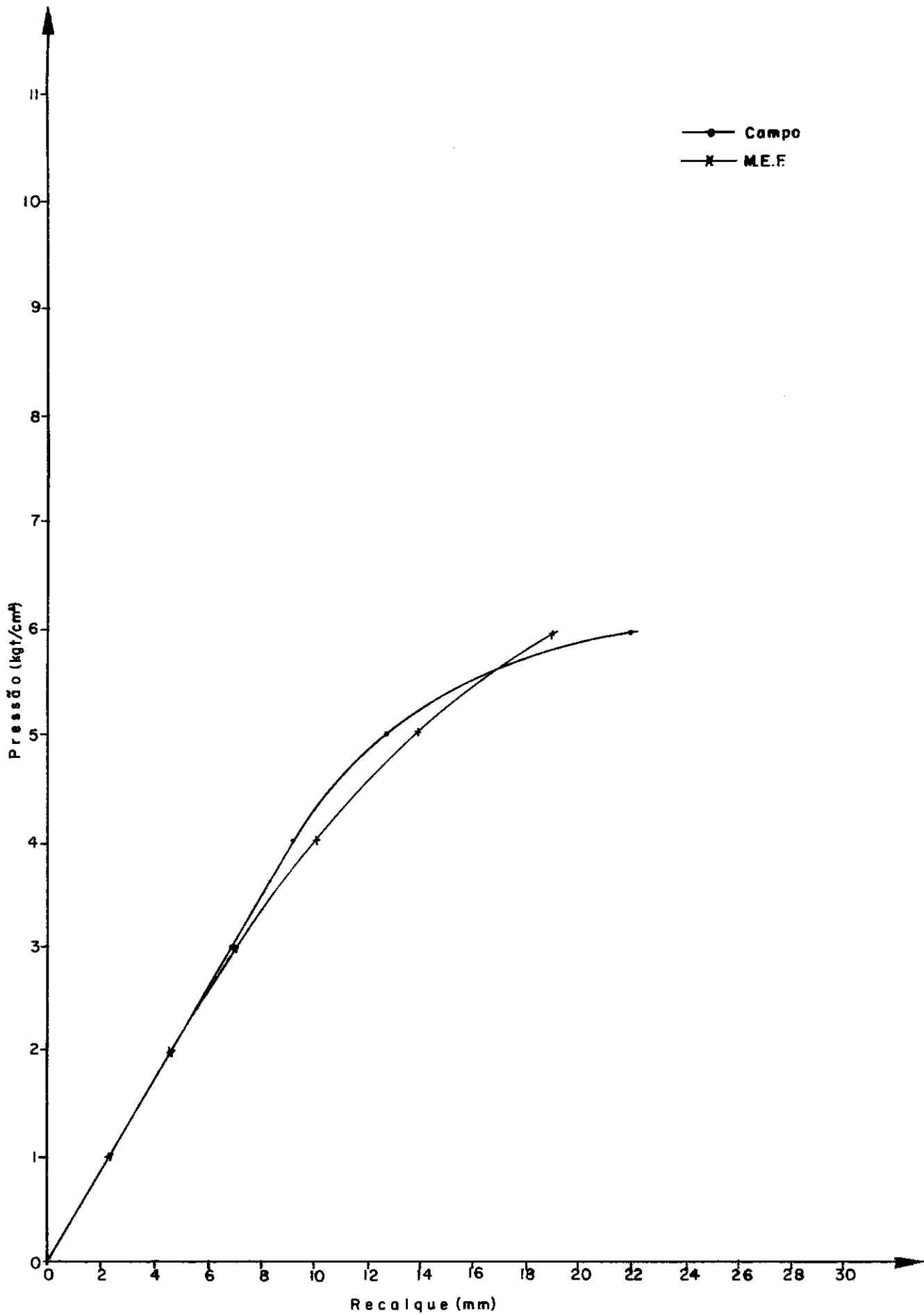


FIG.N.22 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\varnothing = 80\text{cm}$ A 4m DE PROFUNDIDADE

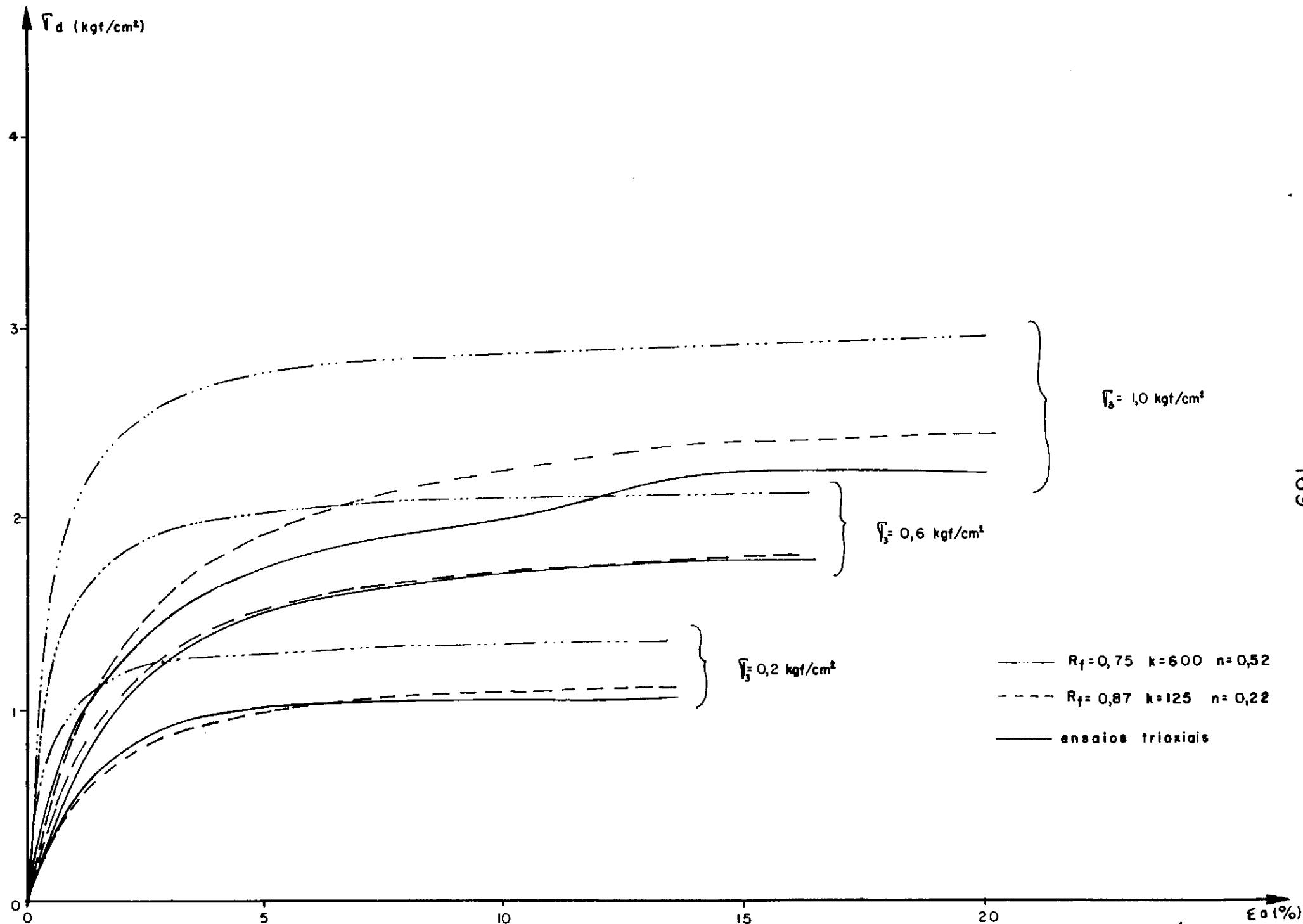


FIG.IV.23 - COMPARAÇÃO ENTRE CURVAS DE ENSAIOS TRIAXIAIS E CURVAS OBTIDAS ATRAVÉS DE PARÂMETROS HIPERBÓLICOS

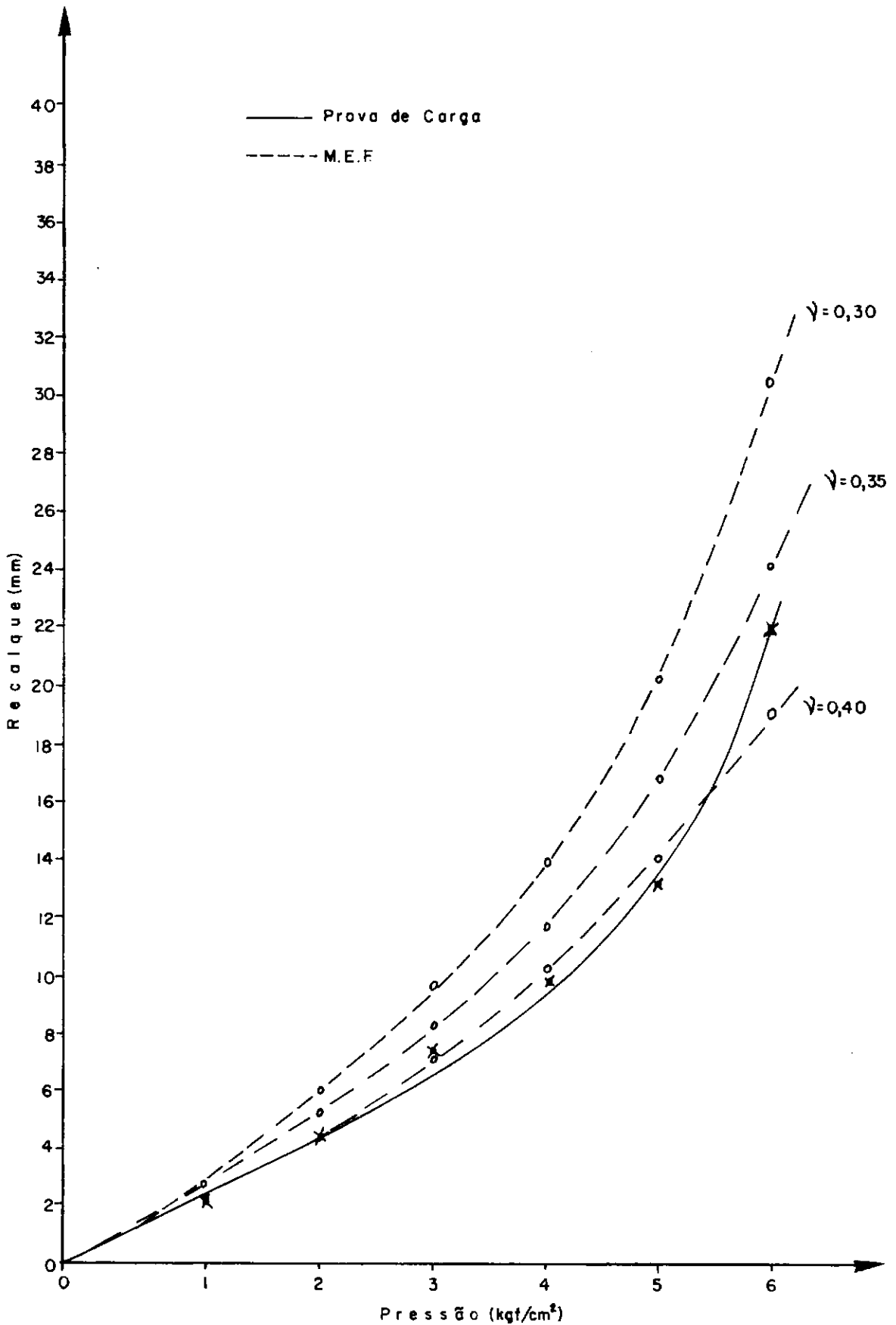


FIG.IV.24 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 80\text{cm}$ A SUPERFÍCIE AO VARIAR-SE γ

ϕ_p (cm)	E (kgf/cm ²)	Erros (%)
30	170	+ 1,3
60	210	- 0,2
80	180	+ 1,2

TABELA IV.1 - VALORES DE E PARA AS PLACAS A 4 m DE PROFUNDIDADE

ϕ_p (cm)	E (kgf/cm ²)	Erros (%)
30	70	- 2,3
60	105	+ 1,3
80	105	+ 0,2

TABELA IV.2 - VALORES DE E PARA AS PLACAS À SUPERFÍCIE

PROFUNDIDADE (cm)	$\varnothing_p$ (cm)	ERROS (%)
0	30	-17,9
	60	+15,2
	80	+ 9,9
200	30	-10,3
	60	+ 2,7
	80	+ 4,4
400	30	- 8,1
	60	+12,8
	80	- 2,0

TABELA IV.3 - ERROS ENCONTRADOS NA ANÁLISE LINEAR PARA AS DIVERSAS PLACAS

		PRESSÃO APLICADA (kgf/cm^2)						
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	
Prova de Carga		2,80	5,90	8,80	12,80	20,00	31,50	Erro Médio (%)
K	850	2,95 (5,36)	6,70 (13,56)	11,89 (35,12)	19,85 (55,08)	33,09 (65,45)	82,27 (161,17)	55,96
	600	2,20 (-21,43)	4,83 (-18,14)	8,42 (-4,32)	13,65 (6,64)	22,73 (13,65)	36,95 (17,30)	-1,05
	650	2,03 (-27,50)	4,44 (-27,50)	7,73 (-24,75)	12,48 (-2,50)	20,72 (3,60)	33,76 (7,17)	-9,36
	700	1,89 (-32,50)	4,11 (-30,34)	7,12 (-19,09)	11,46 (-10,47)	19,01 (-4,95)	30,90 (-1,90)	-16,54
	850	1,58 (-43,57)	3,36 (-43,05)	5,77 (-34,43)	9,22 (-27,97)	15,30 (-23,50)	25,00 (-20,63)	-32,19

$$n = 0,46$$

$$R_f = 0,80$$

TABELA IV.4 - DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 60 \text{ cm}$ À SUPERFÍCIE, EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE K

		PRESSÃO APLICADA (kgf/cm^2)						Erro Médio (%)
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	
Prova de Carga		2,80	5,90	8,80	12,80	20,00	31,50	
n	0,20	1,36 (-51,43)	3,56 (-39,66)	7,14 (-18,86)	19,96 (55,94)	25,89 (29,45)	73,30 (132,02)	18,02
	0,22	1,42 (-49,29)	3,22 (-45,42)	6,26 (-28,86)	11,54 (-9,84)	21,86 (9,50)	43,32 (37,52)	-14,43
	0,25	1,42 (-55,00)	2,74 (-53,56)	4,88 (-44,54)	8,29 (-35,23)	13,38 (-33,10)	22,05 (-30,00)	-46,91
	0,30	1,40 (-50,00)	3,06 (-48,14)	5,42 (-38,41)	9,13 (28,67)	15,70 (-21,50)	26,02 (-17,40)	-34,02
	0,40	1,76 (-37,14)	3,85 (-34,75)	6,75 (-23,30)	11,19 (-12,58)	18,79 (-6,05)	30,98 (-1,65)	-19,24
	0,43	1,89 (-32,50)	4,14 (-29,83)	7,23 (-17,84)	11,73 (-8,36)	19,61 (-1,95)	32,05 (1,75)	-14,80
	0,46	2,03 (-27,50)	4,44 (-24,75)	7,73 (-12,16)	12,48 (-2,50)	20,72 (3,60)	33,76 (7,17)	-9,36
	0,48	2,13 (-23,93)	4,67 (-23,93)	8,10 (-20,85)	13,04 (-1,88)	21,65 (8,25)	35,15 (11,59)	-5,17
	0,50	2,23 (-20,36)	4,89 (-17,12)	8,47 (-3,75)	13,61 (6,33)	22,51 (12,55)	36,46 (15,75)	-3,72
	0,60	2,83 (1,07)	6,23 (5,59)	10,72 (21,82)	17,17 (34,14)	28,00 (40,00)	63,60 (101,90)	34,09
	0,70	3,56 (27,14)	7,97 (35,08)	13,79 (56,70)	22,16 (73,12)	36,03 (80,15)	83,50 (165,08)	72,88

TABELA IV.5 - DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 60$ cm À SUPERFÍCIE, EM FUNÇÃO DA VARIAÇÃO DE n

		PRESSÃO APLICADA (kgf/cm^2)						Erro Médio (%)
		1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	
Prova de Carga		2,80	5,90	8,80	12,80	20,00	31,50	
R_f	0,60	1,94 (-30,71)	3,96 (-32,88)	6,35 (-27,84)	9,49 (-25,86)	14,08 (-29,60)	20,15 (-36,03)	-30,49
	0,65	1,96 (-30,00)	4,07 (-31,02)	6,63 (-24,66)	10,12 (-20,94)	15,36 (-23,20)	23,40 (-25,71)	-25,92
	0,70	1,97 (-29,64)	4,18 (-29,15)	6,94 (-21,14)	10,83 (-15,39)	16,90 (-15,50)	26,05 (-17,30)	-21,35
	0,75	2,00 (-28,57)	4,31 (-26,95)	7,32 (-16,82)	11,69 (-8,67)	18,79 (-6,05)	28,90 (-8,25)	-15,89
	0,78	2,02 (-27,86)	4,38 (-25,76)	7,55 (-14,20)	12,04 (-5,94)	19,78 (-1,10)	31,30 (-0,0)	-12,48
	0,80	2,03 (-27,50)	4,44 (-24,75)	7,73 (-12,16)	12,48 (-2,50)	20,72 (3,60)	33,76 (7,17)	-9,36
	0,82	2,04 (-27,14)	4,50 (-23,73)	7,91 (-10,11)	12,95 (1,17)	21,92 (9,60)	36,69 (16,48)	-5,62
	0,85	2,06 (-26,43)	4,60 (-22,03)	8,21 (-6,70)	13,72 (7,19)	22,57 (12,85)	38,01 (20,67)	-2,41
	0,90	2,09 (-25,36)	4,78 (-18,98)	8,79 (-0,11)	15,33 (19,77)	26,56 (32,80)	47,19 (49,81)	9,65
	1,00	2,16 (-22,86)	5,18 (-12,20)	10,20 (15,91)	19,70 (53,91)	39,36 (96,80)	92,60 (193,97)	54,25

TABELA IV.6 - DESLOCAMENTOS OBTIDOS PARA A PLACA COM $\phi_p = 60$ cm À SUPERFÍCIE, EM FUNÇÃO DA VARIACÃO DE R_f

SOLO	GRUPO	DESCRIÇÃO	K	n	R _f	G	F	d.
ML	ML-1	Silte de Cannonsville	330	. 62	. 61	. 33	. 02	7.3
ML	ML-4	Silte arenoso(Round Butte Dam)	500	. 45	. 82	. 47	. 39	6.9
ML	ML-5	Silte arenoso(Round	530	. 35	. 71	. 39	. 03	3.2
ML	ML-2A	Silte arenoso(Chatfield Dam)	200	. 59	. 86			
ML	ML-3A	Silte arenoso(Birch Dam)	240	. 31	. 83			
ML	ML-3B	Silte arenoso (Birch Dam)	270	. 38	. 82			
ML	ML-3C	Silte arenoso(Birch Dam)	100	. 84	. 77			
SM-S C	SM-SC-1A	Areia siltosa argilosa(Mica Dam)	700	. 37	. 80	. 25	. 02	5.5
SM-S C	SM-SC-1B	Areia siltosa argilosa(Mica Dam)	430	. 57	. 68	. 27	. 05	7.9
SM-S C	SM-SC-1C	Areia siltosa argilosa(Mica Dam)	160	. 81	. 63	. 26	. 04	6.2
SM-S C	SM-SC-2	Areia siltosa argilosa(Hipkinton Dam)	320	. 35	. 86			
SM :	SM-5	Areia siltosa(Chatfield Dam)	530	. 51	. 62			
SM	SM-6	Areia siltosa(Round Butte Dam)	700	. 35	. 75	. 41	. 18	6.0
SM	SM-9	Areia siltosa(Round Butte Dam0)	670	. 25	. 72	. 39	. 17	6.1
SM	SM-13	Areia siltosa(Round Butte Dam)	530	. 28	. 74	. 38	. 11	3.9
SM	SM-16	Areia siltosa(Round Butte Dam)	800	. 20	. 67	. 39	. 10	4.7
SM	SM-1	Areia pedregulhosa siltosa (Ball Mountain Dam)	430	. 38	. 57			
SM	SM-3A	Areia siltosa(Somerville Dam)	350	. 91	. 69			
SM	SM-3B	Areia siltosa(Somerville Dam)	420	. 84	. 75			
SM	SM-3C	Areia siltosa(Somerville Dam)	340	. 64	. 72			

TABELA IV.7 - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS DETERMINADOS PARA DIVERSOS SOLOS, SEGUNDO WONG e DUNCAN (1974)

ϕ_p (cm)	K	R_f	n	ERROS (%)
30	350	0,87	0,50	+0,7
60	350	0,85	0,50	-0,3
80	350	0,85	0,50	+0,2

FIGURA IV.8 - VALORES DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS PARA AS PLACAS A 4 m DE PROFUNDIDADE

ϕ_p (cm)	K	R_f	n	ERROS (%)
30	550	0,75	0,55	+3,1
60	600	0,75	0,50	+0,6
80	600	0,75	0,50	-0,4

FIGURA IV.9 - VALORES DOS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS PARA AS PLACAS À SUPERFÍCIE

Tipo do Solo	n Médio	K Médio	K_{ur} Médio	Faixa da Relação K_{ur}/K
Argilas	0,85	80	200	1,4 a 3,2
Siltes	0,60	330	500	1,3 a 1,9
Areias Densas	0,50	1160	1740	1,2 a 1,6

TABELA IV.10 - VALORES MÉDIOS DE PARÂMETROS HIPERBÓLICOS PARA SOLOS DE PORT ALLEN LOCH, SEGUNDO WONG e DUNCAN(1974)

Camada de Solo	K	R_f	n	K_{ur}
Superior	600	0,75	0,52	900
Inferior	350	0,85	0,50	590

TABELA IV.11 - VALORES ADOTADOS PARA OS PARÂMETROS HIPERBÓLICOS

PROFUNDIDADE (cm)	ϕ_p (cm)	ERROS (%)
0	30	-12,7
	60	+ 5,4
	80	+ 5,1
200	30	- 1,0
	60	+ 0,5
	80	+ 4,4
400	30	+ 1,3
	60	- 0,3
	80	+ 0,2

TABELA IV.12 - ERROS ENCONTRADOS NA ANÁLISE NÃO-LINEAR
PARA AS DIVERSAS PLACAS

FUNDAÇÃO	AMOSTRA Nº	PROFUNDIDADE (cm)	K	n	R _f
T-1	1.A	80	61,56	-0,34	0,83
	1.B	700	88,62	1,07	0,74
T-2	2.A	220	92,16	0,61	0,73
T-3	3.A	130	313,33	1,03	0,74
	3.B	410	54,42	0,48	0,70
T-4	4.A	100	133,31	0,71	0,69
	4.B	700	40,31	0,49	0,69
T-5	5.A	100	40,31	0,49	0,64
	5.B	400	101,23	0,25	0,70
T-6	6.A	120	124,99	0,22	0,87
	6.B	410	77,73	0,36	0,65
S-1	I.A	100	271,35	0,18	0,61
	I.B	300	186,58	0,35	0,76
S-2	II.A	100	231,58	0,17	0,92
	II.B	300	208,36	0,32	0,59
S-3	III.A	100	275,39	0,56	0,72
	III.B	222	216,19	0,11	0,82
S-4	IV.A	100	222,61	0,33	0,65
	IV.B	300	98,20	0,37	0,87
T-5	5.A'	380	232,12	0,59	0,53
	5.B'	700	113,12	0,29	0,74

TABELA IV.13 - PARÂMETROS HIPERBÓLICOS OBTIDOS PARA OS ENSAIOS TRIAXIAIS

V. ESTUDO DAS FUNDAÇÕES SUBMETIDAS A ESFORÇOS DE ARRANCAMENTO

V.1 Fundações Analisadas

A escolha das fundações analisadas pelo M.E.F. recaiu em uma série de tubulões e sapatas ensaiados no mesmo local dos testes realizados por JARDIM (1981) - ver capítulo anterior - cujas provas de carga estão reportados em vários trabalhos (vide DANZIGER (1983) entre outros, onde as provas foram abordadas em maior profundidade).

Não será feita uma maior descrição das provas de carga, seu planejamento, ensaios executados, dificuldades encontradas, etc., posto fugir do escopo do presente trabalho.

Maiores informações podem ser encontradas no trabalho citado.

As provas de carga que serão analisadas, consistiram do arrancamento de quatro sapatas e seis tubulões (três com base alargada e três sem alargamento da base), sendo que um dos tubulões (o de nº 2) foi posteriormente eliminado por ter apresentado problemas executivos. Esquemas das fundações analisadas podem ser vistos na figura (V.1).

Como comentado no capítulo anterior as provas de carga foram realizadas em um platô, obtido por terraplanagem de um topo de colina, consistindo em um solo residual de gnaíse.

As malhas de elementos finitos desenvolvidas para a

análise são mostradas nas figuras (V.2)a(V.5), para os tubulões e (V.6)a(V.8), para as sapatas. Maiores detalhes sobre a definição das malhas serão apresentados no item V.4.

V.2 Parâmetros Utilizados nas Análises

V.2.1 Análise por Métodos de Cálculo da Capacidade de Carga

Os parâmetros geotécnicos necessários para a determinação da capacidade de carga das fundações pelos diversos métodos de cálculo foram obtidos diretamente do trabalho de DANZIGER(1983) e constam das tabelas (V.1) e (V.2) respectivamente, para os tubulões e sapatas analisados. Os parâmetros dos tubulões representam uma média entre valores obtidos para amostras coletadas em duas profundidades, para cada tubulão. No caso das sapatas, entretanto, como sô se dispusessem de dados referentes ao reaterro compactado, os parâmetros correspondentes ao solo natural foram obtidos por médias efetuadas a partir de resultados relativos a fundações adjacentes.

V.2.2 Análises pelo Método dos Elementos Finitos

Os parâmetros do solo utilizados nas análises realizadas pelo M.E.F. constam da tabela (V.3), sendo os mesmos usados e/ou obtidos no capítulo anterior, quando do estudo paramétrico realizado em função dos testes de JARDIM (1981).

Comparando os parâmetros geotécnicos γ , c e ϕ da tabela citada com os obtidos em função das amostras coletadas para as

fundações ensaiadas (ver item V.2.1) surge, naturalmente, a dúvida sobre a validade dos parâmetros utilizados na análise pelo M.E.F.

A escolha dos parâmetros adotados parece-nos razoável pelas razões a seguir expostas:

- os valores adotados para c e ϕ representam uma média, entre valores obtidos para amostras a diversas profundidades, que incluem as próprias amostras coletadas para as fundações ensaiadas;
- os mesmos valores foram utilizados na determinação dos parâmetros hiperbólicos, estando intimamente correlacionados com estes;
- nos parâmetros médios adotados considerou-se o terreno como composto de duas camadas de solo, sendo a mais superficial com cerca de 2 m de profundidade, o que corresponde às observações de JARDIM (1981) e DANZIGER (1983) quanto ao local das provas de carga, e que, ao nosso ver, fornecem uma melhor representação da situação real, do que a adoção de valores médios envolvendo amostras a profundidades diferenciadas, como foi feito para obtenção dos valores da tabela (V.1);

- finalmente, mesmo para o peso próprio, que é o parâmetro para o qual ocorrem as maiores divergências, os valores adotados não diferem muito entre si: note-se que a influência de γ seria basicamente no estado inicial de tensões e na resistência mobilizada na ruptura pelo peso do solo acima da base da fundação, para os tubulões de base alargada e, principalmente, para as sapatas. Resta dizer que, nestas últimas, adotou-se para o material acima da base da sapata (que corresponde à região de escavação e reaterro) os pesos específicos γ_c correspondentes ao solo compactado, fornecidos na tabela (V.2), para as diversas sapatas.

Considerações adicionais sobre outros parâmetros do solo envolvidos, como ν e K_0 já foram feitas no capítulo anterior.

Os parâmetros representativos da interface solo - fundação serão pormenorizadamente analisados no item V.5. Para as fundações, devido à sua grande rigidez em relação ao solo, o que faz com que o comportamento das mesmas seja equivalente a um "comportamento de corpo-rígido" foi usada a análise elástica linear, com parâmetros característicos de concreto armado, a saber:

$$E = 2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\nu = 0,2$$

$$\gamma = 2,5 \times 10^{-3} \text{ kgf/cm}^3$$

V.3 Determinação da Capacidade de Carga das Fundações Analizadas pela Aplicação de Diversos Métodos de Cálculo

V.3.1 - Generalidades

A maioria dos métodos apresentados anteriormente já foi aplicada por DANZIGER (1983) nas fundações em estudo. Se estes resultados são reapresentados, tal fato deve-se, unicamente, a uma tentativa de apresentar uma visão o mais ampla possível, das variações e discrepâncias obtidas pela aplicação dos diversos métodos.

No trabalho acima citado são feitas extensivas comparações entre os diversos métodos, suas limitações e as eventuais simplificações necessárias para aplicação dos mesmos, as quais serão apenas rapidamente abordadas.

V.3.2 - Simplificações e Premissas de Cálculo

Método de BALLA

O método foi utilizado apenas para as sapatas, tendo sido feita uma adaptação, que foi considerar as mesmas como sendo circulares com um raio equivalente determinado de tal forma que houvesse igualdade de perímetro.

Foram feitas duas hipóteses de cálculo:

- (1) considerando todo o peso do solo acima da base da sapata como sendo de material compactado;

(2) considerando apenas o peso de solo acima da base da sapata como de material compactado, sendo o restante material natural, o que corresponde melhor à realidade.

Método de HEIKKILÄ e LAINE

O método foi utilizado apenas para as sapatas, sem serem necessárias adaptações para enquadramento das mesmas no modelo de cálculo. A única dúvida foi quanto a profundidade a ser considerada nos cálculos.

Considerou-se, em face das suposições feitas no método, que o mais razoável fosse considerar a profundidade de cálculo como a de assentamento da base fundação, diminuída da espessura da mesma. Devido a imprecisão na determinação do coeficiente S do método, para o qual, em função do tipo de solo, é apresentada uma faixa de valores, os cálculos foram feitos para dois limites ; correspondentes aos valores máximo e mínimo do tipo de solo que mais se assemelhava com o em estudo.

Método de MEYERHOF e ADAMS

Para as sapatas foram feitas duas hipóteses de cálculo:

(1) considerando a superfície de ruptura admitida como partindo da aresta inferior da base da sapata;

(2) considerando a superfície de ruptura como partindo da aresta superior da base da sapata.

Para os tubulões, o cálculo foi feito admitindo-se o modelo de placas, a profundidade de assentamento dos tubulões, e diâmetro igual à base alargada, quando esta existia, ou igual ao próprio diâmetro dos tubulões, quando não.

Método da Universidade de Duke

O método foi utilizado apenas para as sapatas, sendo utilizado o mesmo artifício do raio equivalente descrito para o método de BALLA posto que o método não prevê o caso de sapatas quadradas. Considerou-se a ruptura iniciando-se na aresta superior da base da sapata.

Em virtude do método da Universidade de Duke fornecer a carga de ruptura indiretamente, ou seja, através da determinação da pressão de ruptura, surge uma dúvida sobre qual área a ser multiplicada por esta pressão: se a área correspondente à sapata circular de mesmo perímetro ou a área real da sapata quadrada. Desta forma foram feitas duas hipóteses de cálculo:

(1) considerando a área da sapata circular de igual perímetro;

(2) considerando a área real da sapata.

Método da Universidade de Grenoble

Para as sapatas não foram necessárias adaptações exceto a da consideração do raio equivalente, preconizada no método.

Para os tubulões foi necessária uma pequena adaptação para enquadrar os tubulões de base alargada no caso do sistema placa e fuste, que foi considerar uma base cilíndrica equivalente, com espessura igual a metade da base do tubulão (ver figura (V.9)), como sugerido por BARATA et alli (1979). Foram feitas também duas hipóteses de cálculo:

(1) considerando $\lambda = - \varnothing/8$

(2) considerando $\lambda = 0^0$, como é recomendado no método para ser usado na prática, e foi observado por DANZIGER (1983), nos testes realizados.

Método de ROWE e DAVIS

Em face do método de ROWE e DAVIS só se aplicar a fundações corridas ou circulares foi utilizado, para as sapatas, o mesmo artifício de raio equivalente usado nos métodos de BALLA e das Universidades de Duke e Grenoble.

O método, similarmente ao método da Universidade de Duke, também prevê de forma indireta a capacidade de carga através de uma pressão de ruptura. Logo os cálculos foram feitos para as mesmas hipóteses de cálculo utilizadas naquele método

- (1) aplicar a pressão de ruptura sobre a área da sapata circular de igual perímetro;
- (2) aplicar a pressão de ruptura sobre a área real da sapata.

Para os tubulões, tentou-se adaptar o cálculo do modelo de placas, considerando-as à profundidade de assentamento dos tubulões e com diâmetro igual à base alargada, quando esta existia, ou, em caso contrário, igual ao próprio diâmetro dos tubulões.

V.3.3 - Comentários Adicionais

Note-se que, em face da impossibilidade de uma aplicação genérica do Método do Cone (desconhecimento do ângulo α) e do Método do Cilindro de Atrito (desconhecimento da adesão ao longo da superfície de ruptura), tais métodos não foram utilizados, tendo sido expostos apenas para permitir um acompanhamento evolutivo das diversas técnicas de cálculo.

Os resultados das previsões de carga de ruptura efetuados pelos diversos métodos constam das tabelas (V.4) e (V.5) e dos gráficos das figuras (V.10) e (V.11), respectivamente para os tubulões e as sapatas. Nas tabelas citadas são apresentados também os valores dos erros das previsões em relação às cargas de ruptura determinadas para os testes. Note-se que também constam das tabelas e figuras cargas de ruptura previstas pelo M.E.F., a serem apresentadas no próximo item.

V.4 Análise das Fundações pelo Método dos Elementos Finitos

V.4.1 - Estudos Iniciais

Na análise das fundações, pelo M.E.F., foi utilizado o mesmo programa já citado no capítulo IV, quando da retro-análise efetuada para a determinação dos parâmetros do solo.

Nas figuras (V.2)a(V.8), encontram-se as malhas desenvolvidas que foram adotadas para estudar as sapatas e os tubulões.

Na definição destas malhas foram necessárias algumas análises, umas iniciais, outras que se desenvolveram mais ou menos paralelamente ao estudo principal, mas que por razões didáticas serão apresentados a seguir:

Escavação e Reaterro

Para a construção, no campo, das fundações, procede-se a uma escavação, seguida da construção da fundação, e no caso das sapatas, do reaterro da cava de escavação.

O processo descrito acima pode ser convenientemente simulado pelo M.E.F., utilizando-se de diversas técnicas computacionais.

Feitas, porém, algumas hipóteses iniciais, não foi necessário representar o processo de construção das fundações, lo

go o estágio inicial das análises correspondeu às fundações já construídas, e no caso das sapatas, ao reaterro completado.

Dimensões das Malhas

Similarmente ao feito na retro-análise (capítulo IV), também foi verificada a influência da variação das fronteiras lateral e inferior das malhas.

Para as dimensões das malhas das figuras (V.2) a (V.8) constatou-se não haver influência sensível nas tensões e deformações.

Complexidade das Malhas

Simultaneamente às análises, investigou-se a complexidade das malhas, ou seja, se o grau de discretização em elementos finitos, teria influência marcante nos resultados. Para tal ro-daram-se exemplos com malhas bem refinadas e com outras mais simplificadas.

Como poderá ser visto na análise dos resultados, observou-se não ter havido diferença sensível na qualidade dos resultados em função do grau de complexidade da malha, para os casos limites de refinamento analisados.

Finalizando, cabe ainda observar que as análises efetuadas foram axissimétricas. Para os tubulões este tipo de análise corresponde a realidade físico-geométrica do problema, po-

rêm para as sapatas, quadradas, foi necessária a aproximação de considerá-las circulares, para enquadrá-las no caso axissimétrico. Maiores detalhes serão vistos no próximo item.

V.4.2 - Análise das Fundações

V.4.2.1 - Tubulões sem Alargamento de Base

Na análise das fundações foi necessária uma definição prévia dos parâmetros referentes a interface solo-fundação.

A definição destes parâmetros é, a rigor, extremamente difícil, sem a utilização de dados relativos a ensaios realizados em campo.

A análise dos resultados das provas de carga mostrou que a resistência dos tubulões sem base alargada deveu-se basicamente ao atrito lateral solo-tubulão, com a ruptura dando-se ao longo do eixo; logo os mesmos mostraram-se ideais para a determinação dos parâmetros da interface, depois utilizados nas análises dos tubulões de base alargada e das sapatas.

Após alguns estudos iniciais foram arbitrados os seguintes valores dos parâmetros básicos:

- rigidez normal, K_n , igual a 10^5 kgf/cm, que assegurava, para a compressão, um comportamento fisicamente correto do elemento-junta (a escolha de pequenos valores para K_n , pode levar a resultados incoerentes);

- rigidez ao cisalhamento, K_s , igual a 50 Kgf/cm (constatou-se, ao longo do estudo, que o valor inicial estimado para a rigidez ao cisalhamento - que é alterado ao longo do carregamento, em função das tensões atuantes - tem pouca influência nos resultados finais);
- tensão máxima de tração, σ_t , igual a $0,01 \text{ kgf/cm}^2$, que assegurava, para os elementos da base das fundações um descolamento do solo, para cargas iguais ou pouco maiores que o peso próprio das mesmas, ou seja, corresponde a situação física de falta de adesão/sucção entre a base da fundação e o solo subjacente.

Para os parâmetros mais significativos da análise, a saber a adesão c' e o ângulo de atrito ϕ' da interface fundação-solo, foi feita uma retro-análise, para a determinação dos mesmos. Optou-se, nesta retro-análise, por considerar c' e ϕ' proporcionais aos parâmetros c e ϕ - coesão e ângulo de atrito interno do solo. Em função dos resultados obtidos por DANZIGER (1983) no estudo pelo mesmo realizado, para determinação da resistência por adesão ao longo do fuste dos tubulões em análise e em função de valores citados por alguns autores (em geral para solos e condições diferentes das em estudo), os parâmetros c' e ϕ' foram variados nas seguintes faixas:

c' - de $0,5 c$ a $2,5 c$

ϕ' - de $0,5 \phi$ a $1,0 \phi$

Nas figuras (V.12) e (V.13) podem ser vistos os deslocamentos obtidos para o tubulão T-6, para alguns valores dos parâmetros c' e ϕ' estudados, e também as curvas relativas aos deslocamentos da prova de carga do tubulão. Constata-se ter havido uma razoável concordância entre os resultados obtidos para a faixa de valores dos parâmetros estudada e os encontrados no campo.

Em função não só dos deslocamentos encontrados, mas também em função da carga de ruptura obtida (ver item V.4.3) optou-se por adotar os seguintes valores para os parâmetros c' e ϕ' :

$$c' = 1,5 c$$

$$\phi' = 0,7 \phi$$

Uma vez definidos estes parâmetros obtiveram-se os deslocamentos e as cargas de ruptura dos demais tubulões sem alargamento da base. Nas figuras (V.16), (V.17) e (V.18) estão traçadas as curvas dos resultados obtidos pela aplicação do M.E.F. e correspondentes às provas de carga, dos tubulões T-4, T-5 e T-6, respectivamente. A análise dos resultados obtidos será feita no capítulo VI.

V.4.2.2 - Tubulões com Alargamento de Base

A análise dos tubulões com alargamento de base não envolveu maiores dificuldades, tendo sido utilizados, para as camadas de solo os parâmetros da tabela (V.3) e, para os elementos

da interface, os parâmetros anteriormente determinados para os tubulões sem alargamento da base.

As curvas referentes as provas de carga e as obtidas nas análises pelo M.E.F., para os tubulões T-1 e T-3 constam, respectivamente das tabelas (V.14) e (V.15).

V.4.2.3 - Sapatas

Nas análises, pelo M.E.F., das sapatas foram utilizados os mesmos parâmetros, para o solo e para a interface solo-fundação, anteriormente adotados para os tubulões.

Na modelagem pelo M.E.F. das sapatas surgiu uma dúvida, porém. Claro está que as sapatas, quadradas, não se enquadram nos casos de estado plano de tensões ou estado plano de deformações. Como observado por ROWE e DAVIS (1982a), entre outros, análises tridimensionais são por demais onerosas. Em face disto decidiu-se analisar as sapatas utilizando elementos axisimétricos, o que implica numa aproximação, qual seja, considerar as sapatas como circulares.

Na determinação das dimensões das sapatas circulares equivalentes às sapatas quadradas foram feitas, como em alguns métodos de cálculo (ver item V.3.2), duas hipóteses de cálculo, a saber:

- (1) definir as dimensões das sapatas circulares de forma a garantir uma equivalência de área em relação à sapata original;

(2) definir as dimensões de forma a garantir uma equivalência de perímetro.

Nas figuras (V.19) a (V.22) encontram-se, respectivamente para as sapatas S-1 a S-4, os gráficos referentes aos deslocamentos obtidos nas análises pelo M.E.F., para as hipóteses (1) e (2) de cálculo, e também, para fins comparativos, os deslocamentos obtidos nas provas de carga. Maiores detalhes quanto aos resultados encontrados serão vistos no próximo capítulo.

V.4.3 - Determinação da Carga de Ruptura das Fundações

Adotou-se como definição de carga de ruptura aquela correspondente ao estágio de carga imediatamente anterior àquele para o qual observou-se uma falha do sistema estrutural, falha esta que, em função do tipo de fundação pode corresponder a um movimento de corpo rígido da mesma ou a um aumento brusco dos deslocamentos. Note-se que, em função do valor arbitrado para os incrementos de carga, há uma certa imprecisão quanto à carga de ruptura das fundações. A seguir examinam-se, mais particularmente, os comportamentos observados para os diferentes tipos de fundações.

V.4.3.1 - Tubulões sem Alargamento de Base

Para os tubulões sem alargamento da base verificou-se que a ruptura do sistema solo-fundação ocorria pela falha dos elementos da interface solo-fundação. Logo o critério de ruptura corresponde a falha de todos os elementos da interface.

As cargas de ruptura, determinadas para os tubulões T-4, T-5 e T-6, encontram-se na tabela (V.4).

V.4.3.2 - Tubulões com Alargamento de Base

Para os tubulões com alargamento de base a ruptura deveu-se não só a falha dos elementos da interface, mas também a uma plastificação dos elementos correspondentes ao solo imediatamente acima da base dos tubulões. Mesmo assim foi usado o mesmo critério de ruptura anteriormente definido para os tubulões sem alargamento de base, pois verificou-se nas análises, que após a falha dos elementos da interface, devido ao nível de tensão no solo próximo da base do tubulão, ocorria uma rápida plastificação do solo, com um repentino aumento no valor dos deslocamentos, fato que foi considerado como caracterizador de uma ruptura do sistema solo-tubulão.

As cargas de ruptura encontradas para os tubulões T-1 e T-3 constam da tabela (V.4).

V.4.3.3 - Sapatas

Verificou-se que a falha do sistema estrutural não ocorria devido a ruptura dos elementos-junta e sim devido a plastificação do solo acima da base da sapata, em uma região que iniciava-se próximo ao extremo da base, evoluindo, à medida que se aumentavam as cargas, até a superfície do terreno.

Note-se que, para cargas próximas a ruptura, ocorriam

grandes deslocamentos das fundações.

Os resultados obtidos para as sapatas, nas duas hipóteses de cálculo consideradas, a saber equivalência de área e equivalência de perímetro, constam da tabela V.5.

V.4.4 - Traçado das Tensões, Deformações e Deslocamentos

Para auxiliar a análise dos resultados foi desenvolvido um programa computacional auxiliar, designado PLOTA, que em função dos resultados oriundos do programa FUNDAMEF, permite o traçado do campo das tensões principais atuantes no solo, das deformações do sistema e do campo de deslocamentos, para cada estágio de carga.

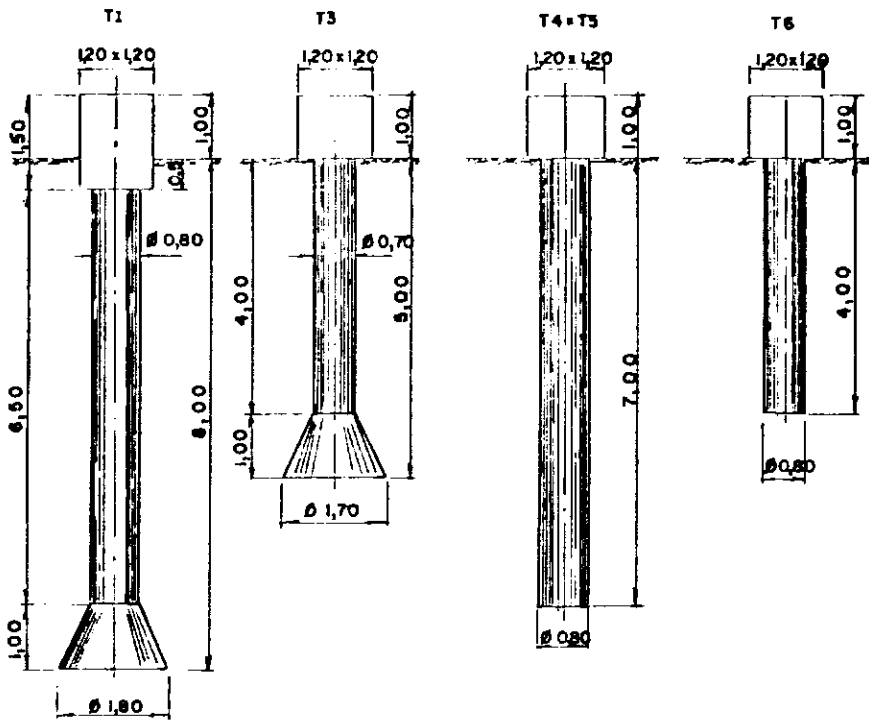
Nas figuras (V.23) a (V.28) são apresentados diversos desenhos dos campos de tensões e deslocamentos de alguns tubulões e sapatas. Nestes traçados, por razões de clareza os deslocamentos encontram-se magnificados.

Analisando as figuras citadas diversas constatações podem ser feitas, entre as quais destacam-se:

- observa-se que tanto a nível de tensões como de deslocamento os tubulões sem alargamento de base pouco interagem com o solo adjacente;

- a interação entre os tubulões com alargamento de base e o solo adjacente limita-se às proximidades da base alargada;
- nas sapatas a interação fundação-solo estende-se principalmente pela região acima da base da sapata e um pouco além; sendo que há um alargamento da região afetada a medida que a mesma se aproxima do nível do terreno;
- embora pouco sensível nos tubulões, observa-se para as sapatas um soerguimento do solo nas proximidades do fuste.

Resta dizer que as observações acima concordam plenamente com os resultados geralmente obtidos no campo para sapatas e tubulões.



OBS cotas em metros

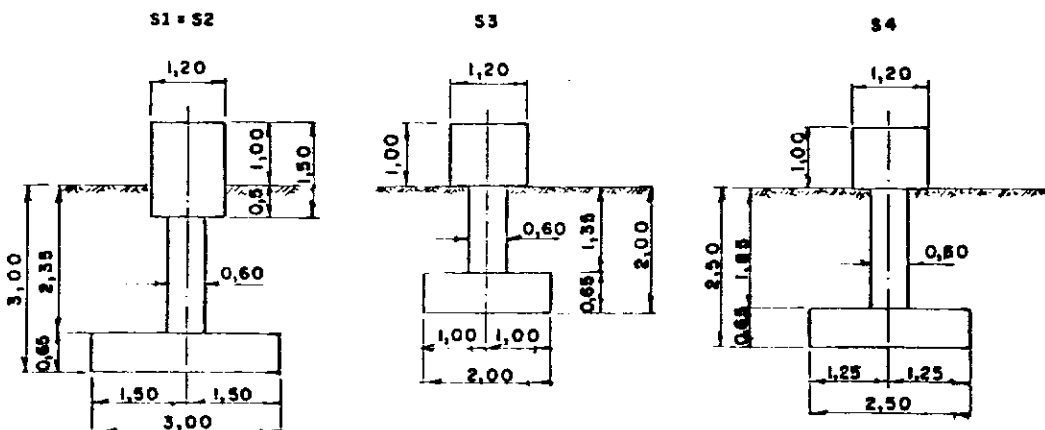


FIG.VI-DIMENSÕES DOS TUBULÕES E SAPATAS ANALISADOS

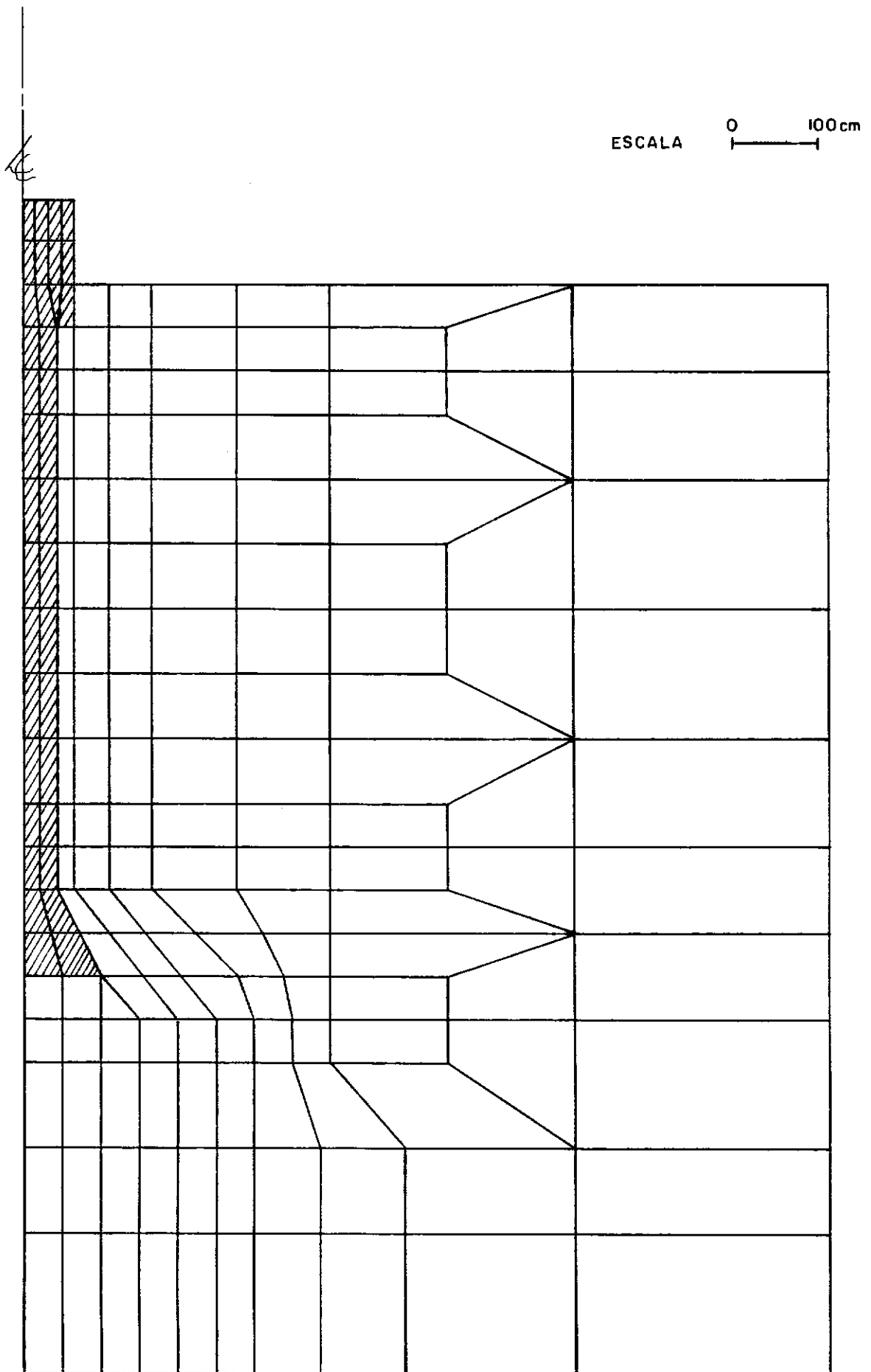


FIG. V.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS
PARA O TUBULÃO T-1.

ESCALA 0 100cm

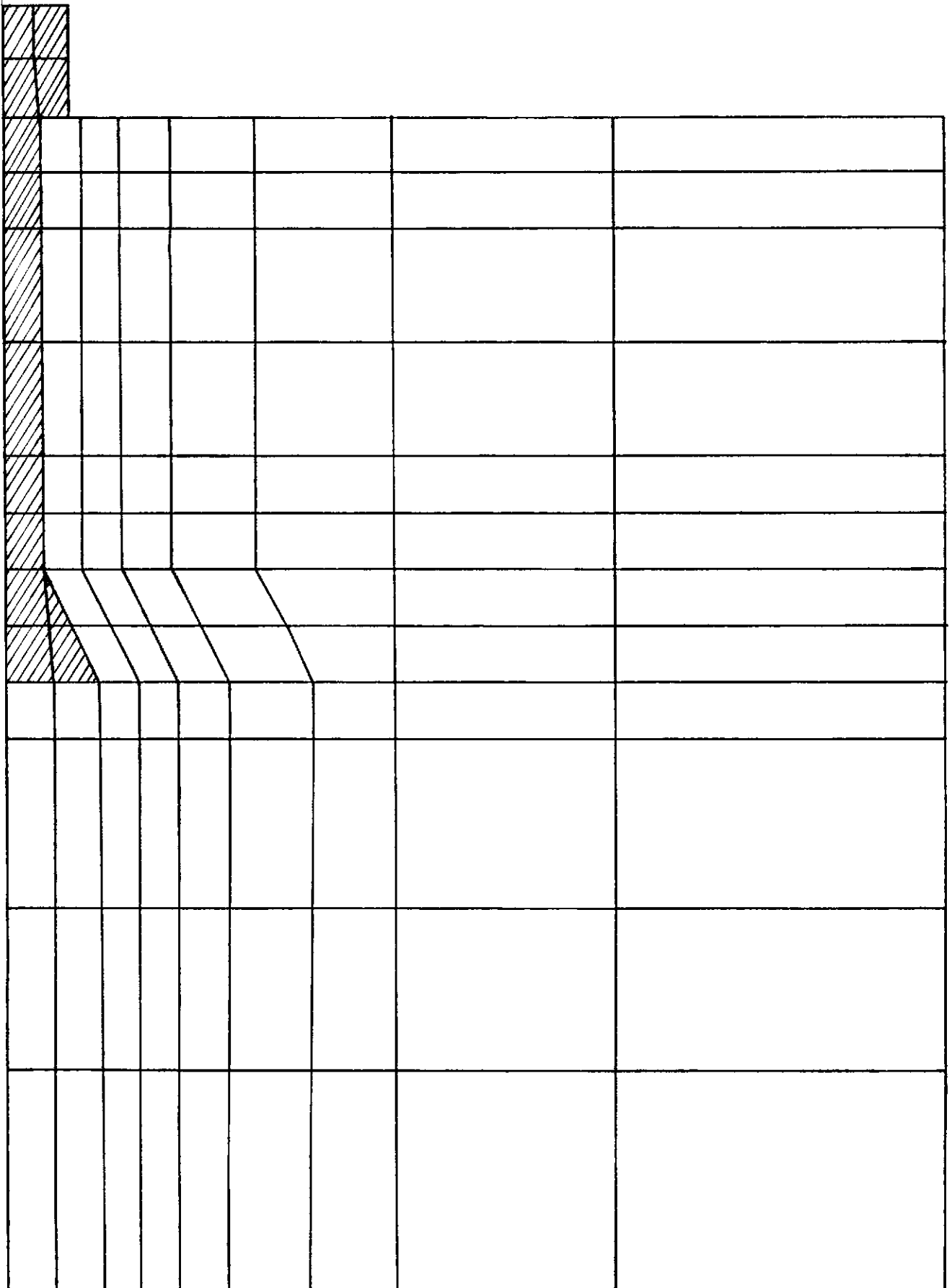


FIG. V.3 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS
PARA O TUBULÃO T-3.

