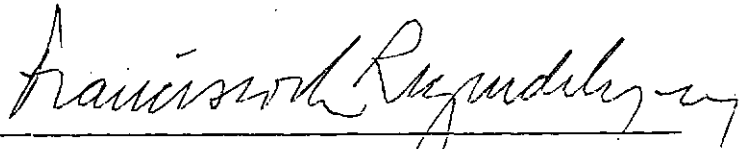


ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRUTURAS ENTERRADAS  
PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

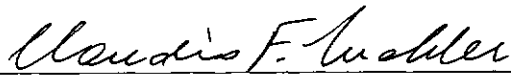
Otávio Sérgio Nunes de Souza

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.

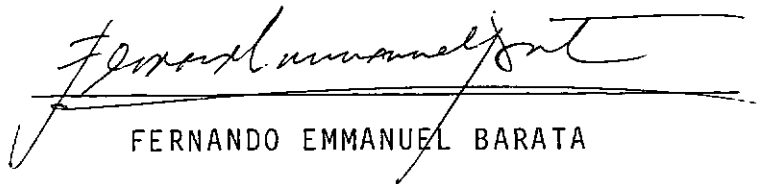
Aprovada por:



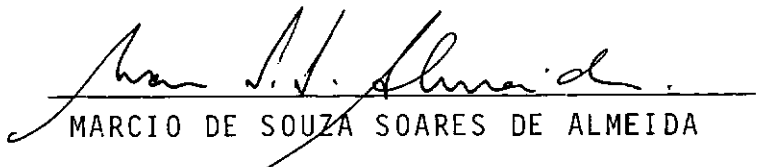
FRANCISCO DE REZENDE LOPES  
(Orientador)



CLÁUDIO FERNANDO MAHLER



FERNANDO EMMANUEL BARATA



MARCIO DE SOUZA SOARES DE ALMEIDA

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO DE 1986

SOUZA, OTÁVIO SÉRGIO NUNES DE

Estudo do Comportamento de Estruturas Enterradas pelo Método dos Elementos Finitos (Rio de Janeiro) 1986.

9, 123 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil)

Tese - Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.

1. Estudo de tensões no entorno das Estruturas Enterradas I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

• A meus pais

Octávio e Theresa Maria,  
pelo carinho e incentivo.

## AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Francisco de Rezende Lopes, pela orientação de forma amigã, profissional e paciente, com que orientou este trabalho.

Ao Prof. Clãudio Fernando Mahler, que sugeriu o tema e colaborou na orientação desta tese.

Ao Prof. Fernando Emmanuel Barata, que me contagiou com seu entusiasmo pela especialidade.

Aos Professores da Área de Mecânica dos Solos do Programa de Engenharia Civil da COPPE, pelos ensinamentos recebidos no curso de mestrado.

À Engefer, na pessoa de seus engenheiros Claudio Barcelos e Castelo Branco, pelo interesse em colaborar para realização do trabalho, fornecendo todos os dados disponíveis sobre a instrumentação.

À CNEN e a CAPES pelo apoio financeiro.

Aos engenheiros Milton e Eduardo Nazareth Paiva pela ajuda nos trabalhos de computação.

Ao engenheiro Hãlcio Gonçalves de Souza pela ajuda no Laboratãrio de Solos da COPPE.

À Carlos Francisco dos Santos pela preparação dos desenhos.

À Gloria e Clãlia pela datilografia do texto.

Aos colegas da COPPE, em especial a Augusto Cesar Guimarães Freire, Roberto Abuassi, Hãlio Ribeiro de Almeida e Josã Henrique Feitosa Pereira pelo constante estãmulo.

Aos colegas da NUCLEN, em especial a José Carlos Q. Bastos, Cícero D. P. Santos, Hailton B. Olivieri, João Carlos A. Nunes, Tarcísio F. Cardoso, José M. Borborema, Mozart T. C. B. Carvalho, Luiz Ferreira, Fernando P. M. Coutinho, Fernando C. F. Garcia, Manoel L. Silva, José Andrade e Mauro Parras que também muito me incentivaram.