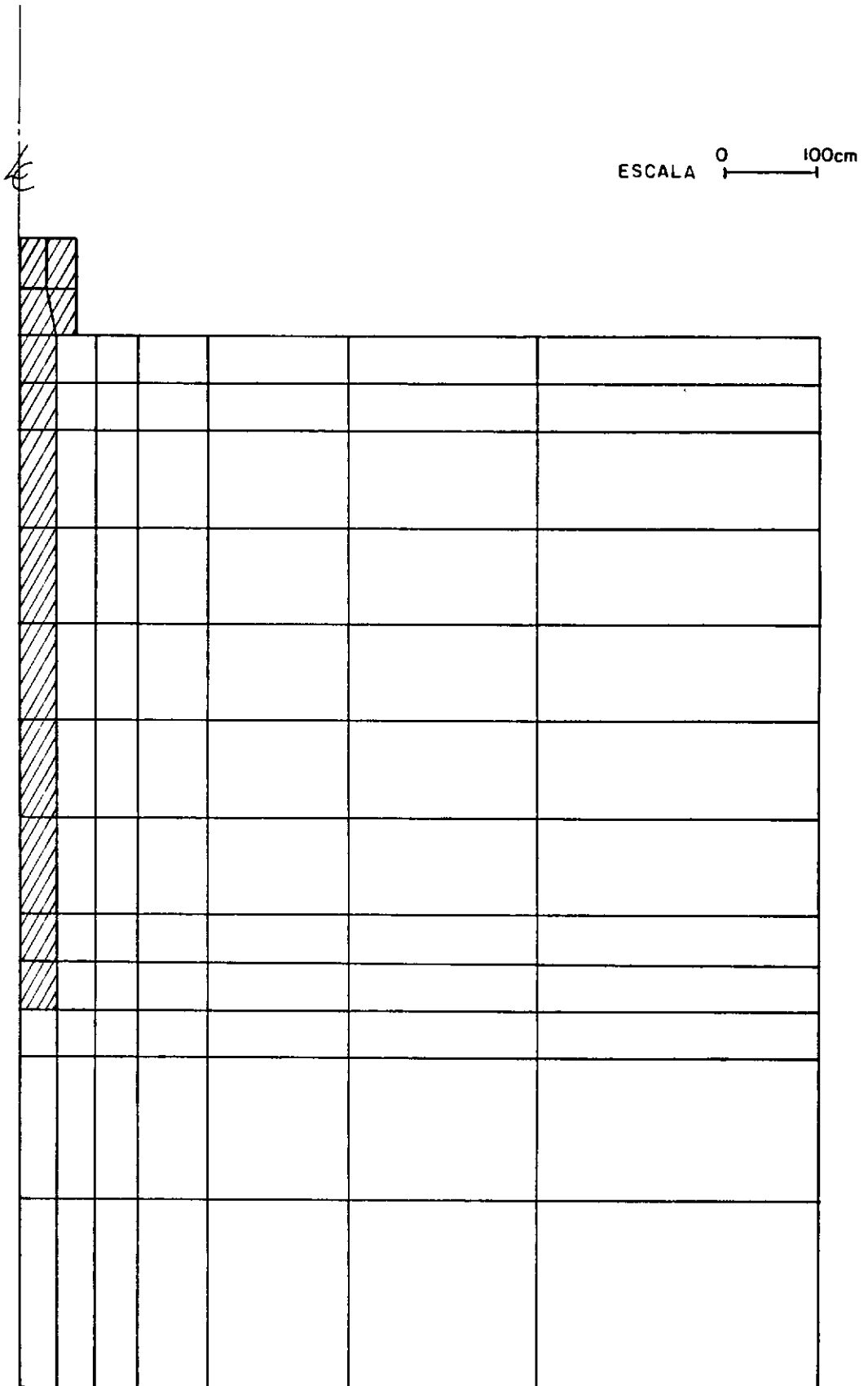


FIG. V.4 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
OS TUBULÕES T-4 E T-5.

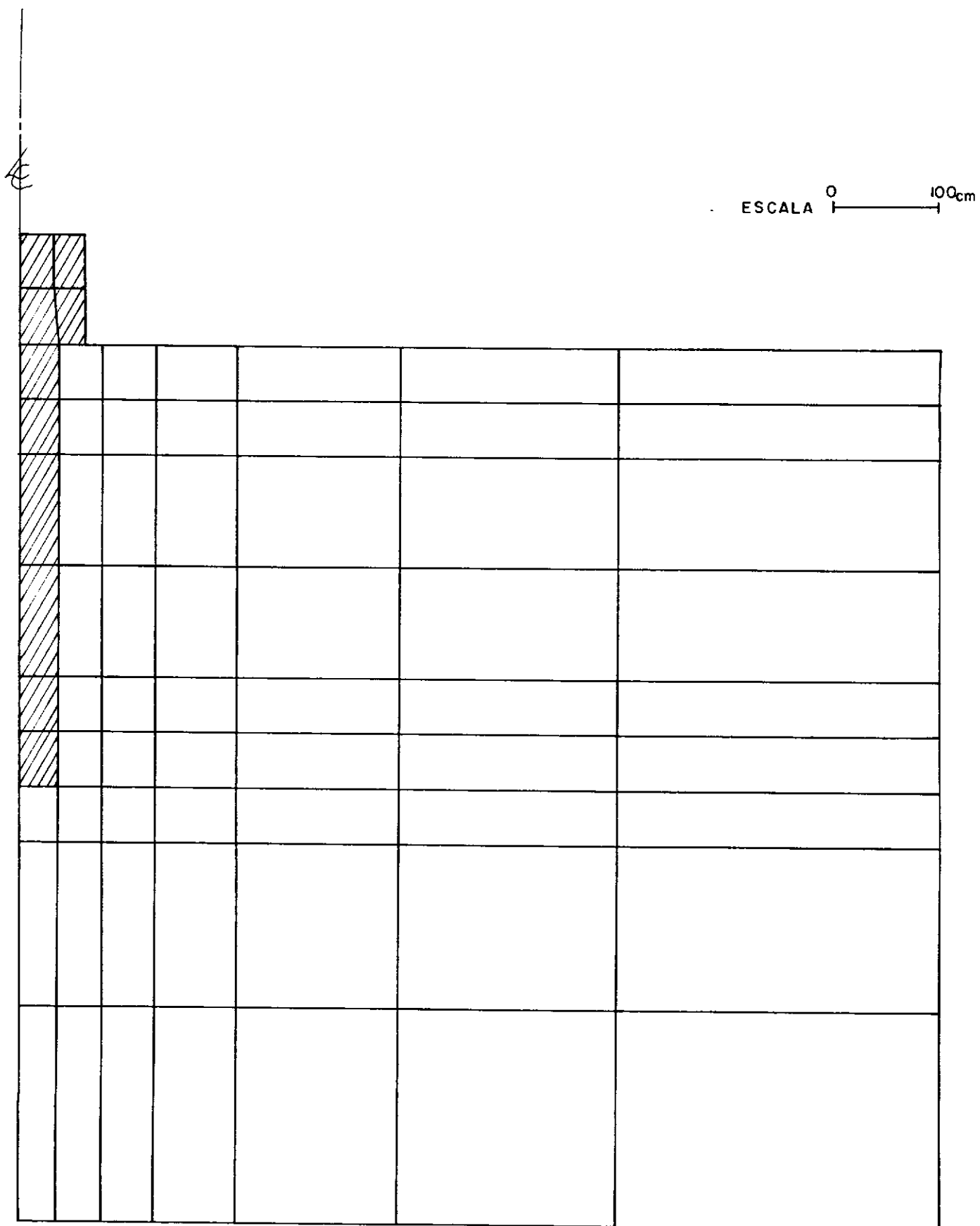


FIG.V.5 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
O TUBULÃO T-6.

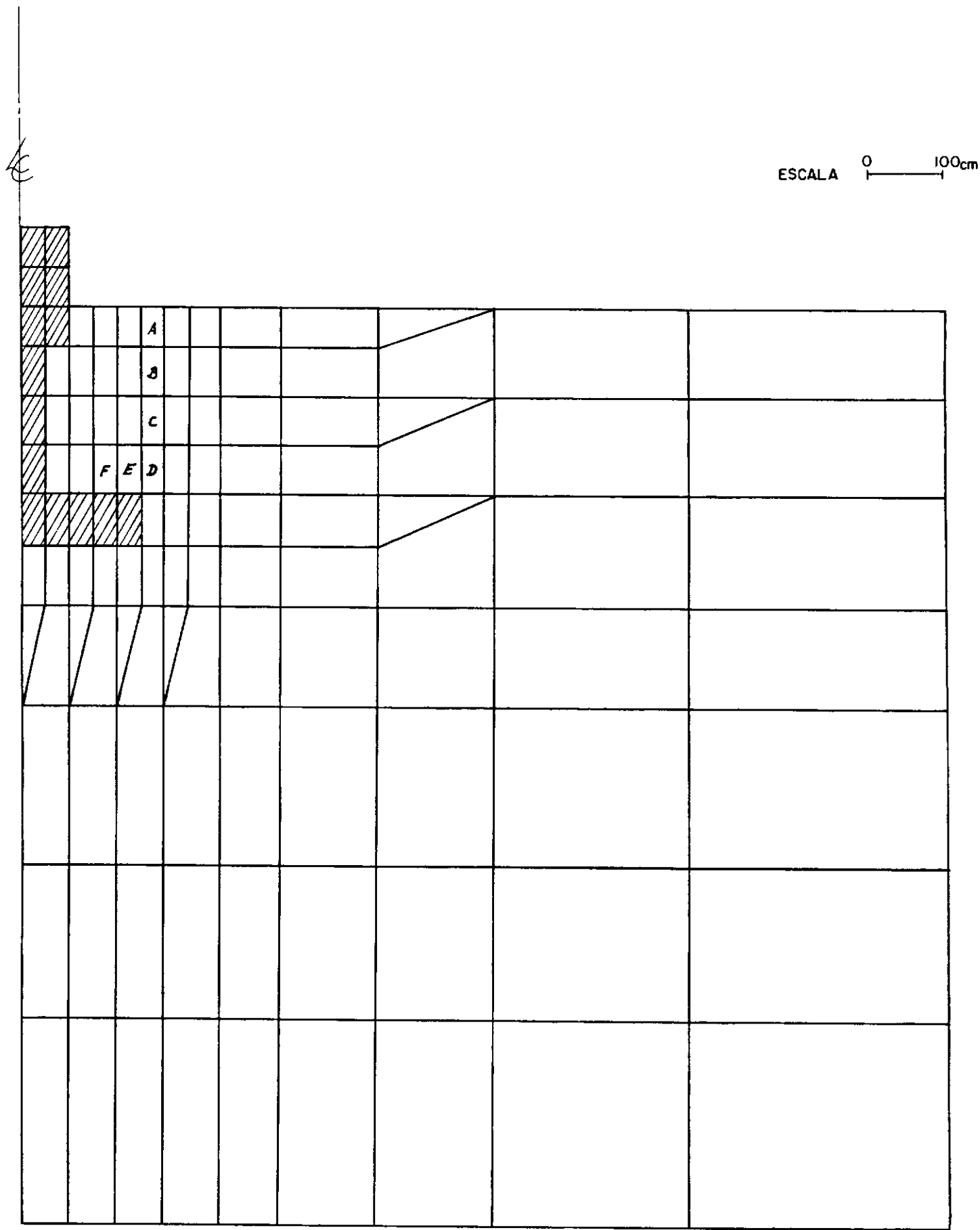


FIG. V.6 _ MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
AS SAPATAS S-1 E S-2.

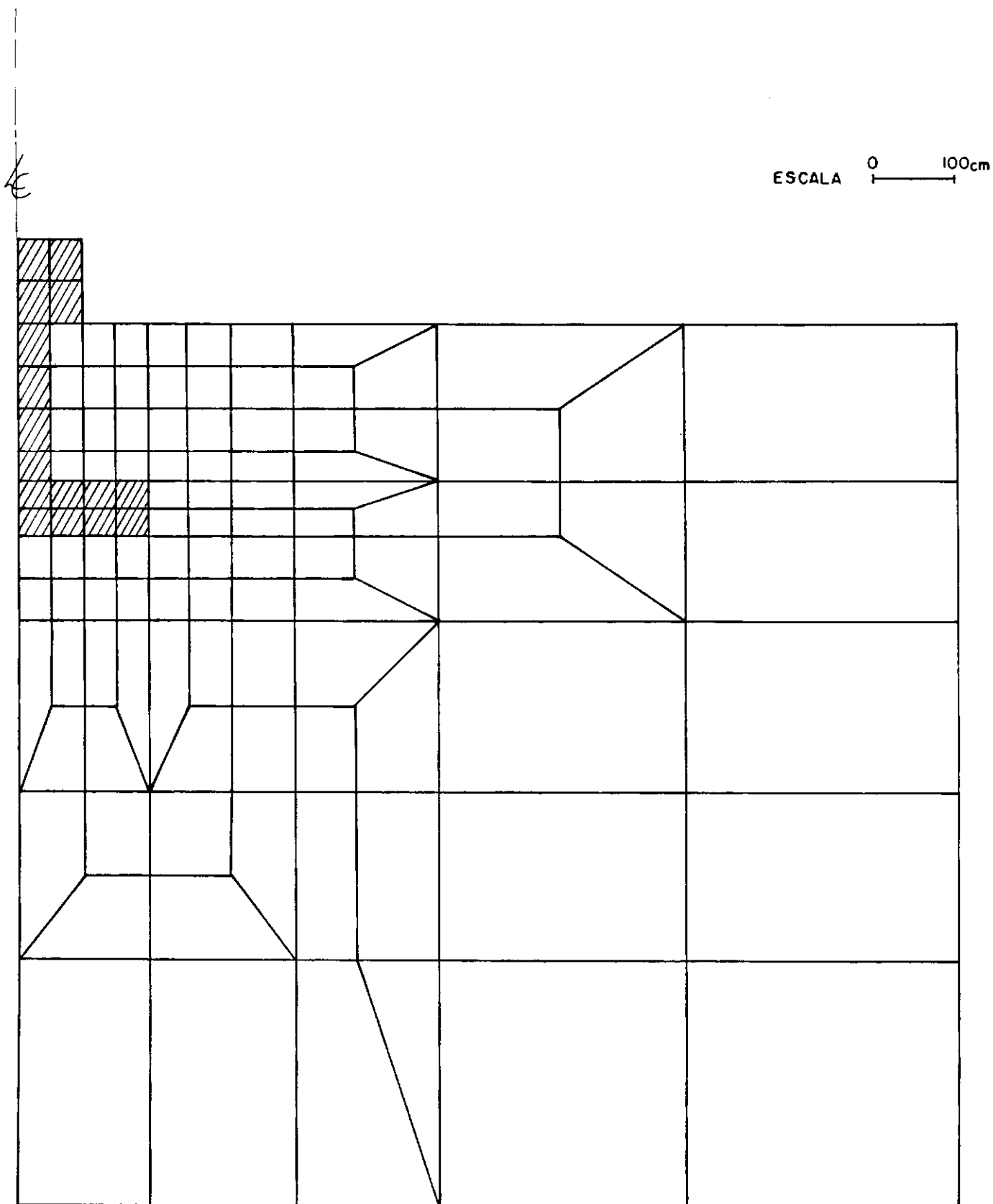


FIG. V.7 _ MALHA DE ELEMENTOS FINITOS
PARA A SAPATA S-3.

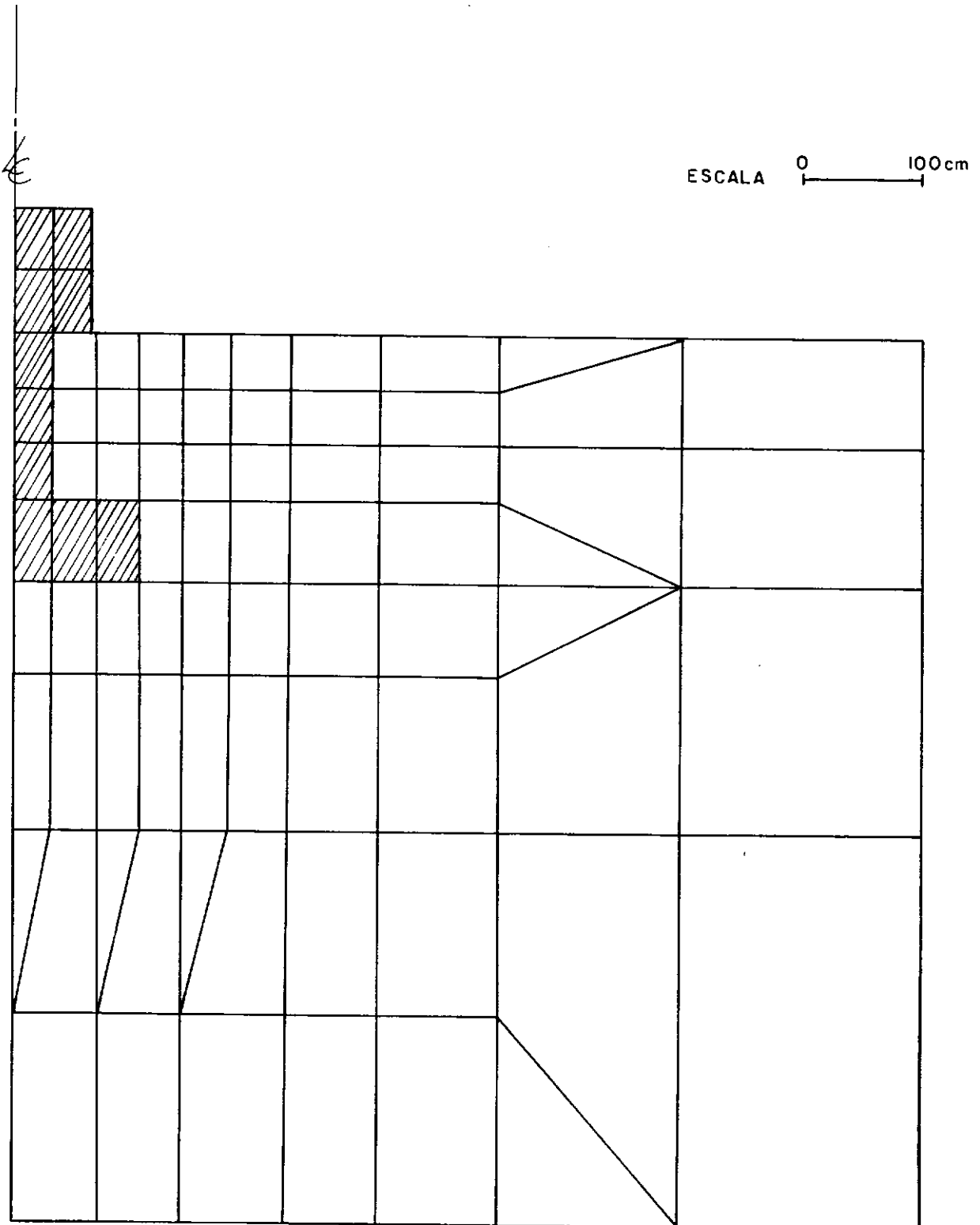


FIG. V.8 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS PARA
A SAPATA S-4.

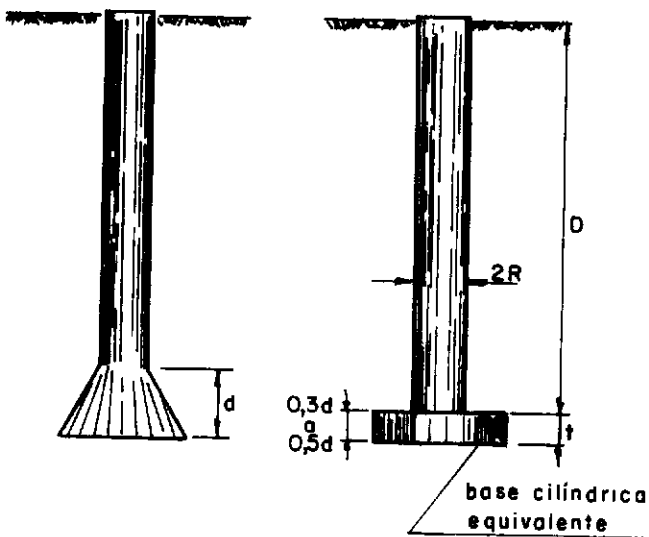


FIG.V.9 - BASES EQUIVALENTES PARA EFEITO DE CÁLCULO DOS TUBULÕES, CONFORME PROPOSTO POR BARATA, PACHECO, DANZIGER E PEREIRA-PINTO (1979)

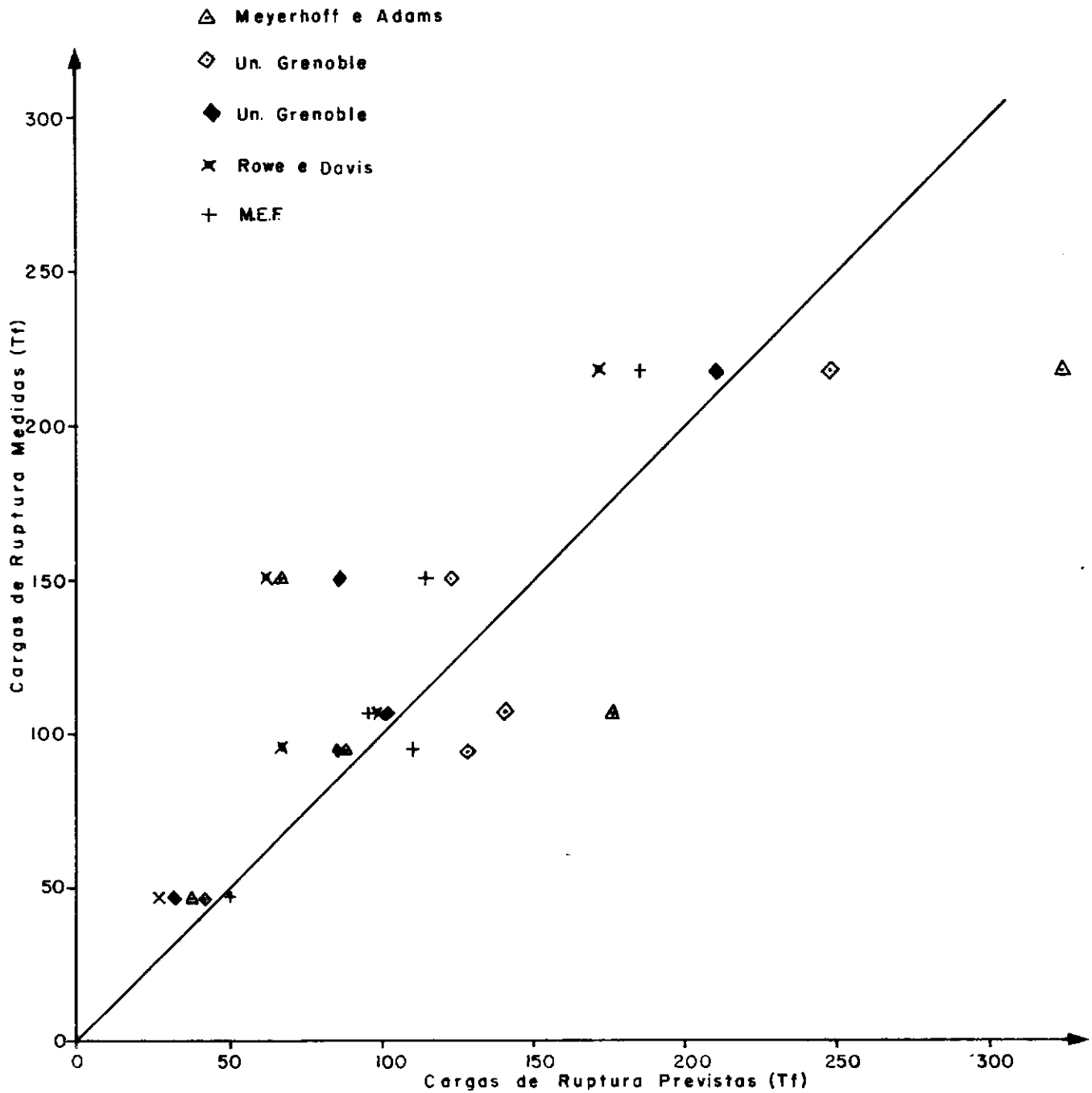


FIG.V.10- CARGAS DE RUPTURA PREVISTAS E MEDIDAS PARA OS TUBULÕES.

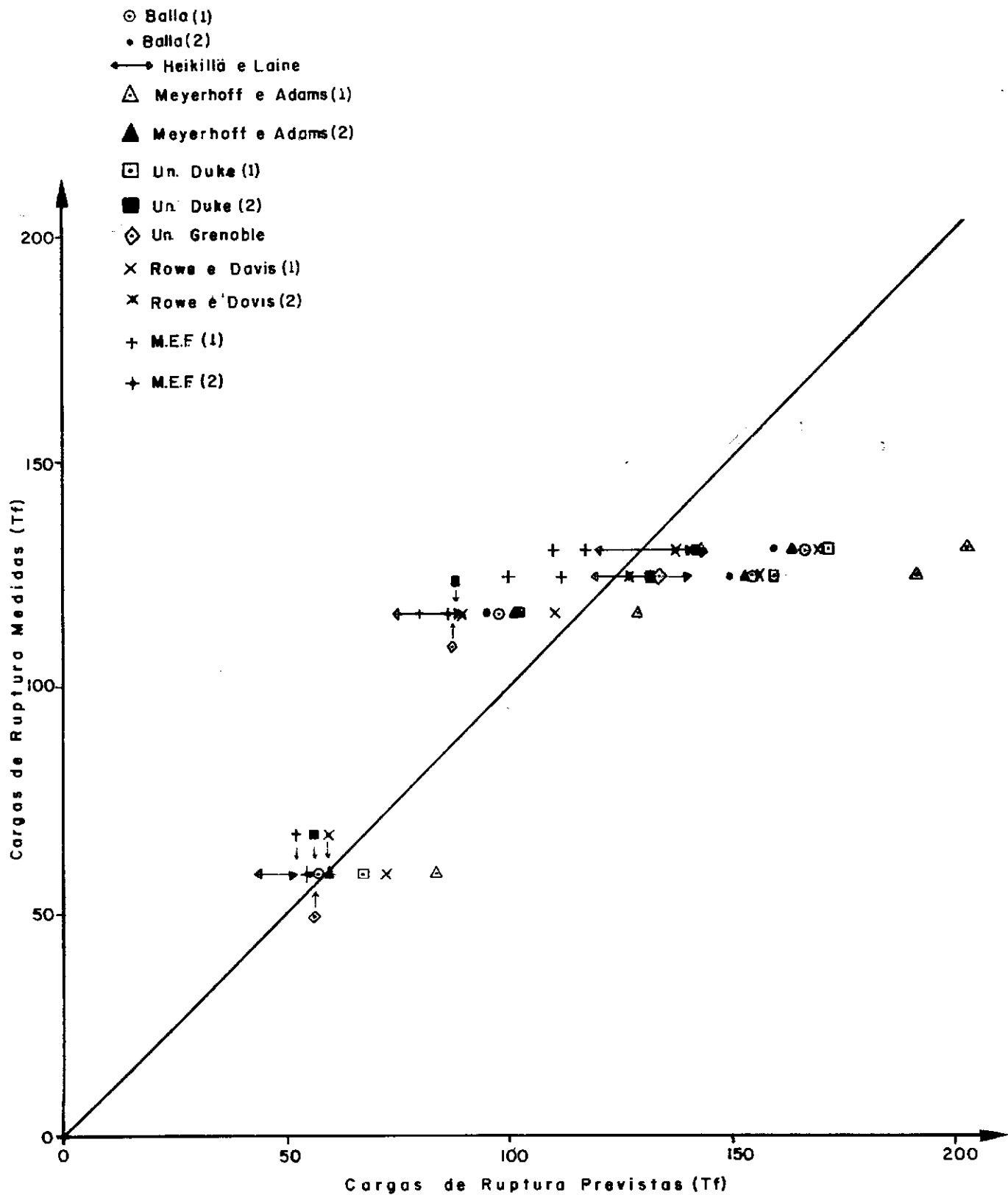


FIG.V.II - CARGAS DE RUPTURA PREVISTAS E MEDIDAS PARA AS SAPATAS

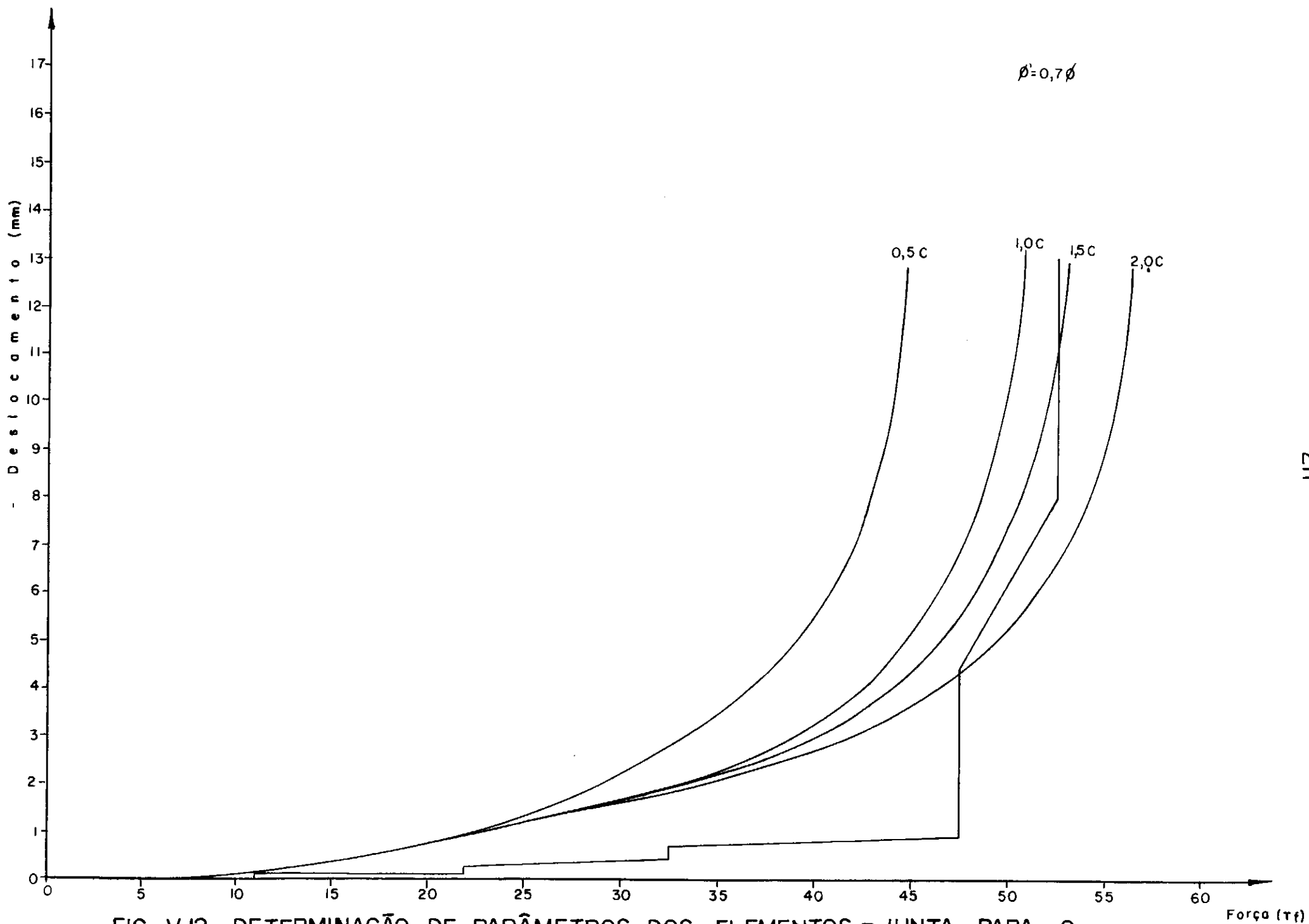


FIG. V.12 - DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DOS ELEMENTOS - JUNTA PARA O TUBULÃO T-6 - VARIAÇÃO DE C' .

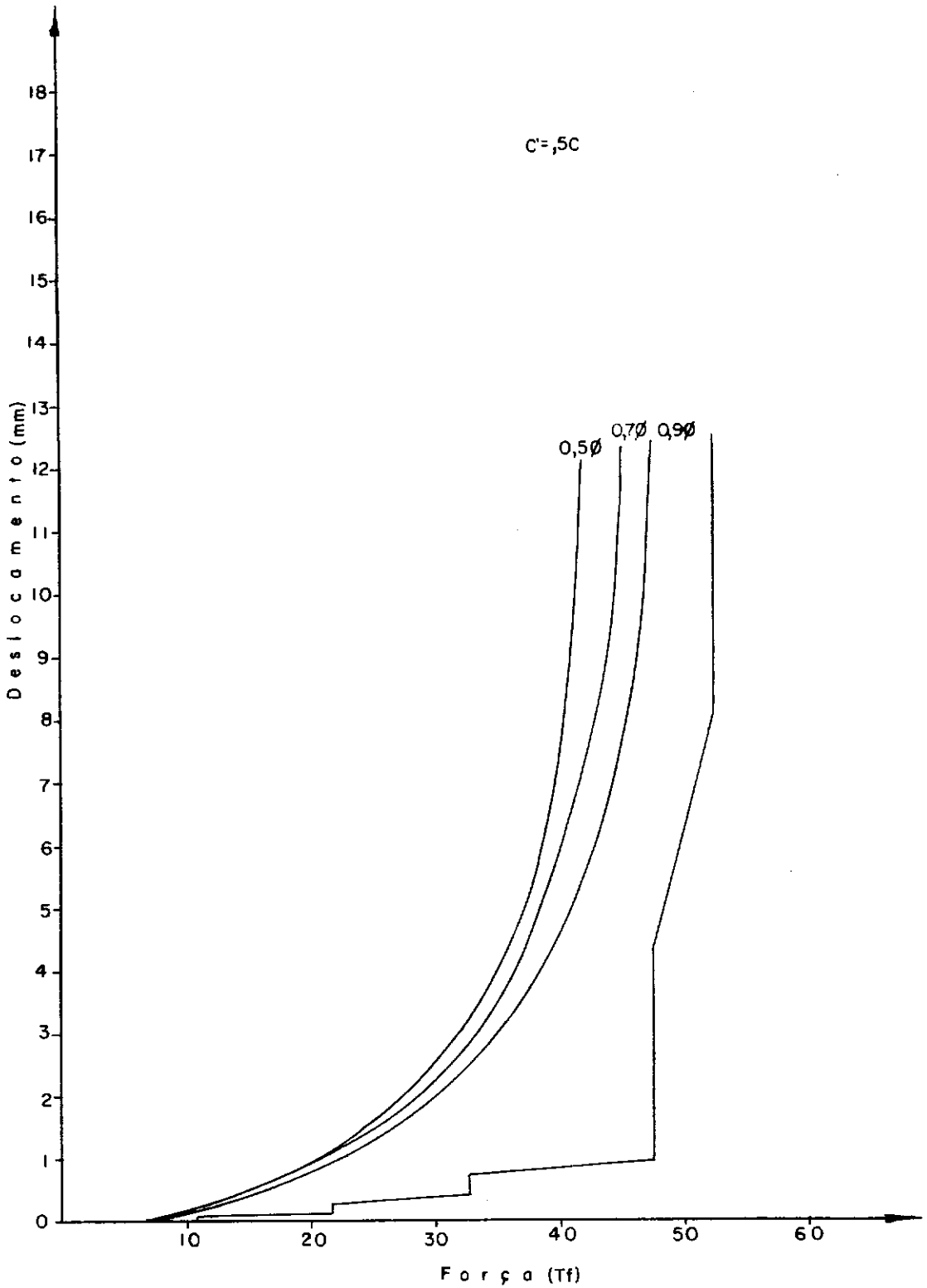


FIG. V.13_ DETERMINAÇÃO DE PARÂMETROS DOS ELEMENTOS-JUNTA PARA O TUBULÃO T-6 _ VARIAÇÕES DE ϕ' .

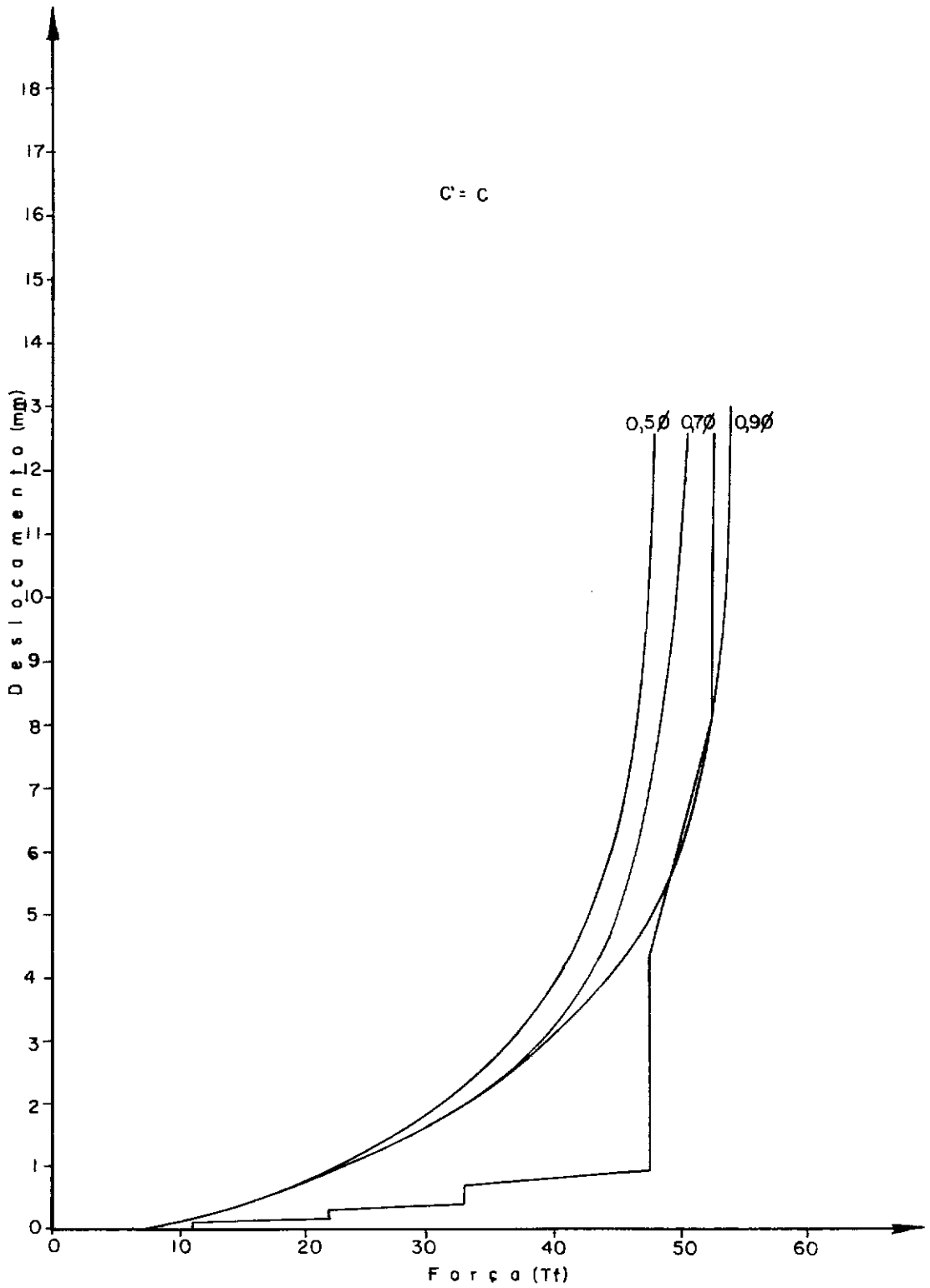


FIG. V.13 _ (CONTINUAÇÃO)

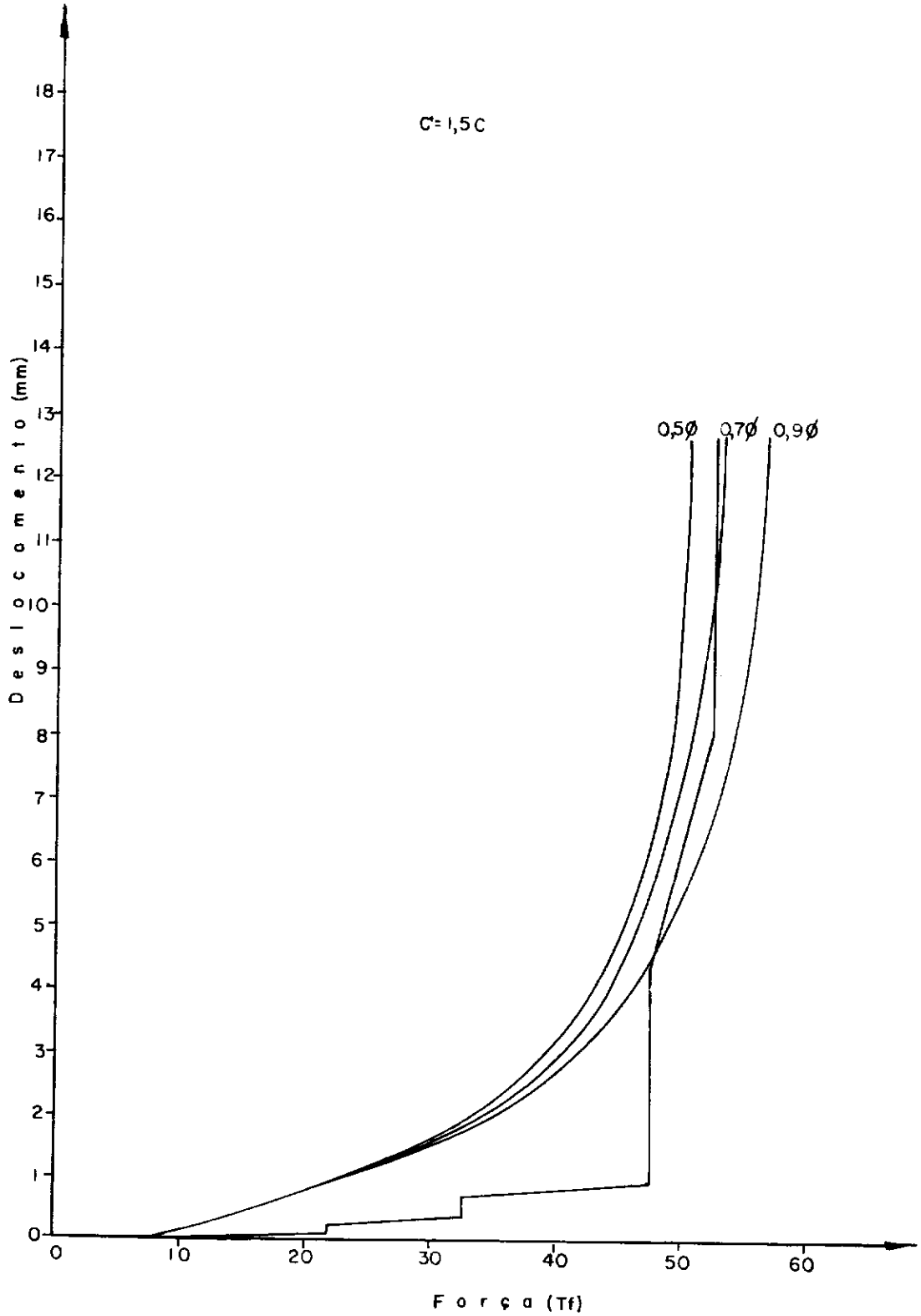


FIG. V.13 _ (CONTINUAÇÃO)

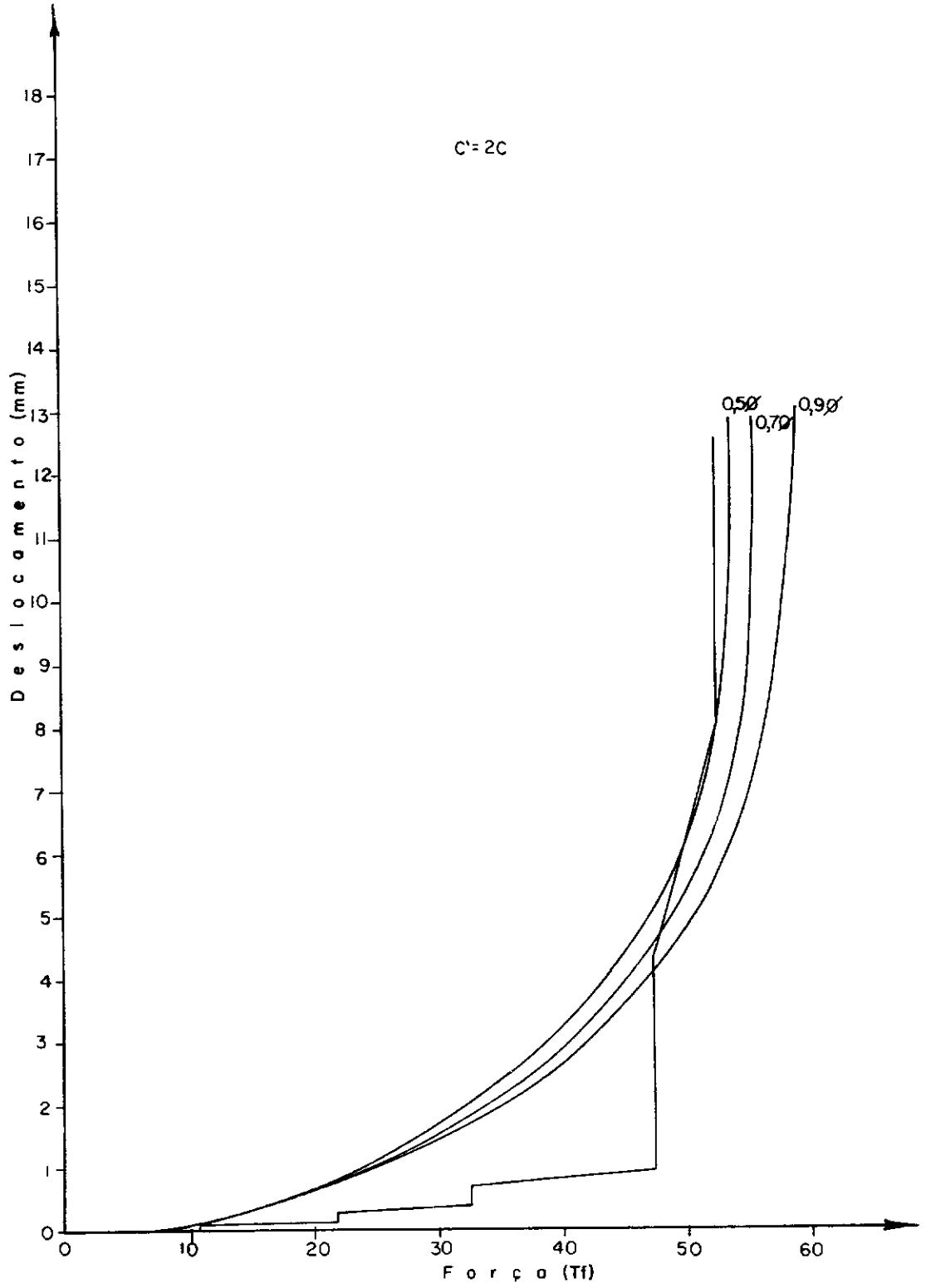
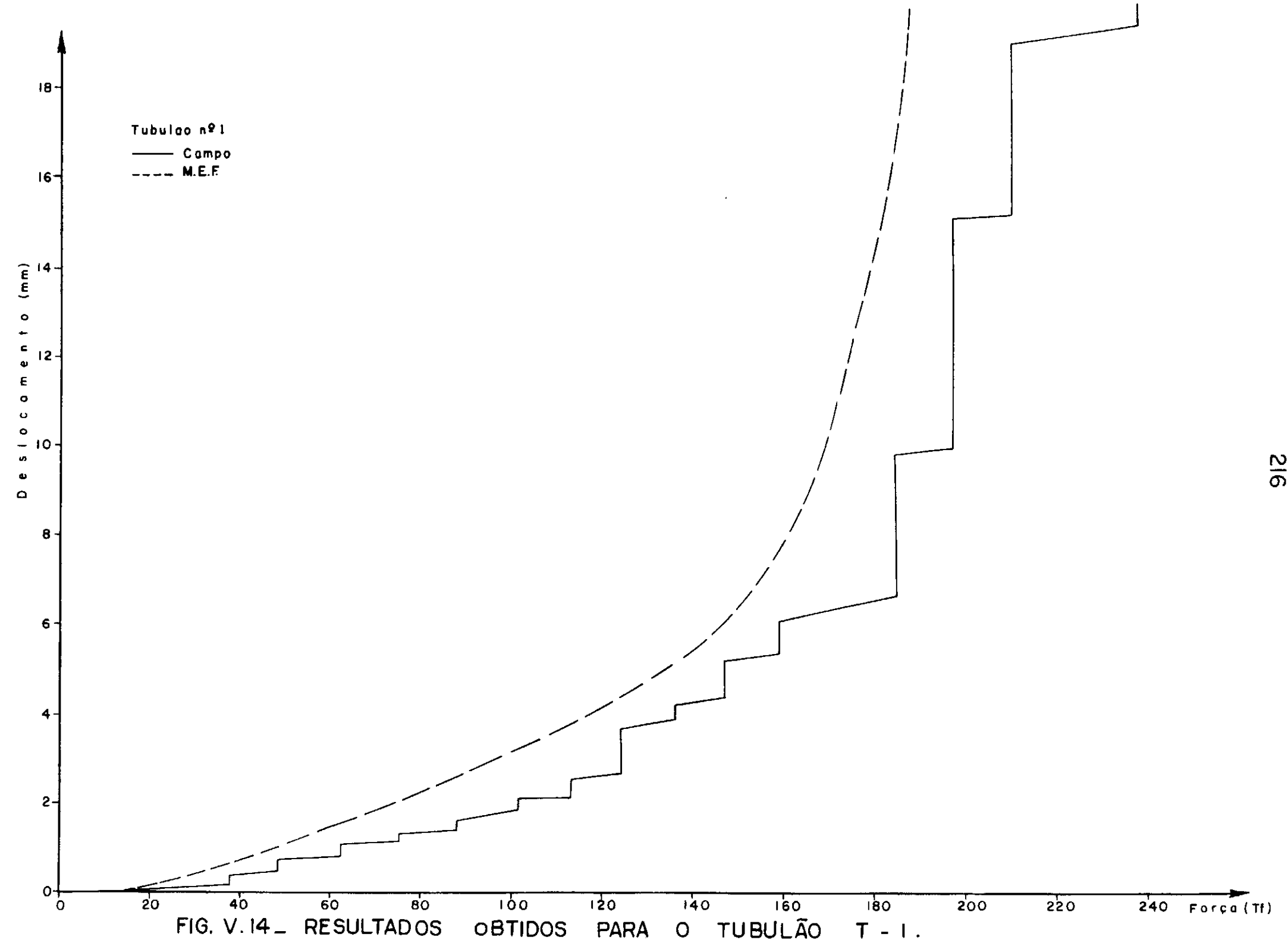


FIG. V.13 - (CONTINUAÇÃO)



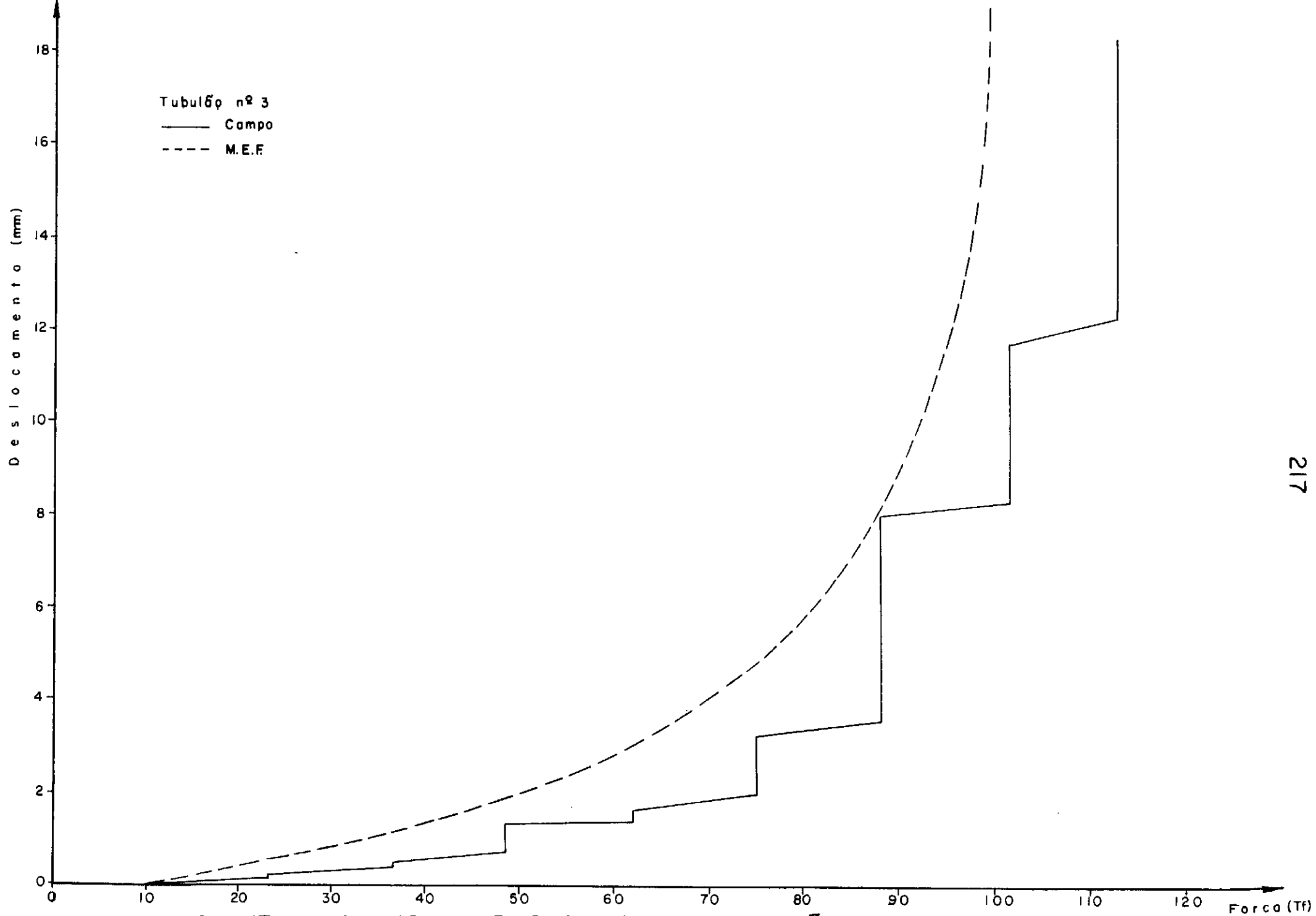


FIG. V.15 - RESULTADOS OBTIDOS PARA O TUBULÃO T - 3.

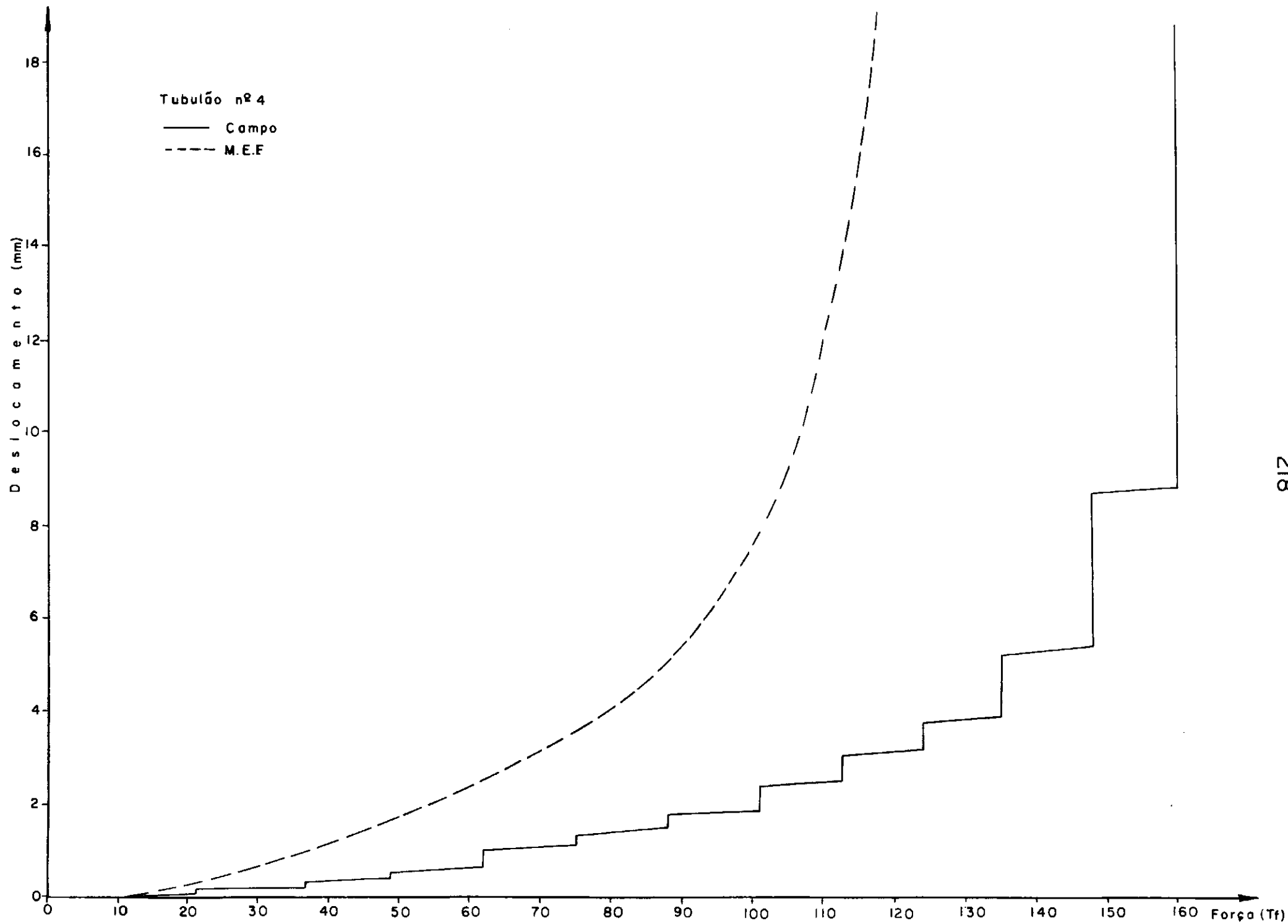


FIG.V.16 - RESULTADOS OBTIDOS PARA O TUBULÃO T-4.

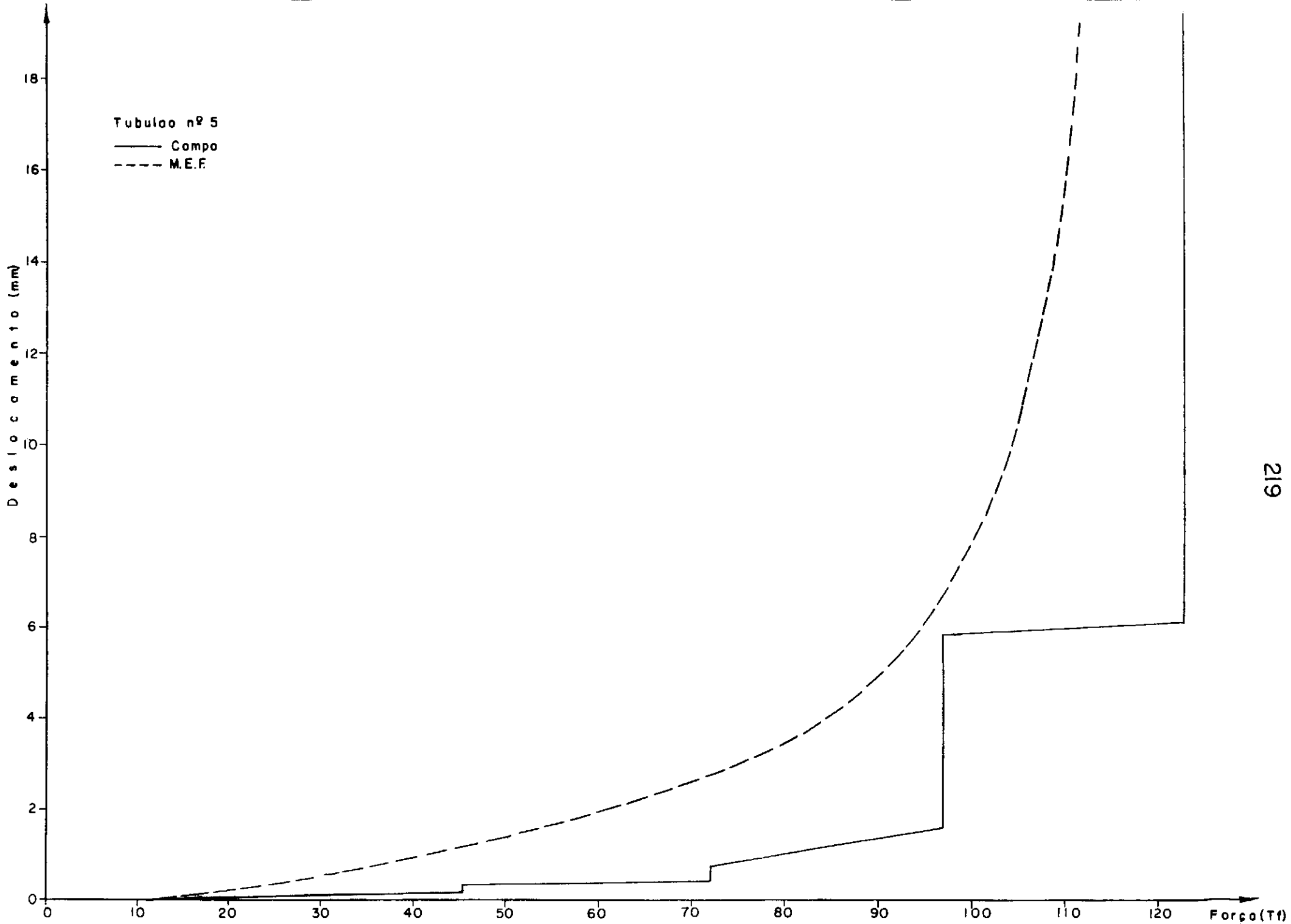


FIG. V. 17 - RESULTADOS OBTIDOS PARA O TUBULÃO T-5.

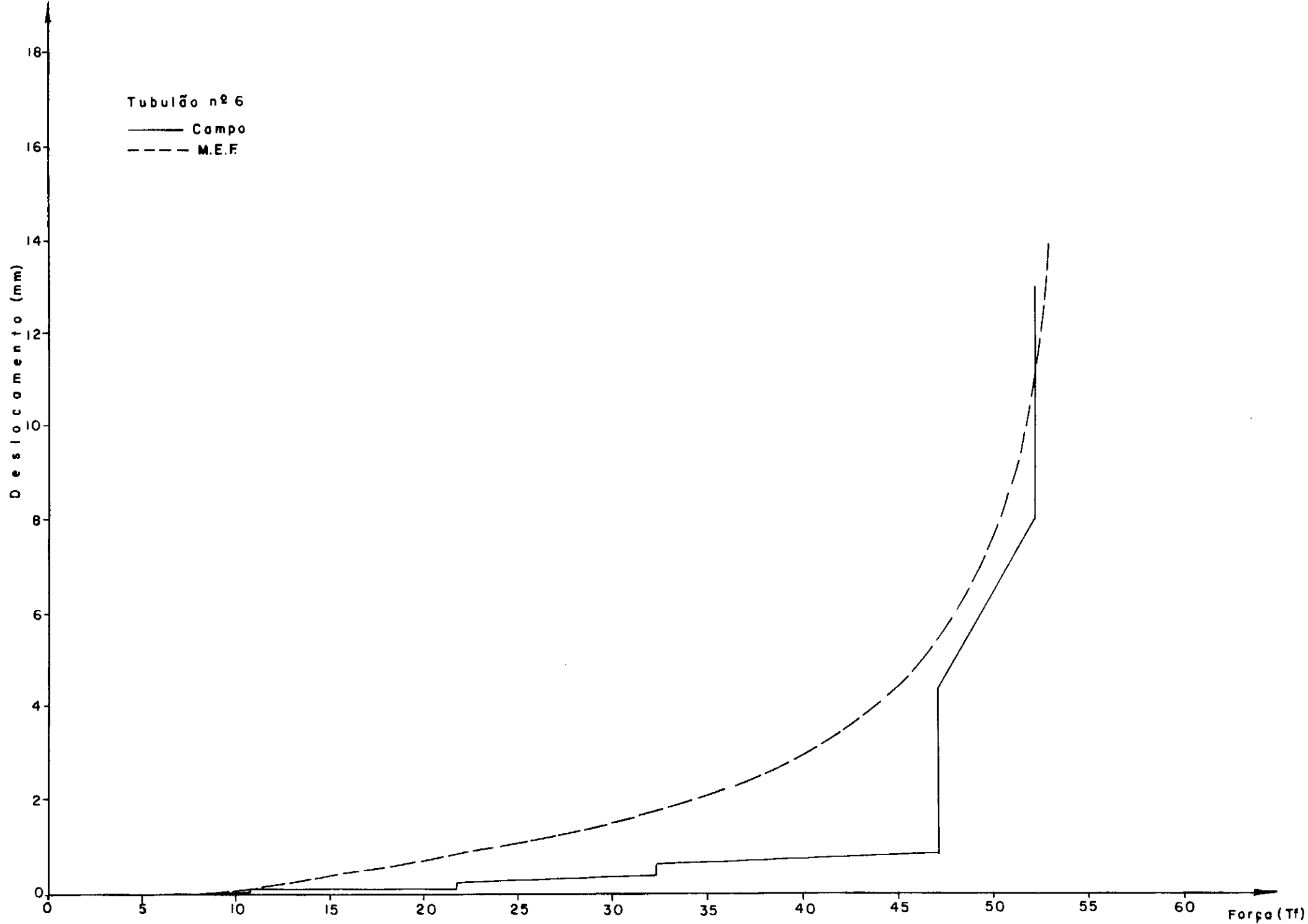


FIG. V. 18 - RESULTADOS OBTIDOS PARA O TUBULÃO T- 6.

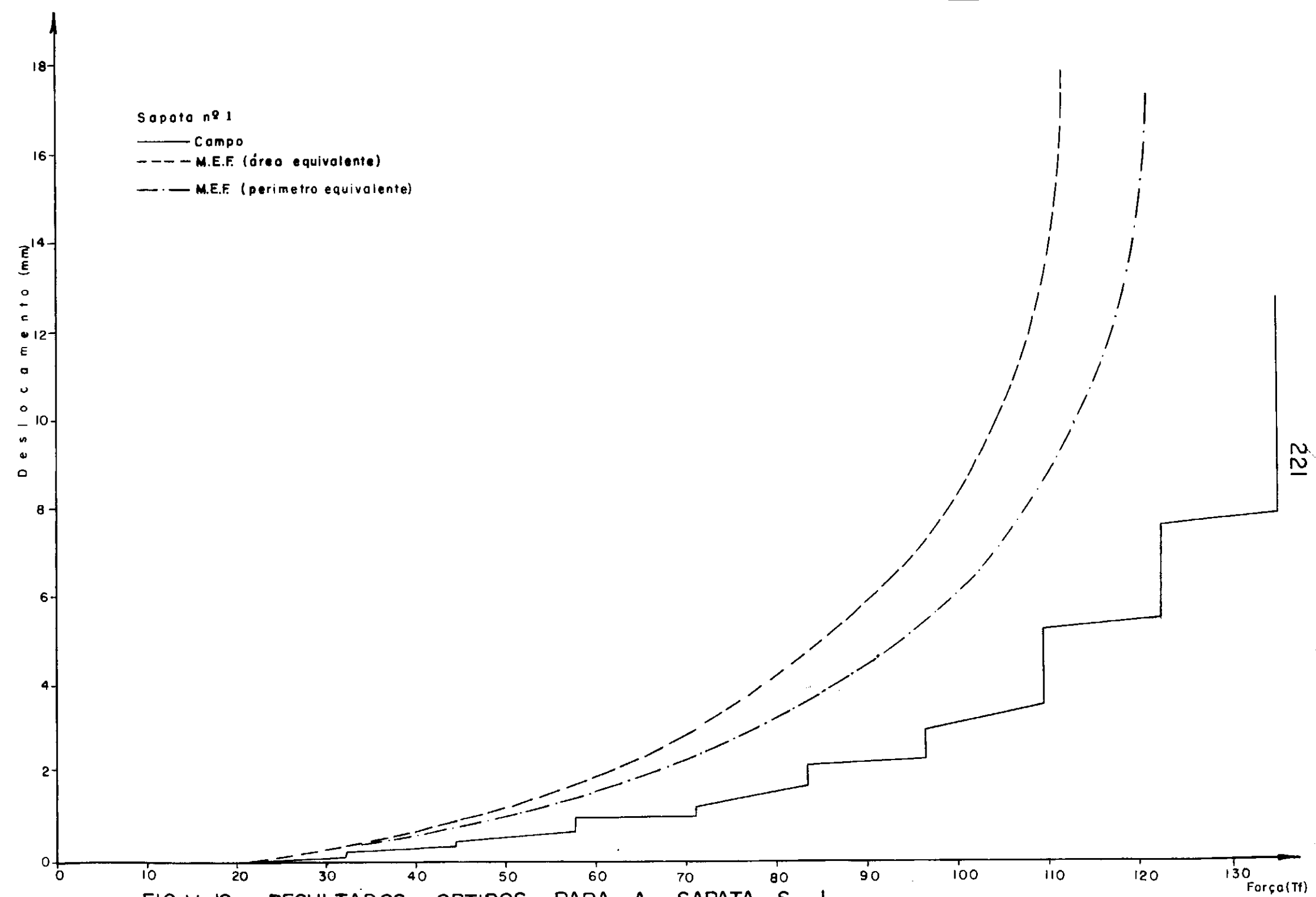


FIG.V. 19 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A SAPATA S - I.

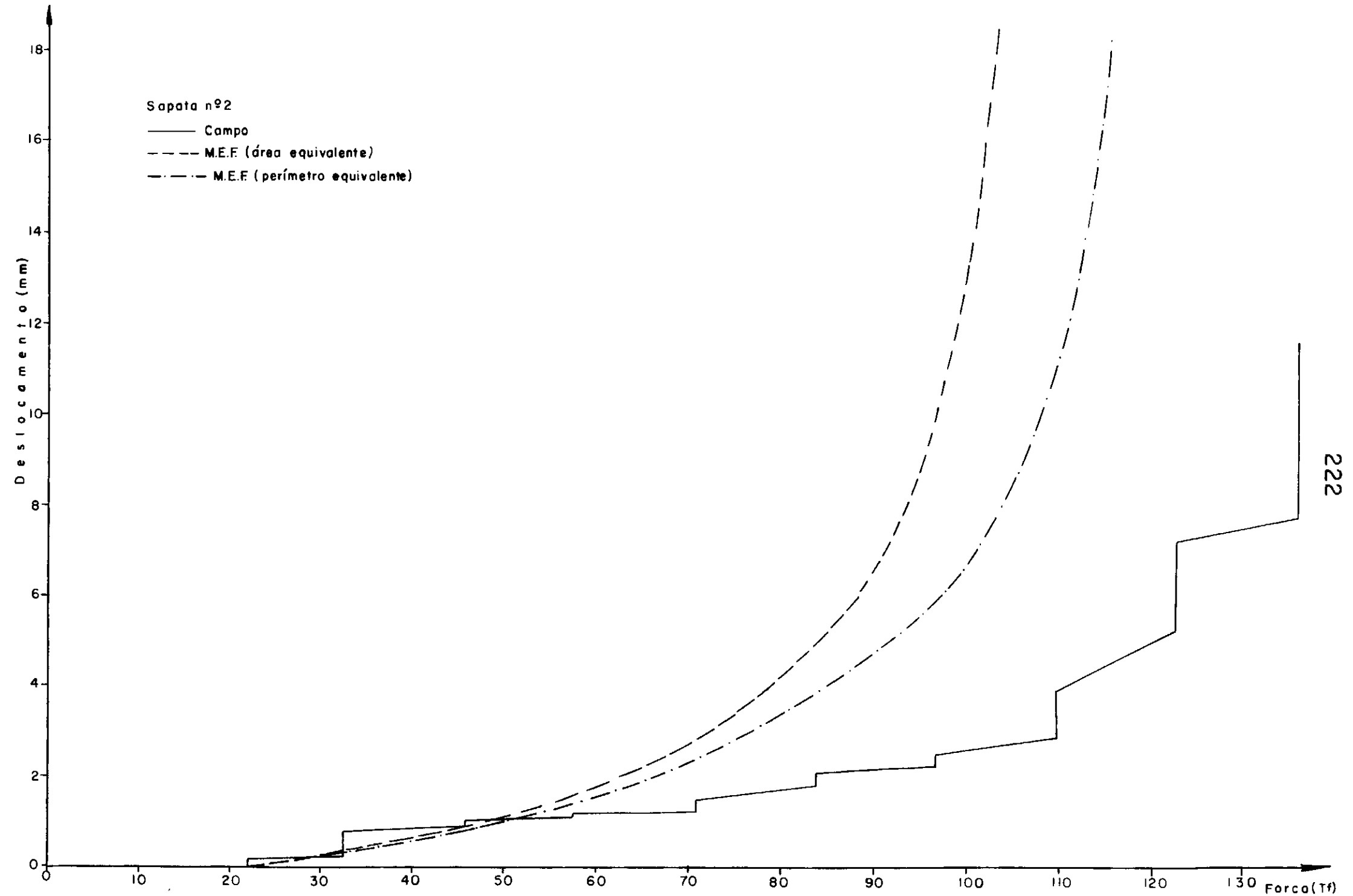


FIG. V. 20 — RESULTADOS OBTIDOS PARA A SAPATA S - 2 .

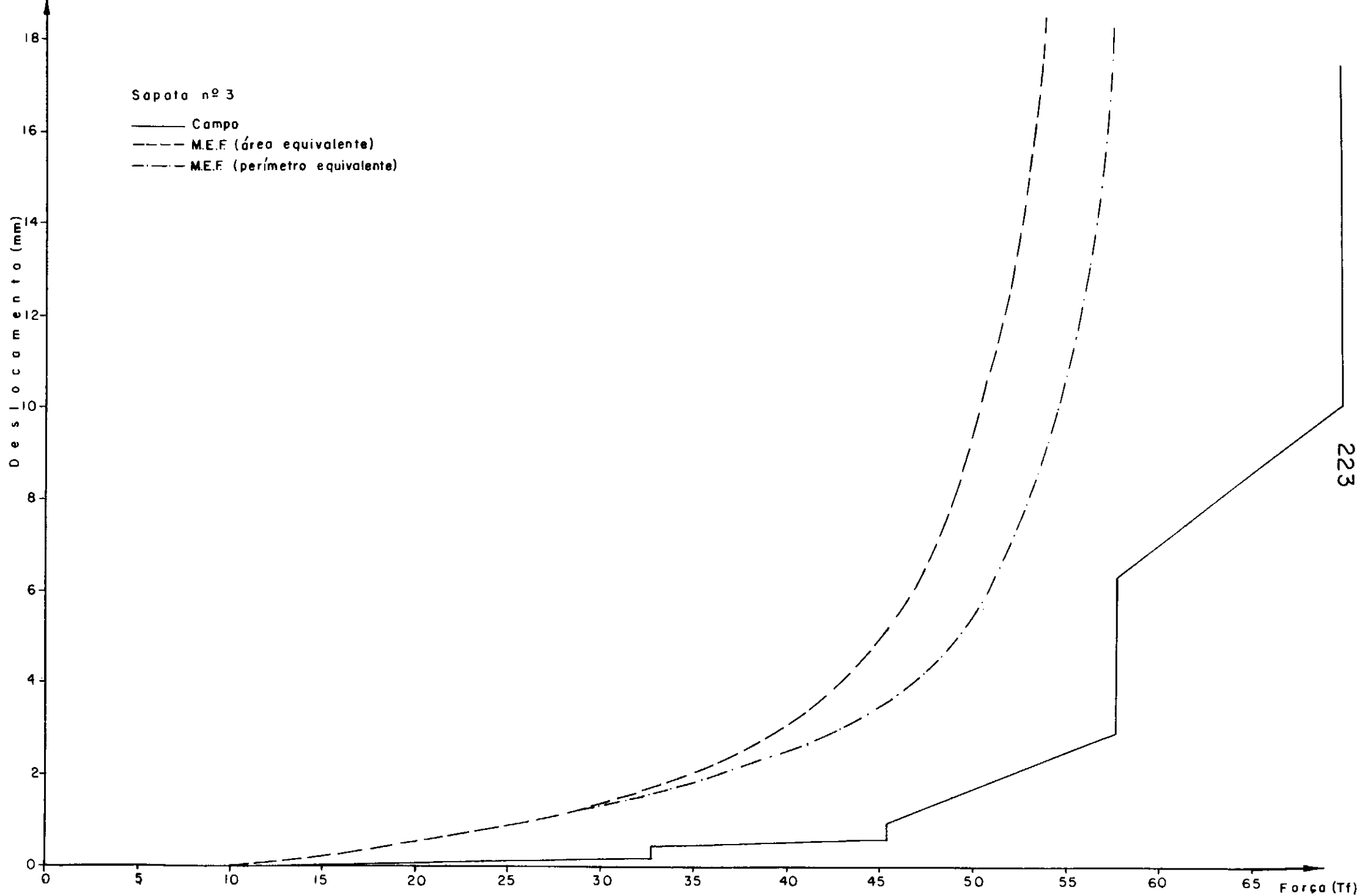


FIG. V.21 - RESULTADOS OBTIDOS PARA A SAPATA S - 3 .

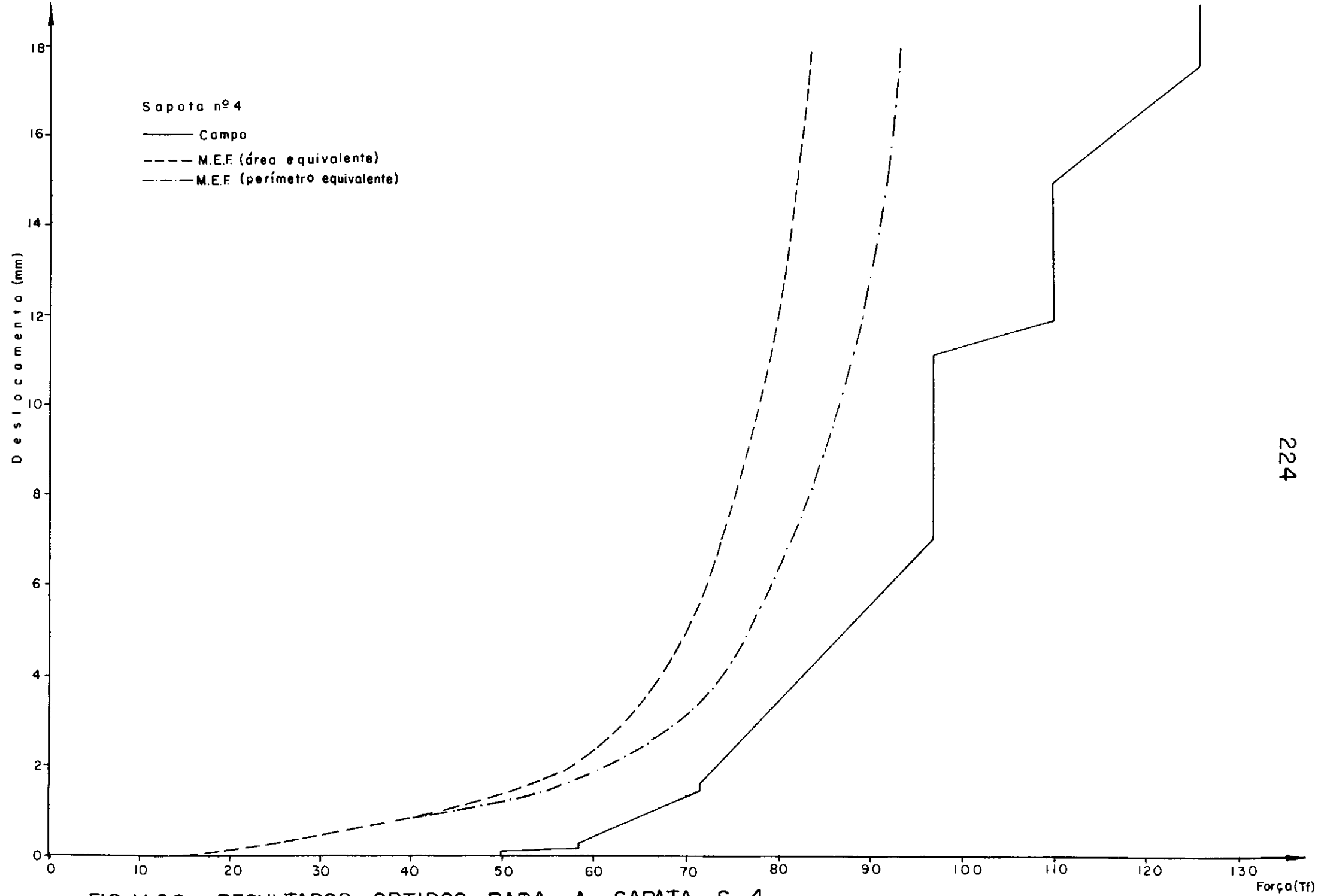


FIG. V.22 _ RESULTADOS OBTIDOS PARA A SAPATA S-4.

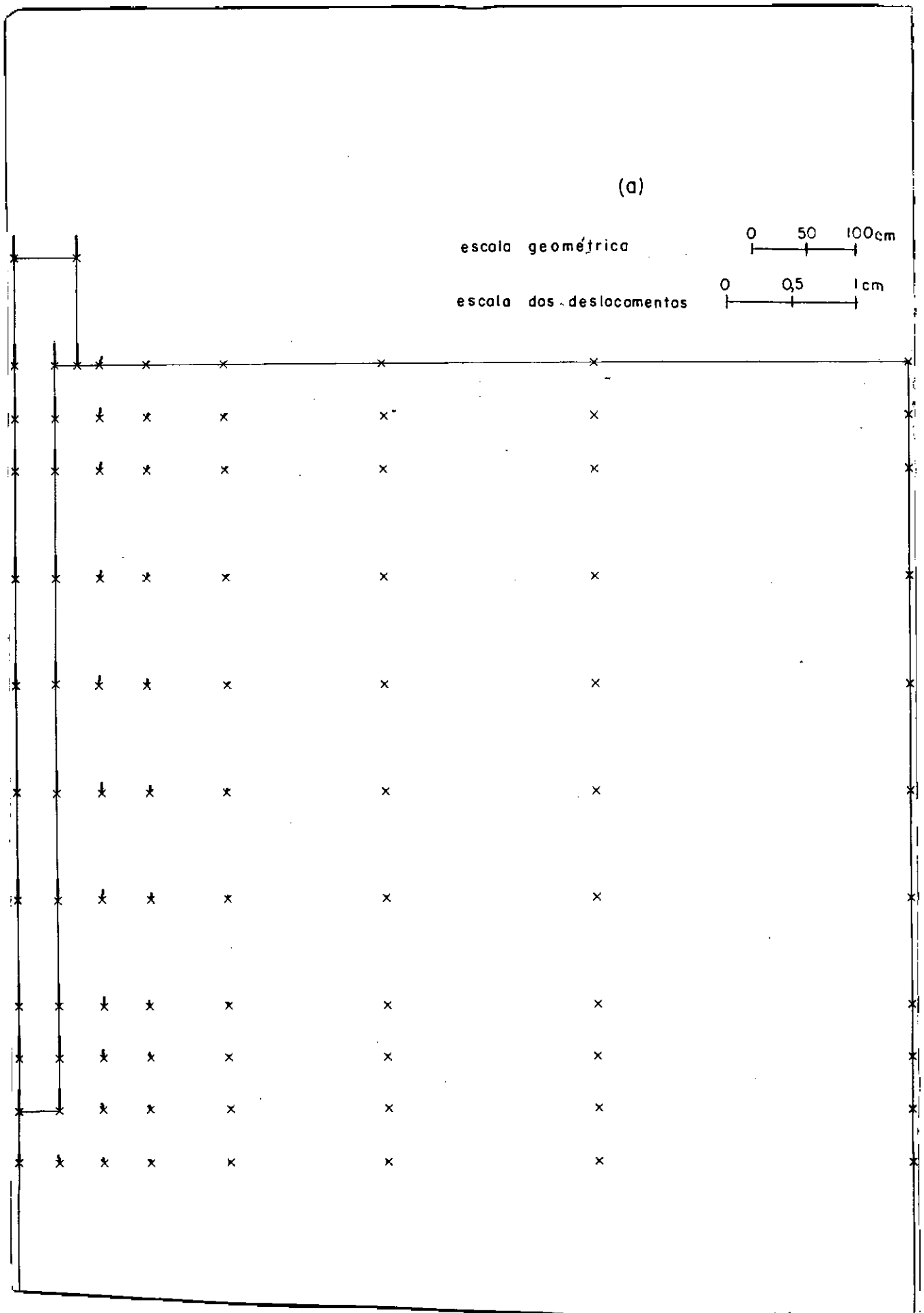


FIG. V. 23 - CAMPO DE DESLOCAMENTOS PARA O
TUBULÃO T-4, EM DIVERSOS ES-
TÁGIOS DE CARREGAMENTO

(b)

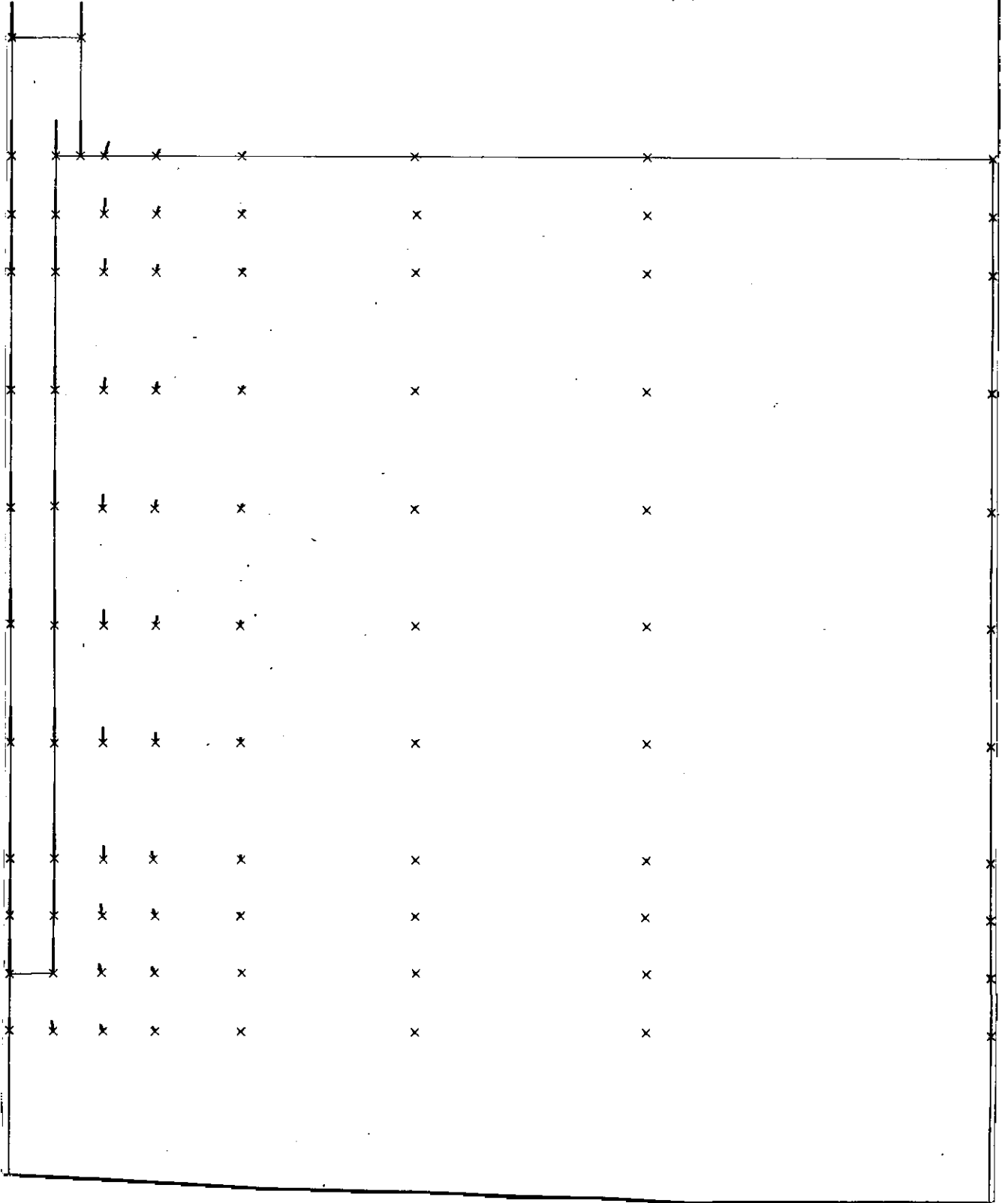


FIG. V. 23 - (CONTINUAÇÃO)

(c)

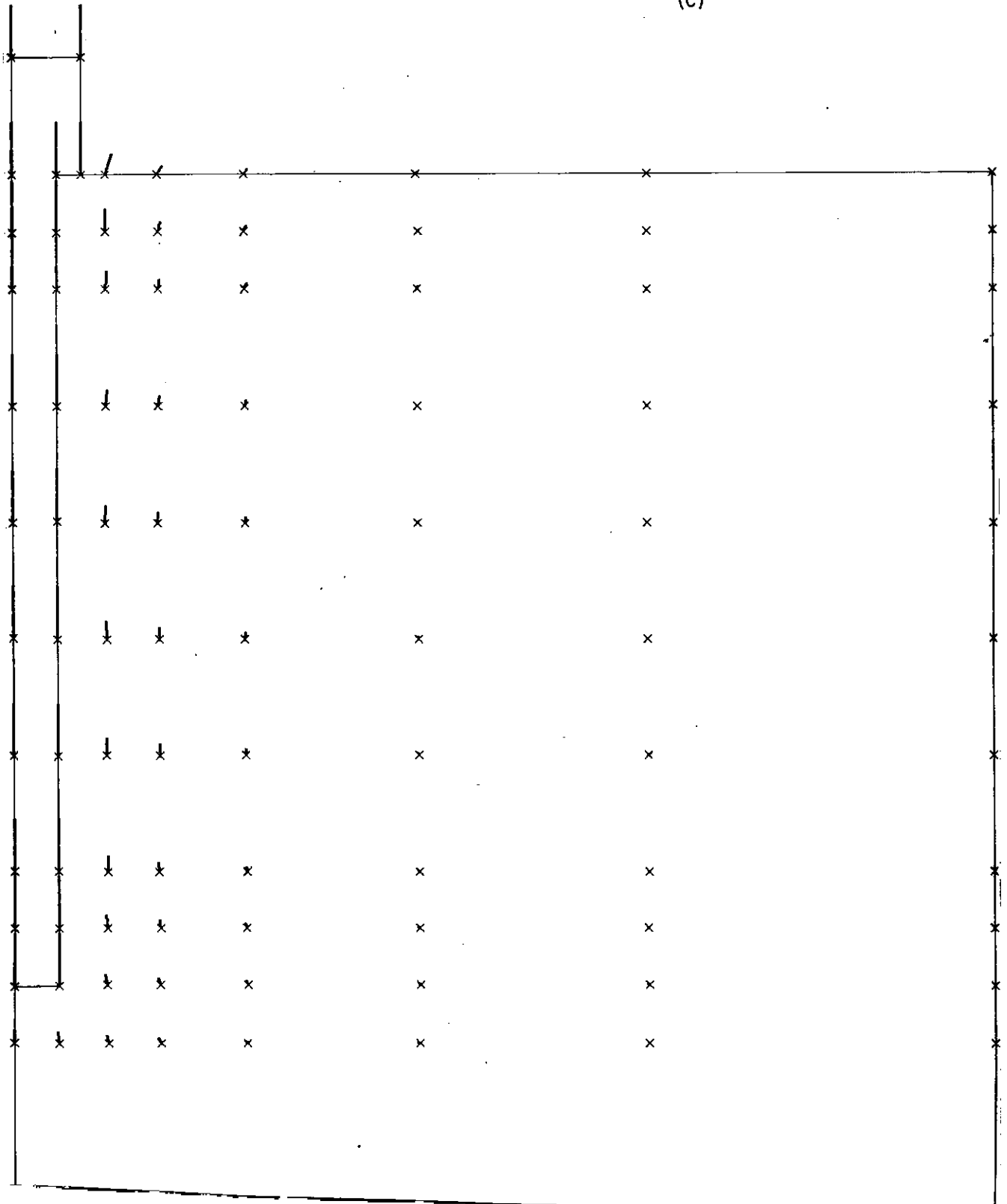


FIG. V.23 - (CONTINUAÇÃO)

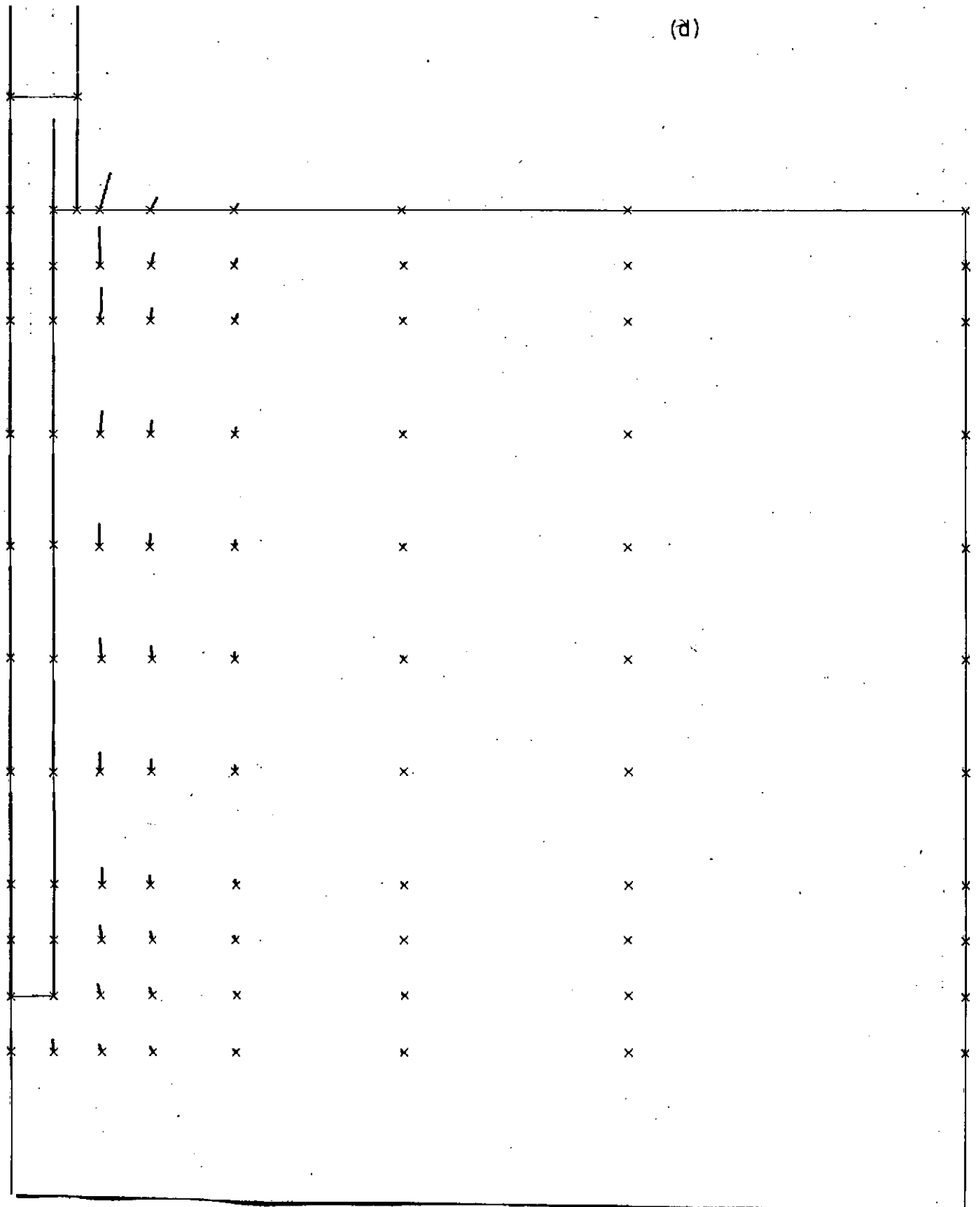


FIG. V. 23 - (CONTINUAÇÃO)

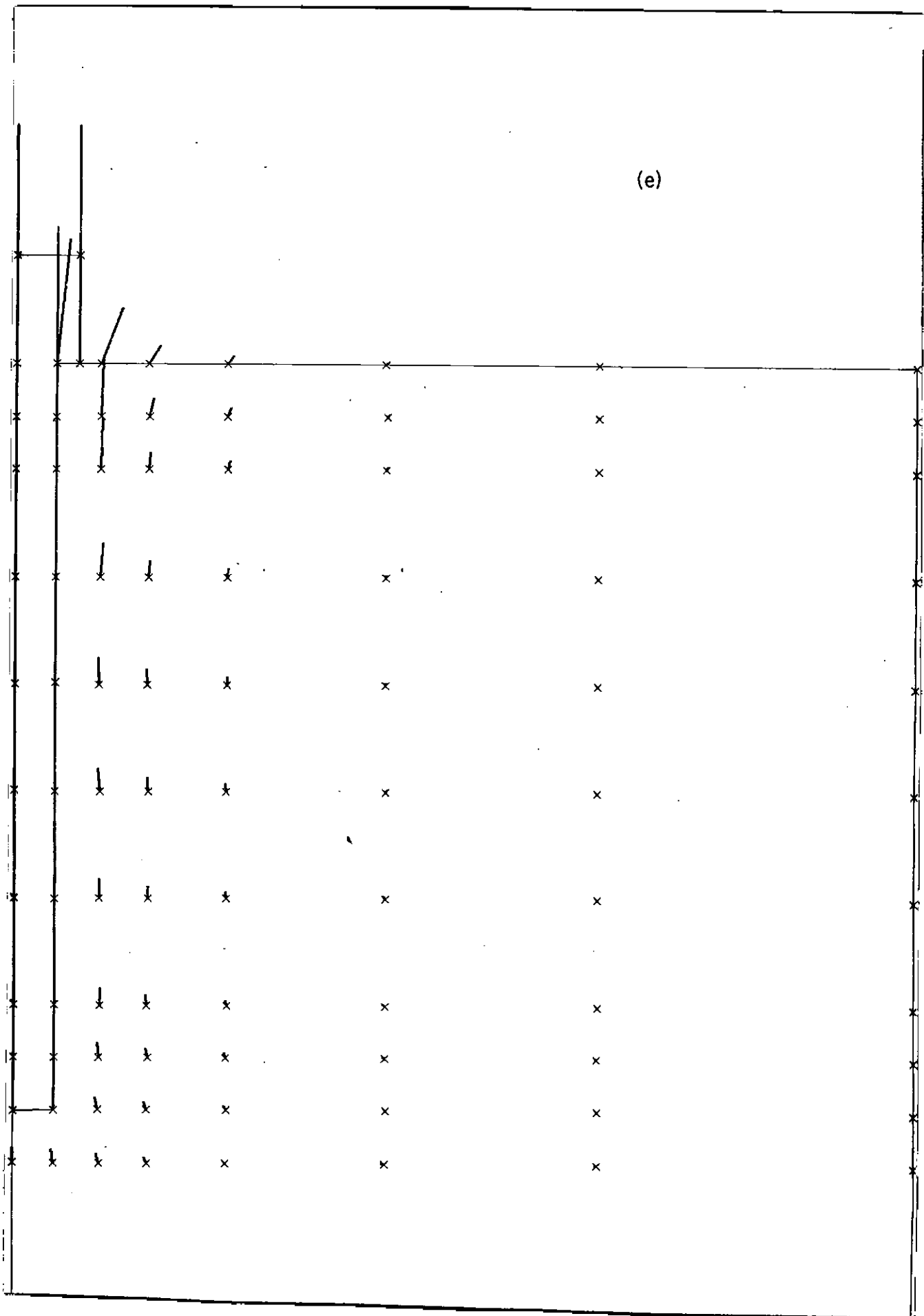


FIG. V. 23 - (CONTINUAÇÃO)

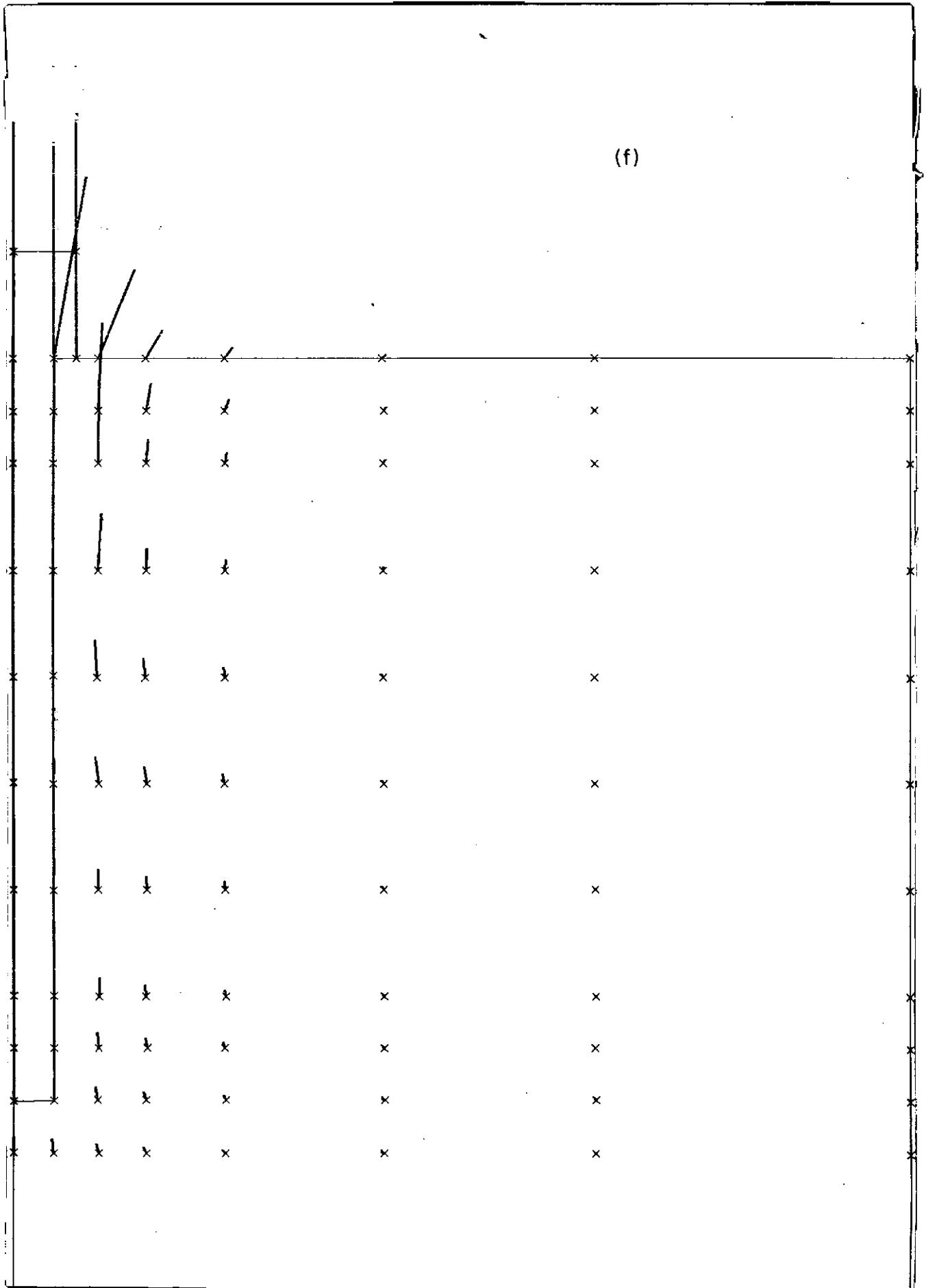


FIG. V.23 _ (CONTINUAÇÃO)

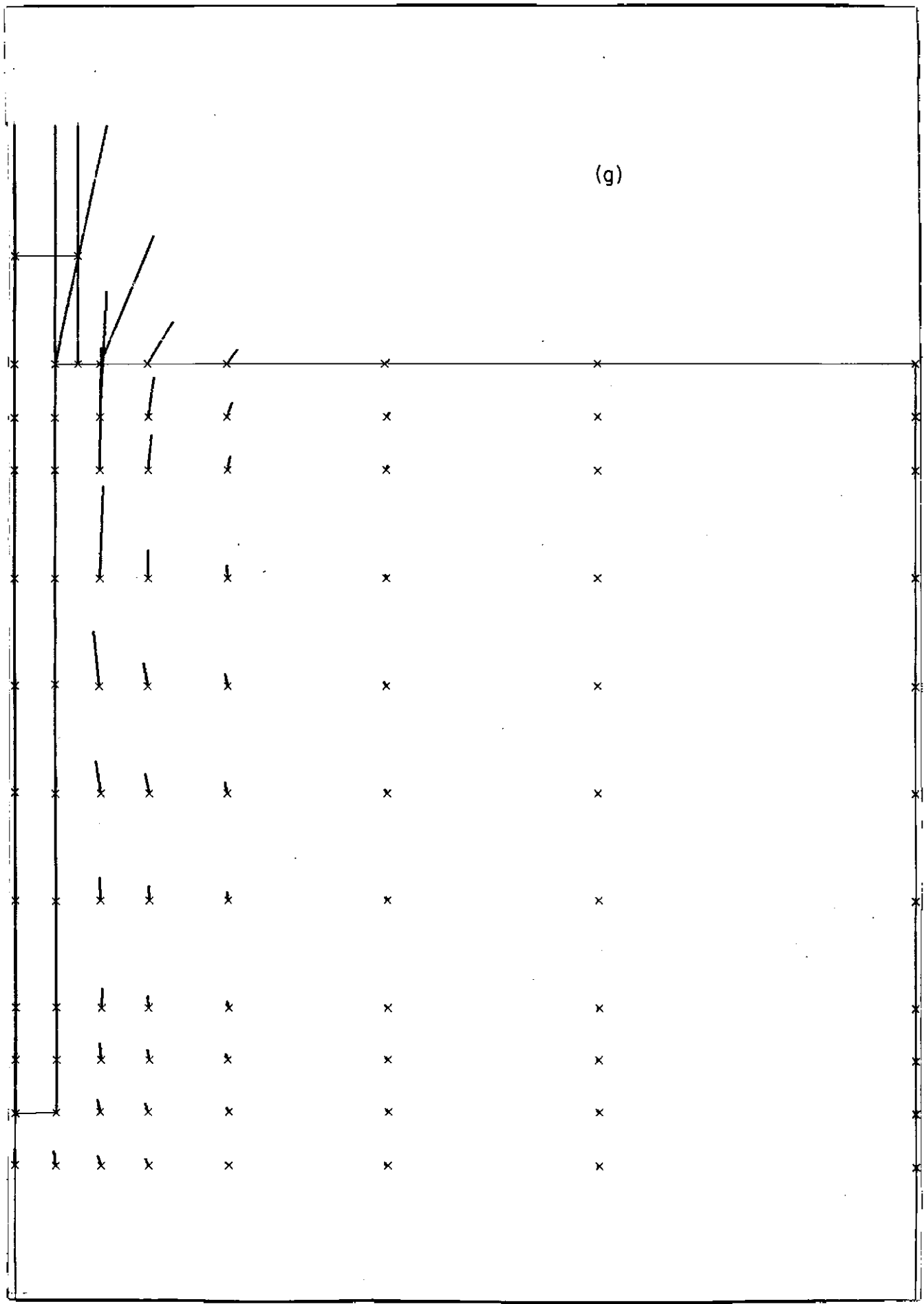


FIG. V.23 - (CONTINUAÇÃO)