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

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE  
ESTRUTURAS ENTERRADAS  
PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Otávio Sérgio Nunes de Souza

Março de 1986

Orientador: Francisco de Rezende Lopes

Programa : Engenharia Civil

Este trabalho apresenta, inicialmente, uma breve revisão dos métodos mais conhecidos para cálculo de pressões de terra em estruturas enterradas (galerias e bueiros).

O objetivo central da tese é a avaliação, pelo Método dos Elementos Finitos, da técnica construtiva conhecida como "falsa trincheira". Para tanto, é feito um estudo paramétrico procurando esclarecer os mecanismos de transferência de carga no caso com e sem a adoção da falsa trincheira, bem como os parâmetros que mais afetam o comportamento de bueiros. Em seguida, o Método dos Elementos Finitos é usado na análise de um caso real: um bueiro instrumentado na Ferrovia do Aço. A análise reproduziu algumas das pressões medidas e, em especial, os deslocamentos

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

**A STUDY OF THE BEHAVIOUR OF BURIED STRUCTURES**

**BY THE FINITE ELEMENT METHOD**

**Otávio Sérgio Nunes de Souza**

**March, 1986**

**Chairman: Francisco de Rezende Lopes**

**Department: Civil Engineering**

Firstly, a brief review of the usual methods for the computation of earth pressures against buried structures (conduits and culverts) is presented.

The main purpose of this thesis was to evaluate, with the Finite Element Method (FEM), the construction technique known as "imperfect trench". A parametric study was, then, carried out, in order to clarify the load transfer mechanism, considering the usual technique and the imperfect trench technique, as well as the main parameters responsible for the culvert behavior. Afterwards, a real case was analysed, comparing the measured pressures and displacements of an instrumented culvert with the FEM calculations. The results were considered satisfactory for the displacements, and some of the pressures were also recovered.

## ÍNDICE

|   | Página |
|---|--------|
| 1. INTRODUÇÃO .....   | 1      |
| 2. MÉTODOS DE PREVISÃO DE PRESSÕES EM ESTRUTURAS ENTERRADAS .....       | 4      |
| 2.1 - TEORIA DE MARSTON-SPANGLER.....                                   | 4      |
| 2.2 - PROCEDIMENTOS EMPÍRICOS.....                                      | 7      |
| 2.3 - SOLUÇÕES DA TEORIA DA ELASTICIDADE.....                           | 8      |
| 2.4 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....                                 | 9      |
| 3. ESTUDO PARAMÉTRICO .....   | 23     |
| 3.1 - INTRODUÇÃO .....  | 23     |
| 3.2 - CASOS LINEARES.....   | 24     |
| 3.2.1 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO DO BUEIRO .....               | 25     |
| 3.2.2 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FALSA TRINCHEIRA.....                  | 25     |
| 3.2.3 - INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON..                          | 26     |
| 3.2.4 - INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO BUEIRO....                          | 26     |
| 3.2.5 - INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO.....                | 27     |
| 3.2.6 - INFLUÊNCIA DO TIPO DE SIMULAÇÃO DO ATERRO .....                 | 27     |
| 3.2.7 - ESTUDO DE CAMINHOS DE TENSÕES.....                              | 28     |
| 3.3 - CASOS NÃO-LINEARES.....   | 28     |
| 3.3.1 - INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DA FALSA TRINCHEIRA.....    | 29     |
| 3.3.2 - INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON DO MATERIAL DO ATERRO..... | 34     |