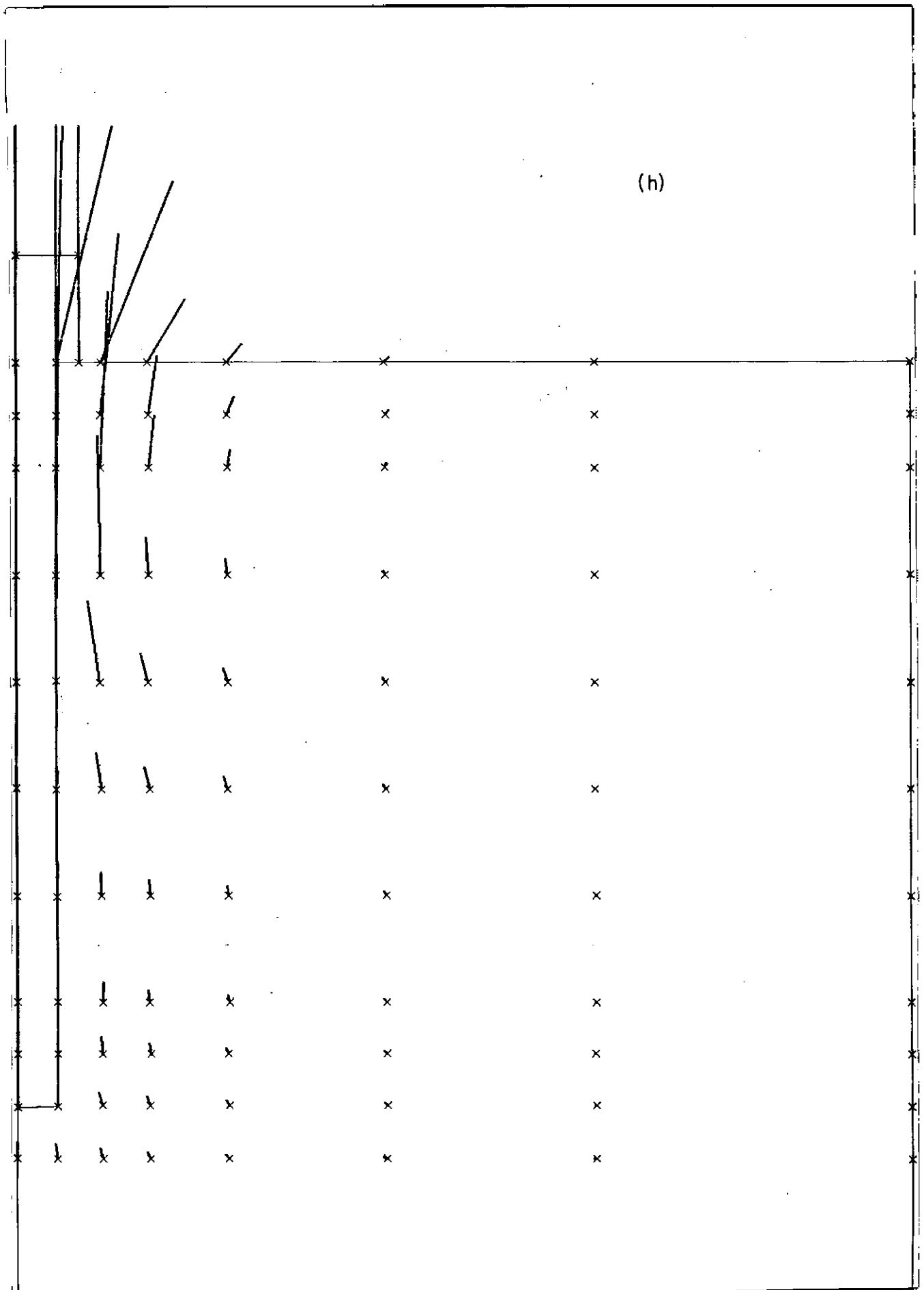


FIG. V. 23 _ (CONTINUAÇÃO)

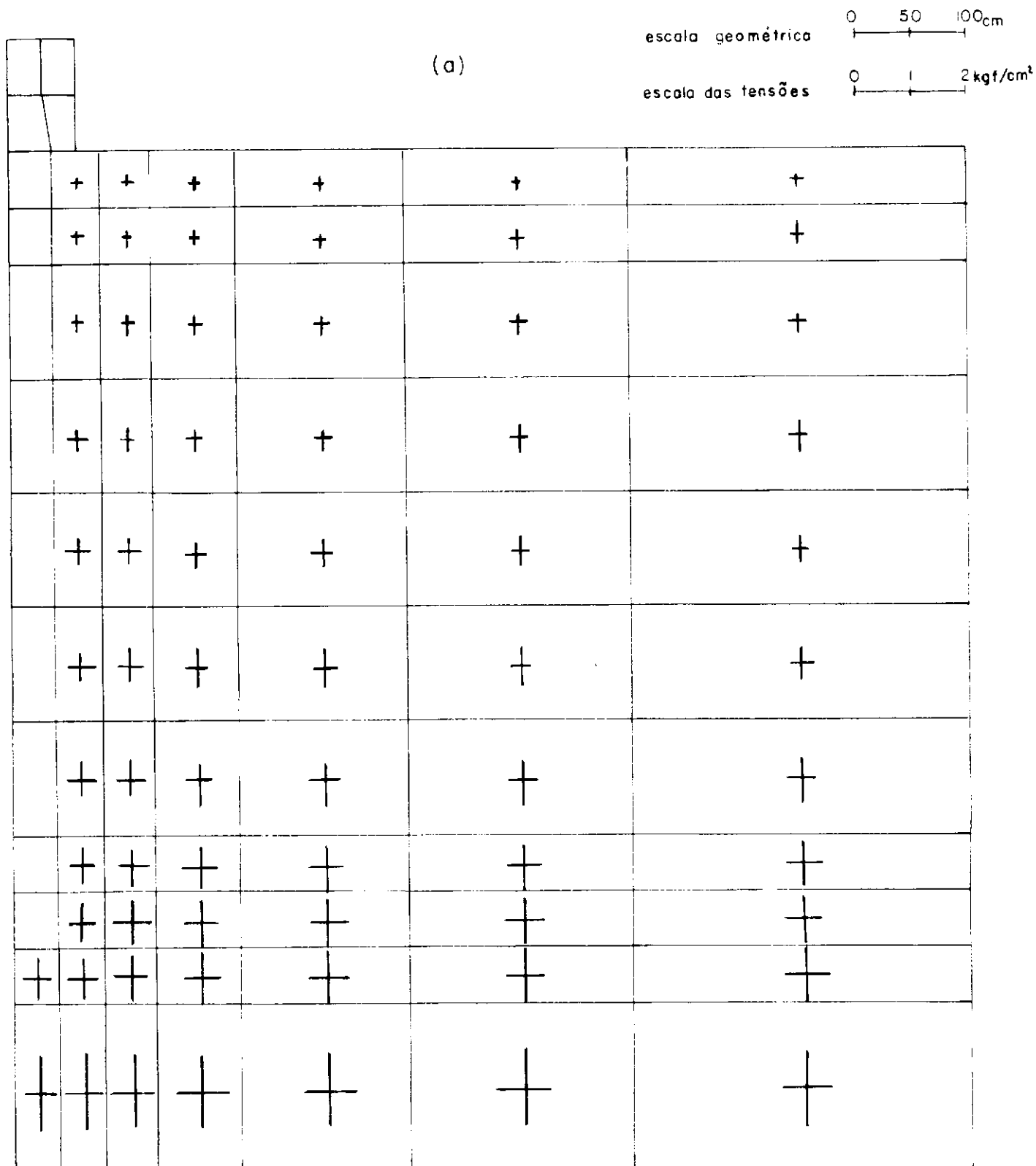


FIG. V24- CAMPO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA TUBULÃO T-4,
EM DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(c)

	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+

FIG. V24 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

	x	x	+	+	+	+
	x	x	+	+	+	+
	x	x	+	+	+	+
	x	+	+	+	+	+
	x	x	+	+	+	+
	x	x	+	+	+	+
	x	+	+	+	+	+
	x	+	+	+	+	+
	x	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+

FIG. V.24 - (CONTINUAÇÃO)

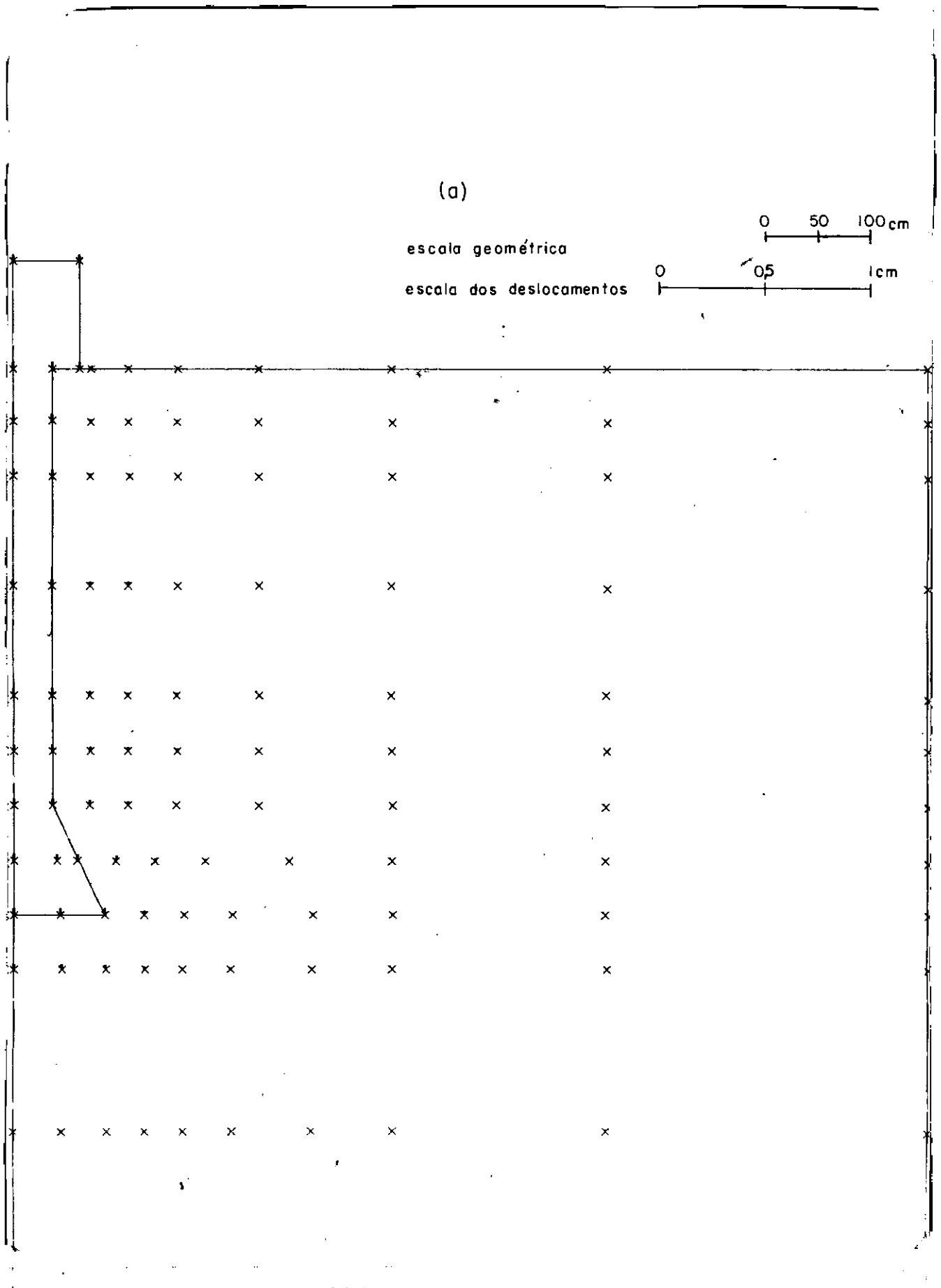


FIG. V25 – CAMPO DE DESLOCAMENTOS PARA TUBULÃO T-3,
EM DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(b)

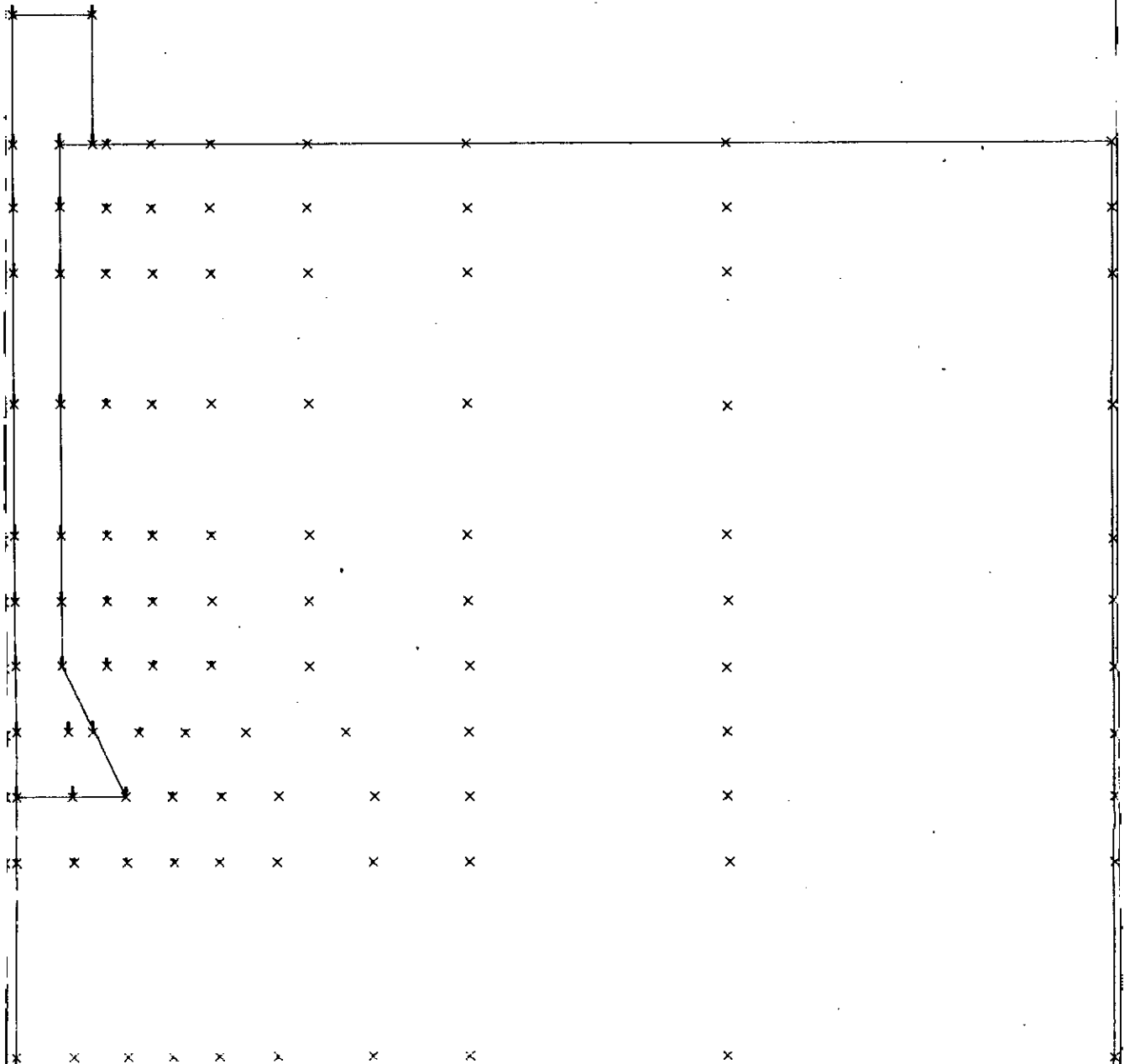


FIG. V25 - (CONTINUAÇÃO)

(c)

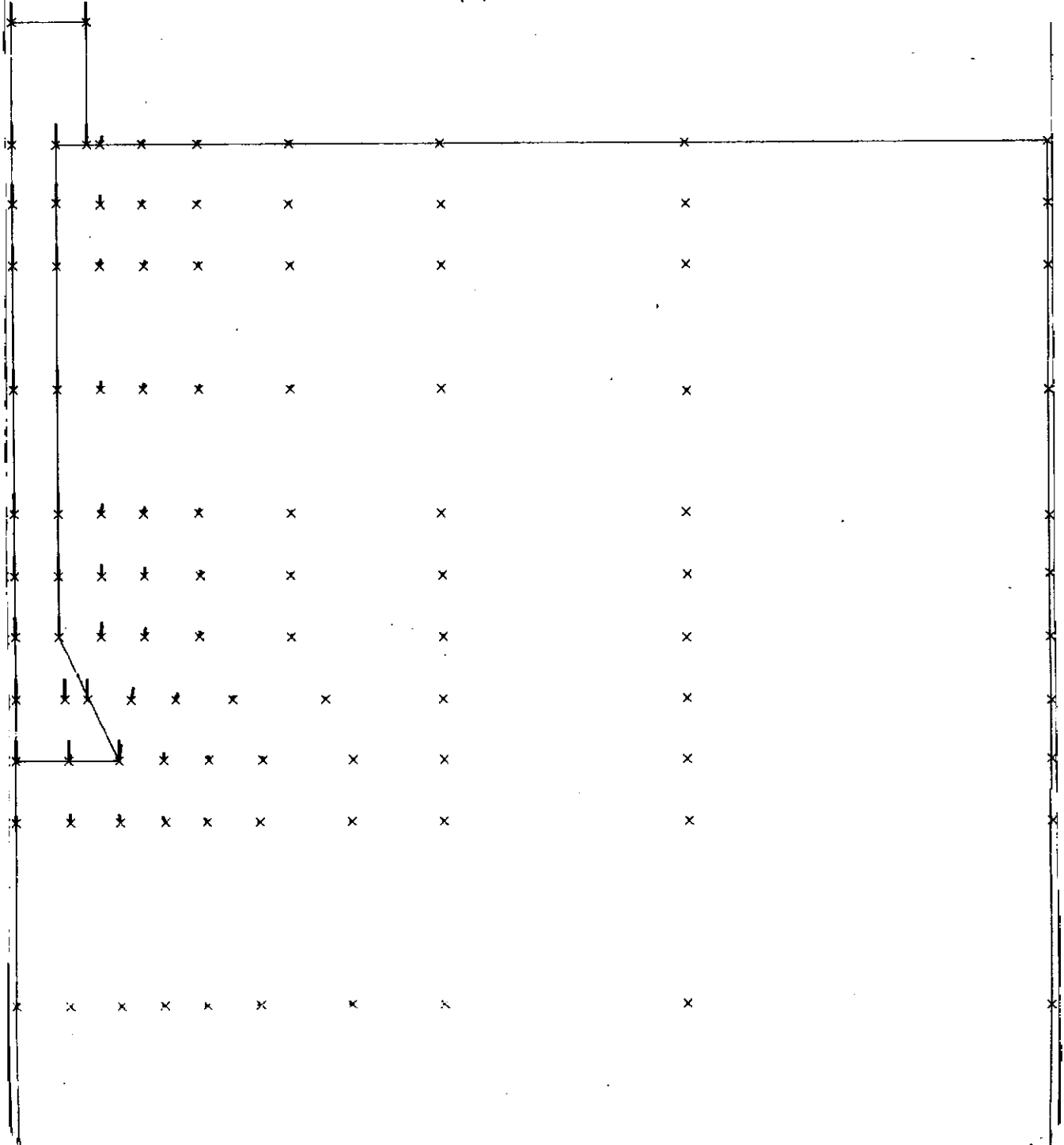


FIG. V.25 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

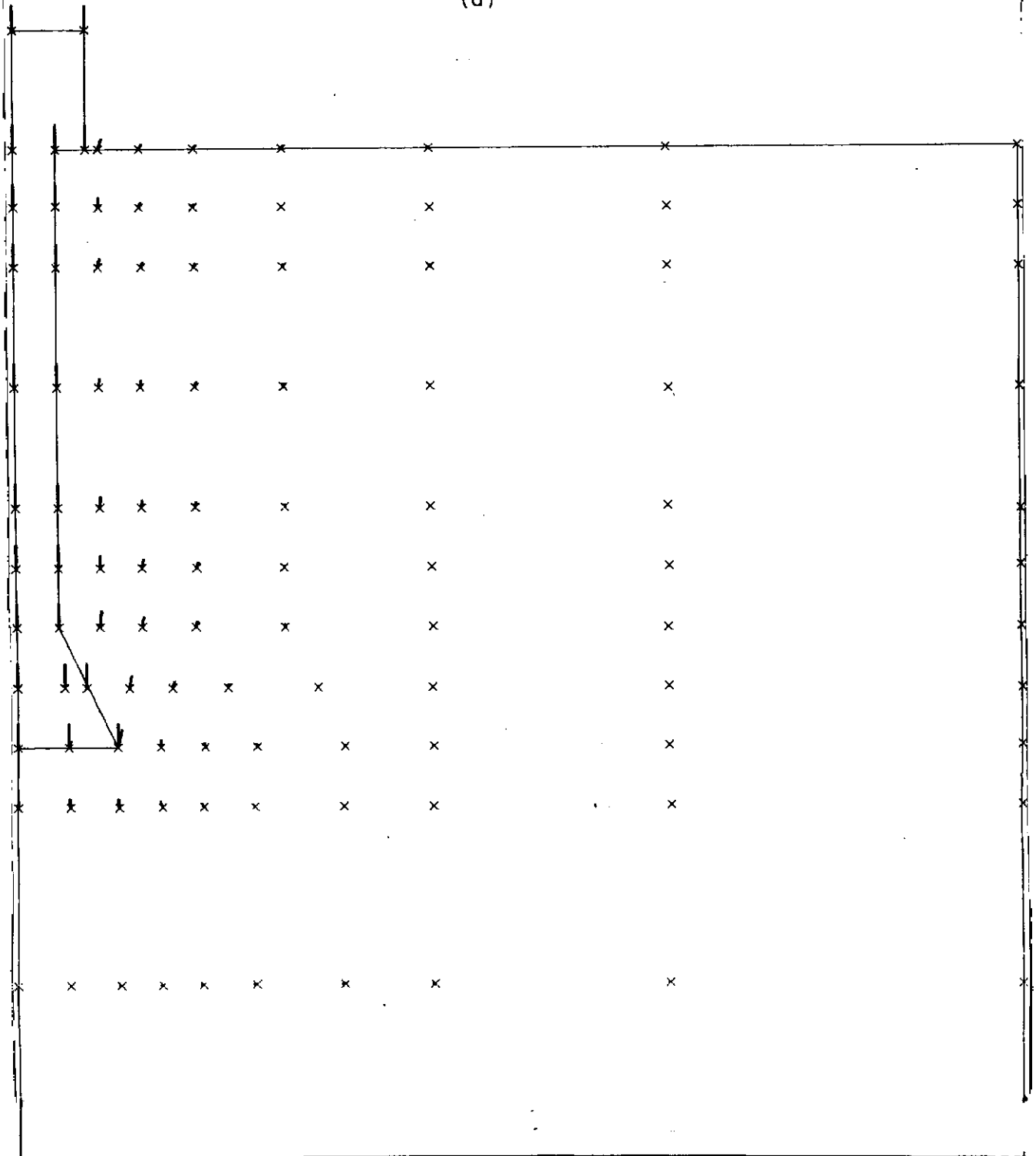


FIG. V25 - (CONTINUAÇÃO)

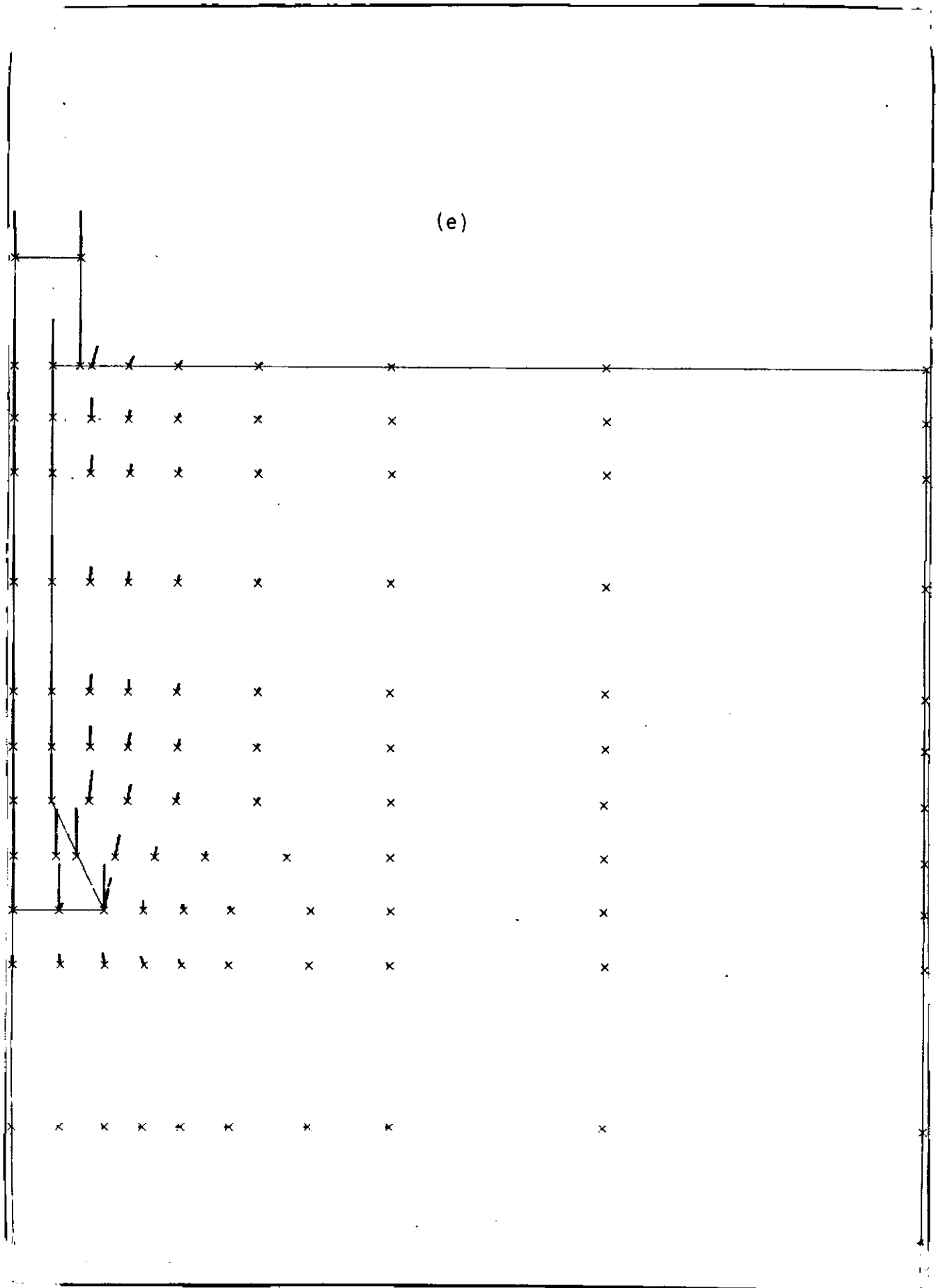


FIG. V.25-(CONTINUAÇÃO)

(f)

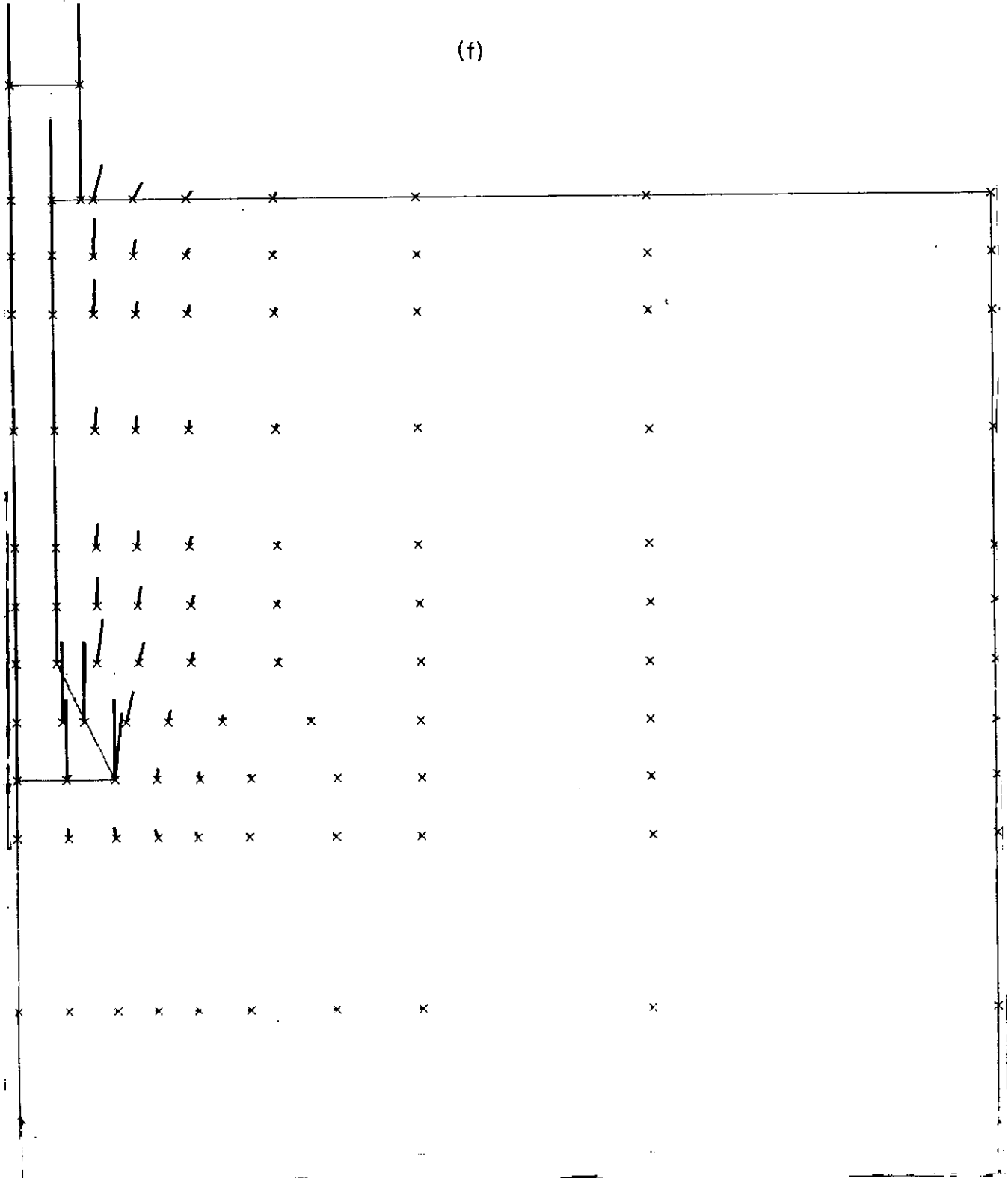
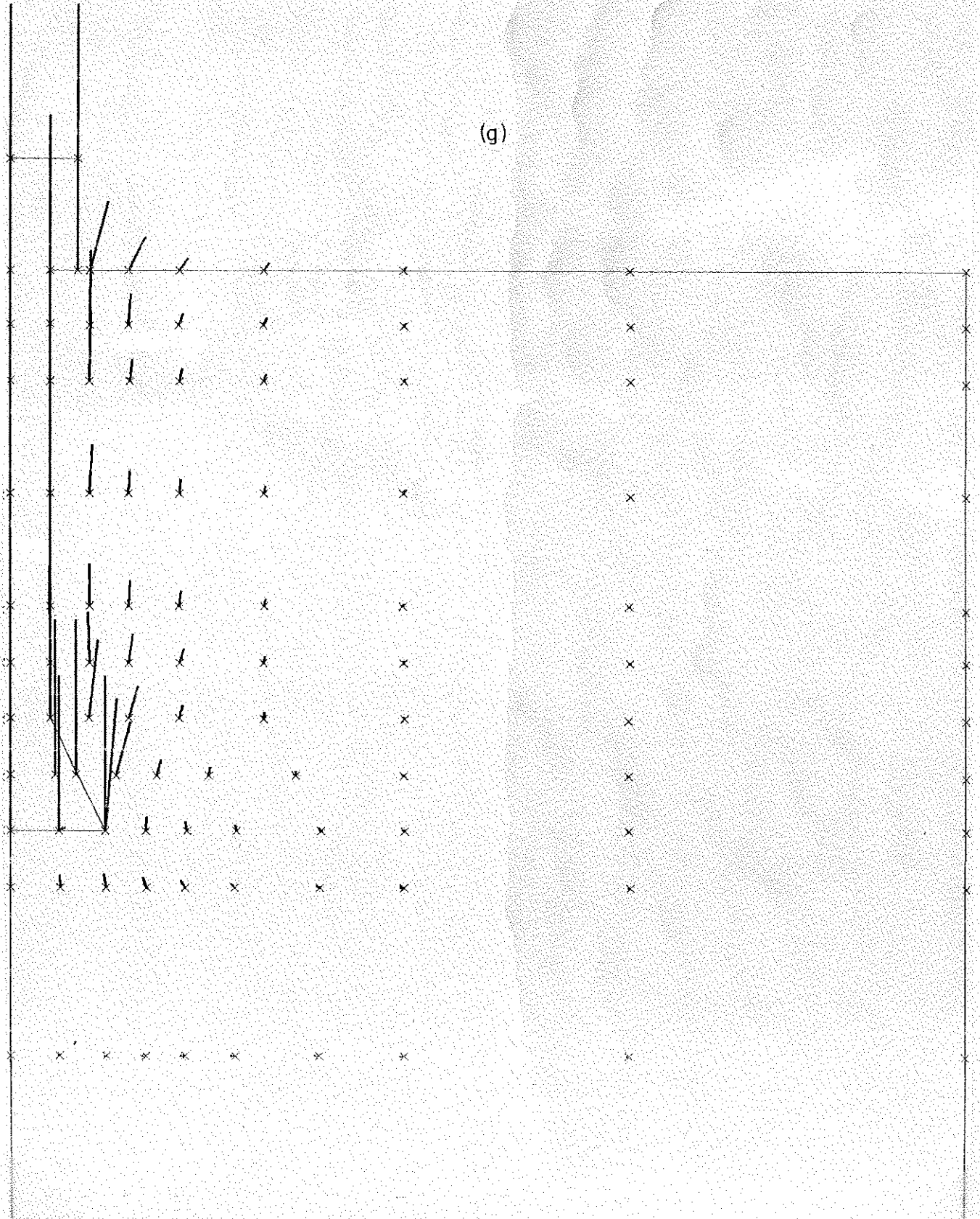


FIG. V25-(CONTINUAÇÃO)

(g)



(h)

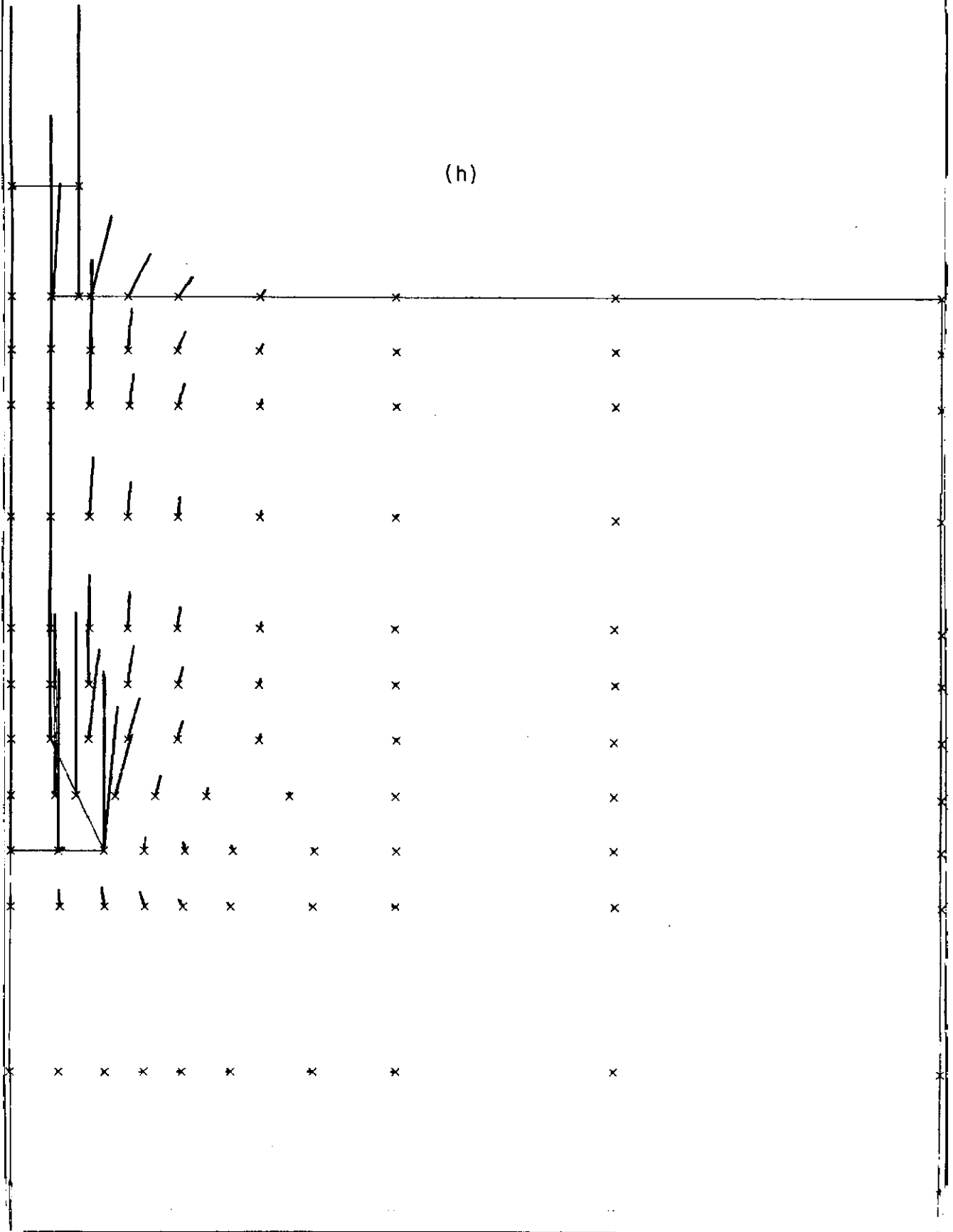


FIG. V25 - (CONTINUAÇÃO)

(i)

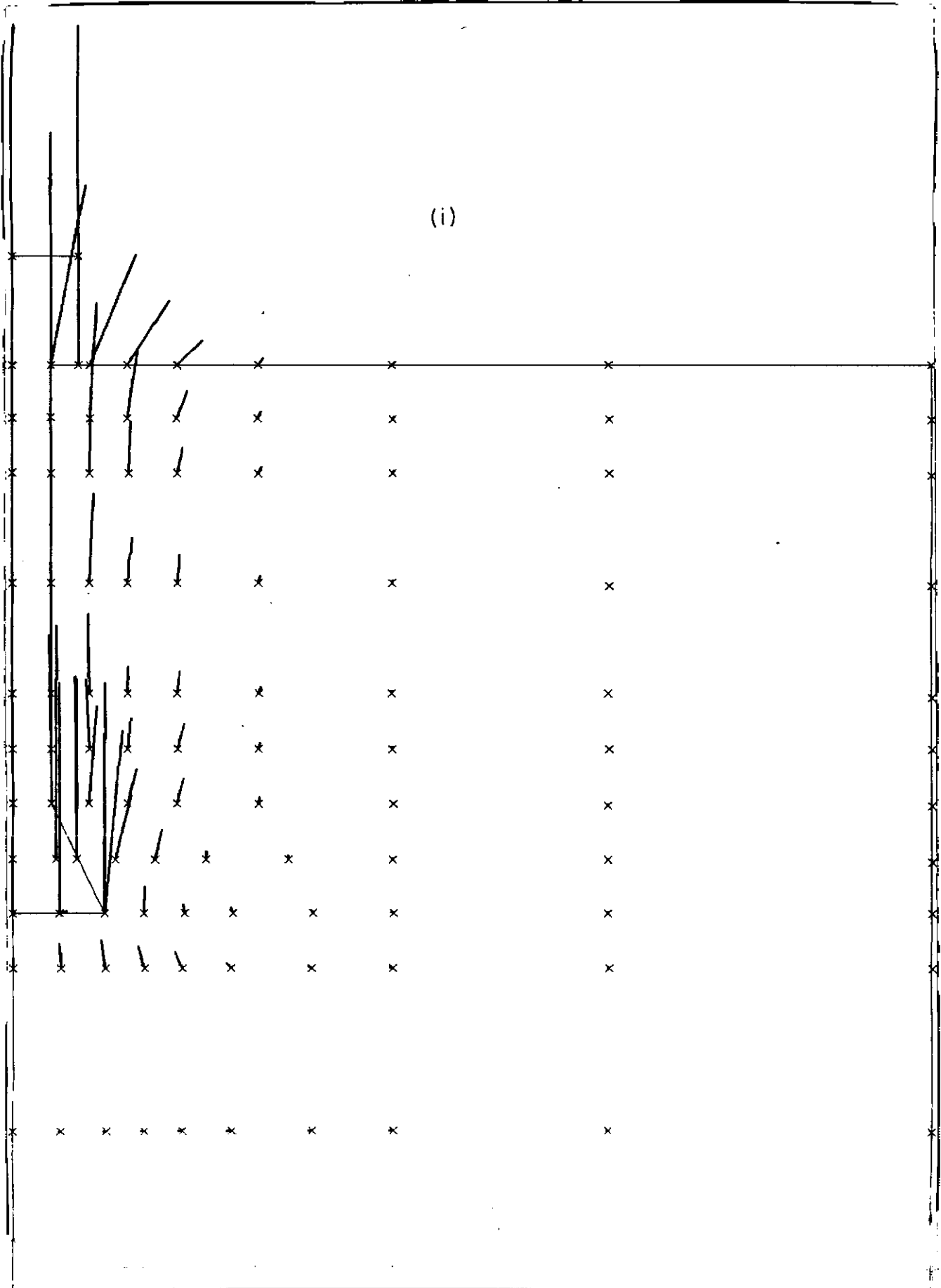
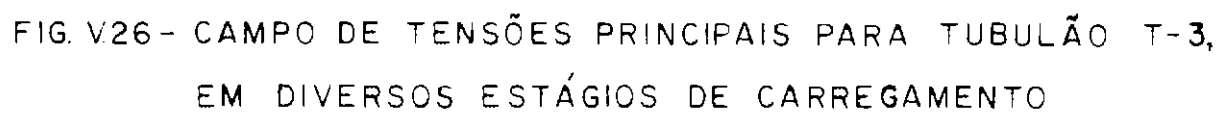


FIG. V25-(CONTINUAÇÃO)

0 50 100 cm

0 1 2 kgf/cm²



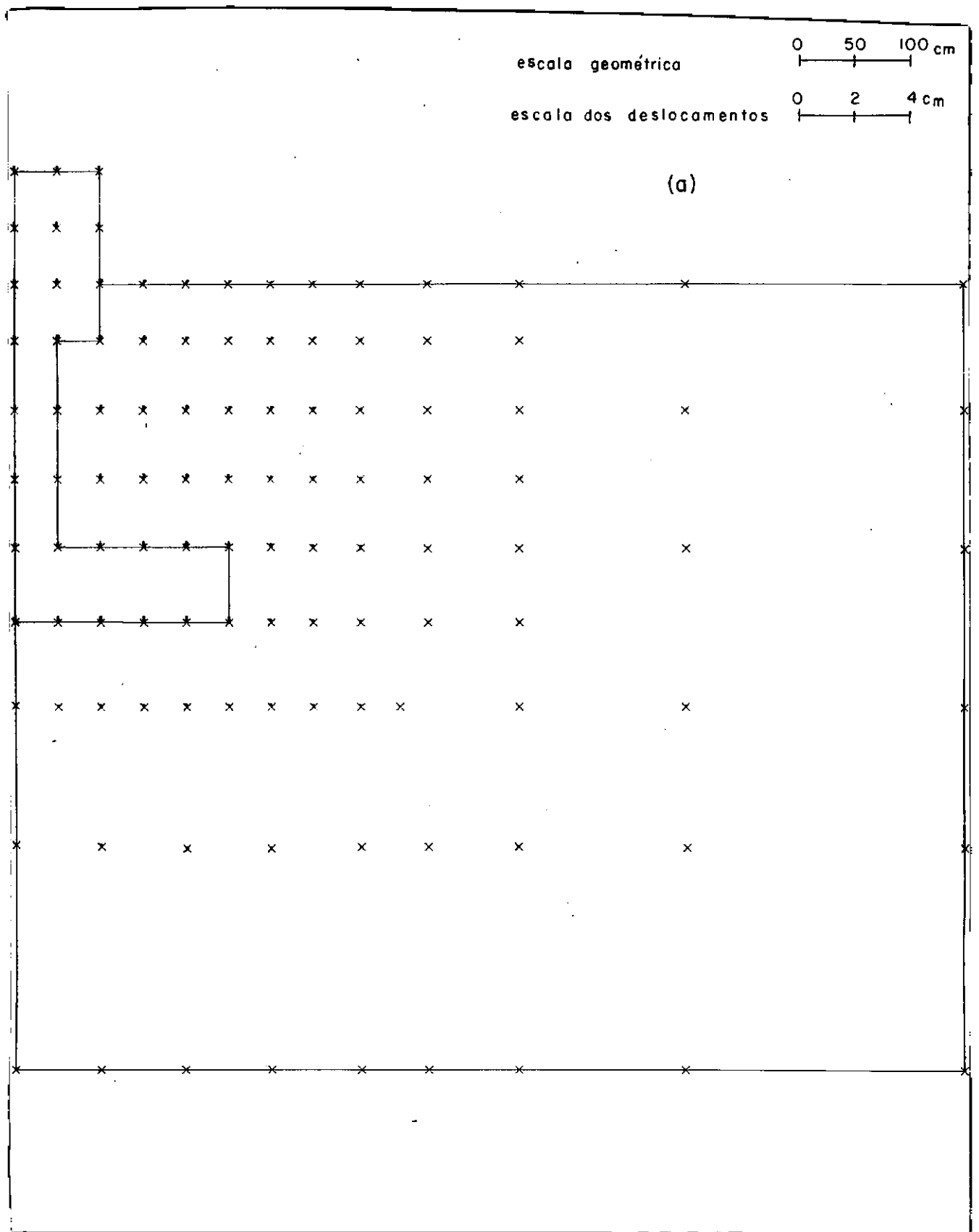


FIG. V.27 - CAMPO DE DESLOCAMENTOS PARA A
SAPATA S-2, EM DIVERSOS ESTÁ-
GIOS DE CARREGAMENTO

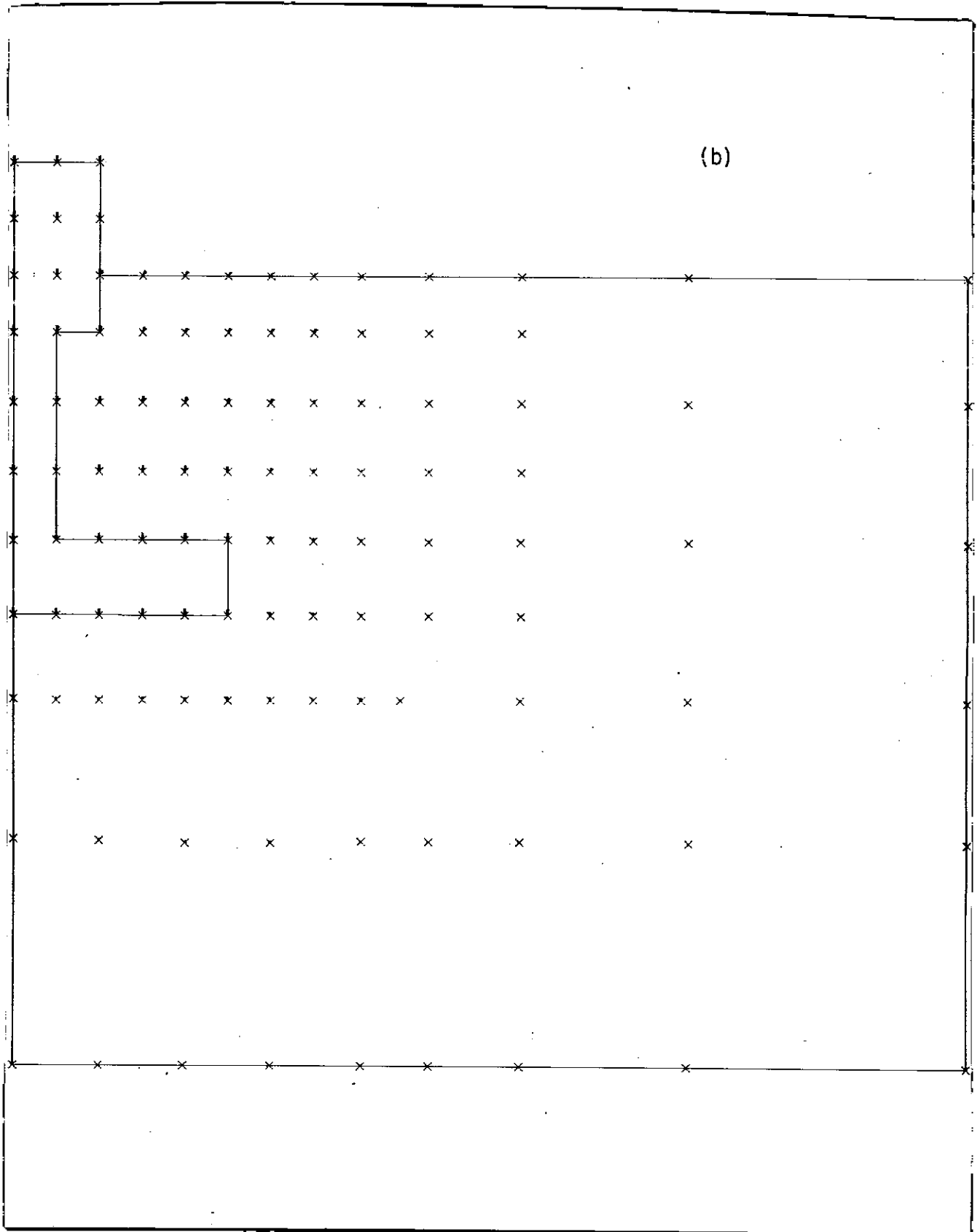


FIG. V.27 - (CONTINUAÇÃO)

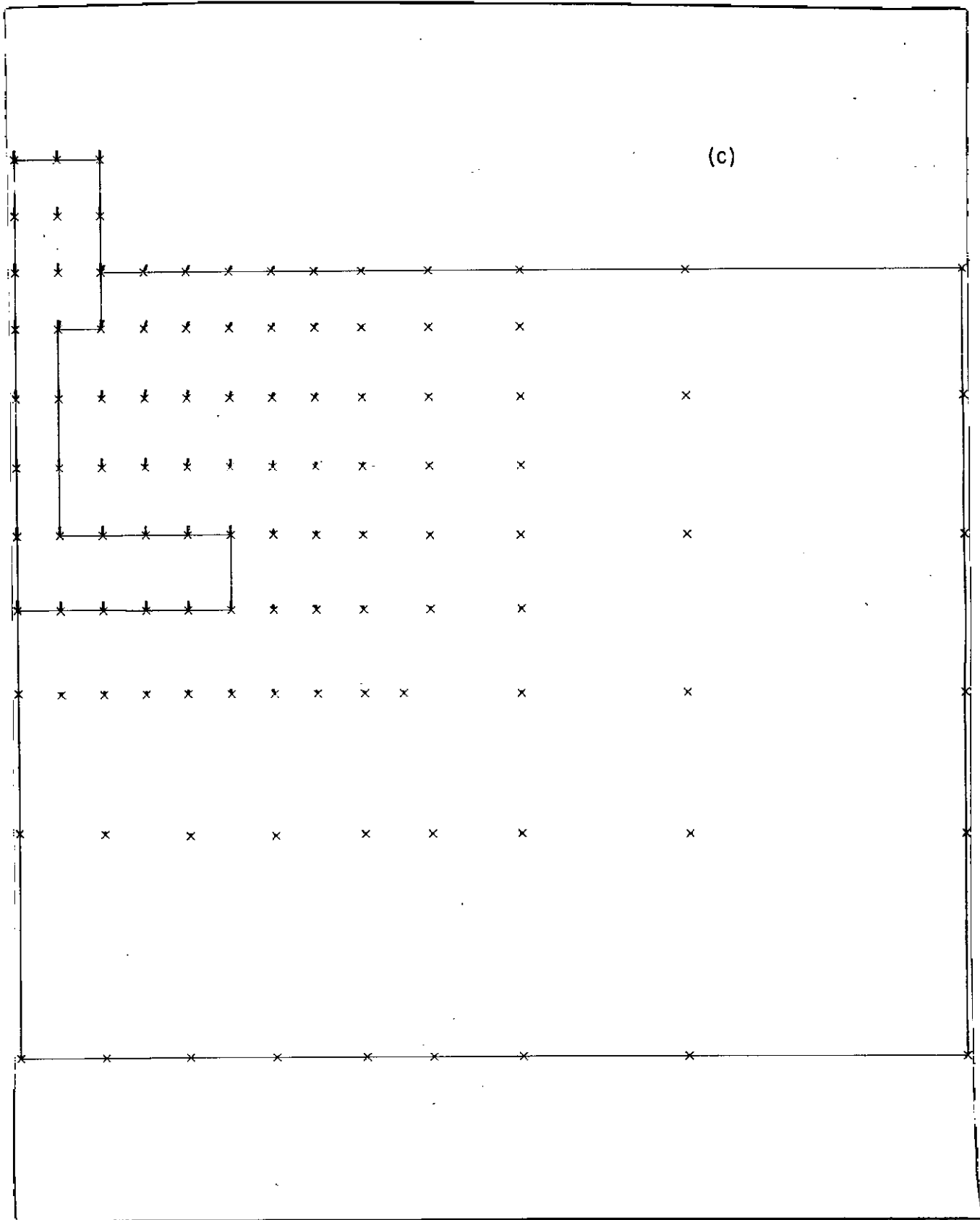


FIG. V. 27 - (CONTINUAÇÃO)

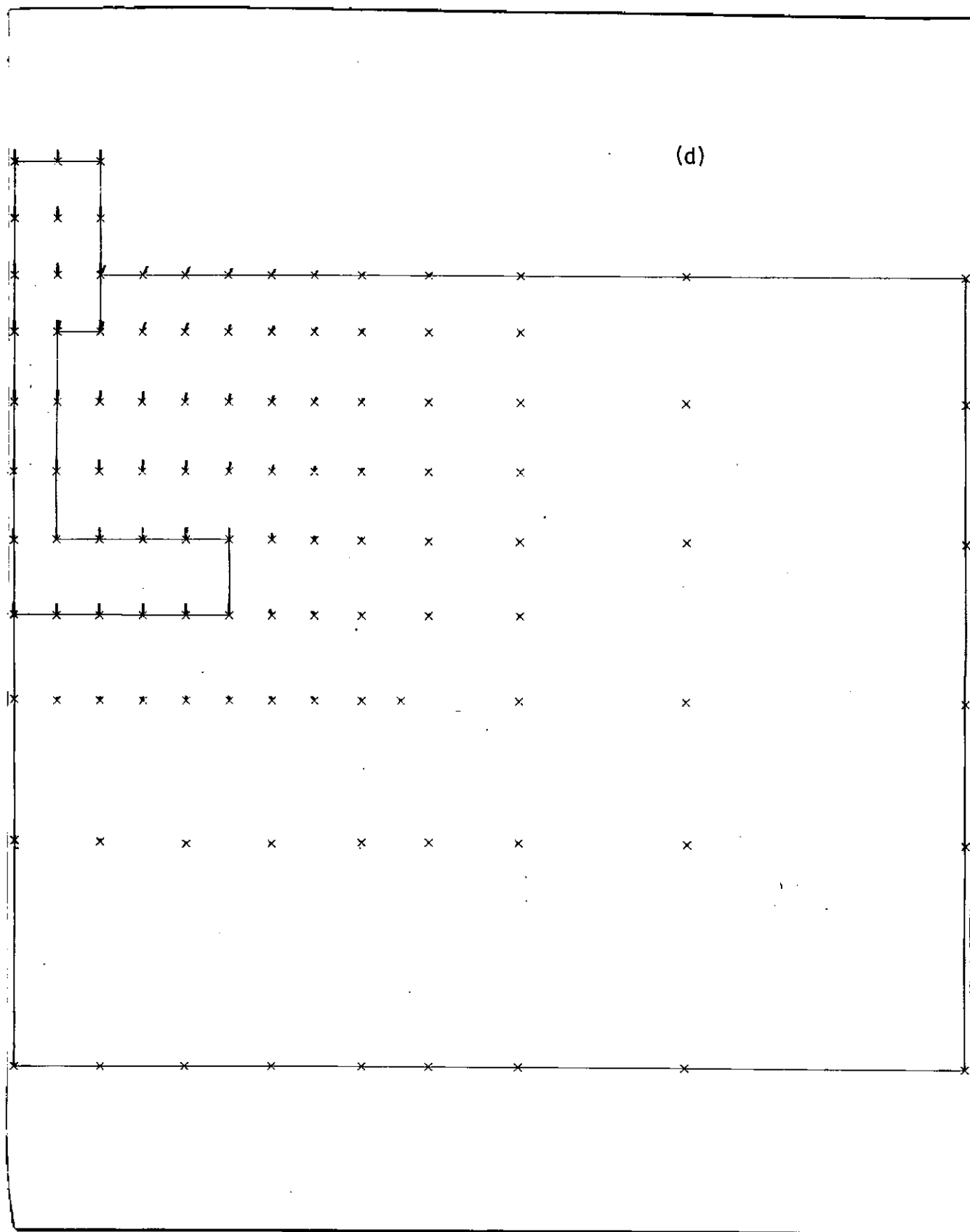


FIG. V.27 - (CONTINUAÇÃO)

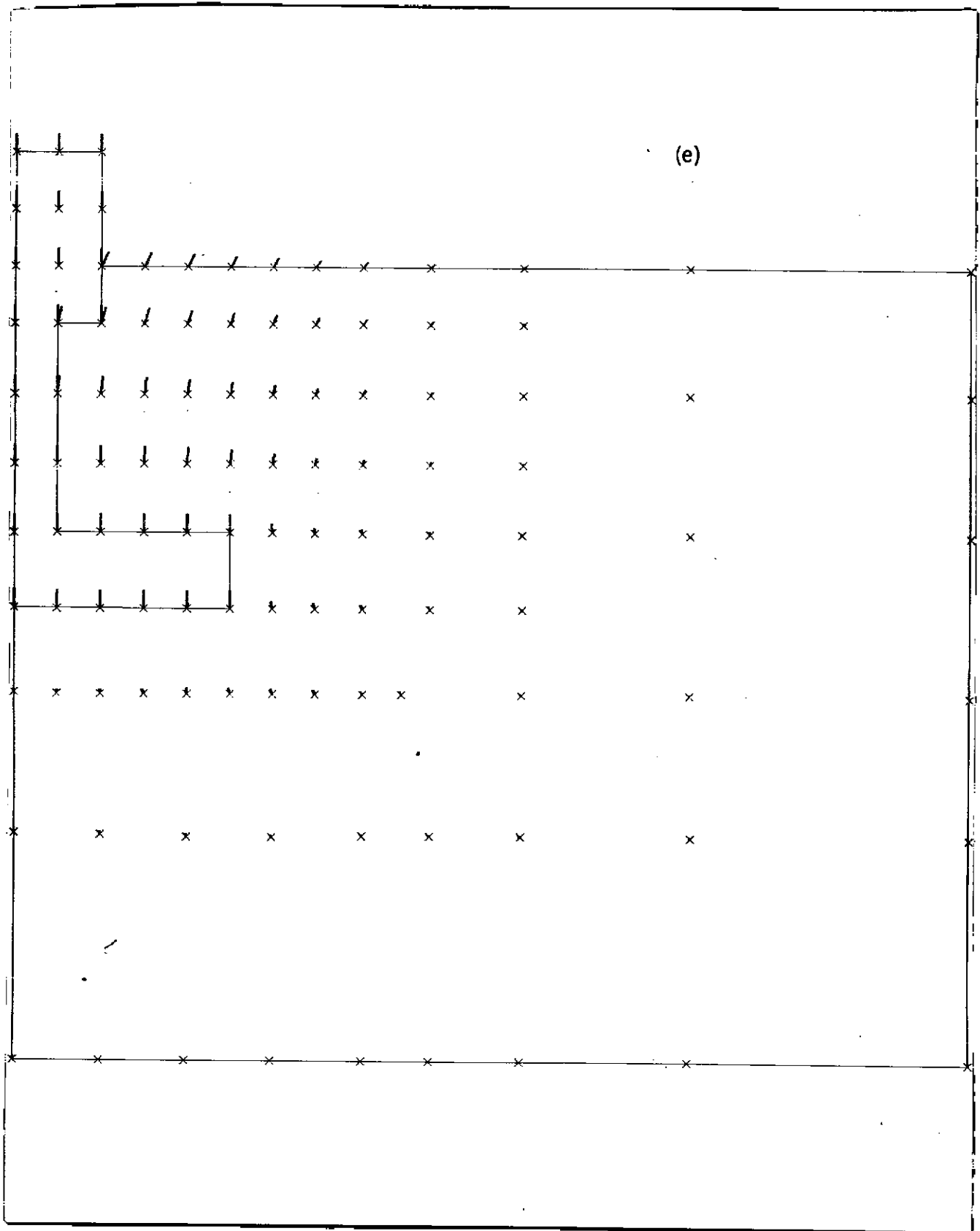


FIG. V. 27 - (CONTINUAÇÃO)

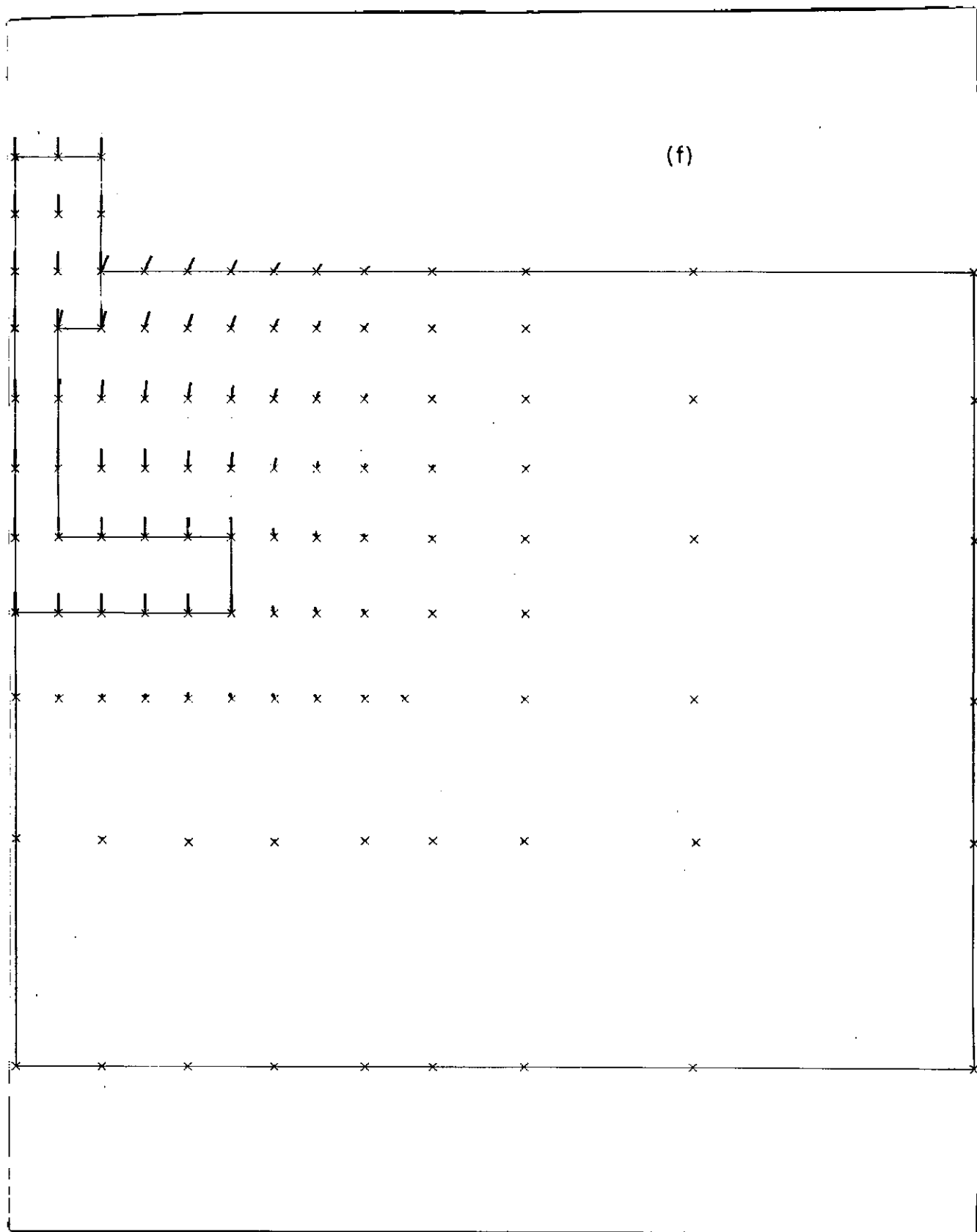


FIG. V.27 - (CONTINUAÇÃO)

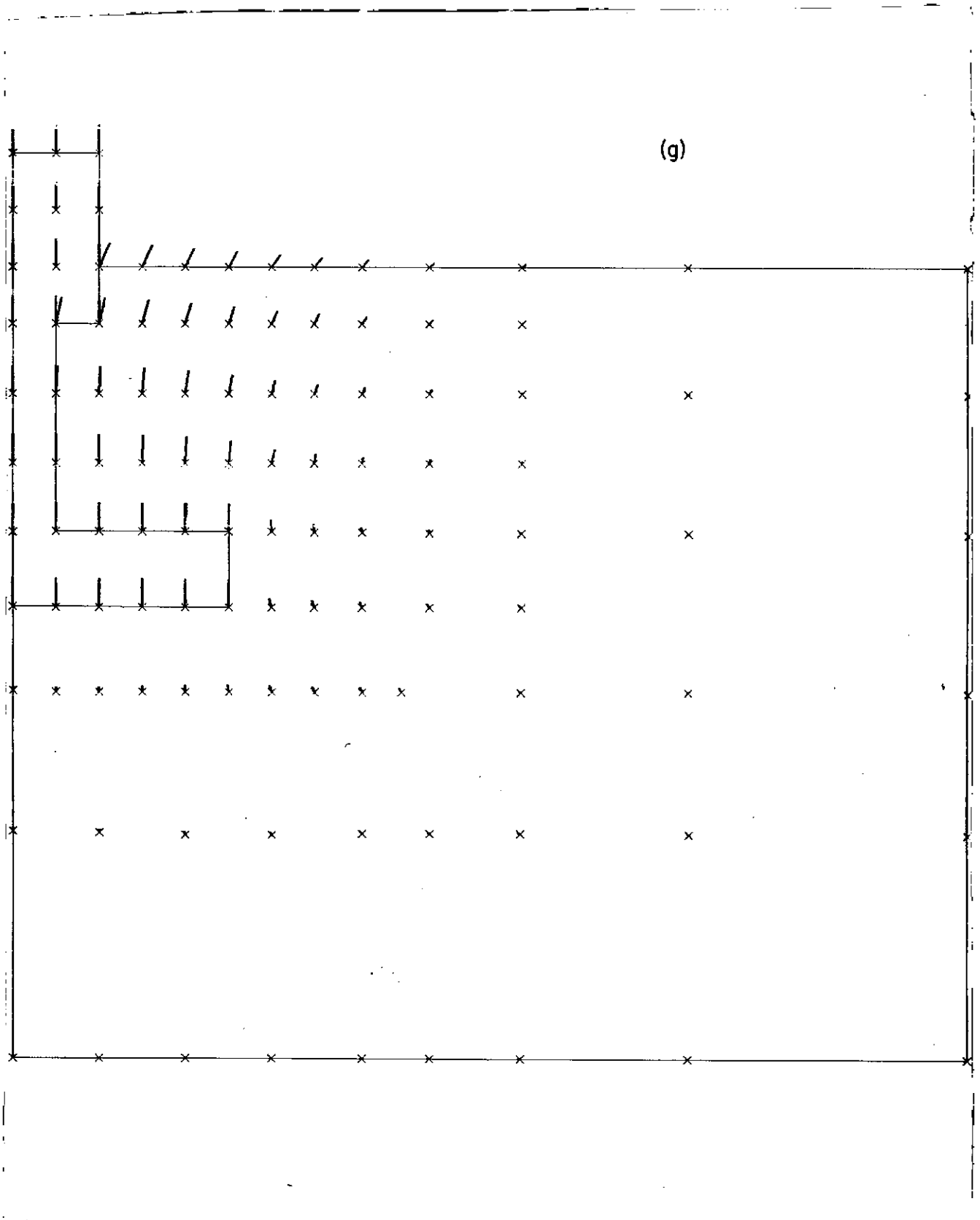


FIG. V. 27 - (CONTINUAÇÃO)

(a)

escala geométrica

0 50 100cm

escala das tensões

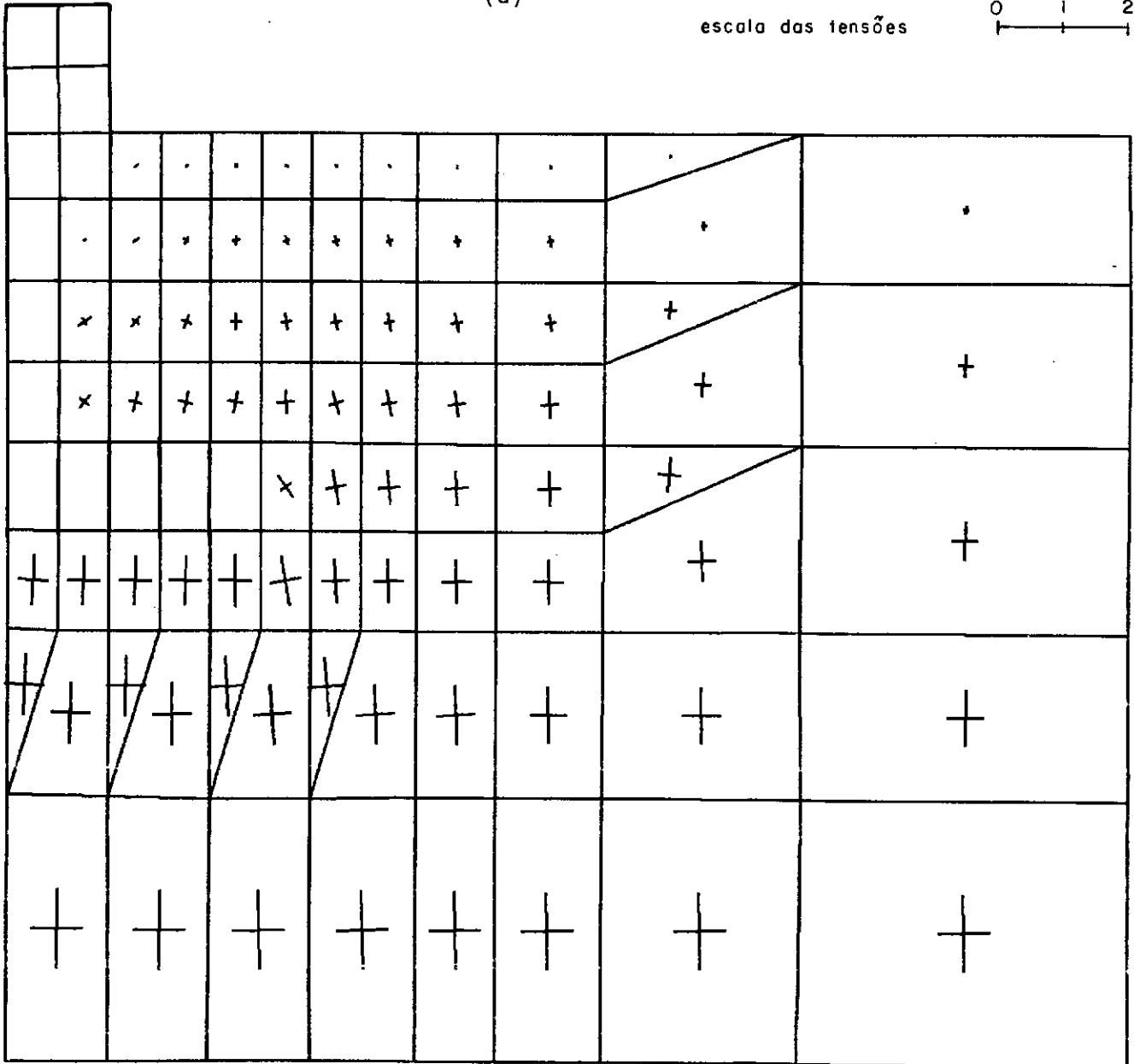
0 1 2 kgf/cm²

FIG. V28 - CAMPO DE TENSÕES PRINCIPAIS PARA SAPATA S-2,
EM DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(d)

		.	.	.	.	.	.	.	.	.		
	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.		.
	x	x	+	+	x	+	+	+	+	+	+	
	x	+	+	+	x	+	+	+	+	+	+	+
					x	+	+	+	+	+	+	
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

FIG. V.28 - (CONTINUAÇÃO)

(e)

		.	.	.	.	.	.	.	.	.	.	.
	.	.	.	.	.	.	.	.	+	.	.	.
	x	+	+	+	+	x	x	+	+	+	+	+
	x	+	+	+	+	x	+	+	+	+	+	+
					+	x	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	x	x	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

FIG. V28- (CONTINUAÇÃO)

(g)

		.	.	.	/	/	/	/	.	.		
	.	.	/	/	/	/	x	x	x	.	.	.
	x	/	/	/	/	/	x	x	+	+		
	x	+	+	+	+	+	x	x	+	+	+	+
							x	x	+	+	+	+
+	+	+	+	x	x	x	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

FIG. V.28-(CONTINUAÇÃO)

(h)

		.	.	/	/	/	/	/	/	.		
	.	.	/	/	/	/	x	x	x	*	*	
	x	+	+	+	+	+	x	x	+	+		
	x	+	+	+	+	+	x	+	+	+	+	
					+	x	x	+	+	+		
+	+	+	x	x	x	x	+	+	+	+	+	
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	
+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	

FIG. V28-(CONTINUAÇÃO)

TUBULÃO	$\gamma(\text{kgf/cm}^3)$	$c(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi(\text{graus})$
T-1	0,00156	0,150	29.5
T-3	0,00167	0,275	28.5
T-4	0,00151	0,325	25.5
T-5	0,00162	0,300	29.0
T-6	0,00154	0,250	26.5

TABELA V.1 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DOS TUBULÕES, NAS ANÁLISES PELOS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO

SAPATA	$\gamma_c(\text{kgf/cm}^3)$	$\gamma(\text{kgf/cm}^3)$	$c(\text{kgf/cm}^2)$	$\phi(\text{graus})$
S-1	0,00191	0,00153	0,290	25.9
S-2	0,00187	0,00154	0,250	26.5
S-3	0,00189	0,00153	0,325	24.0
S-4	0,00182	0,00153	0,290	25.5

TABELA V.2 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS CONSIDERADOS PARA CÁLCULO DA CAPACIDADE DE CARGA DAS SAPATAS, NAS ANÁLISES PELOS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO

CAMADA DE SOLO	γ (kgf/cm ³)	c (kgf/cm ²)	ϕ (graus)	ν	K	R_f	n	K_{ur}
Superior	0,00165	0,29	27	0,4	600	0,75	0,52	900
Inferior	0,00180	0,23	29	0,4	350	0,85	0,50	590

TABELA V.3 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS E HIPERBÓLICOS CONSIDERADOS NAS ANÁLISES PELO M.E.F.

TUBULÃO	Carga de Ruptura da Prova (tf)	CARGAS DE RUPTURA (tf) PREVISTAS E ERROS OBTIDOS (%) NOS MÉTODOS				
		MEYERHOFF E ADAMS	UNIVERSIDADE DE GRENOBLE		ROWE E DAVIS	ELEMENTOS FINITOS
			($\lambda \neq 0$)	($\lambda = 0$)		
T-1	217,5	323,9 (+ 49,9)	247,4 (+13,7)	209,5 (- 3,7)	171,2 (-21,3)	185,0 (-14,9)
T-3	106,0	175,6 (+ 65,7)	140,3 (+32,3)	102,5 (- 3,3)	98,8 (- 6,8)	97,5 (- 8,0)
T-4	151,0	66,9 (-55,7)	123,0 (-18,5)	85,7 (-43,2)	61,7 (-59,1)	115,0 (-23,8)
T-5	97,5	87,9 (- 9,9)	127,9 (+31,2)	85,8 (-12,0)	65,5 (-32,8)	110,0 (+12,8)
T-6	45,5	38,0 (-16,5)	31,7 (- 8,4)	32,3 (-29,0)	26,8 (-41,1)	50,0 (- 9,9)

TABELA V.4. - CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS PARA OS TUBULÕES, APLICANDO OS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO

SAPATA	Cargas de Ruptura da Prova (tf)	CARGAS DE RUPTURA (tf) PREVISTAS E ERROS OBTIDOS (%) NOS MÉTODOS					
		BALLA		HEIKILLÄ E LAINE		MEYERHOFF E ADAMS	
		(1)	(2)	(MÁXIMA)	(MÍNIMA)	(1)	(2)
S-1	130,0	166,6 (+28,2)	159,9 (+23,0)	142,3 (+9,5)	119,7 (-7,9)	202,9 (+56,1)	163,6 (+25,9)
S-2	124,0	155,2 (+25,2)	149,3 (+20,4)	141,4 (+20,4)	118,9 (+14,0)	192,1 (-4,1)	154,5 (+24,6)
S-3	58,5	57,1 (-2,4)	55,9 (-4,5)	51,9 (-11,2)	43,3 (-26,0)	83,5 (+42,7)	59,1 (+1,0)
S-4	116,0	97,9 (15,6)	95,4 (-17,8)	88,9 (-23,4)	74,1 (-36,1)	129,3 (+11,5)	101,5 (-12,5)

TABELA V.5 - CARGAS DE RUPTURA OBTIDAS PARA AS SAPATAS, APLICANDO OS DIVERSOS MÉTODOS DE CÁLCULO

SAPATA	Cargas de Ruptura da Prova (tf)	CARGAS DE RUPTURA (tf) PREVISTAS E ERROS OBTIDOS (%) NOS MÉTODOS						
		UNIVERSIDADE DE DUKE		UNIVERSIDADE DE GRENoble	ROWE E DAVIS		ELEMENTOS FINITOS	
		(1)	(2)		(1)	(2)	(1)	(2)
S-1	130,0	172,5 (+32,7)	142,3 (+ 9,5)	143,5 (+10,4)	169,3 (+30,2)	137,6 (+5,8)	110,0 (-15,4)	117,5 (-9,6)
S-2	124,0	160,2 (+29,2)	132,2 (+6,6)	134,6 (+8,6)	156,4 (26,1)	127,5 (+2,8)	100,0 (-24,0)	112,5 (-9,3)
S-3	58,5	67,0 (+14,5)	56,4 (-3,6)	55,8 (-4,6)	71,8 (+22,7)	58,8 (+0,5)	52,5 (-10,3)	55,0 (-6,0)
S-4	116,0	102,3 (-11,8)	88,7 (-23,5)	88,1 (-24,1)	109,6 (-5,5)	89,4 (-22,9)	80,0 (-31,0)	87,5 (-24,6)

TABELA V.5 (Continuação)

VI. ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

VI.1 - Generalidades

Os resultados obtidos serão analisados sob três aspectos:

- quanto à determinação da capacidade de carga, ou seja, à carga de ruptura, segundo as previsões feitas pelos diversos métodos;

- quanto aos deslocamentos segundo os resultados obtidos pelo M.E.F.;

- quanto a aspectos da relação tensão-deformação desenvolvida no solo e na interface fundação-solo.

VI.2 - Previsão da Capacidade de Carga das Fundações

A análise será baseada na comparação entre os resultados obtidos pelos diversos métodos e os relativos às provas da carga.

Os resultados obtidos já foram apresentados nas tabelas (V.4) e (V.5) e gráficos das figuras (V.10) e (V.11), sendo que nas tabelas constam também os erros obtidos em relação às cargas de ruptura das provas. Quanto a estes valores, das cargas de ruptura, deve-se dizer que os mesmos são os valores determinados por DANZIGER (1983).

VI.2.1 - Tubulões

VI.2.1.1 - Análise por Diversos Métodos de Cálculo

Dos métodos de cálculo apresentadas, apenas o da Universidade de Grenoble fornece modelos específicos para o caso de tubulões com e sem base alargada.

Em virtude dos métodos de MEYERHOFF e ADAMS e de ROWE e DAVIS, embora desenvolvidos para o modelo de placas, apresentarem hipóteses de cálculo para fundações profundas tentou-se utilizar estes modelos, porém, como será visto adiante, com pouco sucesso.

Analisar-se-ão, agora, individualmente os métodos:

- Método de MEYERHOF e ADAMS

Conforme esperado, o método mostrou-se inadequado para os tubulões, apresentando, como pode ser visto na tabela (V.4) ou na figura (V.10), resultados contrários à segurança para os tubulões com base alargada e conservativas para os tubulões sem alargamento de base.

Outros comentários a cerca do modelo serão feitos quando da análise do método de ROWE e DAVIS.

- Método da Universidade de Grenoble

Para este método foram feitas duas hipóteses de

cálculo, supondo $\lambda \neq 0^0$ e $\lambda = 0^0$.

Como pode ser observado, os resultados obtidos para a hipótese $\lambda \neq 0^0$, apresentaram alguns valores contrários à segurança. Já para $\lambda = 0^0$, os resultados foram melhores, excetuando-se o tubulão T-4, cujo resultado apresentou-se muito conservativo. Quanto a este tubulão serão feitos maiores comentários nas análises pelo M.E.F.

Os resultados acima sugerem que, para a determinação da capacidade de carga de tubulões, pelo método da Universidade de Grenoble, os cálculos sejam feitos considerando $\lambda = 0^0$.

Note-se que, a teoria apresentada, embora utilizando o valor $\lambda = \phi/8$, para o caso de estacas ou para a contribuição do fuste, no sistema placa-fuste em solos fortes, indica que, na prática, os cálculos possam ser feitos adotando $\lambda = 0^0$. DANZIGER (1983), analisando os tubulões ensaiados, observou, de maneira geral, que, tanto para os tubulões com alargamento de base, como para os tubulões sem alargamento, a superfície de ruptura separou-se do fuste a uma pequena profundidade, o que leva a supor que a ruptura se dá ao longo da superfície lateral do tubulão, havendo, para os tubulões de base alargada, uma plastificação do solo próximo à base, que caracterizaria uma ruptura localizada. Como será visto mais adiante esta suposição é corroborada pelas análises efetuadas pelo M.E.F.

- Método de ROWE e DAVIS

Como o método de MEYERHOF e ADAMS a utilização do método de ROWE e DAVIS aos tubulões conduziu a maus resultados,

embora conservativos.

Pela análise destes dois métodos fica evidenciado a inadequabilidade da utilização de um modelo de placas para cálculo da capacidade de carga de tubulões, o que aliás é lógico, já que o modo de ruptura de placas é qualitativamente distinto do de tubulões.

Poder-se-ia estranhar que, para os tubulões de base alargada, o método de MEYERHOF e ADAMS apresente resultados contrários à segurança, enquanto que o método de ROWE e DAVIS, apresenta resultados conservativos e até razoáveis. Uma análise mais atenta, porém, das Tabelas (V.4) e (V.5) evidencia que este último método apresenta, em geral, cargas de ruptura inferiores ao primeiro, não só para os tubulões, como também para as sapatas. Em face do pequeno número de exemplos disponíveis, de tubulões com base alargada, estes eventuais bons resultados não devem ser entendidos como comprobatórios da adequabilidade do modelo.

VI.2.1.2 - Análises pelo Método dos Elementos Finitos

Observando-se os resultados da Tabela (V.4), para os M.E.F., verifica-se que os mesmos foram razoáveis em sua maioria, com uma boa distribuição de erros. A única exceção foi o tubulão T-4, que apresentou um valor ligeiramente conservativo. Ressalte-se, porém, que este tubulão foi o que apresentou piores resultados para todos os métodos, tendo sido também, como será visto no item VI.3, aquele cujo comportamento, quanto aos deslo

camentos, foi o mais afastado em relação às previsões feitas utilizando o M.E.F.

No item VI.4 será analisado, em detalhes, o comportamento do solo, durante o processo de arrancamento. Deve-se adiantar, porém, que o mesmo correspondeu às observações feitas quando da análise pelo método da Universidade de Grenoble, ou seja, a ruptura dando-se ao longo do fuste, associada a uma ruptura localizada no solo adjacente à base dos tubulões com base alargada.

VI.2.2.- Sapatas

VI-2.2.1 - Análise por Diversos Métodos de Cálculo

Examinando a Tabela (V.5) ou o gráfico da Figura (V.11), constata-se que praticamente todos os métodos apresentaram, em pelo menos uma das hipóteses de cálculo, resultados aceitáveis, alguns aliás, excelentes em termos de engenharia.

Passa-se então à análise individual dos resultados obtidos pelos diversos métodos.

- Método de BALLA

Os resultados obtidos pela hipótese (2) de cálculo foram ligeiramente melhores que os obtidos pela hipótese (1), porém, não o suficiente para indicar o uso daquela hipótese em detrimento desta.

Deve ser ressaltado que os dados de entrada para cálculo das resistências das sapatas não se enquadravam nas faixas de valores estudados por BALLA (1961), tendo sido necessárias extrapolações, nem todas plenamente confiáveis. Por esse motivo não há muita garantia quanto aos valores de cargas de ruptura previstos.

- Método de HEIKKILÄ e LAINE

Os resultados, para este método, foram apresentados em forma de valores máximos e mínimos previstos. Observou-se que a faixa de valores previstos foi excelente para as sapatas S-1 e S-2, embora razoavelmente conservativa para as demais sapatas.

Em que pese a simplicidade do método, os valores obtidos mostraram-se promissores, sendo necessário, para uma melhor precisão nos resultados, maiores estudos, para uma definição mais apurada dos coeficientes S.

- Método de MEYERHOF e ADAMS

Para a hipótese (1) de cálculo, que corresponde ao método em sua forma original, qual seja, considerar a superfície de ruptura iniciando-se na aresta inferior da base da sapata, os resultados foram sensivelmente contrários à segurança, com previsões de até 56% superiores à carga de ruptura.

Note-se que, nos demais métodos que fazem esta consideração (BALLA e Universidade de Grenoble), a ruptura parte da aresta superior da base, e ainda, que para todas as sapatas analisadas, a espessura da base (65 cm) é relativamente grande.

Observando os resultados relativos a hipótese (2), verifica-se uma grande melhoria dos mesmos em relação aos da hipótese (1), sendo os mesmos equivalentes aos obtidos para o método de BALLA. Tal fato evidencia a validade de adoção, para casos semelhantes, da hipótese (2) de cálculo.

- Método da Universidade de Duke

Na hipótese (1) de cálculo foi observada uma tendência contrária à segurança, embora os resultados tenham sido aceitáveis. Já para a hipótese (2) obtiveram-se excelentes resultados.

Logo parece que o melhor, quando for necessário utilizar o método para sapatas quadradas, é proceder como foi feito na hipótese (2), ou seja, determinar o raio equivalente da sapata circular de igual perímetro, utilizar este raio na determinação da pressão de ruptura e finalmente, multiplicar esta pressão pela área real da sapata quadrada, para obter a carga de ruptura.

- Método da Universidade de Grenoble

Os resultados obtidos pela aplicação do método da Universidade de Grenoble foram tão bons quanto os da Universida

de de Duke (hipótese (2)), apresentando, como este, uma boa distribuição de erros. Ressalte-se que estes resultados foram obtidos utilizando o processo original exposto no método, sem serem necessárias adaptações.

Não foi feita, para as sapatas, a hipótese de cálculo de considerar $\lambda = 0^\circ$ como feito para tubulões, visto não haver, do nosso ponto de vista, justificativa para tal hipótese, posto que, para o caso de fundações rasas, a ruptura realmente se dá ao longo de uma superfície que se abre na direção do nível do terreno, e não ao longo de um prisma.

- Método de ROWE e DAVIS

O método de ROWE e DAVIS apresentou, para as duas hipóteses de cálculo, resultados bem próximos aos obtidos no método da Universidade de Duke, para as mesmas hipóteses. Da mesma forma que neste último método, para a hipótese (1) de cálculo os resultados foram ligeiramente contrários à segurança, tendo havido uma melhor distribuição de erros para os resultados referentes a hipótese (2). Logo, cabem aqui as observações feitas no método da Universidade de Duke quanto a adoção da hipótese (2) de cálculo.

Note-se que, embora tenha havido uma certa proximidade entre os valores da carga de ruptura previstas pelas hipóteses (2) dos métodos da Universidade de Duke e de ROWE e DAVIS e pelo método da Universidade de Grenoble, o método em análise foi o que apresentou uma menor dispersão nos resultados, com um

erro máximo da ordem de 6% (contra a segurança) se não for considerada a sapata S-4. Quanto a esta sapata, que será melhor analisada quando do estudo pelo M.E.F., vale a pena comentar ter sido a mesma a que apresentou a carga de ruptura relativamente mais afastada das previsões, para todos os métodos.

VI.2.2.2 - Análises pelo Método dos Elementos Finitos

Os resultados apresentados na Tabela (V.5) e no gráfico da Figura (V.11) mostram que os resultados obtidos pela aplicação do M.E.F. na determinação da carga de ruptura das sapatas na hipótese (1) de cálculo, apresentaram-se aceitáveis, porém um pouco conservativos. Já, para a hipótese (2) de cálculo os resultados foram muito bons, apesar de ainda ligeiramente conservativos. O único resultado pouco satisfatório foi o da sapata S-4 (com um erro de - 24,6% a favor da segurança), porém o mesmo será justificado ao se estudar o comportamento da sapata em questão no item VI.3.

Estes resultados superiores da hipótese (2) de cálculo ratificam a adoção da indicação feita no método da Universidade de Grenoble para cálculo do raio equivalente da sapata circular, que é procurar-se uma igualdade de perímetros e não de áreas como se poderia supor, a princípio.

Vale a pena dizer, ainda, que em conformidade com a maioria dos métodos de cálculos expostos (executando-se, os métodos do Cilindro de Atrito e de HEIKKILÄ e LAINE) e também com o observado na prática, as análises efetuadas pelo M.E.F. mostra

ram que a ruptura do solo origina-se em uma região próxima a base da sapata, e que se abre na direção a superfície do terreno. Maiores detalhes serão vistos no item VI.4.

VI.3 - Previsão do Comportamento das Fundações

Nos gráficos das Figuras (V.15) a (V.23) encontram-se traçadas as curvas dos deslocamentos medidos quando da realização das provas de carga e obtidos através do M.E.F.

Ao se analisar estes gráficos constata-se que os deslocamentos obtidos pelo M.E.F. foram, em geral, superiores aos das provas de carga, embora as curvas obtidas se aproximem às curvas dos ensaios de campo.

As diferenças obtidas podem ser devidas a diversos fatores, alguns dos quais tentar-se-ã analisar e justificar. Primeiramente serão analisadas as causas gerais, passando posteriormente a análise individual de algumas das fundações.

Uma razão, quase intuitiva, que surge para justificar o afastamento entre as curvas dos resultados computacionais e as medições em campo, é ter havido uma má determinação dos parâmetros do solo.

De fato, os parâmetros representativos do solo foram obtidos utilizando-se resultados de ensaios de compressão em placas, enquanto que as fundações em análise foram submetidas a esforços de arrancamento, sendo também as provas de carga reali

zadas para esforços tais que originavam no solo um nível de tensões inferior ao originado nos ensaios de arrancamento. Estes fatos associados podem invalidar a obtenção de parâmetros do solo, para simulação do arrancamento de fundações, através de ensaios de placa.

A hipótese de uma determinação errônea dos parâmetros representativos da interface solo-fundação, também obtidos através de uma retro-análise, não foi considerada pelo fato destes parâmetros terem sido determinados utilizando-se uma das fundações ensaiadas (tubulão T-6) e terem acarretado em excelentes cargas de rupturas.

Para melhor avaliar a influência de uma má determinação dos parâmetros do solo nos deslocamentos das fundações, foi feita uma análise da sapata S-1 (de perímetro equivalente) arbitrando-se para os parâmetros K e K_{ur} dos solos o dobro dos valores obtidos quando da retro-análise (ver Capítulo IV). A curva dos deslocamentos obtida pode ser vista na Figura (VI.1).

Analizando os resultados obtidos constata-se uma sensível melhoria na concordância entre os deslocamentos previstos e os obtidos no campo. Houve também uma melhoria de 24% na previsão da carga de ruptura (127,5 tf, com um erro de 1,9%).

Algumas considerações, porém, devem ser feitas sobre os deslocamentos obtidos nos ensaios. DANZIGER (1983), ao analisar os resultados obtidos nas provas de carga, diz ter sido surpresa para os próprios executores dos ensaios, os baixos des

locamentos obtidos para cargas próximas à de ruptura; os deslocamentos previstos utilizando os parâmetros originais foram em sua maioria superiores aos obtidos nas provas de carga, consistindo em uma fronteira superior às mesmas, estando, portanto a favor da segurança, o que não ocorreria para os novos parâmetros.

Em face do exposto acima, lembrando também o bom enquadramento dos parâmetros obtidos pela retro-análise nas faixas de parâmetros conhecidos para solos semelhantes, constata-se que os resultados encontrados usando os parâmetros originais, embora não tenham sido perfeitos, são plenamente aceitáveis, principalmente tendo em vista as dificuldades existentes, dada a gama de variáveis envolvidas, para uma razoável estimativa dos deslocamentos de fundações tracionadas.

A mesma variação de parâmetros efetuada para a sapata S-1 foi feita para o tubulão T-6.

Conforme pode ser observado na Figura (VI.2) a variação obtida foi pequena, sendo mínima para cargas próximas à de ruptura.

A conclusão a que se pode chegar é que os deslocamentos dos tubulões (principalmente os sem base alargada) são pouco influenciados pela rigidez do solo adjacente, dependendo basicamente dos parâmetros definidos para a interface solo-tubulão. Tal afirmação é corroborada pelas observações feitas no item VI.4, a seguir.

Passar-se-ã agora a análise individual dos resultados obtidos para as diversas fundações.

Os resultados obtidos para os tubulões foram muito bons, pode-se dizer até excelentes, a única exceção sendo o tubulão T-4.

O tubulão T-4 é idêntico geomêtricamente ao tubulão T-5 ; no entanto sua carga de ruptura, obtida nas provas de carga, foi 50% superior a do tubulão T-5 e, embora inicialmente próximos, seus deslocamentos foram menores que os do tubulão T-5, como pode ser visto na Figura VI.3, onde as curvas dos ensaios para os dois tubulões estão traçadas na mesma escala. Observando a tabela (V.1) constata-se não haver grandes diferenças entre as características do solo para os dois tubulões, que justificassem o comportamento tão diferenciado destes dois tubulões. De fato, analisando os resultados obtidos para a carga de ruptura utilizando os diversos método de cálculo, não examinando aqui a validade dos mesmos, as cargas previstas para o tubulão T-4 foram as cargas proporcionalmente mais conservativas. Deve-se também ter em mente que o solo em estudo é um solo residual de natureza tal que permite grandes variações em suas características para pontos relativamente próximos, o que dificulta razoavelmente qualquer análise.

Pelo exposto acima considera-se que possíveis causas dos maus resultados obtidos para o tubulão T-4, foram levantadas, as quais, se não justificam, tornam pelo menos aceitáveis estes resultados.

Os resultados obtidos para as sapatas mostraram-se inferiores aos dos tubulões, porém, mesmo assim, razoáveis.

As sapatas S-1 e S-2 exibiram resultados equivalentes ressaltando-se apenas, que os deslocamentos iniciais previstos para a sapata S-2 foram inferiores aos medidos nas provas de carga.

Já para as sapatas S-3 e S-4 os deslocamentos previstos foram razoavelmente maiores do que os medidos.

A sapata S-3, teve um comportamento extremamente irregular quando da prova de carga, conforme pode ser visto no trabalho de DANZIGER (1983), apresentando inclusive aumento do deslocamento com retirada de carga. As possíveis razões deste comportamento irregular, inviabilizam uma análise mais aprofundada das diferenças obtidas.

Quanto à sapata S-4, as diferenças obtidas, podem ser devidas a uma consideração errônea da adesão entre a base da sapata e o solo.

Examinando as curvas de deslocamento para as demais sapatas e tubulões observa-se que os deslocamentos iniciaram-se para pequenos carregamentos, correspondentes, mais ou menos, ao peso próprio da fundação. Consequentemente, ao fazer-se a modelagem por elementos finitos das fundações, admitiu-se de forma geral, uma baixa resistência, por adesão/sucção, ao deslocamento do fundo da fundação do solo subjacente.

A razão exposta acima justifica, além das diferenças entre os deslocamentos previstos e medidos, a carga de ruptura relativamente baixa encontrada na análise pelo M.E.F.

Acredita-se que as análises feitas acima, serviram para justificar, se não totalmente, pelo menos em sua maior parte os resultados obtidos, e que, apesar dos problemas encontrados, o M.E.F. mostrou-se uma boa ferramenta também para a previsão dos deslocamentos das fundações.

VI.4 - Análise do Comportamento do Conjunto Fundação-Solo

Serão analisados aqui alguns aspectos observados, através dos resultados fornecidos pelo M.E.F., quanto ao desenvolvimento das tensões no solo originadas pelo processo de arrancamento das fundações; além das deformações do solo adjacente às fundações.

Em face das diferenças observadas, analisaremos separadamente os tubulões sem alargamento da base, os tubulões com base alargada e as sapatas.

VI.4.1 - Tubulões sem Alargamento da Base

Observando os esquemas da Figura (VI.4), onde tentou-se representar o comportamento dos elementos da interface solo-tubulão, e os esquemas da Figura (VI.5), onde estão representados os deslocamentos do tubulão T-6 e as deformações do solo, pode-se ter uma idéia do processo de arrancamento.

Inicialmente ocorre um descolamento do fundo do tubulão, enquanto que começa, a partir da base, um processo de cisalhamento na interface solo-tubarão.

A partir do momento em que é vencida a resistência ao cisalhamento da interface, ocorre a ruptura do elemento-junta, o que corresponde fisicamente, a ter sido rompida a resistência por atrito da interface. Note-se que, a falha da interface ocorre sem que haja uma transmissão de esforços que resulte em plastificação do solo em regiões afastadas da interface.

O processo de cisalhamento prossegue, com a falha se propagando desde a base em direção à superfície do terreno. Para esforços próximos a carga de ruptura, começa outra falha na interface, a partir do nível do terreno, se propagando para baixo. Esta segunda falha, porém é de natureza completamente distinta da primeira, e não se deve ao cisalhamento, e sim ao descolamento entre o solo e a parede lateral, próximo ao topo do tubulão, conforme constatou-se analisando os resultados encontrados e pode ser sugerido observando-se os esquemas da Figura (VI.5).

Finalmente ocorre a falha de todos os elementos da interface.

VI.4.2 - Tubulões com Alargamento da Base

O comportamento dos tubulões com alargamento da base, como pode ser visto nas Figuras (VI.6) e (VI.7), é próximo

mo ao dos tubulões sem alargamento da base. A diferença ocorre, justamente, na região de alargamento.

Observou-se que, para os tubulões com alargamento da base, embora continue a haver um processo de falha, ao longo do fuste do tubulão, que se origina próximo a base e se propaga em direção à superfície, ocorre uma plastificação de solo, próxima à base do tubulão. Esta plastificação do solo, diferentemente da que ocorre nas sapatas, como será visto adiante, não se propaga em direção à superfície, ficando restrita à região próxima à base, o que corresponderia, fisicamente à uma ruptura localizada.

VI.4.3 - Sapatas

O comportamento das sapatas, conforme já era esperado e pode ser visto nos esquemas das figuras (VI.8) e (VI.9) para a sapata S-1, mostrou-se completamente distinto do dos tubulões, quer de base alargada, quer sem alargamento da base.

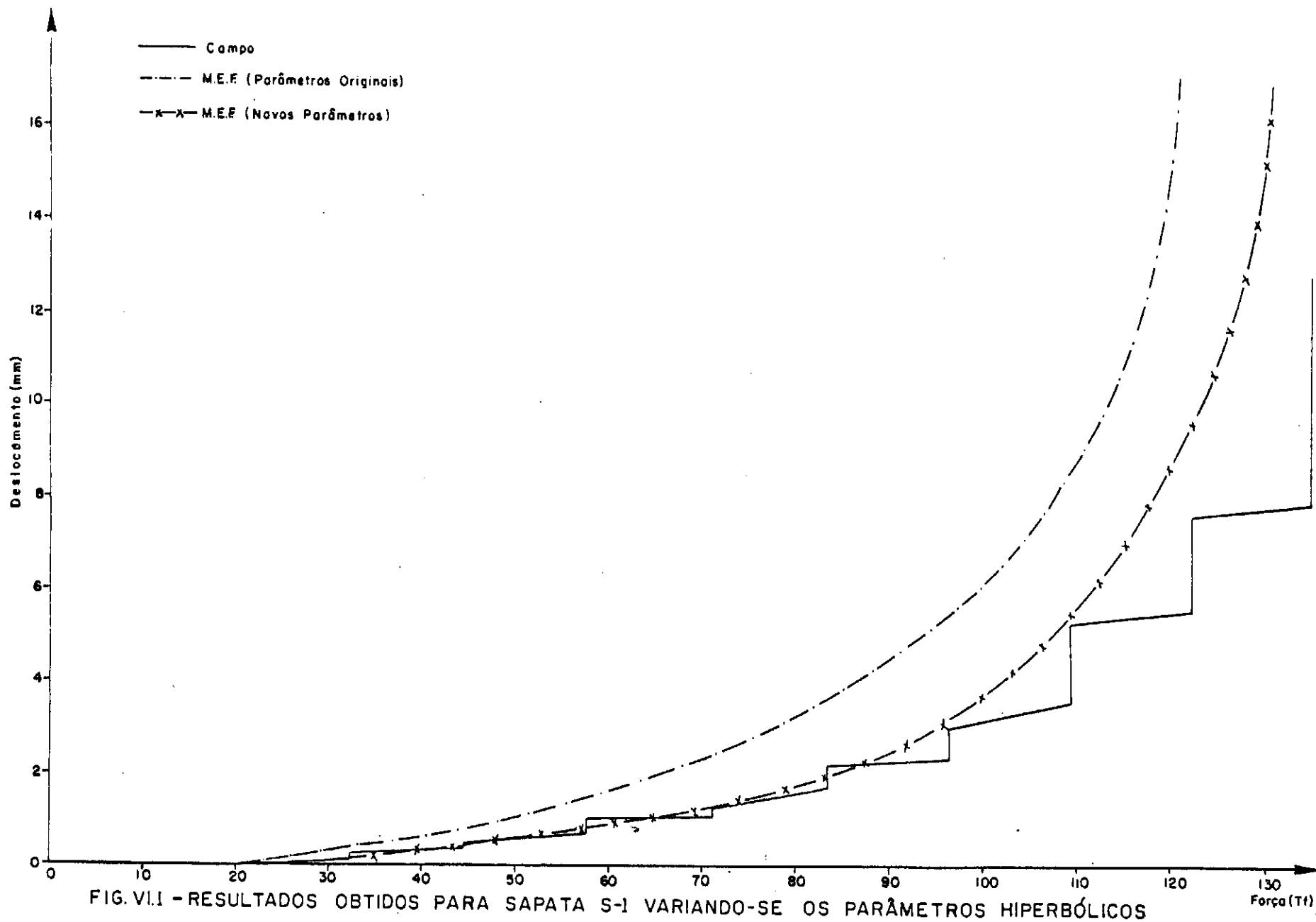
Foi observado que, inicialmente, ocorria um deslocamento do fundo da sapata, e também começava uma plastificação do solo adjacente ao extremo da base da sapata.

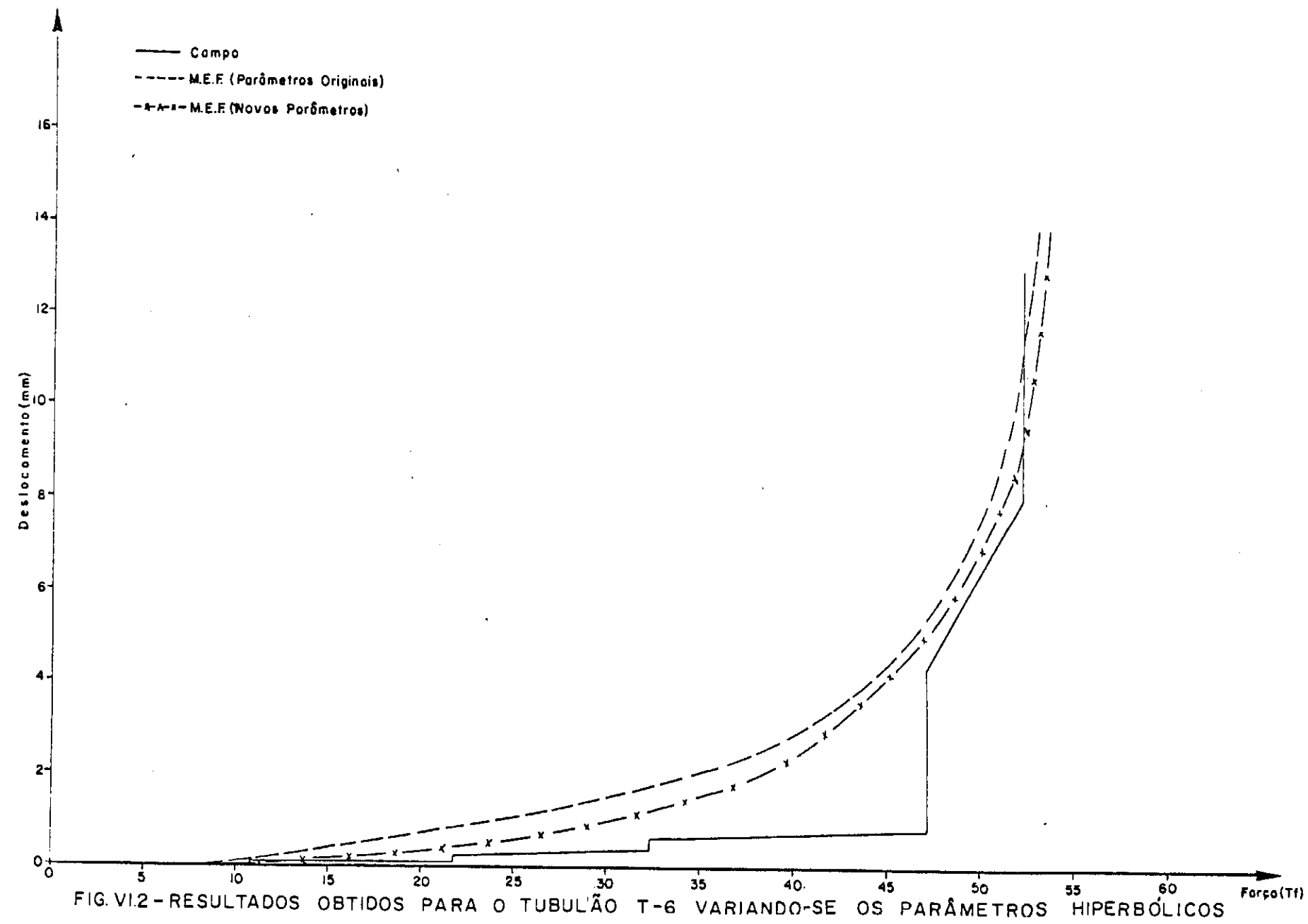
Esta região de solo em plastificação, a medida que aumenta a carga aplicada, expande-se e evolui em direção ao nível do terreno, até o colapso do sistema solo-sapata.

Quanto ao comportamento da interface solo - fundação, na região do fuste, observou-se que, o processo de falha

ocorre para cargas próximas à de ruptura, consistindo, como no caso dos tubulões, em um descolamento entre o solo e o fuste, na região próxima ao topo da fundação.

Ainda para a sapata S-1, são apresentadas na fi
gura (VI.10), trajetórias de tensões de alguns elementos da ma
lha desenvolvida (elementos A, B, C, D, E e F assinalados na fi
gura (V.6). Infelizmente, devido ao tempo disponível este estu
do não pôde ser aprofundado. A título da ilustração deve-se ape
nas salientar a nítida diferença de comportamento observada pa
ra elementos afastados ou não da região acima do bordo da sapa-
ta, que é onde inicia-se o processo de ruptura. O estudo das tra-
jet
órias de tensão no solo mobilizado no arrancamento é de gran
de importância, cabendo aqui a sugestão de serem realizadas pes
quisas futuras mais amplas e abrangentes sobre este tema.