|   | Página |
|---|--------|
| 4. ESTUDO DE UM CASO REAL DE ESTRUTURA ENTERRADA..... | 67     |
| 4.1 - INTRODUÇÃO .....                                | 67     |
| 4.2 - GEOLOGIA LOCAL .....                            | 67     |
| 4.3 - CARACTERÍSTICAS DO BUEIRO E ATERRO.....         | 68     |
| 4.4 - INSTRUMENTAÇÃO .....                            | 69     |
| 4.5 - ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....  | 71     |
| 4.5.1 - ESTUDO LINEAR .....                           | 72     |
| 4.5.2 - ESTUDOS NÃO-LINEARES.....                     | 73     |
| 4.6 - AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE.....           | 77     |
| <br>  |        |
| 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS.....         | 112    |
| 5.1 - CONCLUSÕES.....                                 | 112    |
| 5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS.....                   | 113    |
| <br>  |        |
| 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....                    | 114    |
| <br>  |        |
| 7. APÊNDICE A .....                                   | 119    |

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

As estruturas subterrâneas podem ser separadas em dois grupos:

- estruturas implantadas após escavação subterrânea
- estruturas enterradas

No primeiro caso o exemplo típico são os túneis; no segundo, as galerias e bueiros enterrados. O tratamento destes dois casos é totalmente diverso, uma vez que as pressões desenvolvidas, consequência do método executivo, são bastante diferentes. O presente trabalho trata apenas do segundo caso.

Galerias e bueiros enterrados estão presentes em várias obras de Engenharia, como, por exemplo:

- redes de esgotos e águas pluviais
- bueiros sob aterros rodoviários e ferroviários
- galerias sob barragens
- falsos túneis ferroviários e rodoviários
- galerias para condução de cabos elétricos
- Metrô

Os estudos mais antigos sobre o assunto, citados na literatura técnica, datam do começo do século e se devem a Anson Marston e Merlin G. Spangler, da Universidade de Iowa nos Estados Unidos. A teoria desenvolvida por estes pesquisadores se baseia em equações de equilíbrio semelhantes às da Teoria do Arqueamento exposta por Terzaghi (1936) e em observações de campo. A partir da década de 60, foram desenvolvidas outras fórmu-

las teóricas para cálculo de pressões em condutos enterrados, principalmente com base na Teoria da Elasticidade. Entretanto, devido às hipóteses adotadas na obtenção destas soluções, seu campo de aplicação é restrito a casos simples e muito específicos. Mais recentemente, com o surgimento dos computadores de grande capacidade, as deficiências das formulações teóricas puderam ser superadas, em parte, com as soluções obtidas através de métodos numéricos, como é o caso do Método dos Elementos Finitos (MEF). Nesse método é possível se aproximar mais das condições reais de campo, no que concerne a geometria do problema, modelagem do comportamento dos materiais envolvidos, etc. Paralelamente, também com o avanço da Eletrônica, foram desenvolvidos instrumentos, que permitiram a medição de grandezas físicas no campo com maior confiabilidade e a avaliação dos métodos de cálculo..

Como nos livros texto nacionais e mesmo internacionais não se encontra uma revisão dos métodos de análise de estruturas enterradas, tentou-se, neste trabalho, fazer um resumo bibliográfico dos métodos para análise deste tipo de problema. O objetivo central do trabalho foi, entretanto, tentar estudar, pelo MEF, um caso real da prática da Engenharia, em que foi adotado o método construtivo da "falsa trincheira". No caso estudado, um bueiro na Ferrovia do Aço, se dispunha de dados de instrumentação de campo. Como primeiro passo, foi realizado um estudo paramétrico para tentar identificar os mecanismos de distribuição de pressões que acontecem na presença da falsa trincheira e identificar os parâmetros mais importantes para estudo do comportamento do bueiro.

Os estudos realizados, neste trabalho, se limitaram a buei

ros retangulares (também chamados de "celulares"), sob aterros não muito altos, em que não foram considerados os efeitos de sobrecargas externas.