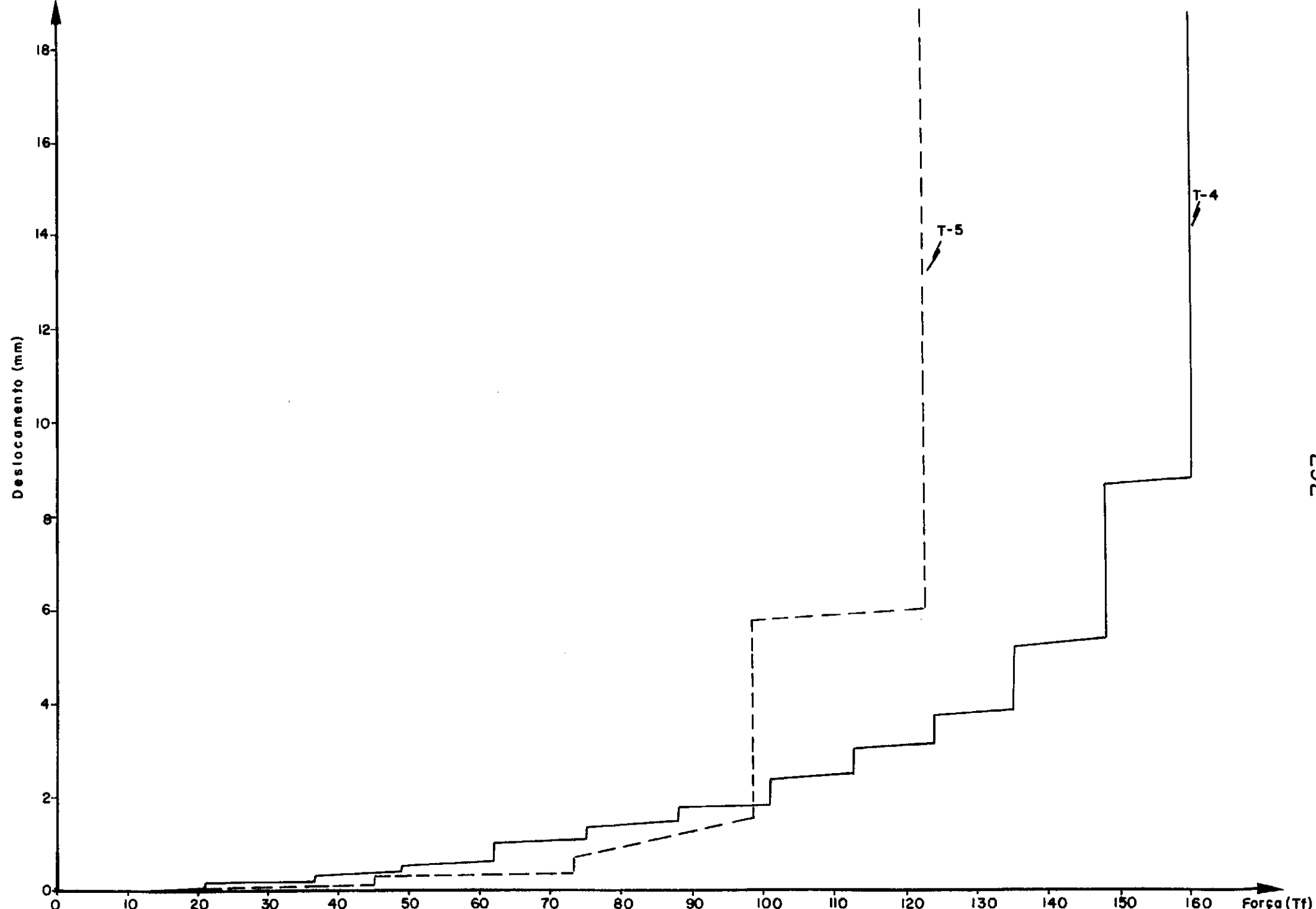


FIG. VI.3 - CURVAS DAS PROVAS DE CARGA DOS TUBULÕES T-4 E T-5

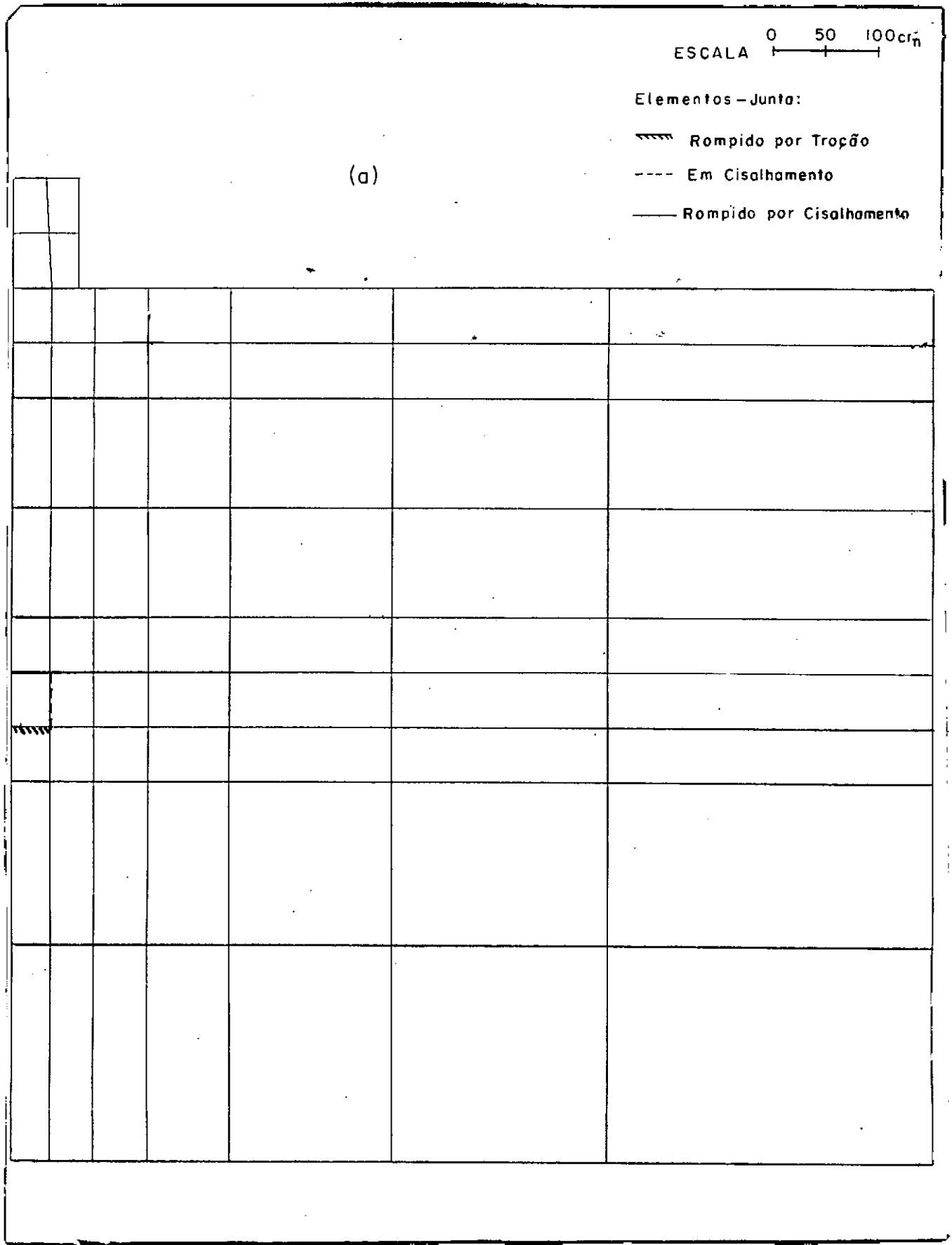


FIG. VI.4 - COMPORTAMENTO DA INTERFACE FUNDAÇÃO-SOLO DO TUBULÃO T-6 PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

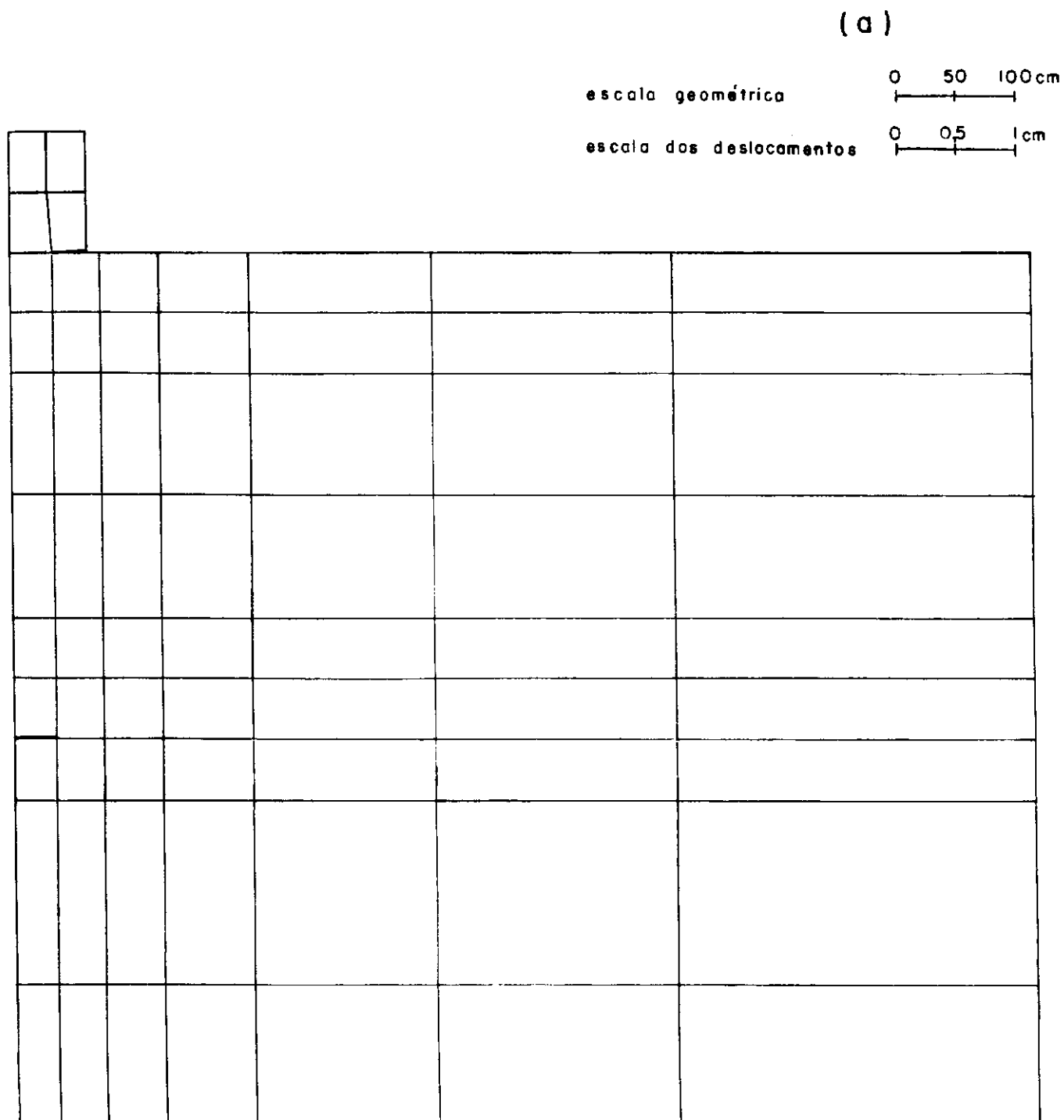


FIG. VI.5 - DESLOCAMENTOS DO TUBULÃO T-6 PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(b)

FIG. VI. 5 - (CONTINUAÇÃO)

(e)

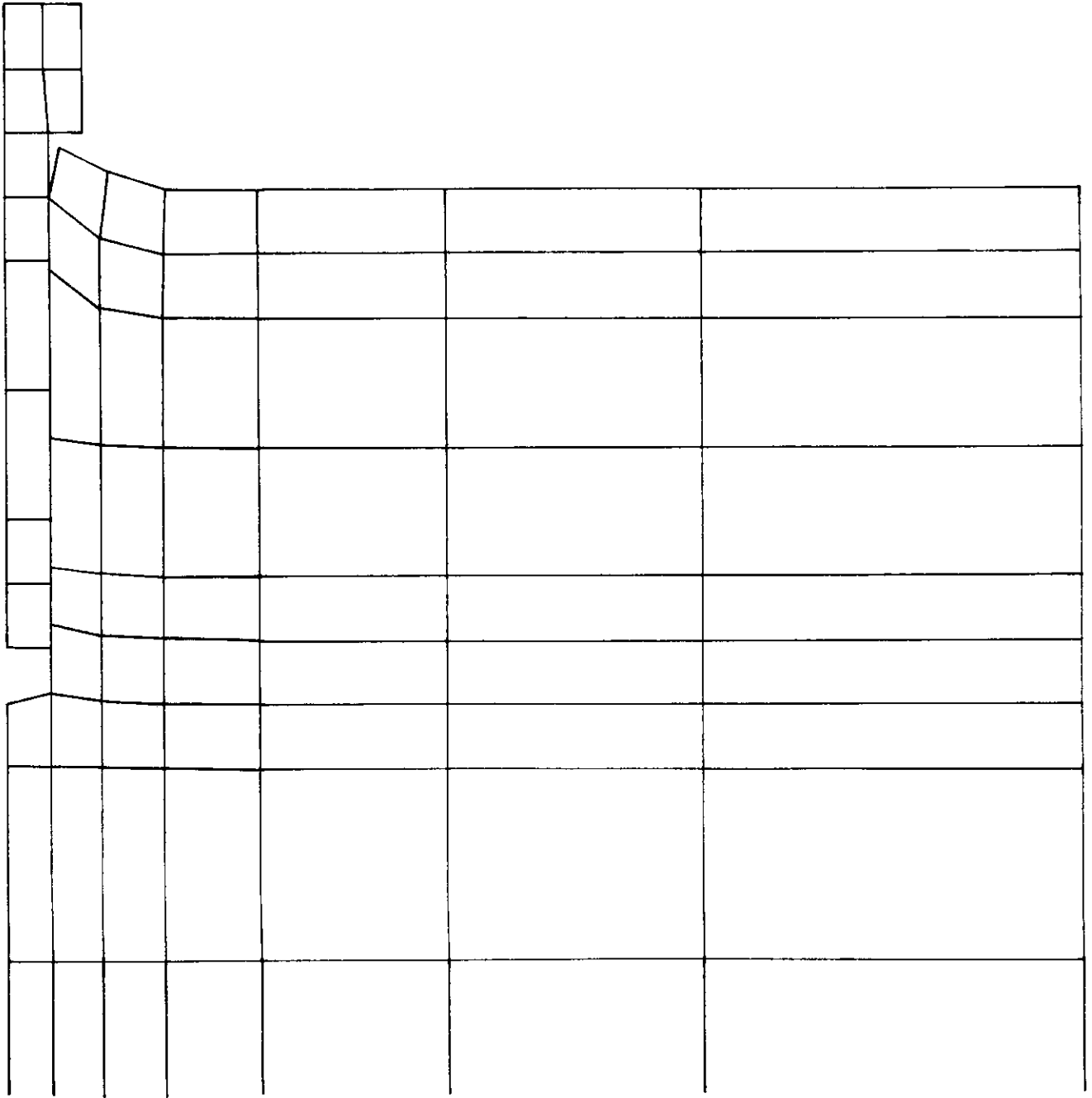


FIG. VI.5 - (CONTINUAÇÃO)

(f)

[illegible]

FIG. VI. 5 - (CONTINUAÇÃO)

 - Região de Plastificação do Solo

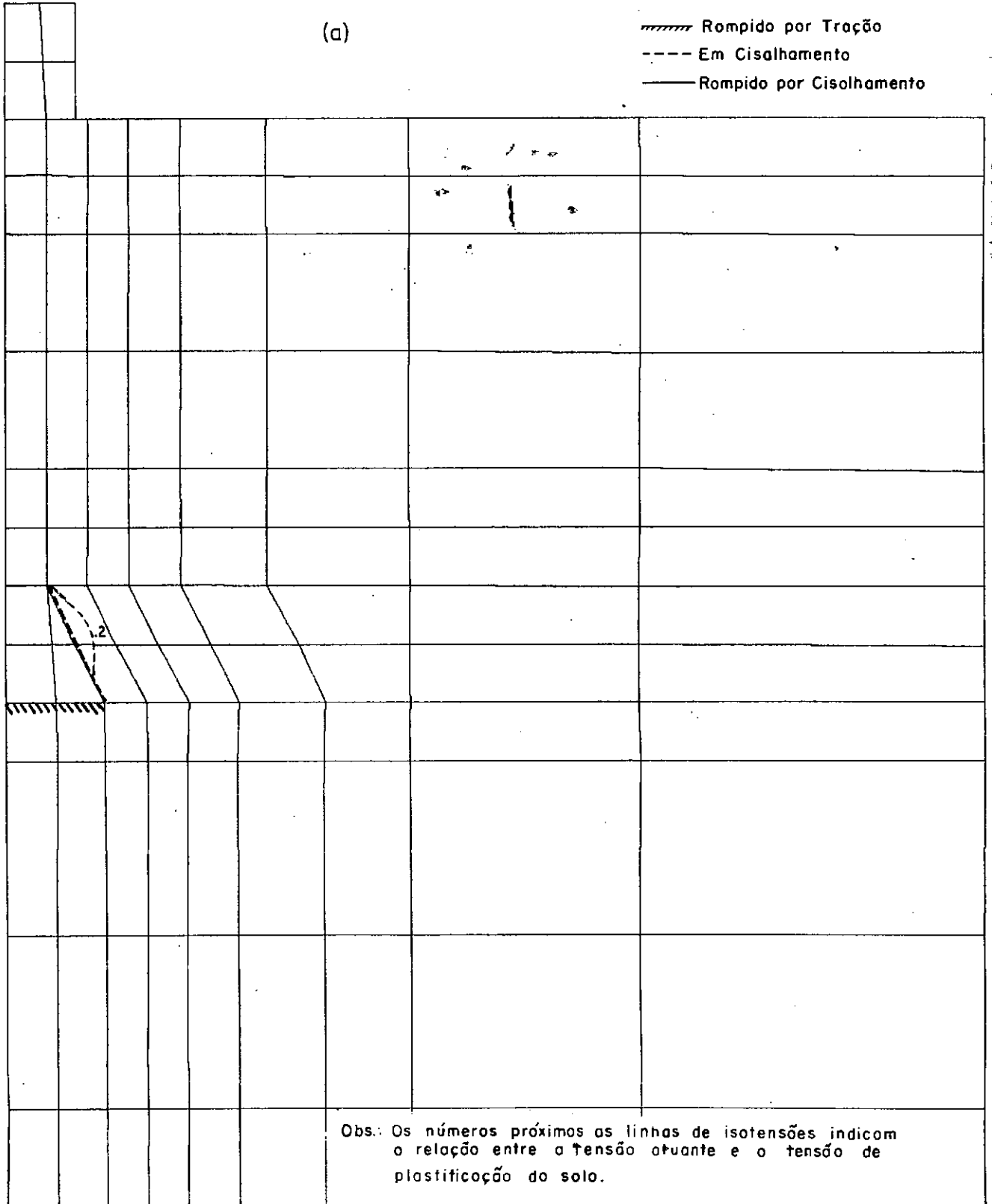
Elemento — Junta:

 Rompido por Tração

 Em Cisalhamento

 Rompido por Cisalhamento

(a)



Obs.: Os números próximos as linhas de isotensões indicam o relação entre a tensão atuante e o tensão de plastificação do solo.

(b)

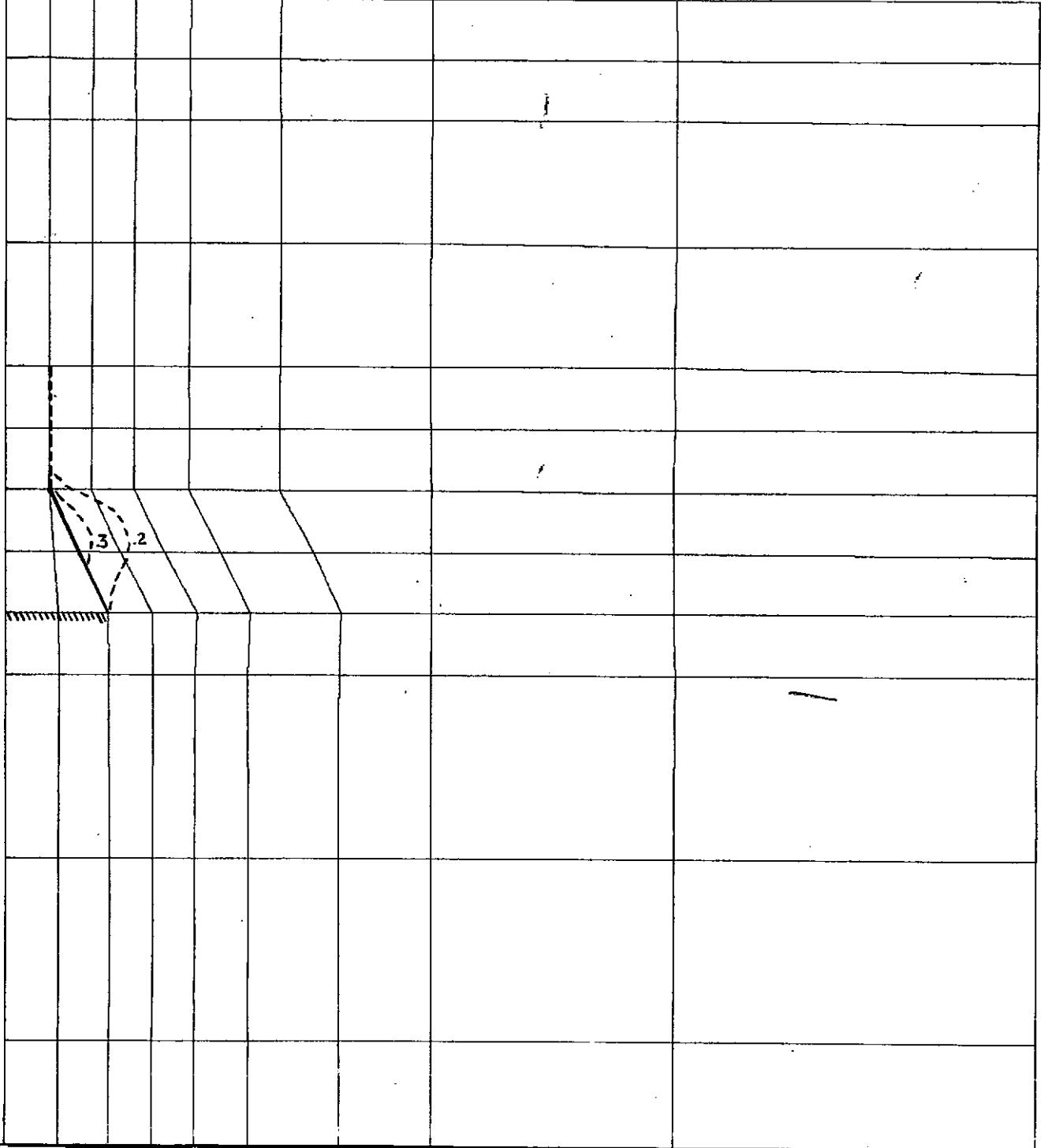
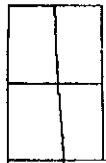


FIG. VI.6 - (CONTINUAÇÃO)

(c)

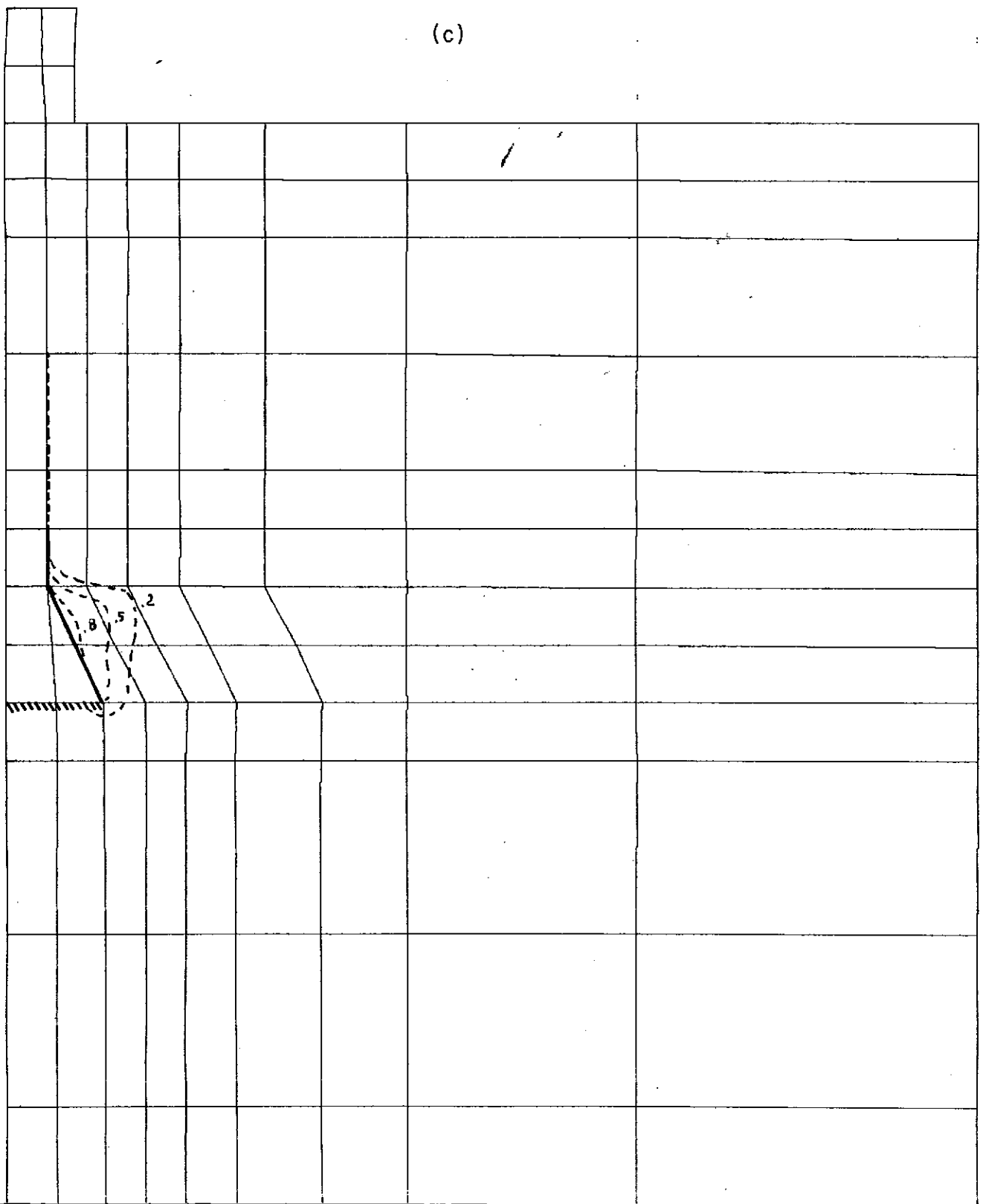


FIG. VI.6 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

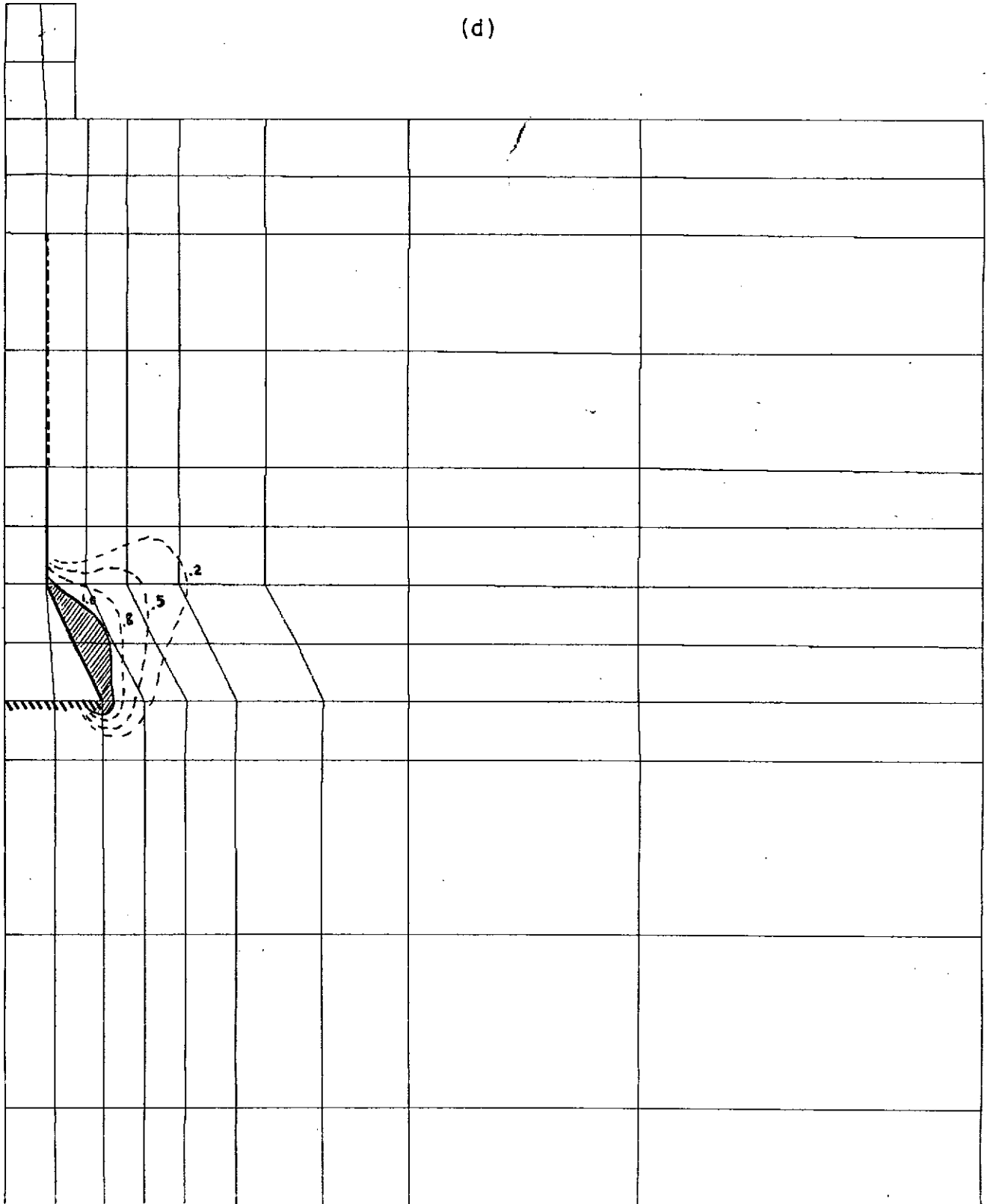


FIG. VI.6 - (CONTINUAÇÃO)

(e)

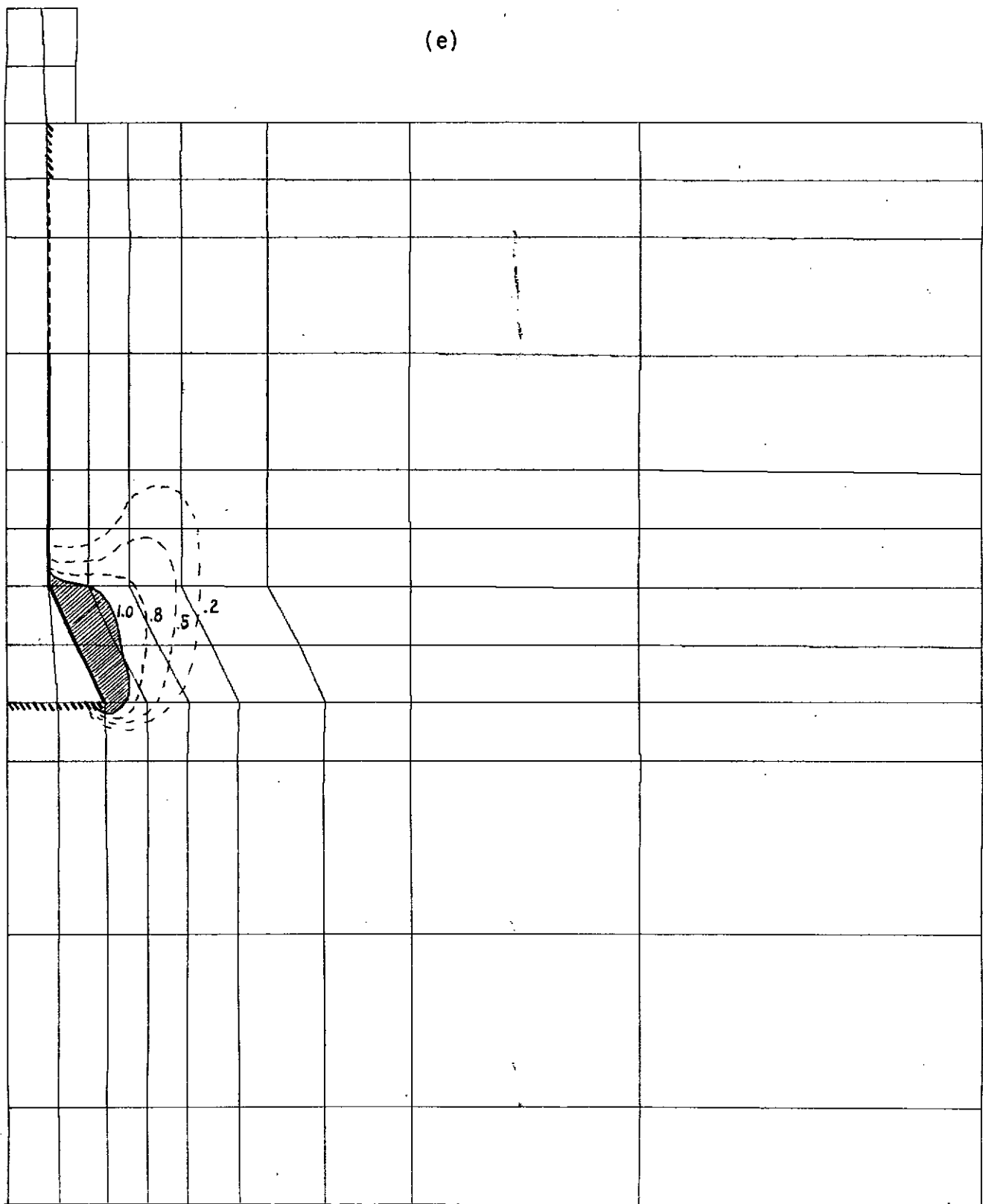


FIG. VI.6 - (CONTINUAÇÃO)

(f)

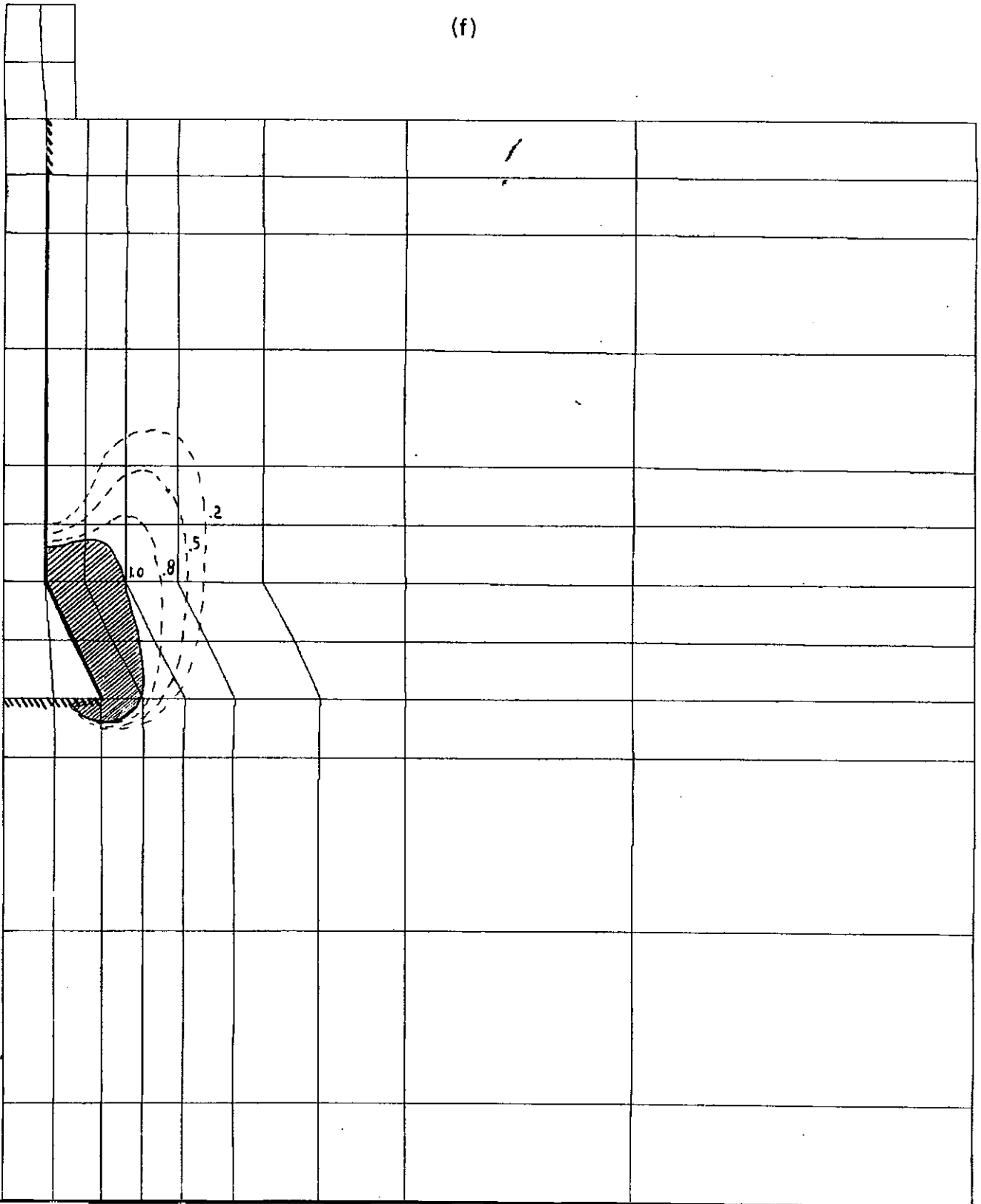


FIG. VI.6- (CONTINUAÇÃO)

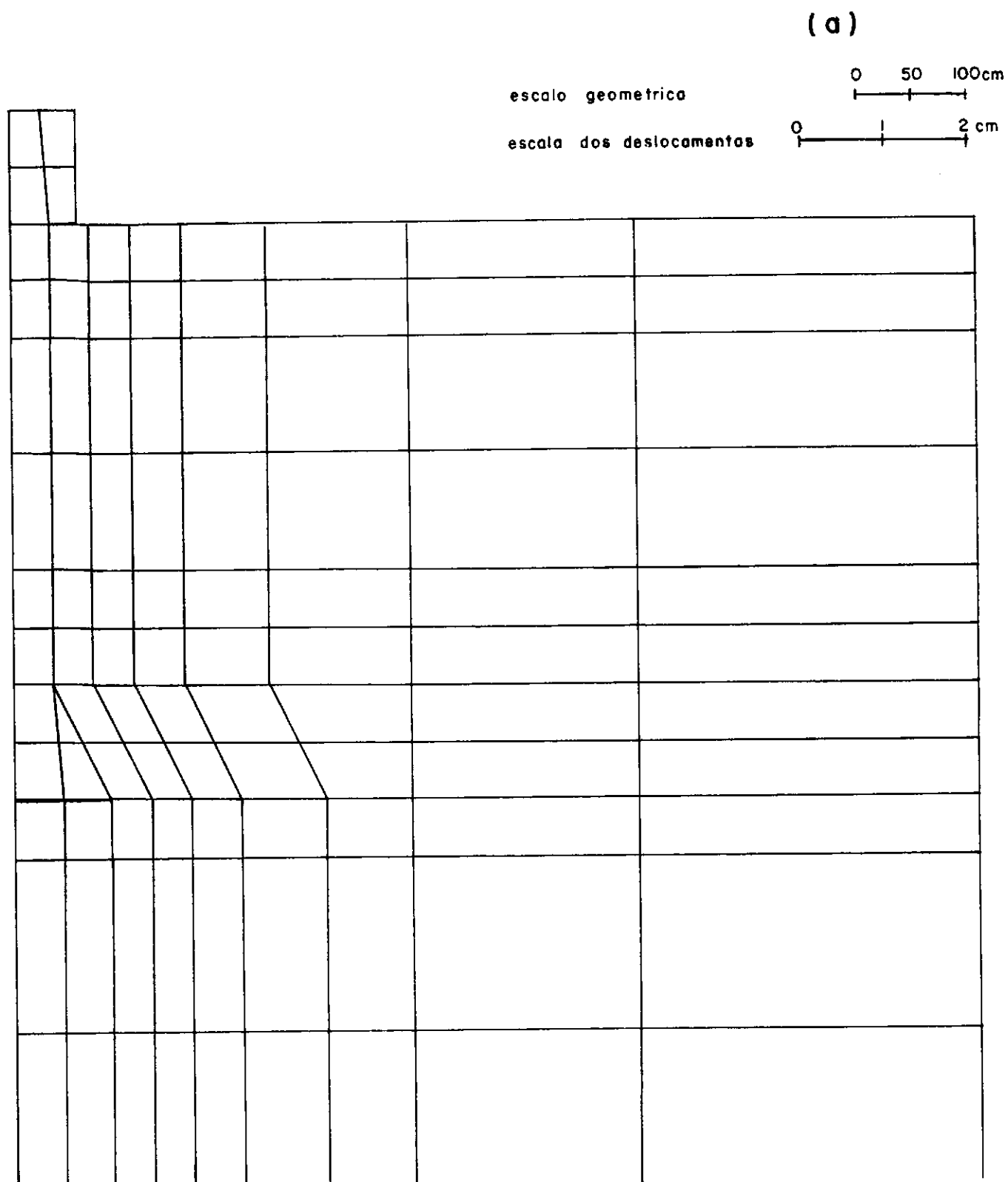


FIG. VI. 7 - DESLOCAMENTOS DO TUBULÃO T-3 PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(c)

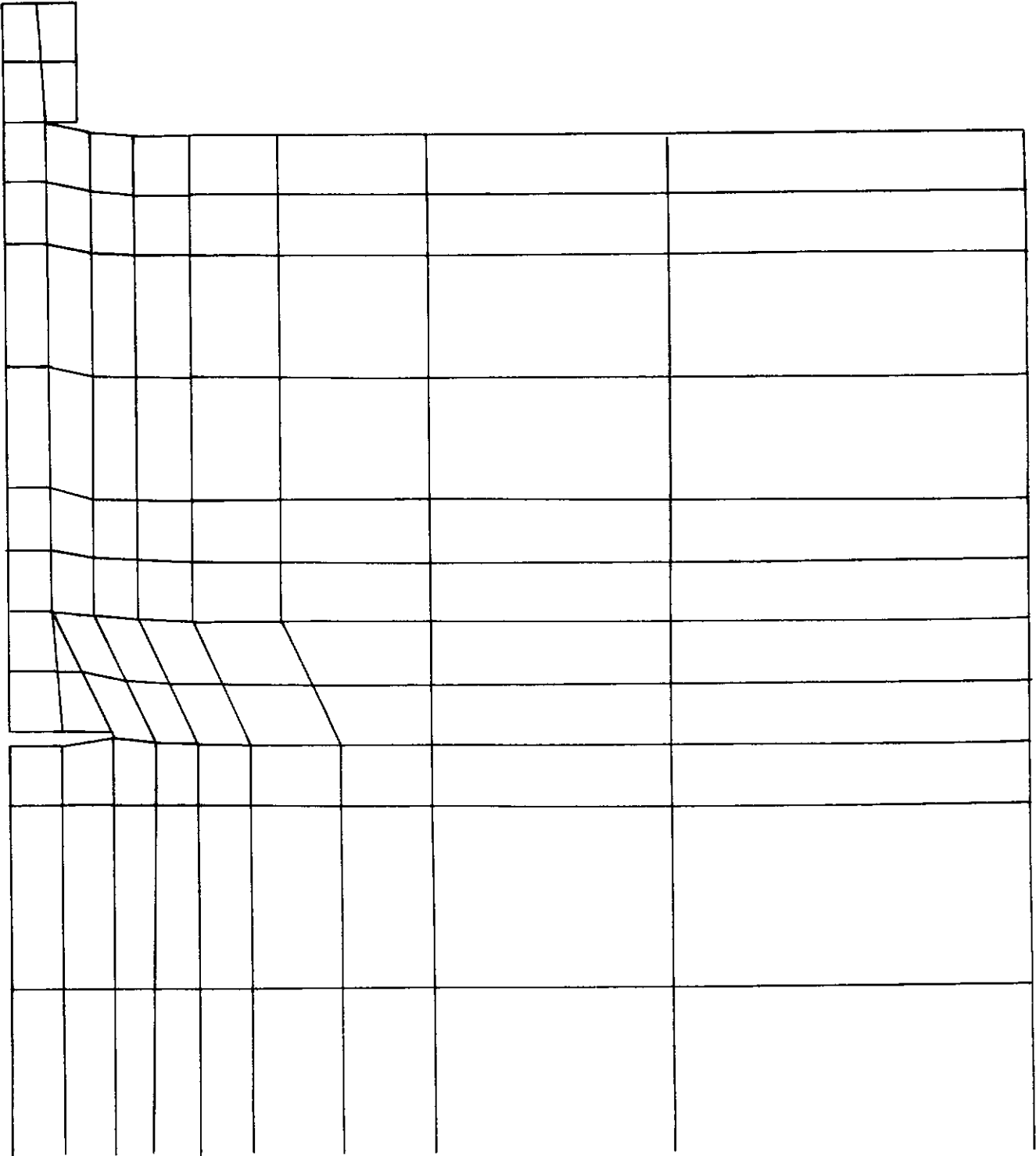


FIG. VI.7 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

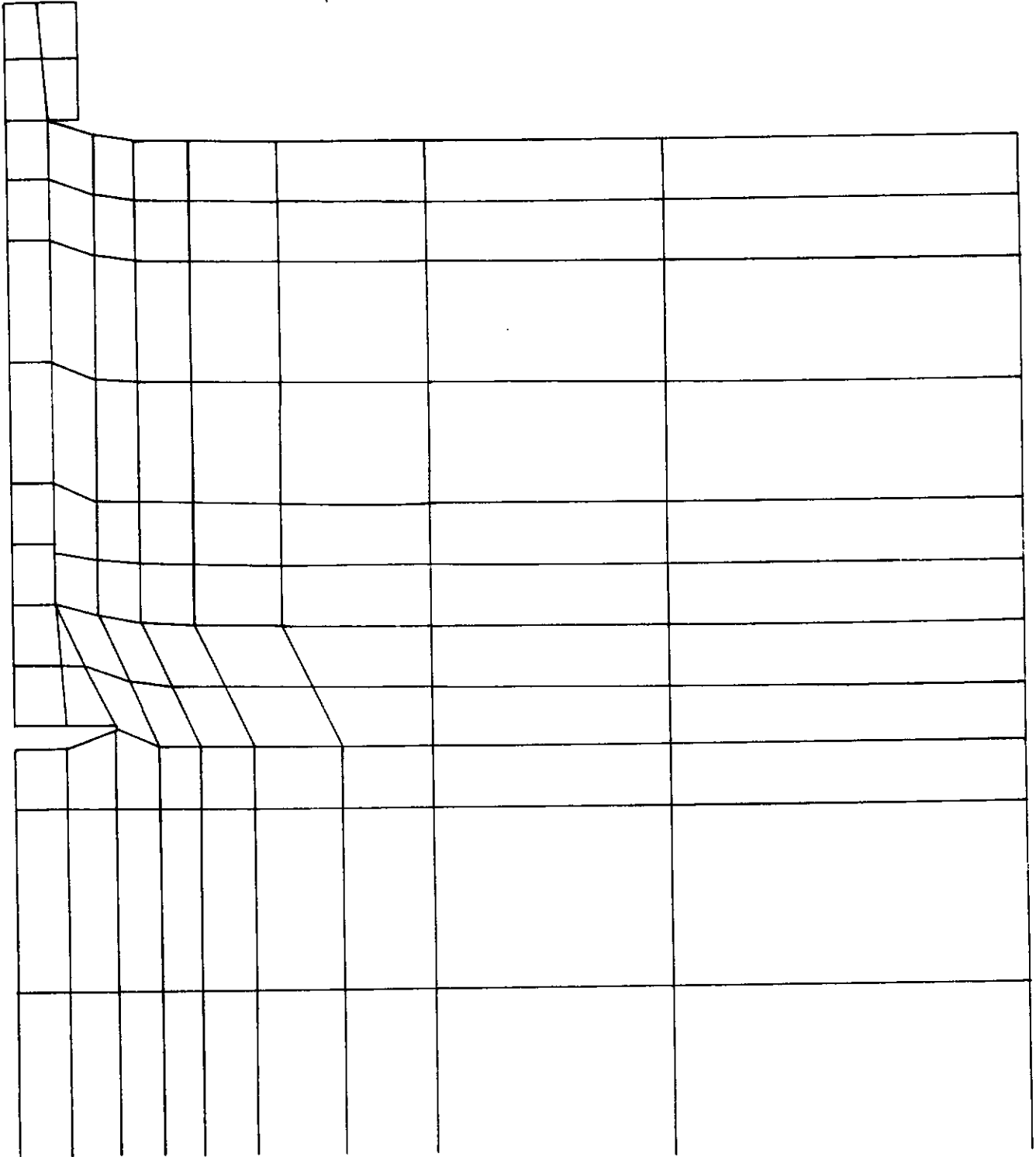


FIG. VI.7 - (CONTINUAÇÃO)

(e)

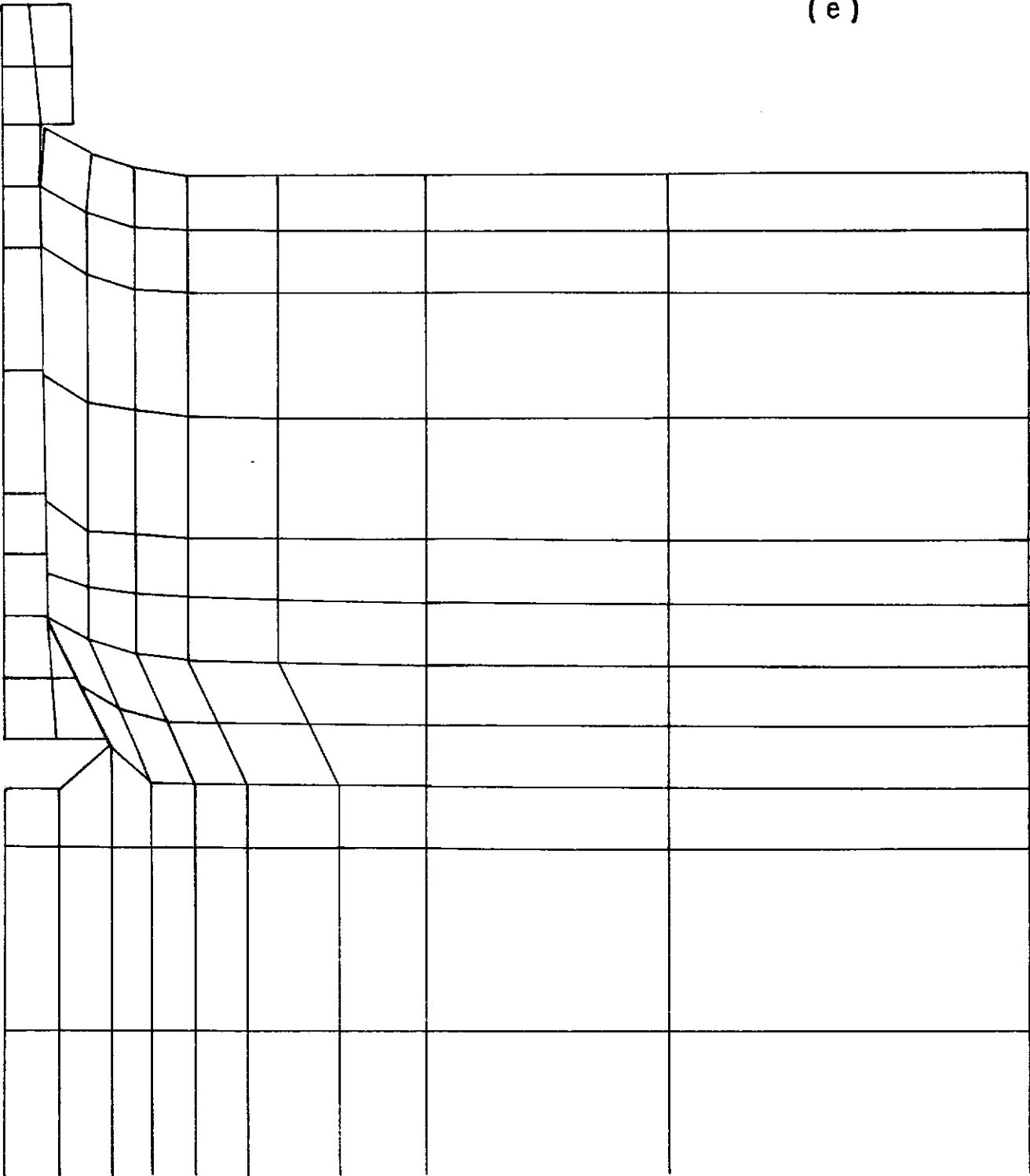


FIG. VI.7 - (CONTINUAÇÃO)

(f)

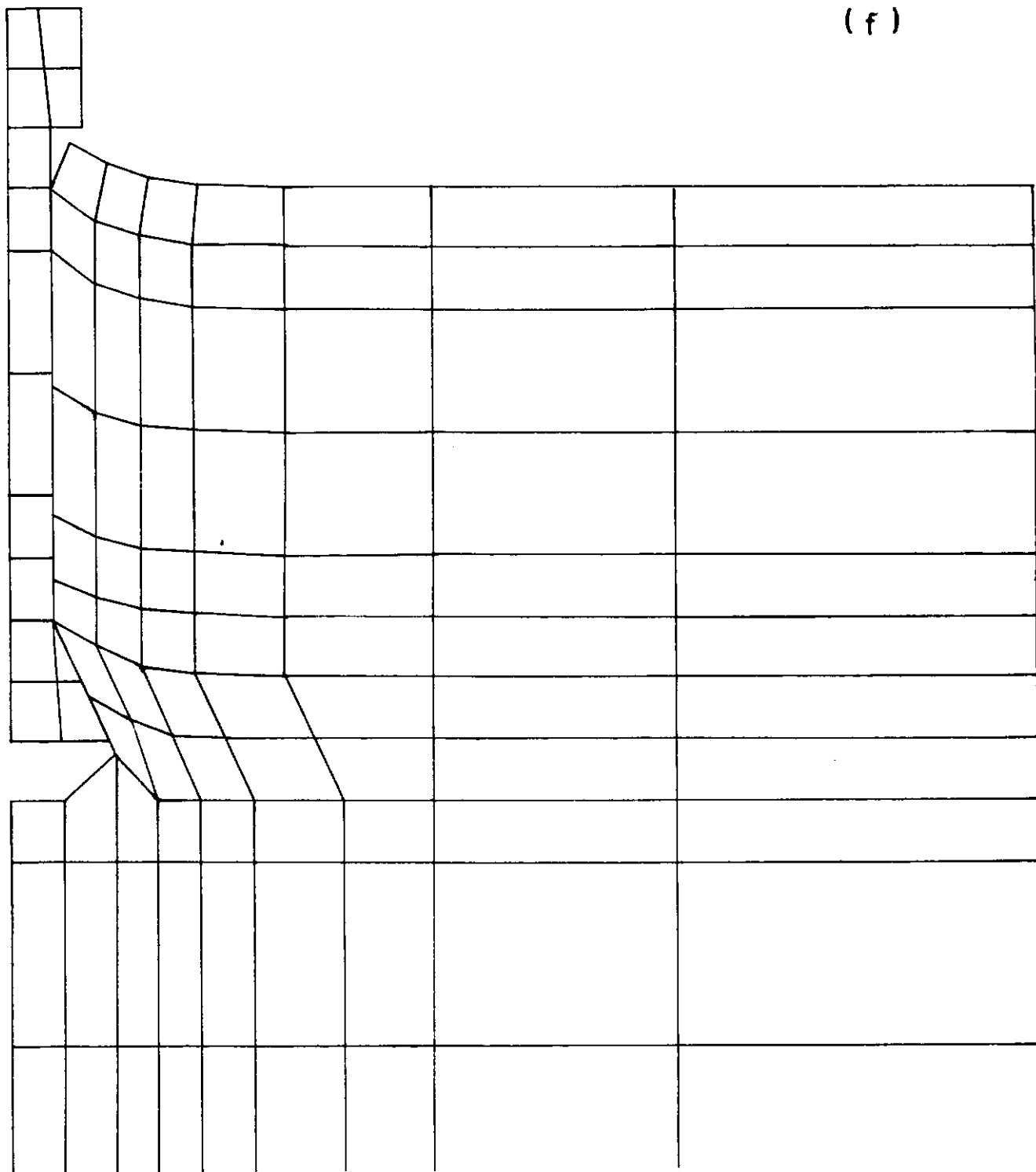


FIG. VI. 7 - (CONTINUAÇÃO)

(g)

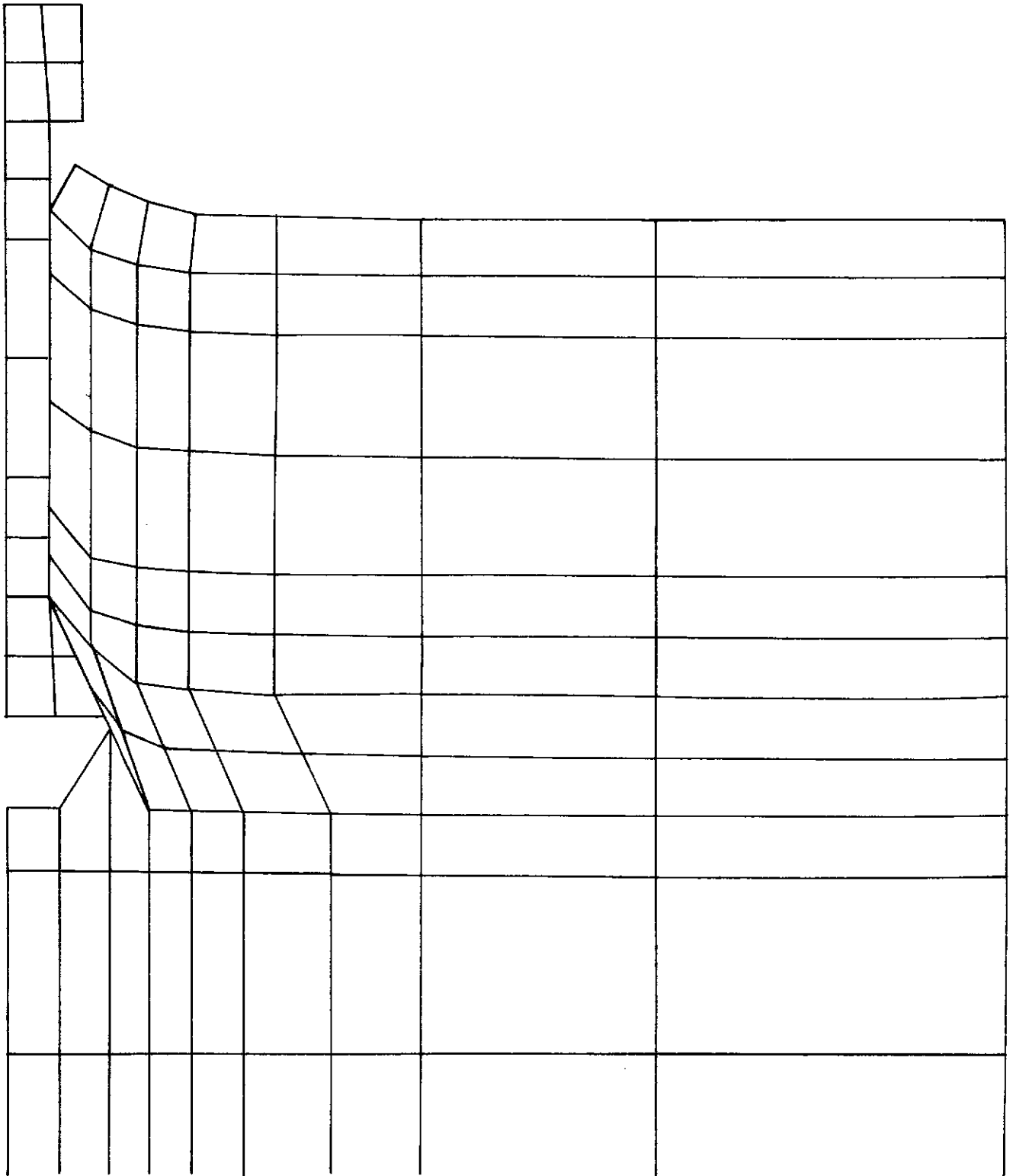


FIG. VI. 7 - (CONTINUAÇÃO)

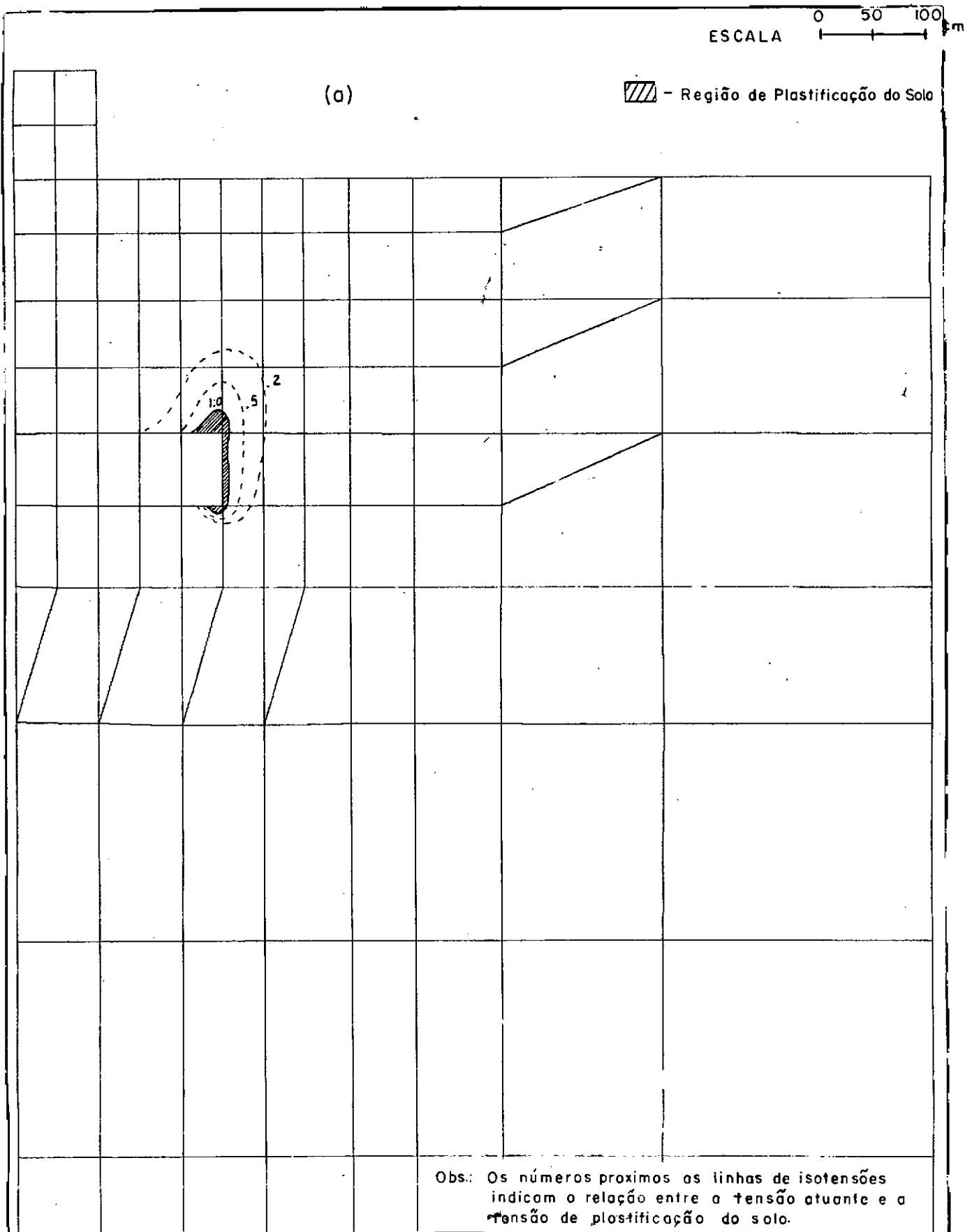


FIG. VI.8 - COMPORTAMENTO DO SOLO ADJACENTE À SAPATA S-1 PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

(b)

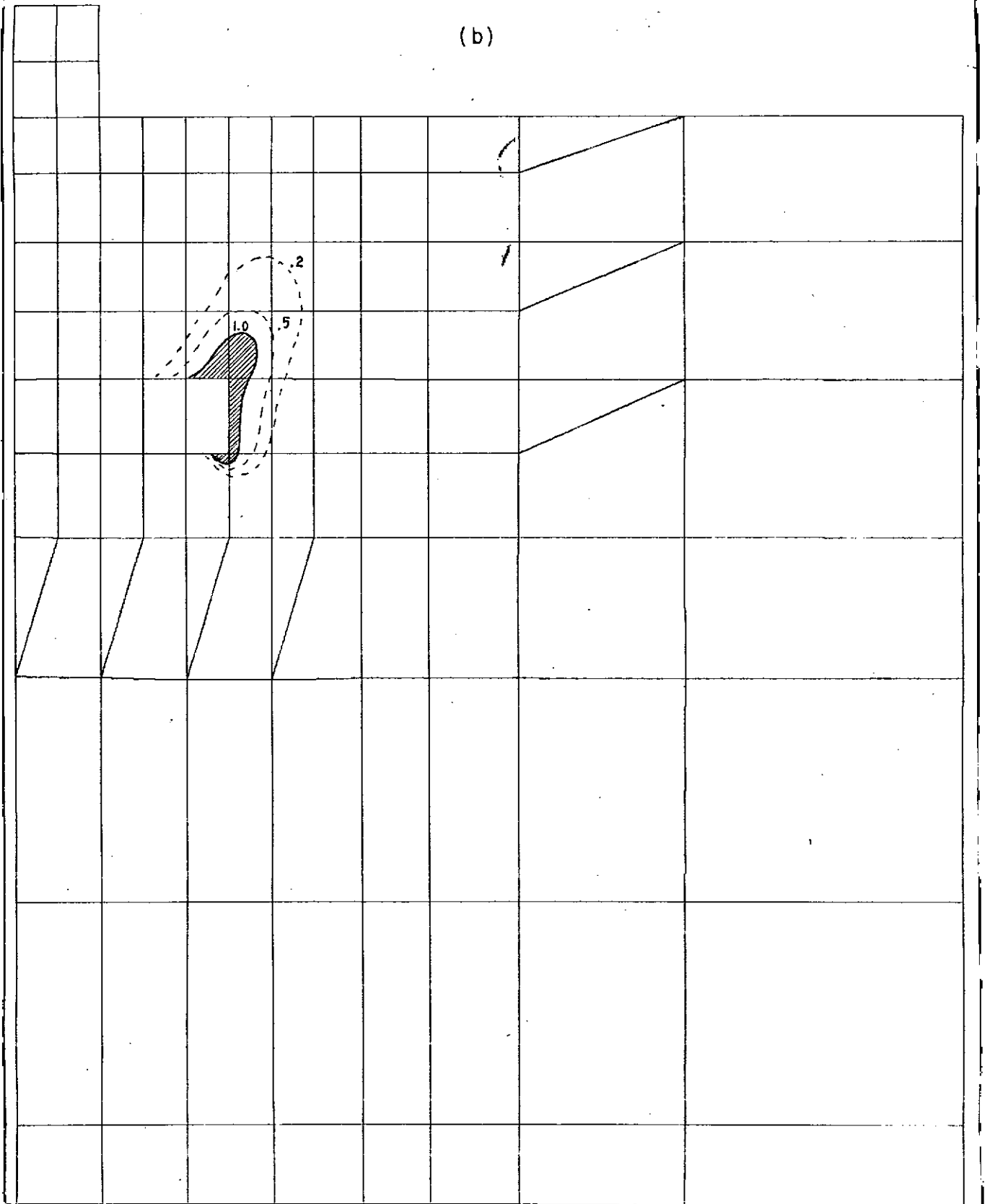


FIG. VI.8 - (CONTINUAÇÃO)

(c)

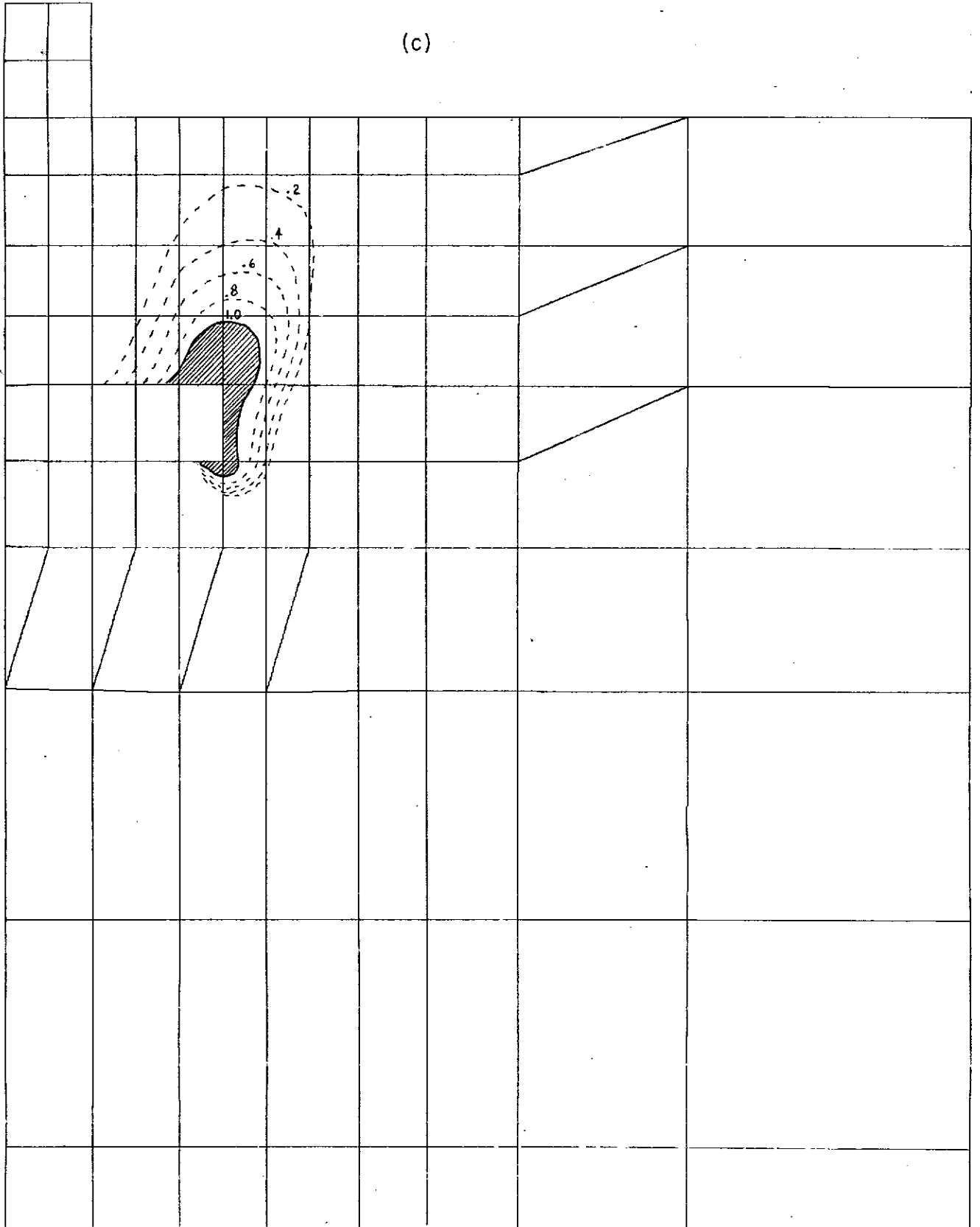


FIG. VI.8 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

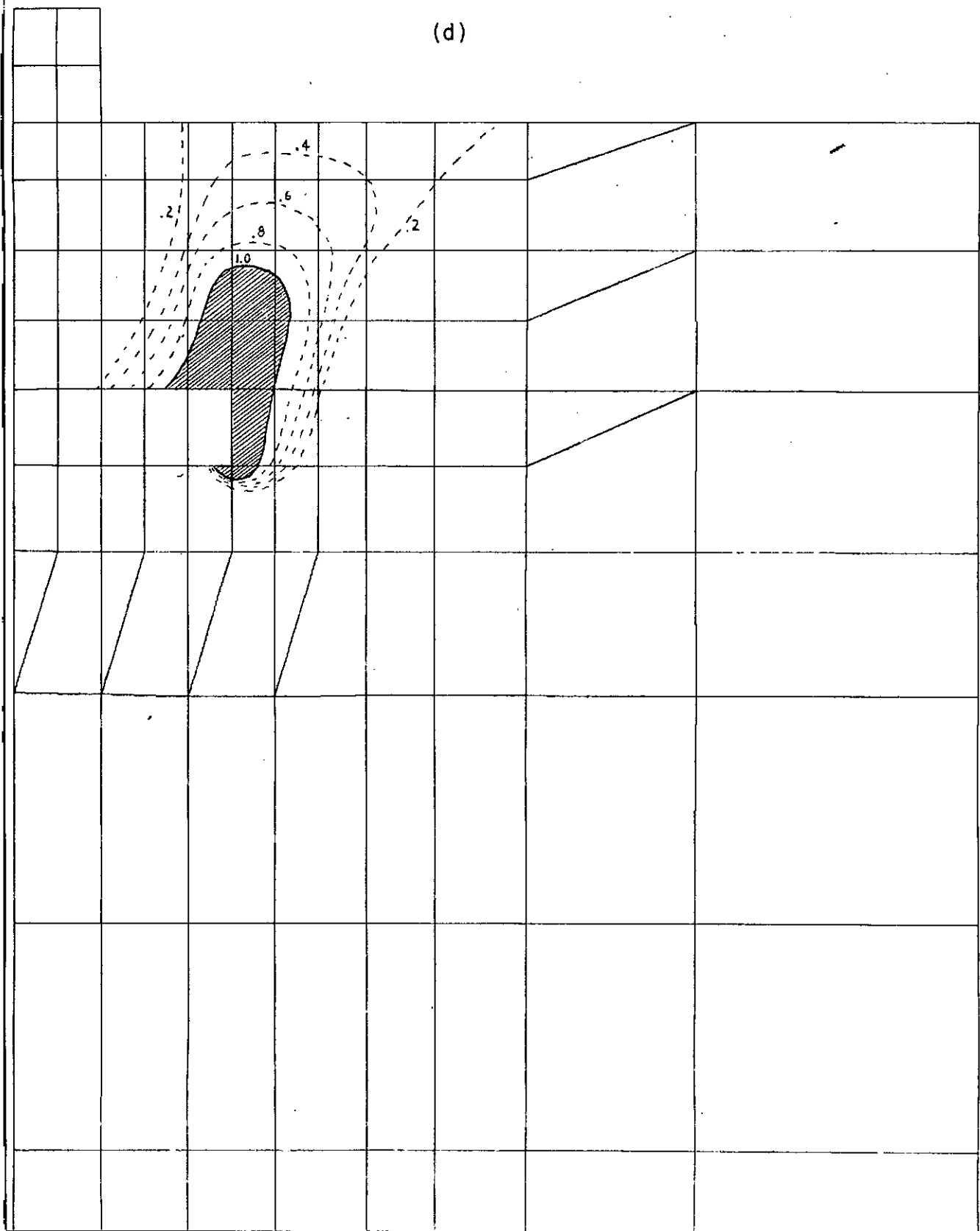


FIG. VI.8 - (CONTINUAÇÃO)

(e)

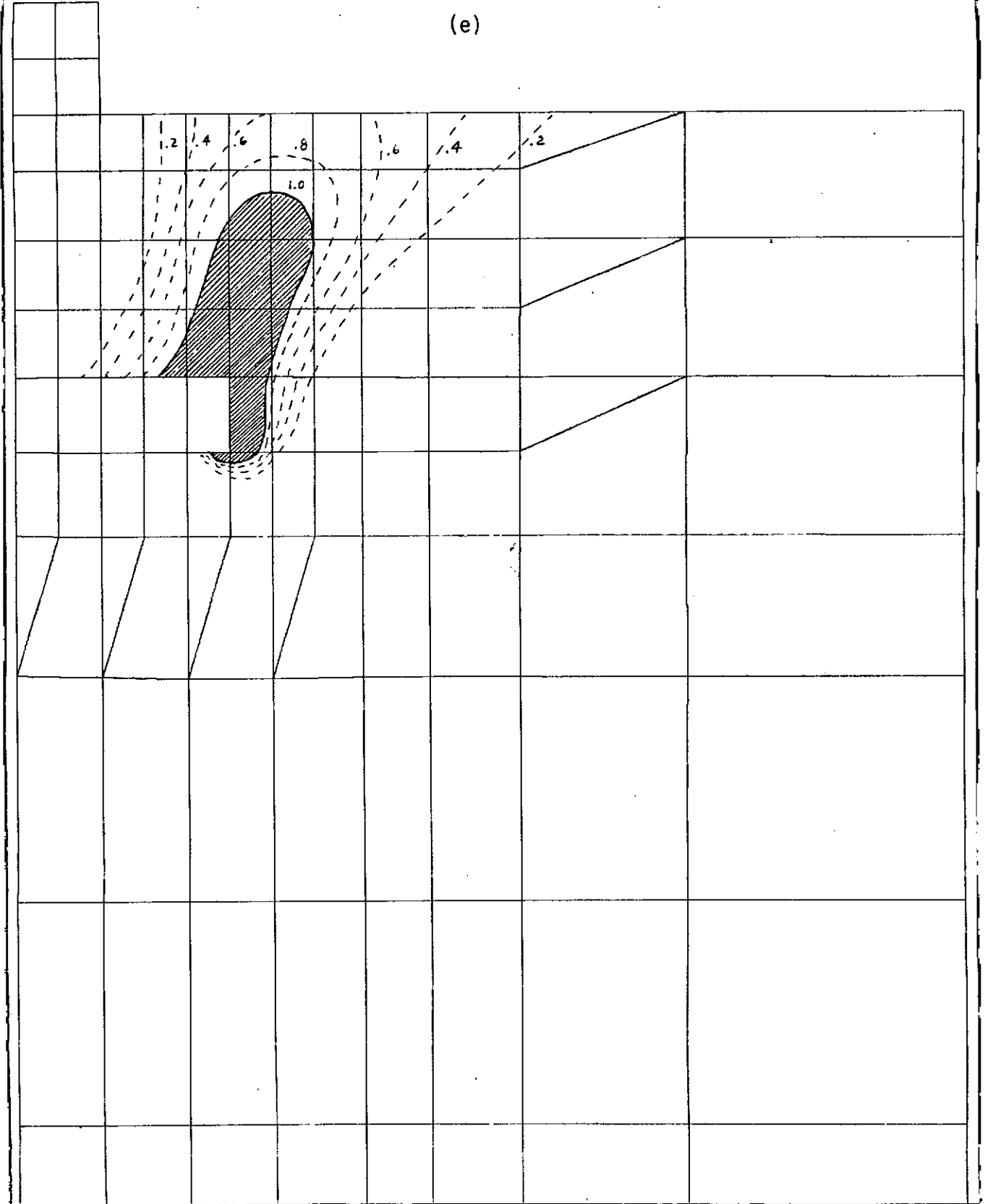


FIG. VI.8 - (CONTINUAÇÃO)

(f)

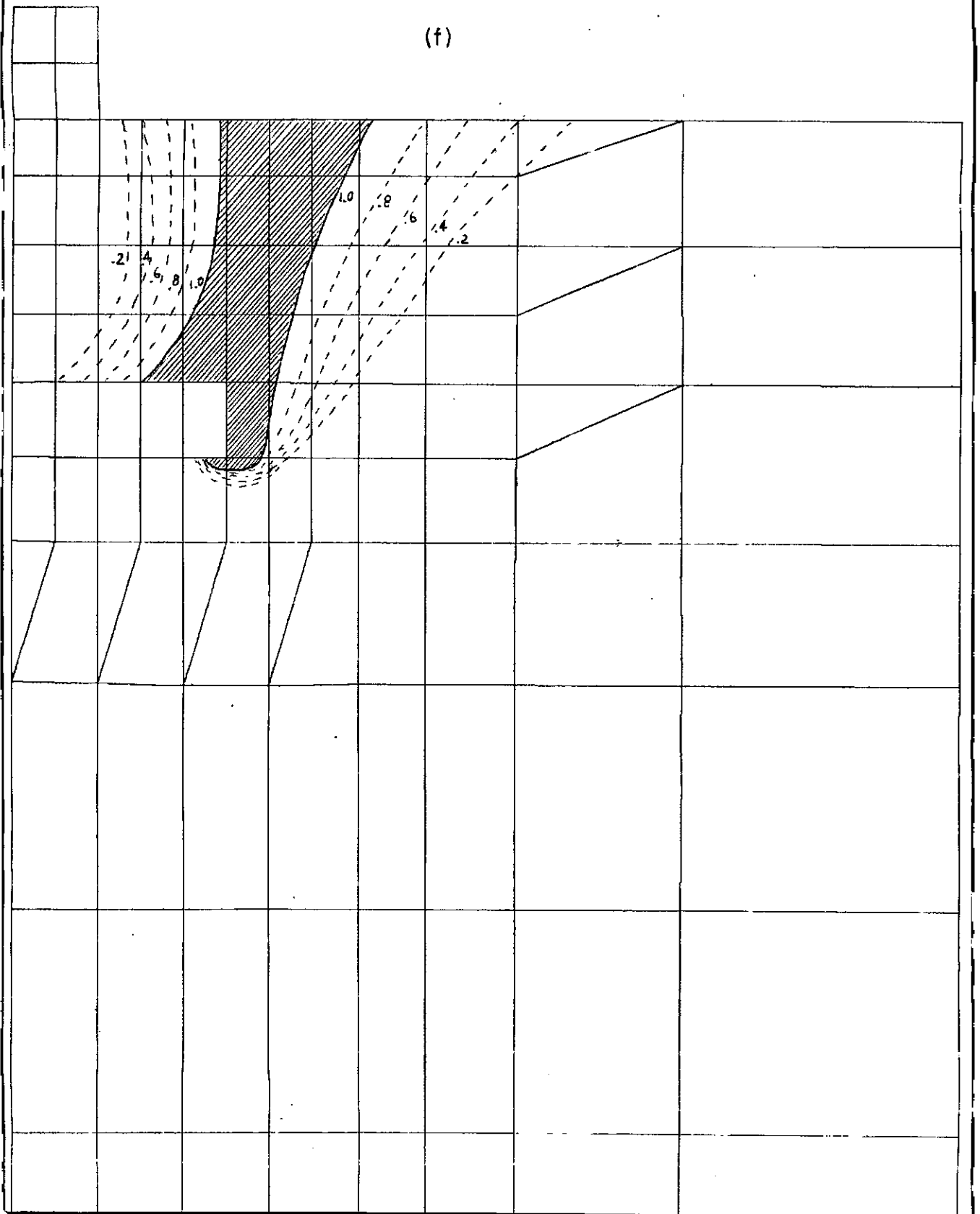


FIG. VI.8 - (CONTINUAÇÃO)

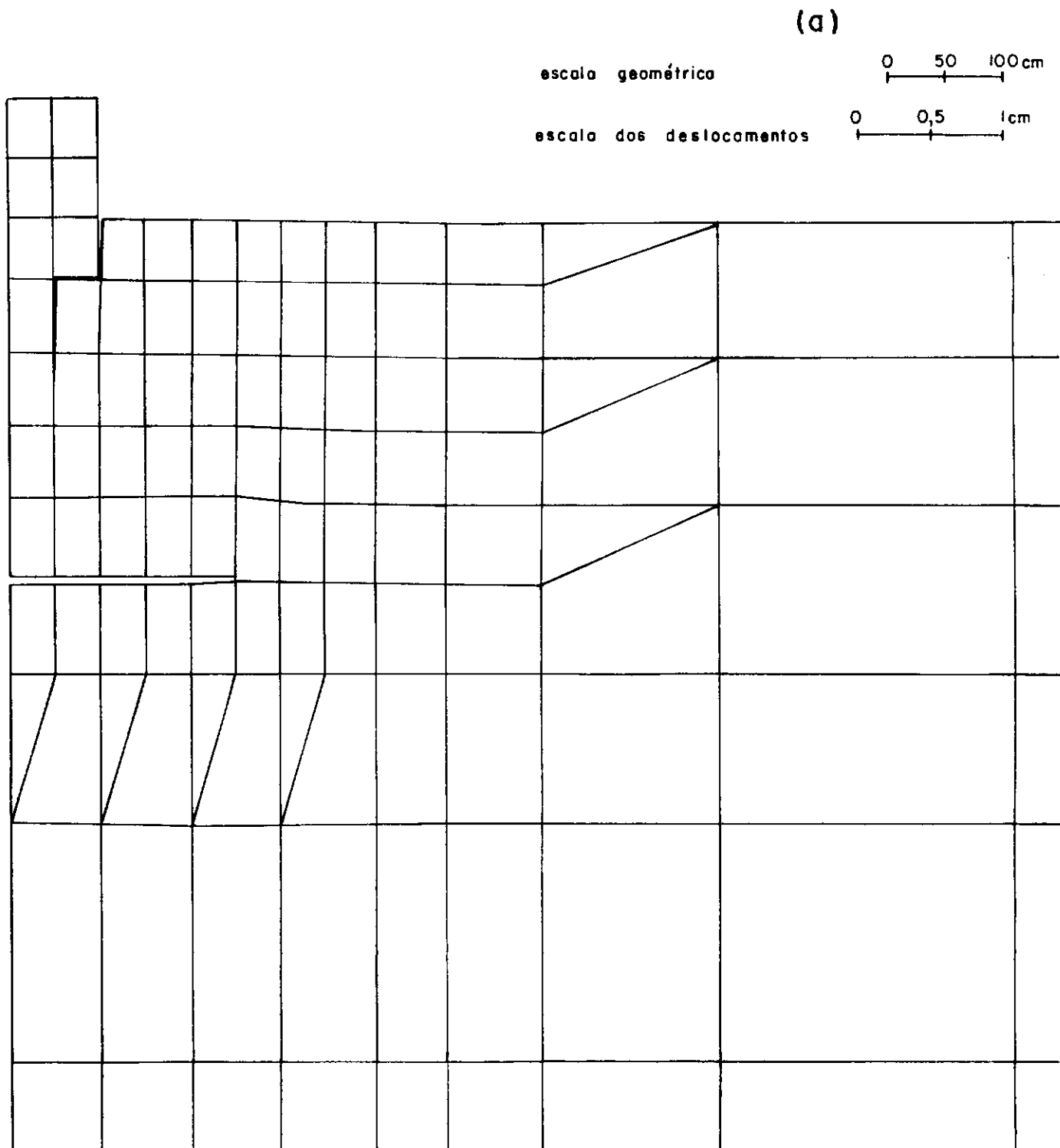


FIG. VI.9 - DESLOCAMENTOS DA SAPATA S-1 PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO.

(b)

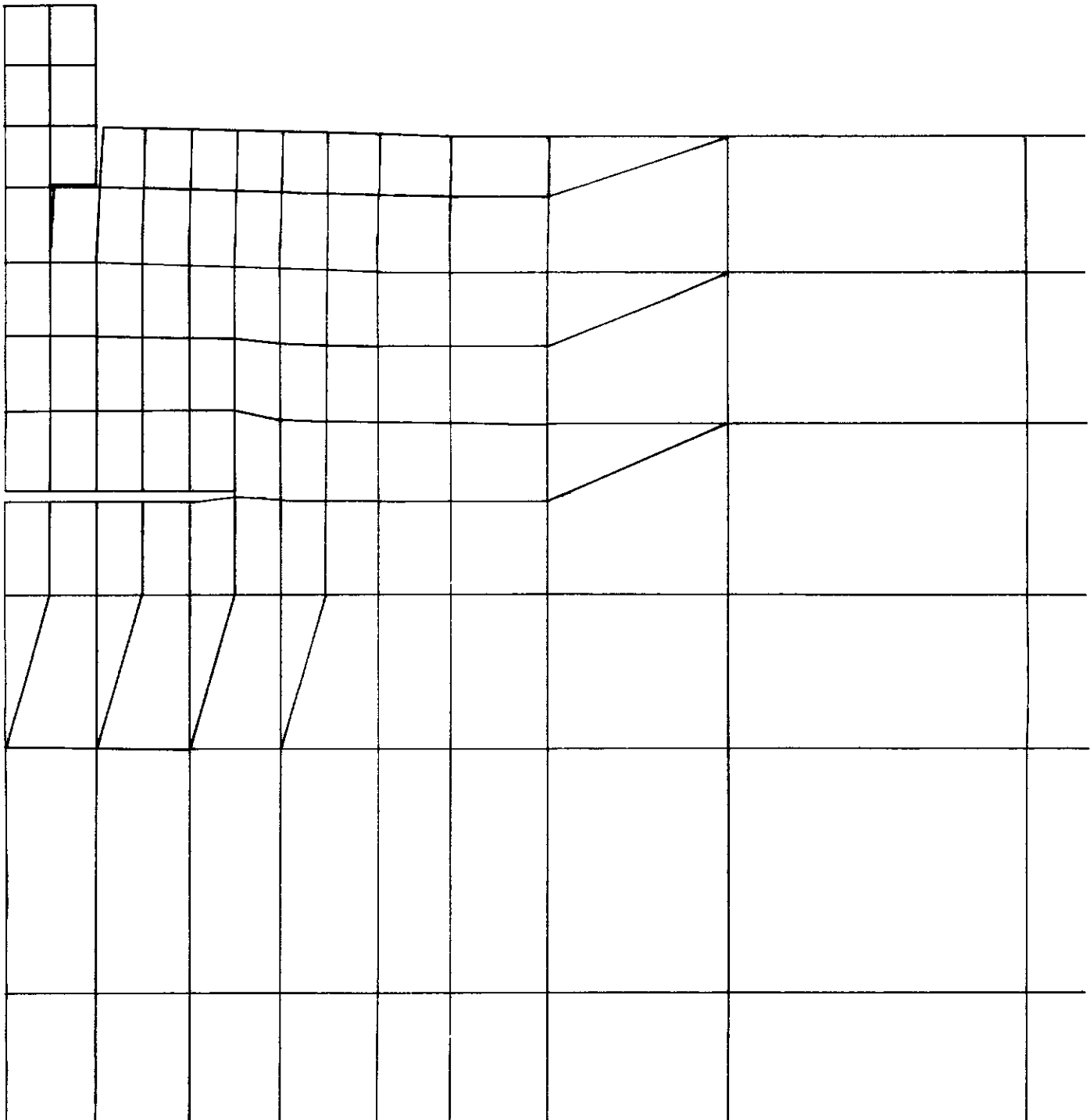


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

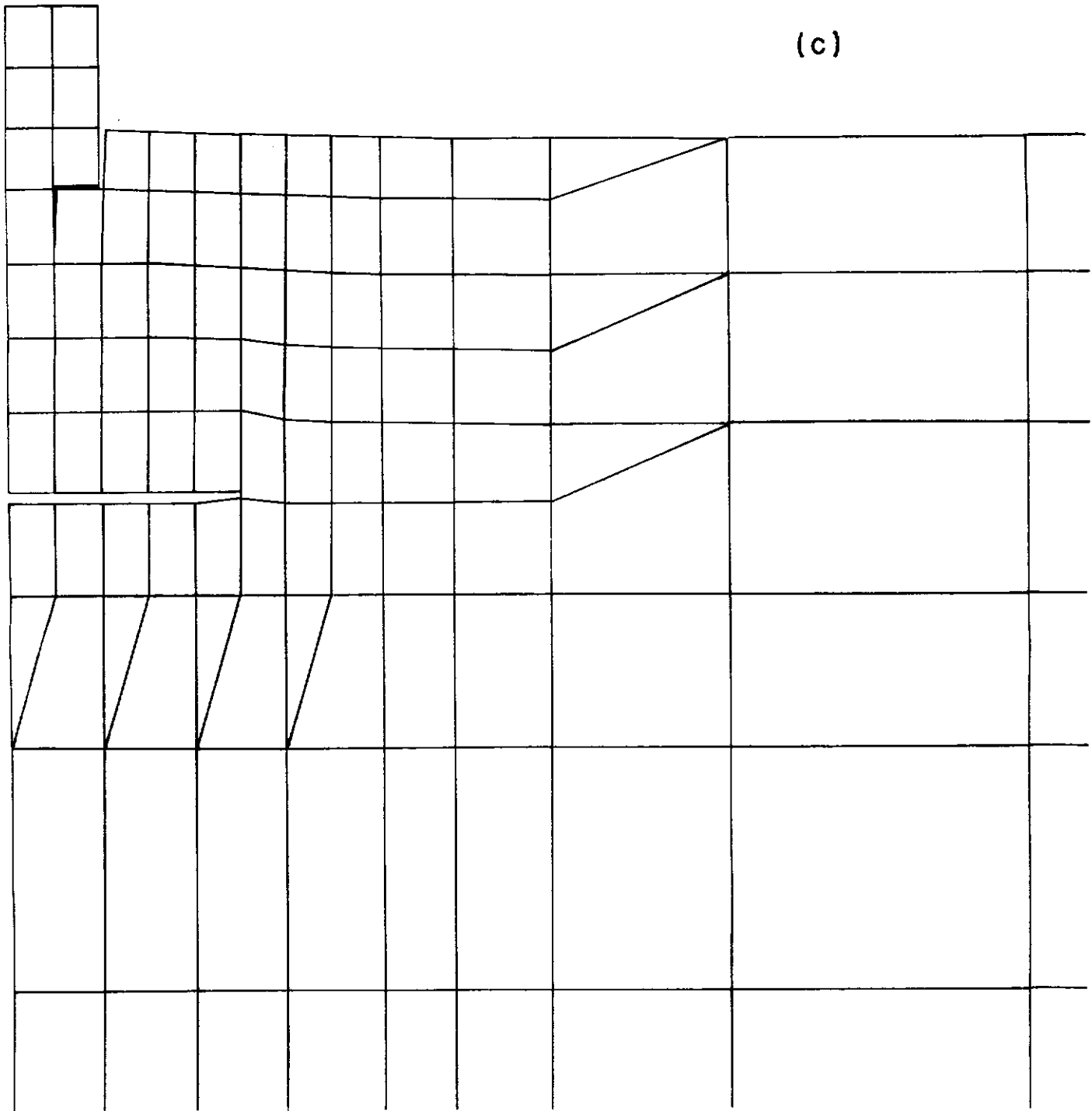


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

(d)

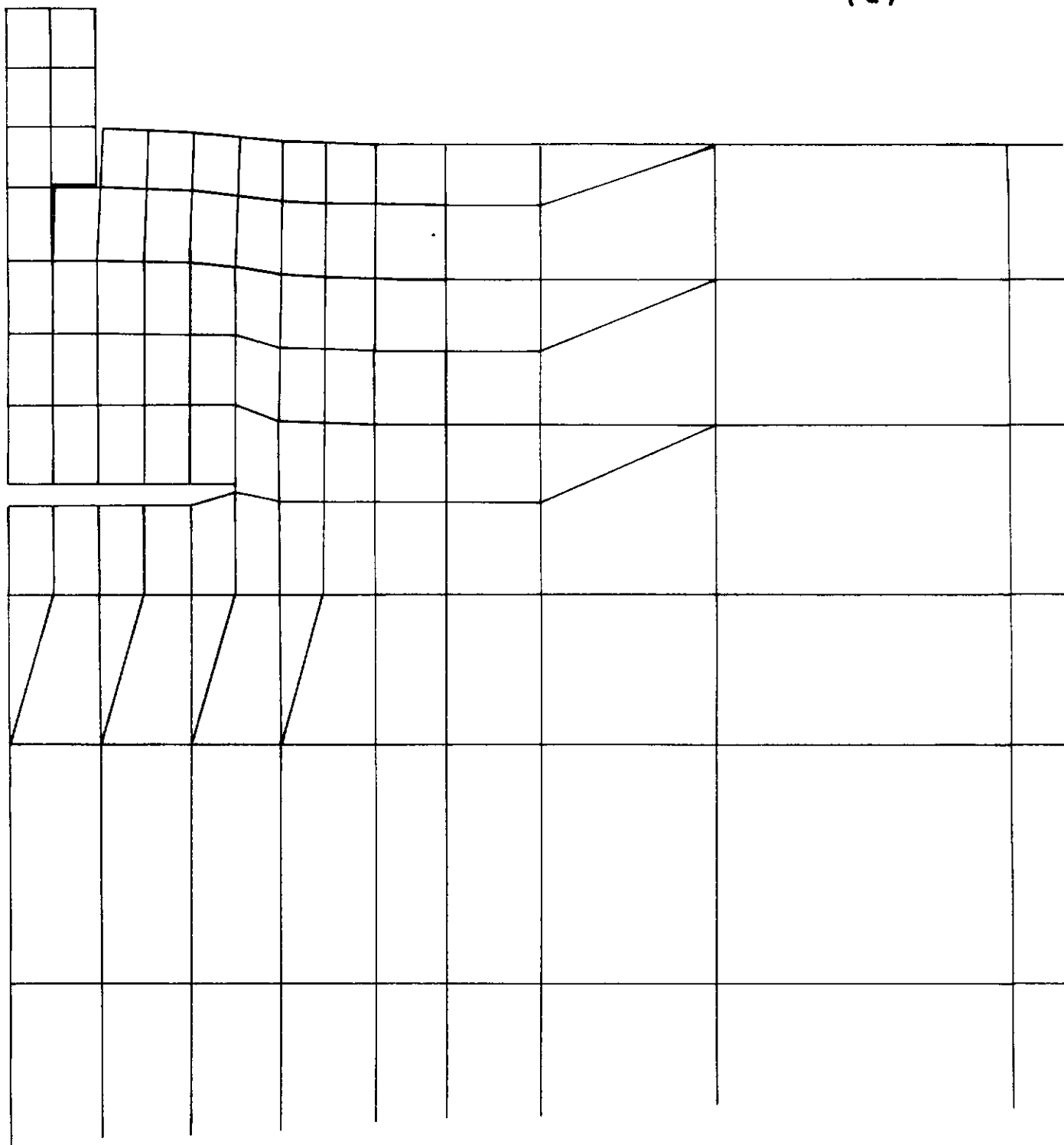


FIG. VI.9 _ (CONTINUAÇÃO)

(e)

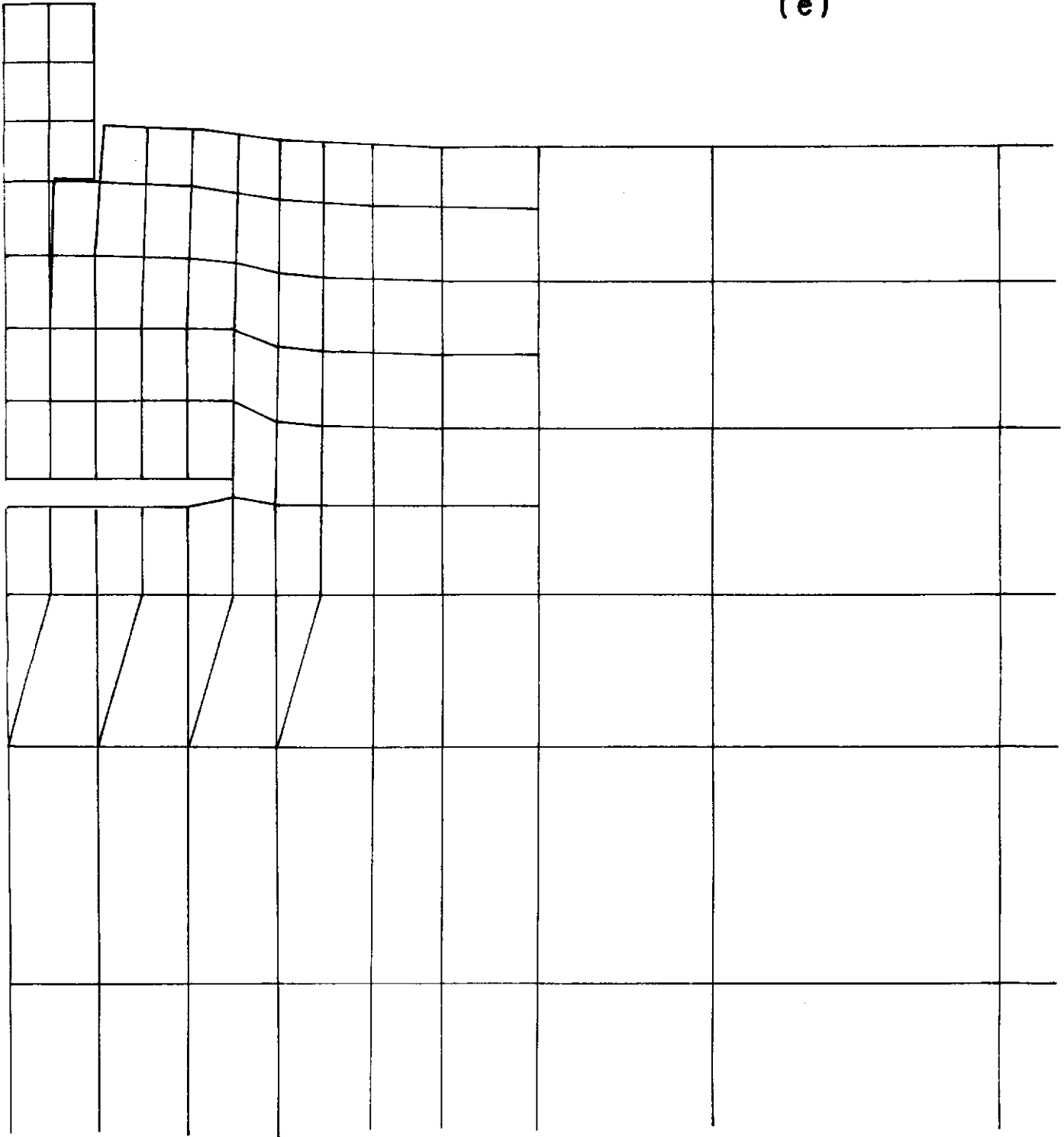


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

(f)

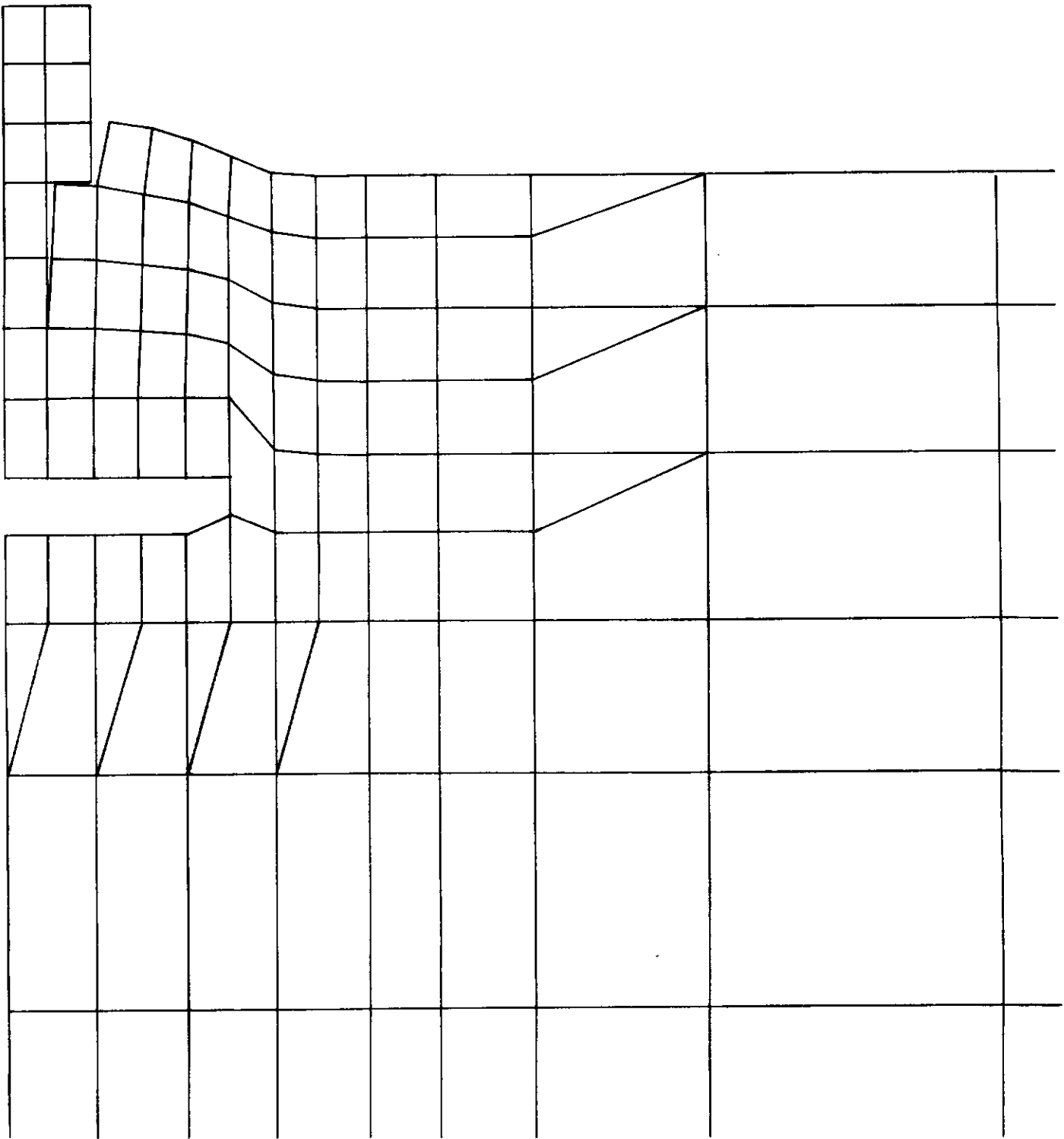


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

(g)

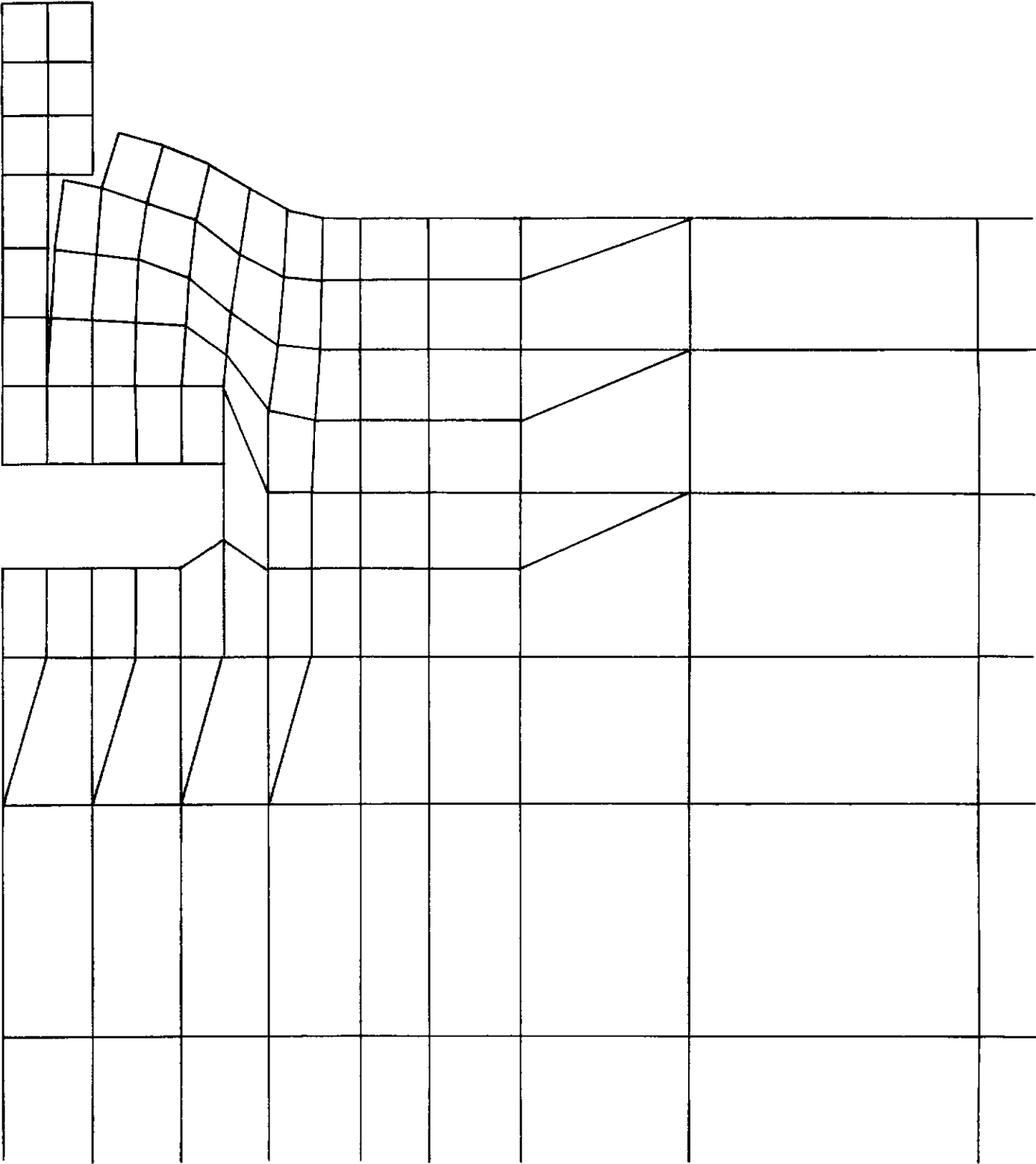


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

(h)

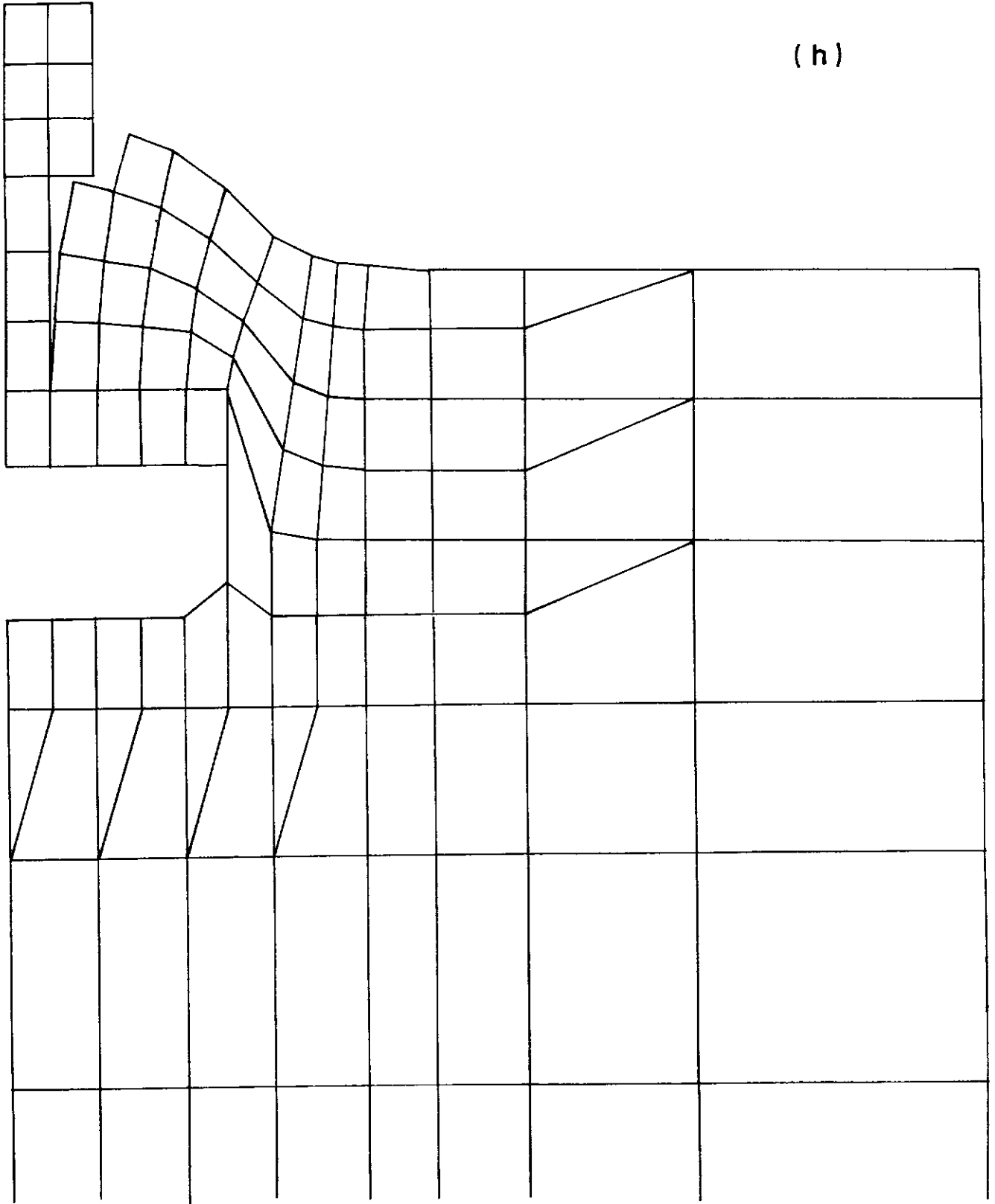


FIG. VI.9 - (CONTINUAÇÃO)

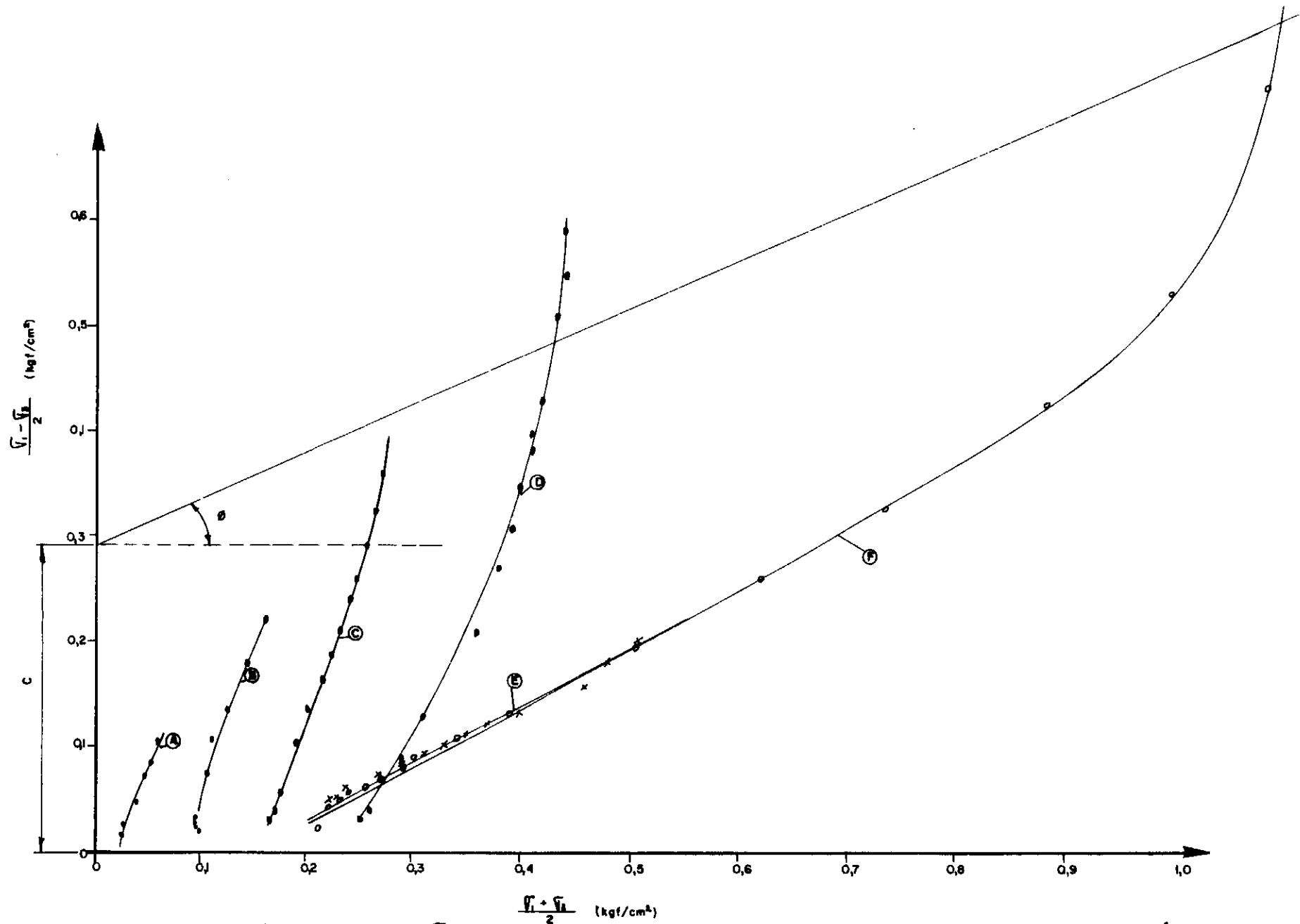


FIG.VI.10 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DE ELEMENTOS DA SAPATA S-I PARA DIVERSOS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

VII. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

VII.1 - Conclusões do Trabalho

No capítulo anterior, quando da análise dos resultados quanto à previsão da capacidade de carga das fundações, observou-se, primeiramente, que, dos diversos métodos existentes, apenas o da Universidade de Grenoble permite uma boa previsão da capacidade de carga de tubulões, com e sem alargamento da base. Já para as sapatas, a maioria dos métodos de cálculo, com as ressalvas e as hipóteses adotados levou a bons resultados, em especial os dos métodos de ROWE e DAVIS e das Universidades de Duke e de Grenoble. Na determinação da capacidade de carga das fundações pelo M.E.F., os resultados obtidos foram, na sua maioria, também muito bons.

Quanto à previsão dos deslocamentos das fundações, embora tenham-se obtido valores mais elevados que os medidos no campo, pode-se dizer que o M.E.F. forneceu, ainda assim, uma razoável estimativa dos deslocamentos dos tubulões e sapatas. Note-se que, embora de grande importância para as sapatas, os parâmetros elásticos de resistência do solo pouco influenciam os resultados dos tubulões sem alargamento de base, sendo que nestes últimos, o que influi de forma preponderante no seu comportamento é o atrito e o estado de tensões no contacto solo estrutura.

No estudo do comportamento do conjunto fundação-solo pelo M.E.F., as observações efetuadas no campo por DANZIGER (1983) e as previsões do método desenvolvido na Universidade de Grenoble foram comprovadas e estão abaixo resumidas;

- para os tubulões não foi observada uma nítida superfície de ruptura no solo, tendo a mesma ocorrido, em geral, ao longo do fuste; partindo da base e propagando-se até o nível do solo;
- apenas para os tubulões com base alargada observou-se uma plastificação no solo próximo à base, com um comportamento característico de ruptura localizada, mesmo assim com o processo de ruptura propagando-se ao longo do fuste;
- para as sapatas a região de plastificação do solo origina-se na base da sapata e abre-se na direção da superfície do terreno, não se podendo, porém, afirmar, devido a limitações impostas pela discretização das malhas, qual a forma da superfície de ruptura.

Note-se que, mais importante que as observações acima, foi a verificação da capacidade da solução do M.E.F. empregada, na reprodução dos mecanismos de ruptura dos conjuntos solo-fundação. Ficou evidenciado que, embora originando-se na base da fundação, o processo de ruptura é nas sapatas.

Finalmente, deve-se ressaltar que, pelas análises dos resultados, ficou evidenciada a validade da determinação de parâmetro através de provas de placa in-situ e da adoção dos mesmos para representação do solo em análises de arrancamento de fundações, pelo M.E.F.

Pelo exposto acima acredita-se ter sido novamente comprovada a eficácia do M.E.F. aplicado a problemas de Engenharia, no caso, não só para estimativa da capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de arrancamento, como também para a previsão do comportamento do conjunto solo-fundação.

VII.2 - Sugestões para Pesquisas Futuras

Algumas sugestões de estudos que complementariam

o presente trabalho e preencheriam eventuais lacunas deixadas pelo mesmo são a seguir apresentadas.

Em âmbito geral sugere-se:

- serem patrocinados pelas concessionárias de energia elétrica do país — a exemplo da LIGHT — programas de provas de carga de fundações submetidas ao arrancamento associadas a ensaios de caracterização dos solos, para um melhor conhecimento do fenômeno em solos brasileiros;

- dado o elevado custo das provas de carga sugeridas acima, o desenvolvimento de pesquisas paralelas em modelos reduzidos de fundações, que, por sua economia relativa, permitiriam a realização de um maior número de ensaios;

- ser efetuado um estudo mais aprofundado do método de HEIKKILÄ e LAINE, pela potencialidade do mesmo, que considera a influência de fatores como o grau de saturação do solo, sem dúvida de grande importância, porém, não levado em conta diretamente pelos demais métodos;

- realizarem-se estudos específicos para uma melhor avaliação dos deslocamentos de fundações tracionadas, inclusive verificando a influência dos mesmos nas estruturas e quais as tolerâncias admitidas;

- serem aprofundados os estudos pertinentes à segurança das fundações, para uma melhor avaliação dos coeficientes de segurança a serem adotadas nos projetos, que inclusive po

deriam ser diferenciados, por exemplo, para as parcelas da resistência devidas ao peso próprio da fundação, ao peso do solo acima da fundação e as tensões cisalhantes mobilizadas ao arrancamento;

- estudar-se o comportamento das fundações traçionadas sujeitas a cargas dinâmicas devidas a ação do vento nas estruturas e/ou a ruptura de condutores, para a determinação das relações entre as cargas de ruptura previstas em análises estáticas e as obtidas em análises dinâmicas.

Mais especificamente, como continuação da pesquisa realizada sugere-se:

- estender o estudo a outros tipos de fundações, usualmente empregadas em torres de transmissão, com destaque as grelhas metálicas.

- Verificar-se melhor a influência do coeficiente de Poisson, realizando-se inclusive análises com a utilização das formulações hiperbólica e exponencial para representação deste parâmetro ;

- serem realizados estudos tentando-se determinar com maior acurácia a forma da superfície de ruptura, através de um maior refinamento das malhas de elementos finitos nas regiões em que se verificou ruptura do solo.

- serem realizados, como solução alternativa, estudos que considerem o comportamento cinemático do conjunto solo

-fundação, quando do processo de ruptura;

- ser aprofundado o estudo da trajetória das tensões desenvolvidas no solo quando do processo de arrancamento das fundações;

- serem introduzidos novos tipos de elementos no programa computacional, por exemplo, do tipo isoparamétrico, para uma melhor representação das variações nos campos de tensões e deslocamentos.

BIBLIOGRAFIA

- (1) - ADAMS, J.I. & HAYES, D.C. "The Uplift Capacity of Shallow Foundations". Ontario Hydro Research Quarterly 19,1, 1967.
- (2) - ALI, M.S. "Pullout Resistance of Anchor Plates and Anchor Piles in Soft Bentonite Clay". M.Sc. Thesis, Duke University. Duke Soil Mechanics Series, nº 17, 1968.
- (3) - ALMEIDA, M.S.S., "Análise Elasto-Plástica de Tunéis pelo Método dos Elementos Finitos". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, junho, 1977.
- (4) - BAKER, W.R. & KONDNER, R.L. "Pullout Load Capacity of a Circular Earth Anchor Buried in Sand". HRB, nº 108, 1965.
- (5) - BALLA, A. "The Resistance to Breaking-out of Mushroom Foundations for Pylons". Proceedings from the 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Eng. vol. 1, 1961.
- (6) - BARATA, F.E.; PACHECO, M.P. & DANZIGER, F.A.B. "Provas de Carga a Tração em Fundações Tubulões e Sapatas Executadas em Solo Residual". Anais do VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Rio de Janeiro, 1978.

- (7) - BARATA, F.E.; PACHECO, M.P.; DANZIGER, F.A.B. & PEREIRA-PINTO, C. "Foundations Under Pulling Loads in Residual Soil-Analysis and Applications of the Results of Load Tests". Proceedings From the 6th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Lima, Peru, 1979.
- (8) - BATMANABANE, L. "Résistance Maximale a L'Arrachement des Ancrages en Milieu Coherent". Thèse de Docteur - Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1973.
- (9) - BEREZANTZEV, V.G. "Axial Symmetrical Problem of the Limit Equilibrium Theory of Earthy Medium", Moscow, 1952.
- (10) - BHATNAGAR, R.S. "Pullout Resistance of Anchors in Silty Clay". M.Sc. Thesis, Duke Soil Mechanics Series n  18, 1969.
- (11) - BIAREZ, J. "Contribution à l'étude des Propriétés Mécaniques des Sols et des Matériaux Pulverulents". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, Juillet, 1961.
- (12) - BIARREZ, J. & BARRAUD, Y. "Adaptation des Foundations de Pylones au Terrain par les Méthodes de la Mécanique des Sols". Rapport 22-06 de la C.I.G.R.E., Paris, 1968.
- (13) - BREBBIA, C. A. & CONNOR, J.J. "Foundations of Finite Element Techniques for Structural Engineers".

Butterworth & Co., 1973.

- (14) - CAUZILLO, B.A. "Metodo di Calcolo del Carico Limite per Fondazioni Sollecitate a Trazione". In L'Energia Elettrica nº 6, 1973.
- (15) - CLOUGH, G.W. & DUNCAN, J.M. "Finite Element Analysis of Port Allen and Old Rivers Locks". Contract Report s-69-3, U.S. Army Engineer Water-Ways Experimental Station, 1969.
- (16) - COOMBS, R.D. "Pole and Tower Lines", McGraw-Hill Publishing Co., 1916.
- (17) - DANZIGER, F.A.B. "Capacidade de Carga de Fundações Submetidas a Esforços Verticais de Tração". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, 1983.
- (18) - DANZIGER, F.A.B. & PEREIRA-PINTO, C. "Análise Comparativa de Métodos para o Dimensionamento de Fundações a Partir dos Resultados das Provas de Carga Realizadas na LT 500 KV Adrianópolis-Grajau". Anais do V Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Recife, 1979.
- (19) - D'APPOLONIA, D.J. & LAMBE, T.W. "Method for Predicting Initial Settlement". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division. ASCE, vol. 96, SM2, 1970.

- (20) - DAS, B.M. "Model Tests for Uplift Capacity of Foundations in Clay". Soils and Foundations, vol. 18, n^o 2, June 1978.
- (21) - DAS, B.M.; SEELEY, G.R. & DAS, S.C. "Ultimate Resistance of Deep Vertical Anchor in Sand". Soils and Foundations, vol. 17, n^o 2, June 1977).
- (22) - DESAI, C.S. "Non Linear Analysis Using Spline Functions". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division. ASCE, vol. 97, SM10, 1971.
- (23) - DESAI, C.S. & ABEL, J.F. "Introduction to the Finit Element Method". Van Nostrand Co., 1972.
- (24) - 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.
- (25) - DUNCAN, J. & CHANG, C.Y. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division. ACSE, vol. 96, n^o SM5, 1970.
- (26) - DUNLOP, P. & DUNCAN, J.M. "Development of Failure Around Excavated Slopes". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division. ASCE, vol. 96, n^o SM2, 1970.

- (27) - ESQUÍVEL-DÍAZ, R.F. "Pullout Resistance of Deeply Buried Anchors in Sand". M.Sc. Thesis, Duke University. Duke Soil Mechanics Series. n° 8, 1967.
- (28) - EPRI-ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE. "Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading". EPRI EL-2870, Project 1493-1, Final Report, February, 1983.
- (29) - GOODMAN, R.E.; TAYLOR, R.L. & BREKKE, T.L. "A Model for the Mechanics of Jointed Rock". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, vol. 94, n° SM3, May, 1968.
- (30) - HEALY, K.A. "Pullout Resistance of Anchors Buried in Sand". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division. ASCE, vol. 97, November, 1971.
- (31) - HEIKKILÄ, K. & LAINE, J. "Uplift Resistance of Guy Anchor Plates". Rapport 217 de La C.I.G.R.E., 1974.
- (32) - HOYAUX, B. & LADANYI, B. "Gravitational Stress Field Around a Tunnel in Soft Ground", Canadian Geotechnical Journal, n° 7, 1970.
- (33) - JÁKY, J. "The Coefficient of Earth Pressure at Rest". Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, 1944.

- (34) - JANBU, N. "Principal Stress Ratios and Their Influence on the Compressibility of Soils". Proceedings of the 6th ICOSOMEF, vol. 1, 1965.
- (35) - JARDIM, W.F.D. "Estudo da Pressão Admissível de Fundações Diretas em Solo Residual de Gnaisse Através de Provas de Carga em Placa". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ., 1981.
- (36) - KONDNER, R.L. & ZELASKO, J.S. "Hyperbolic Stress-Strain Response-Cohesive Soils". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, vol. 89, SM1, 1963.
- (37) - KULHAWY, F.H.; DUNCAN, J.M. & SEED, H.B. "Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments During Construction", Report nº TE-69-4, University of California, 1969.
- (38) - LACERDA, W.A.; DIAS, P.H.V. & PEIXOTO, F.J.L. "Estudo dos Parâmetros de Solos para Análise por Elementos Finitos". Anais do I Seminário Brasileiro do Método dos Elementos Finitos Aplicado a Mecânica dos Solos. COPPE, Setembro 1974.
- (39) - LADE, P.V. "The Drained Stress-Strain and Strength Characteristics of Cohesionless Soils". Ph.D. Thesis, University of California, 1972.

- (40) - LADE, P.V. & DUNCAN, J.M. "Elastoplastic Stress-Strain Theory for Cohesionless Soil". Journal of the Soil Mechanics & Foundations Division, ASCE, vol. 101, nº SM10, 1975.
- (41) - LANGLEY, W.S. "Uplift Resistance of Groups of Bulbous Piles in Clay". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical College, 1967.
- (42) - LO, K.Y. & LEE, C.F. "Stress Analysis and Slope Stability in Strain-Softening Materials". Geotechnique, nº 23, 1973.
- (43) - LOPES, F.R. "The Undrained Bearing Capacity of Piles and Plates Studied by the Finite Element Method". Ph.D. Thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London, April 1979.
- (44) - MACDONALD, H.F. "Uplift Resistance of Caisson Piles in Sand". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical College, 1963.
- (45) - MACKAY, R.D. "Active and Passive Pressures on Curved Surfaces". Sols, 5. 1966.
- (46) - MAHLER, C.F. "Estudo e Aplicação do Método dos Elementos Finitos a Barragens de Terra". Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ. Junho, 1974.

- (47) - MANA, A.I. "Finite Element Analysis of Deep Excavation Behavior in Soft Clay". Ph.D. Thesis, University of Stanford, 1978.
- (48) - MARIUPOL'SKII, L.G. "The Bearing Capacity of Anchor Foundation". Soil Mechanics and Foundation Engineering, Consultants Bureau, n° 1, 1965.
- (49) - MARTIN, D. "Foundations Profondes Sollicitées à L'Arrachement en Milieu Cohérent Tridimensionnel". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, Juillet, 1963.
- (50) - MARTIN, D. "Étude à la Rupture de Différents Ancrages Sollicités Verticalement". Thèse de Docteur - Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, 1966.
- (51) - MARTIN, D. "Calcul des Pieux et Foundations a Dalle des Pylônes de Transport d'Énergie Électrique, Étude Théorique et Résultats d'Essais en Laboratoire et in - Situ". Annales de L'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Supplement au n° 307 - 308, 1973.
- (52) - MARTIN, D. "Calcul a L'Arrachement des Foundations". Electra, n° 38, 1975.
- (53) - MARTIN, D. "Design of Anchor Plates". Rapport 22 - 10 de la C.I.G.R.E., 1978.

- (54) - MEYERHOF, G.G. "The Ultimate Bearing Capacity of Foundations". Géotechnique 2, 1951.
- (55) - MEYERHOF, G.G. & ADAMS, J.I. "The Ultimate Uplift Capacity of Foundations". Canadian Geotechnical Journal, vol. 5, nº 4, November, 1968.
- (56) - MONTEL, B. "Contribution à l'Étude des Foundations Sollicitées à l'Arrachement - Phénomène Plan, Milieux Pulvérulents". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1963.
- (57) - NAYAK, G.C. & ZIENKIEWICZ, O.C. "Elasto-Plastic Stress Analysis. A Generalization for Various Constitutive Relations Including Strain-Softening". International Journal for Numerical Methods in Engineering, nº 5, 1972.
- (58) - PONTES FILHO, I.D.S. "Análise da Escavação Experimental de Sarapui". Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - PUC, Rio de Janeiro, Setembro, 1981.
- (59) - PORCHERON, Y. & MARTIN, D. "Étude à la Rupture des Fondations de Pilônes Sollicitées à l'Arrachement". E.D.F. - Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches - Serie B. Reseaux Electrique, Matériels Electriques, nº 2, 1968.

- (60) - POULOS, H.G. & DAVIS, E.H. "Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics". John Willy & Sons Inc., 1974.
- (61) - RIBIER, B. "Étude des Argiles Fortement Plastiques et Essais de Soulèvement des Pieux". Thèse de Doctorat de Spécialité, Faculté des Sciences de Grenoble, 1962.
- (62) - ROSCOE, K.H. & BURLAND, J.B. "On the Generalized Stress-Strain Behavior of 'Wet' Clay", in Engineering Plasticity, J. Heyman & F.A. Leckie, Eds., Cambridge University Press, 1968.
- (63) - ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "The Analysis of Inclined Anchor Plates". Proceedings from the 3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics", April, 1979a.
- (64) - ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "A Method of Analysis for Horizontally Embedded Anchors in an Elastic Soil". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 3, 1979b.
- (65) - ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "The Analysis of Multiple Underream Anchors". Proc. from the Third Australian and New Zealand Conference on Geomechanics, Wellington, May, 1980a.

- (66) - ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "The Elastic Response of Multiple Underream Anchors". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, vol. 4, 1980b.
- (67) - ROWE, R.K. & BOOKER, J.R. "The Elastic Displacement of Single and Multiple Underream Anchors in a Gibson Soil". Geotechnique 31, 1981.
- (68) - ROWE, R.K. & DAVIS, E.H. "Application of the Finite Element Method to the Prediction of Collapse Loads". Research Report R310, School of Civil Engineering, University of Sydney, 1977.
- (69) - ROWE, R.K. & DAVIS, E.H. "The Behaviour of Anchor Plates in Clay". Geotechnique 32, n° 1, 1982a.
- (70) - ROWE, R.K. & DAVIS, E.H. "The Behaviour of Anchor Plates in Sand". Geotechnique 32, n° 1, 1982b.
- (71) - SPENCE, B.E. "Uplift Resistance of Piles with Enlarged Bases in Clay". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical Col. 1965.
- (72) - TIMOSHENKO, S.P. & GOODIER, J.N. "Theory of Elasticity", McGraw-Hill Publishing Co., 3rd Edition, 1970.

- (73) - TRÂN-VÕ-NHIÊM. "Force Portante Limite des Fondations Superficielles et Résistance Maximale à l'Arrachement des Ancrages. Étude d'un Appareil Portable Destiné à la Reconnaissance Sommaire du Sol en Place: le Péné-vane". Thèse de Docteur-Ingénieur, Faculté des Sciences de Grenoble, Février, 1971.
- (74) - VESIČ, A.S. "Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom"., Duke University Soil Mechanics Series n° 20, 1969.
- (75) - VESIČ, A.S. & BARKSDALE, R.D. "Theoretical Studies and Cratering Mechanisms Affecting the Stability of Cratered Slopes". Final Report, Project n° A-665, Engineering Experiment Station, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 1963.
- (76) - VESIČ, A.S.; WILSON, W.E.; CLOUGH, G.W.; TAI, T.L. "Engin. Properties of Nuclear Craters". Technical Report n° 3-699, Report 2: U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1965.
- (77) - WERNECK, M.L.G.; JARDIM, W.F.D. & ALMEIDA, M.S.S. "Deformation Modulus of a Gneissic Residual Soil Determined from Plate Loading Tests", Solos e Rochas, vol. 2, Dezembro, 1979.

- (78) - WISEMAN, R.J. . "Uplift Resistance of Groupes of Bulbous Piles in Sand". M.Sc. Thesis, Nova Scotia Technical Col. 1966.
- (79) - WONG, K.S. & DUNCAN, J.M. "Hiperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analysis of Stresses and Movements in Soil Masses". Report n^o TS-74-3, University of California, July 1974.
- (80) - ZIENCKIEWCZ, O.C. . "The Finite Element Methods". 3rd Edition, McGraw-Hill Publishing Co., 1977.

ANEXO A - ESTUDOS DOS DESLOCAMENTOS DE FUNDAÇÕES TRACIONADAS

A.1 - Generalidades

Embora existam, como visto no Capítulo II, diversos métodos para a determinação da carga de ruptura de fundações tracionadas, a previsão dos deslocamentos das mesmas é um assunto pouco pesquisado, com raras referências a respeito. No entanto, no projeto de fundações para torres de transmissão, os deslocamentos das fundações são de primordial importância, principalmente em estruturas mais rígidas como por exemplo as torres autoportantes. Ressalte-se também que, devido aos coeficientes de segurança adotados para definição de carga de ruptura, os deslocamentos máximos permitidos podem vir a ser o critério de projeto dimensionante. A seguir são apresentados dois procedimentos para determinação dos deslocamentos de fundações tracionadas.

A.2 - Proposição de MARTIN (1966)

Em função de resultados de ensaios em fundações reais, executados em vários países membros da C.I.G.R.E., MARTIN (1966) propôs uma fórmula empírica, abaixo transcrita, correlacionando o deslocamento observado quando da aplicação da carga de ruptura da fundação, com parâmetros geométricos da mesma (ver Figura (A.1)):

$$\frac{u_f}{D} = 0,01 \left[10^{-9} \sqrt{\frac{v}{v}} \right] \quad (A.1)$$

onde:

μ_f - deslocamento da fundação para a carga de ruptura;

D - profundidade da face superior da base da fundação;

v - volume do fuste da fundação;

V - volume do fuste mais o solo acima da base da fundação.

O autor faz também algumas considerações sobre a fórmula acima:

- no caso de fundações circulares o termo $\sqrt{v/V}$ reduz - se a R_f/R , onde R_f é o raio do fuste e R o raio da base da fundação;
- para estacas (e obviamente tubulões sem alargamento da base) $v = V$, logo $\mu_f = 0,01 D$;
- para placas, onde o volume do fuste (no caso tirante) é desprezível, $\mu_f \cong 0,1 D$;
- para fundações nas quais $D \geq D_c$, onde D_c é a profundidade crítica definida no item II.8, a fórmula anterior fornece apenas um limite superior para o valor do deslocamento correspondente à carga de ruptura.

Pelo que se pôde concluir da análise do trabalho de MARTIN (1966) a fórmula empírica apresentada baseou-se em um número de testes de certa forma reduzido, e aparentemente englobando fundações, em sua maioria, a pequena profundidade.

A.3 - Método de ROWE e BOOKER

O método para previsão dos deslocamentos de placas de ancoragem a seguir descrito foi apresentado em uma série de trabalhos de ROWE e BOOKER (1979a, 1979b, 1980a, 1980b e 1981). A técnica original apresentada permite a análise de ancoragens de forma geral, inclinadas a um ângulo θ com a horizontal e embutidas a uma profundidade H abaixo da superfície em um semi-espço isotrópico e homogêneo (com módulo de elasticidade E e coeficiente de Poisson ν constantes) como mostrado na figura (A.2). A placa de ancoragem pode ser rígida ou perfeitamente flexível e a carga aplicada pode estar em qualquer ponto ao longo da ancoragem e a qualquer inclinação. A técnica original dos autores foi posteriormente estendida ao caso de ancoragens múltiplas, que não serão abordadas por fugirem ao escopo do presente trabalho.

No método proposto a placa é dividida em uma série de subregiões ou elementos e é admitido que as forças agindo em cada subregião podem ser consideradas como uniformemente distribuídas sobre estas subregiões. As deflexões são consideradas como compostas de duas partes. A primeira corresponde a uma ancoragem a profundidade infinita e é dada analiticamente para subregiões retangulares. A segunda é expressa como uma integral

de Fourier rapidamente convergente que incorpora no modelo a presença de uma superfície livre horizontal. Com estas condições, são determinados os coeficientes de uma matriz de interação que correlaciona forças e deslocamentos.

Uma vez determinada, para a placa, a matriz de interação, a mesma pode ser usada para calcular a distribuição de forças desenvolvidas quando a ancoragem é submetida a um deslocamento prescrito, ou alternativamente, para calcular os deslocamentos induzidos pela aplicação de uma força resultante prescrita.

A determinação dos coeficientes da matriz de influência, para placas de qualquer formato apresentada por ROWER e BOOKER (1979a e 1979b) é extremamente complicada, além de trabalhosa. Por esta razão os autores apresentam, de forma simplificada, o problema específico de ancoragens quadradas.

A relação carga-deslocamento de uma placa quadrada foi expressa em termos de sua rigidez aparente $P/(B\delta E)$, onde P é a carga aplicada necessária para que uma placa de lado B desloque uma distância δ na direção da carga. Pressupõe-se que a ancoragem é rugosa e está totalmente enterrada, posto ser geralmente aceito (p. ex. DOUGLAS e DAVIS - 1964, SELVEDURAI - 1976) que esta hipótese corresponde, na prática, ao caso mais geral para aplicação de soluções elásticas. A análise assume que a carga atua no centro da placa.

A aplicação da técnica de análise anteriormente citada, envolve uma aproximação em função do número de subregi

ções necessárias para simular o comportamento de uma ancoragem rígida. Para avaliar a influência desta aproximação, os autores realizaram análises nas quais a rigidez aparente de uma ancoragem subdividida em 4, 16, 32, 64 e 100 subregiões foi comparada com a solução analítica para uma placa circular de área equivalente (SELVADURAI - 1976). As diferenças obtidas foram 6,3%, 2,5%, 1,2%, 0,4% e 0,01% respectivamente tanto para $\nu = 0,3$ como $\nu = 0,5$. Mais importante, porém, foi a constatação que, para um dado número de subdivisões, a relação I_h entre a rigidez aparente para qualquer raio de embutimento (H/B) e aquela obtida para uma profundidade infinita foi praticamente independente do número de subdivisões para 16 ou mais subdivisões. Mesmo para apenas uma subdivisão a relação concordou com a obtida para uma placa rígida a menos de 1,5% para raios de embutimento maiores ou iguais a 1. Em vista disso os autores consideraram que uma análise usando somente uma subdivisão é suficientemente precisa para muitas aplicações e que, em geral, não mais que 16 subdivisões são necessárias para uma análise mais precisa.

Os efeitos conjuntos do raio de embutimento, do coeficiente de Poisson e inclinação da placa foram expressas pelos autores, através da seguinte equação para determinação da rigidez aparente da placa:

$$\frac{P}{B\delta E} = I_{\infty} \cdot I_h \cdot I_{\alpha} \quad (A.2)$$

onde:

P = carga aplicada correspondente ao deslocamento δ ;

δ = deslocamento correspondente à carga P ;

B = largura (ou diâmetro, no caso de placas circulares) da placa;

E = módulo de elasticidade do solo;

I_{∞} = coeficiente de influência da forma da placa e do coeficiente de Poisson, sobre a rigidez aparente de uma ancoragem a profundidade infinita ($H/B = \infty$) - I_{∞} é independente da inclinação θ da placa;

I_h = coeficiente de influência do raio de embutimento H/B e da inclinação θ da placa sobre a rigidez aparente;

I_{α} = coeficiente de influência da inclinação da carga em relação à placa sobre a rigidez aparente.

Os autores apresentam as seguintes relações para os coeficientes I_{∞} de placas circulares e quadradas, respectivamente:

$$I_{\infty}(\text{circ.}) = \frac{8 (1 - \nu)}{(1 + \nu) (3 - 4 \nu)} \quad (\text{A.3})$$

$$I_{\infty}(\text{quad.}) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \frac{8 (1 - \nu)}{(1 + \nu) (3 - 4 \nu)} \quad (\text{A.4})$$

O fator de influência I_h é apresentado na figura (A.3) em função do raio de embutimento H/B para uma faixa de inclinações θ da placa. Este coeficiente de influência I_h corresponde à relação entre a rigidez aparente para um dado H/B e a rigidez aparente obtida para um caso similar onde $H/B = \infty$ e, conseqüentemente, tem como limite o valor da unidade para o raio de embutimento crítico. A taxa do aumento da rigidez aparente em função do raio de embutimento é relativamente alta para raios de embutimento menores que 5 e a partir deste valor a rigidez é cerca de 91% a 96% daquela obtida para profundidade infinita. Entretanto a taxa de aumento da rigidez reduz sensivelmente para valores de H/B maiores do que 5 o que faz com que a rigidez aparente para raios de embutimento entre 20 a 50 seja menos de 99% da correspondente a uma profundidade infinita.

Para um dado raio de embutimento a inclinação da placa pode alterar a rigidez aparente da ancoragem de mais de 8%, com as maiores diferenças ocorrendo para placas a uma profundidade média (i.e. $1,5 < \frac{H}{B} < 4$). Entretanto nas situações onde diferentes inclinações são consideradas, a definição de raio de embutimento é um tanto quanto arbitrária. Os autores consideraram que a profundidade H é a distância entre a superfície do solo ao ponto mais inferior da placa. O efeito da inclinação da placa sobre a resposta elástica da mesma pode ser melhor apreciada na figura (A.4) onde é mostrado o fator de correção I_h como uma

função polar da inclinação θ da placa. A diferença entre a rigidez aparente de uma placa sujeita a uma carga pontual aplicada em seu centro e a rigidez de uma placa submetida a uma carga tal que possa causar um deslocamento rígido sem que seja permitida sua rotação é também ilustrada nessa figura. O efeito é geralmente pequeno sendo insignificante para raios de embutimento maiores que 2.

A magnitude das rotações observadas pelos autores para placas sujeitas a uma carga pontual central é mostrada na figura(A.5). Nesta ilustração os deslocamentos no topo (δ_t) e na base (δ_b) na placa são dados em termos do deslocamento do centro da mesma (δ). A rotação da placa cresce com o aumento da inclinação da mesma e com a diminuição do raio de embutimento H/B . No pior caso ($H/B = 1$, $\nu = 0.5$ e $\theta = 90^\circ$) o deslocamento do topo é cerca de 17% maior que o deslocamento do centro da placa; entretanto a magnitude da rotação da placa diminui rapidamente com o embutimento e mesmo para um raio de embutimento de 2 a diferença é menor do que 2,6%.

As soluções anteriores foram para o caso em que a carga é aplicada perpendicularmente a placa. Entretanto a técnica desenvolvida pelos autores pode ser usada para obter soluções em qualquer faixa de condições de carregamento. Um caso de alguma importância prática é aquele no qual a carga é aplicada com um ângulo α em relação a normal a placa de ancoragem, como pode ser visto na figura(A.6a). Em função disso foi incluído na equação (A.1) o fator influência I_α para que o efeito da inclinação da carga sobre a rigidez aparente no caso específico acima seja

considerado.

O fator de correção I_α é mostrado nas figuras (A.6) e (A.7) para vários valores da inclinação α da carga. O efeito da inclinação da carga é maior para pequenas profundidades e para grandes inclinações da placa. O efeito decresce rapidamente com o aumento da profundidade. Note-se que, para pequenas profundidades, a rigidez aparente da placa pode aumentar para algumas inclinações da carga maiores do que zero; entretanto, em geral, a inclinação da carga tende a reduzir a rigidez aparente da placa para até 25% em função da inclinação considerada. A grandes profundidades não há uma interação marcante entre a placa e a inclinação da carga aplicada à mesma. Como poderia ser esperado a grandes profundidades a resposta da placa é independente da inclinação da mesma embora a inclinação da carga possa ainda reduzir significativamente a rigidez aparente.

A.4 - Comentários Adicionais

A aplicação das proposições acima para determinação dos deslocamentos das fundações em estudo esbarrou em algumas dificuldades.

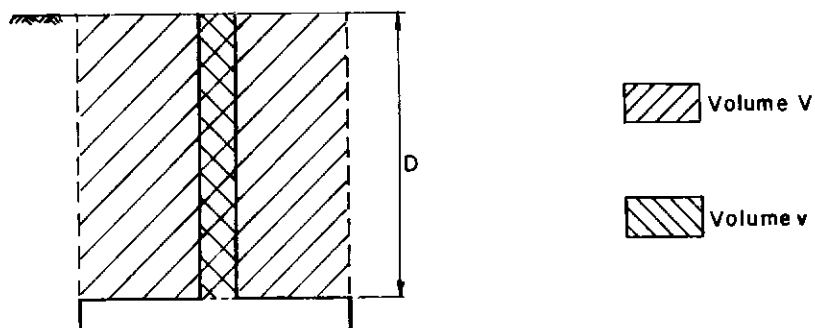
A fórmula de MARTIN fornece apenas o deslocamento correspondente a carga de ruptura das fundações. Não são feitos, porém, na apresentação da fórmula, maiores comentários sobre esta carga de ruptura. Como os critérios de determinação da mesma são por vezes subjetivos este fato restringe ainda mais a aplicação da fórmula. Uma possibilidade aventada seria que a

carga de ruptura referenciada correspondente àquela definida na formulação desenvolvida na Universidade de Grenoble (ver Capítulo II). No entanto, em cálculos realizados, utilizando a fórmula proposta por MARTIN, os deslocamentos obtidos, para as sapatas e tubulões, foram muito superiores aos correspondentes às cargas de ruptura, não são determinadas pelo método de Grenoble, mas também são obtidas nas análises pelo Método dos Elementos Finitos e nas provas de campo.

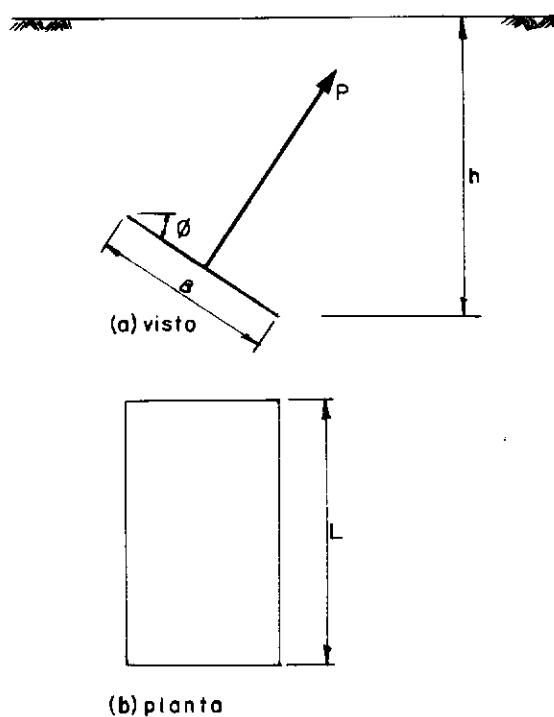
Também encontraram-se problemas para a utilização do método proposto por ROWE e BOOKER. Para o cálculo dos deslocamentos, segundo este método, é necessário o conhecimento dos valores (constantes) dos parâmetros elásticos E e γ . Quanto ao coeficiente de Poisson já foi comentado no Capítulo IV as dúvidas surgidas na determinação do mesmo. No Capítulo IV também foram determinados, através da retro-análise de ensaios de placa, valores do módulo de elasticidade para as duas camadas de solo. No trabalho de JARDIM (1981) são fornecidos diversos valores de E para vários ensaios realizados.

A principal dúvida que surgiu foi quanto ao valor de E a ser usado (desprezando-se o fato de ter de se adotar um valor constante para o mesmo). Não nos pareceu razoável a utilização de módulos obtidos em função de ensaios de placas — de fato em alguns casos testados obtiveram-se maus resultados. Quanto a utilização dos valores obtidos em ensaios de laboratórios, há uma gama tão ampla de valores que eventuais bons resultados poderiam ser devidos a casuísmos, não havendo bases para a recomendação da adoção deste ou daquele ensaio para a determinação do módulo de elasticidade a ser usado no Método de ROWE e BOOKER.

Do exposto acima pode-se apenas chegar a uma con
clusão: embora haja diversos estudos e formulações para a determin
ação da capacidade de carga de fundações sujeitas ao arrancamen
to, o estudo dos deslocamentos das mesmas, apesar da sua im
portância no próprio comportamento das estruturas, é ainda inci
piente, devendo serem realizadas pesquisas mais aprofundadas no
assunto.



A.1 - DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS USADOS POR MARTIN(1966)



A.2 - DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS USADOS POR ROWE E BOOKER(1979A)

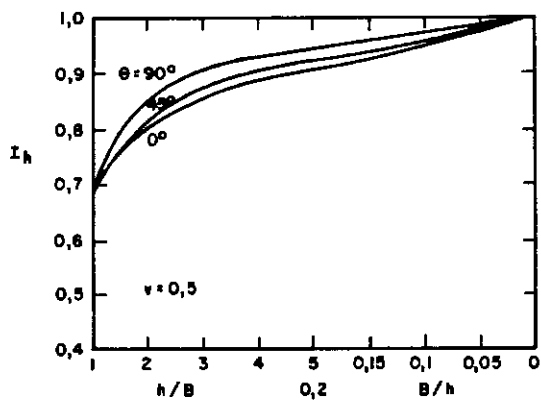
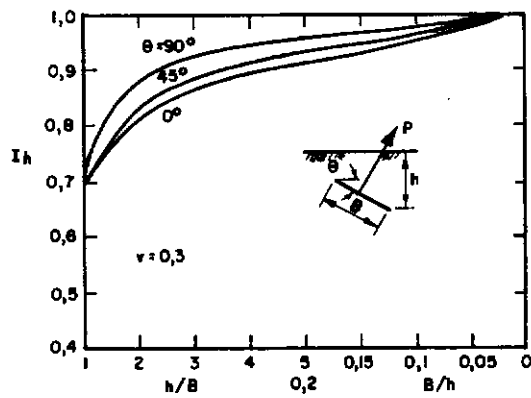


FIG. A.3 - FATOR DE CORREÇÃO I_h , SEGUNDO ROWE E BOOKER (1979 A)

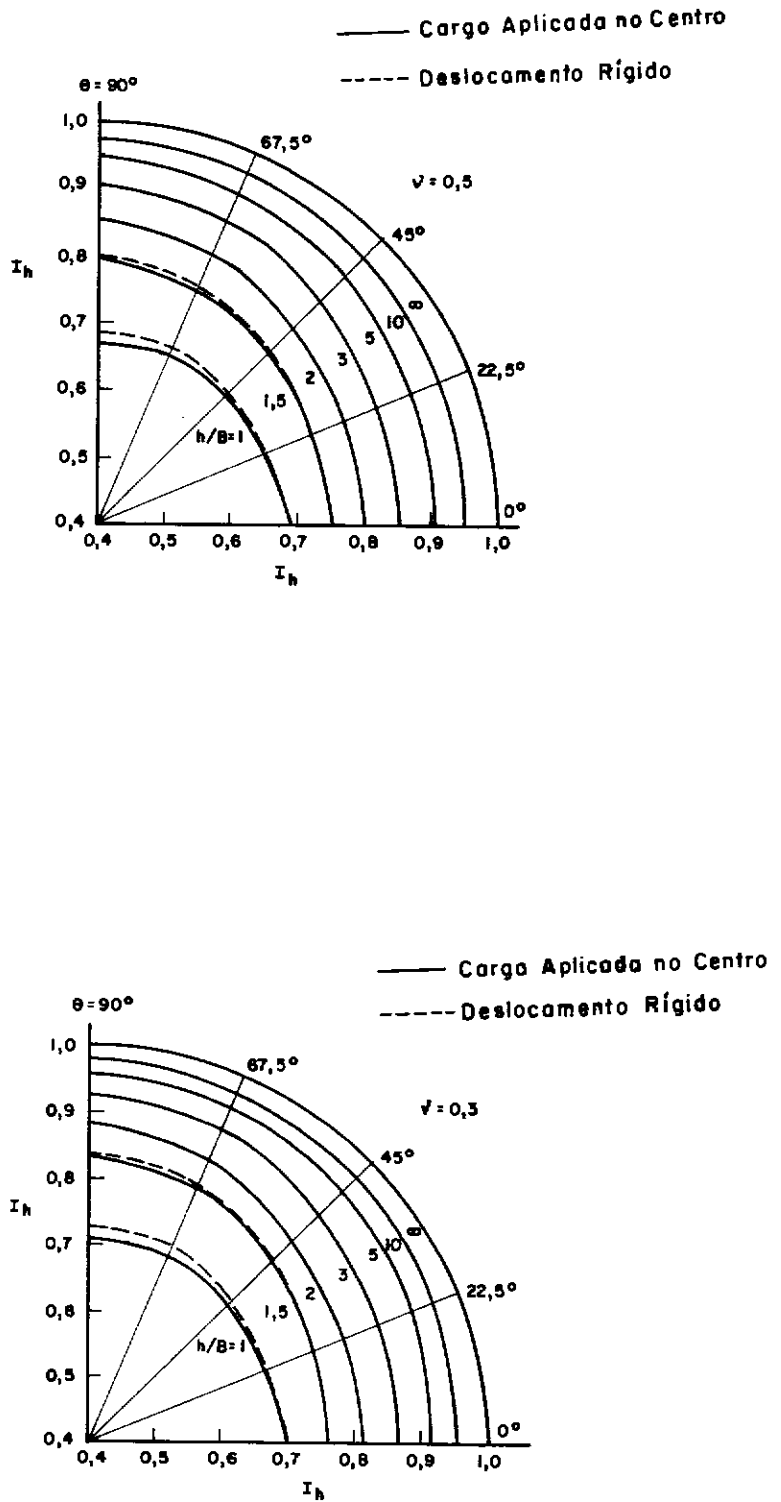


FIG. A. 4 - VARIAÇÃO DE I_h EM FUNÇÃO DA INCLINAÇÃO θ DA FUNDAÇÃO SEGUNDO ROWE E BOOKER (1979 A)

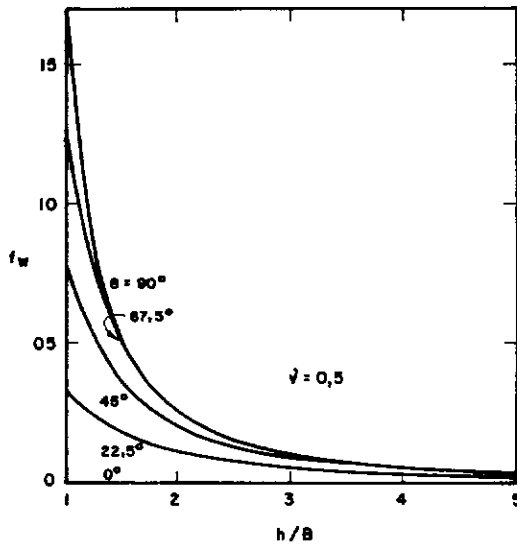
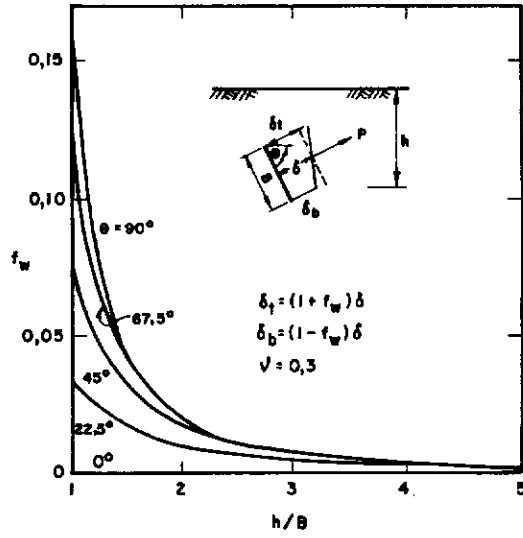
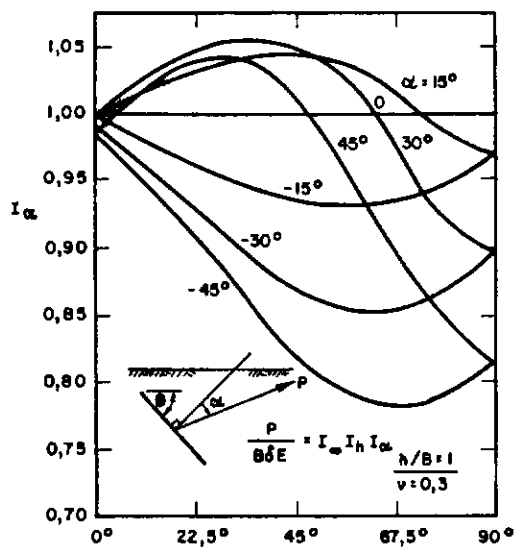
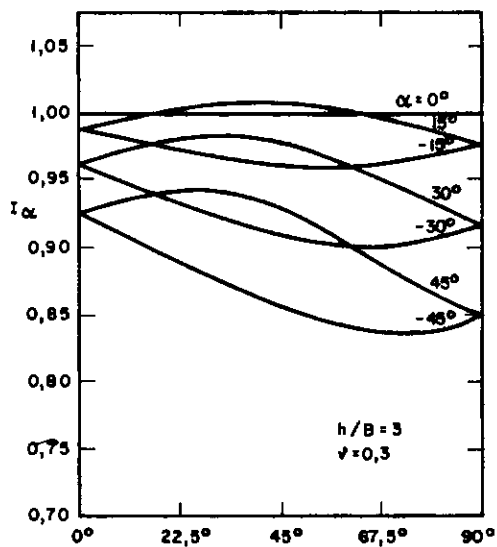


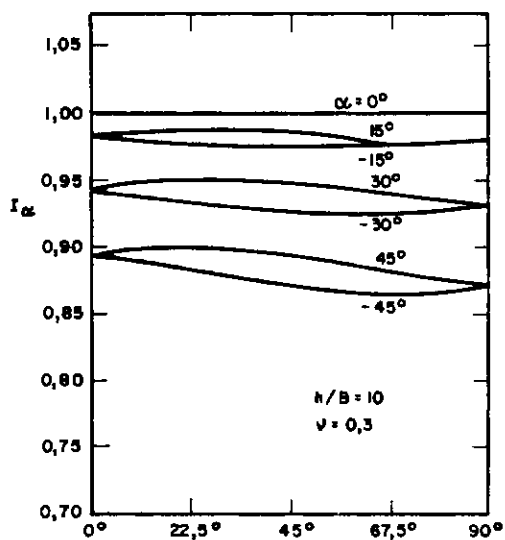
FIG. A.5 _ FATOR DE CORREÇÃO F_w , SEGUNDO ROWE E BOOKER (1979 A)



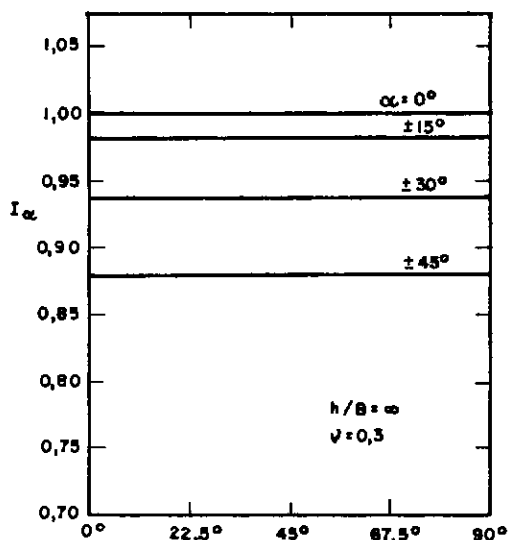
(a)



(b)

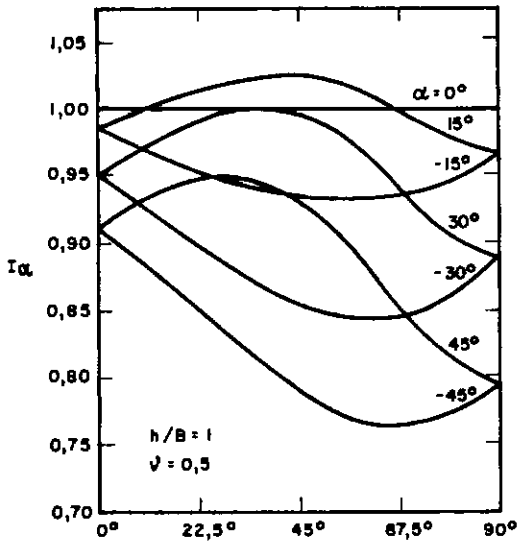


(c)

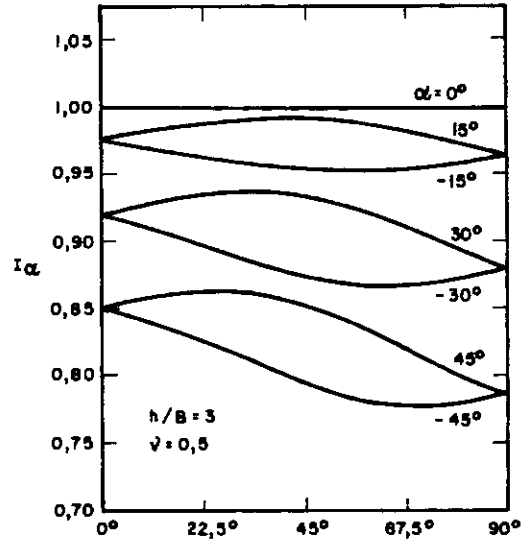


(d)

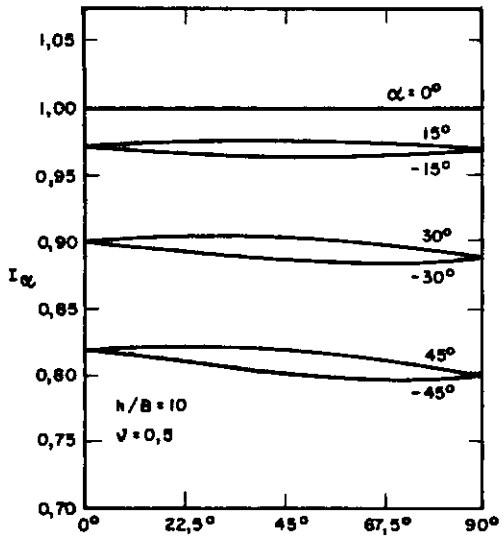
FIG. A.6 - FATOR DE CORREÇÃO I_α PARA $\nu = 0.3$,
SEGUNDO ROWER E BOOKER (1979 A)



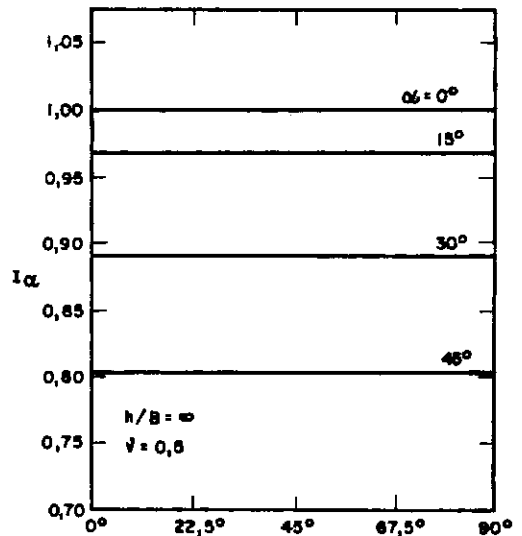
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. A.7 - FATOR DE CORREÇÃO I_α PARA $\nu = 0.5$, SEGUNDO ROWER E BOOKER (1979 A)