No capítulo 2 está a revisão dos métodos para o cálculo de pressões de terra em estruturas enterradas. No capítulo 3 é apresentado um estudo paramétrico, com casos lineares e não-lineares elásticos, onde tentou-se avaliar a importância que determinados parâmetros tem no comportamento de bueiros retangulares, bem como examinar a influência do método executivo em falsa trincheira. O capítulo 4 traz os resultados das medições realizadas pela ENFEGER no bueiro instrumentado na Ferrovia do Aço, juntamente com as análises pelo MEF, onde se tentou, com estas análises, se chegar aos valores medidos no campo. No apêndice A é apresentada a dedução da fórmula para cálculo das pressões verticais no topo das estruturas enterradas pela Teoria do Arqueamento.

## CAPÍTULO 2

MÉTODOS DE PREVISÃO DE PRESSÕES  
EM ESTRUTURAS ENTERRADAS

Neste capítulo apresenta-se, de maneira suscinta, os métodos mais usados no cálculo de pressões em estruturas enterradas. No Apêndice A apresenta-se a Teoria do Arqueamento, que serve de base a algumas das teorias de previsão de pressões em tais estruturas.

### 2.1 - TEORIA DE MARSTON-SPANGLER

Esta é a teoria mais utilizada no cálculo de pressões em condutos enterrados. O desenvolvimento deste método começou em torno de 1920, nos Estados Unidos, na Universidade do Estado de Iowa, sendo descrito em vários textos (Spangler, 1960 e 1962; Tschebotariof, 1973; Watkins, 1975).

A teoria de Marston - Spangler considera quatro classes de instalação de conduto (Figura 2.1) e aplica-se a condutos rígidos e flexíveis. A fórmula geral para o cálculo das pressões verticais no topo dos condutos enterrados é:

$$p_v = C \gamma b \quad (2.1)$$

onde,

$p_v$  = pressão vertical uniforme ao nível do topo do conduto.

$\gamma$  = peso específico do solo do aterro ou do material que preenche a vala.

$b$  = largura da vala ou do conduto dependendo do tipo de instalação.

$C$  = Coeficiente que pode ser calculado ou tirado de abaço.

Para os condutos em vala (Figura 2.2), o valor do coeficiente  $C$  é função do tipo de solo e da altura de solo acima do conduto ( $H$ ) e pode ser obtido do gráfico da Figura 2.3. O valor da pressão vertical ( $p_v$ ) é multiplicado por  $\frac{b}{b_c}$  aumentando-se o valor da mesma, quando a rigidez do conduto é muito maior com relação ao solo adjacente.

Para as outras classes de instalação, o valor de  $C$  é relativamente independente do tipo de solo (Spangler, 60), mas depende de outros fatores como altura de aterro acima do conduto ( $H$ ), razão de recalque ( $r_{sd}$ ), raio de projeção ( $p$ ) e outras considerações como *plano de mesmo recalque e plano crítico*, que estão definidos e assinalados nas Figuras 2.4, 2.6 e 2.11. Os módulos e direções dos movimentos entre o prisma de solo interior e os exteriores são influenciados pelo deslocamento do topo do conduto em relação ao solo adjacente, envolvendo considerações de rigidez do conduto e do solo circundante. Por exemplo, em função de uma maior rigidez do conduto, o recalque do prisma interno é menor (Figura 2.4a); neste caso, a razão de recalque é positiva, o que se traduz em tensões cisalhantes no prisma interno de cima para baixo sobrecarregando o conduto, isto é, as pressões verticais sobre o conduto serão maiores que a pressão geostática naquela profundidade. Os valores de  $C$  a serem utilizados na equação (2.1) podem ser tirados do gráfico da Figura 2.5 para o conduto em projeção positiva, entrando-se com a altura de aterro acima do topo ( $H$ ), raio de projeção ( $p$ ) e a razão de recalque ( $r_{sd}$ ). Como descrito em (Spangler, 60) é difícil, quando não impossível, pré-determinar o valor real da razão de recalque. Em virtude disso, em projeto, são tomados valores observados na prática (Tabela 2.1).

Aspectos semelhantes estão envolvidos nas classes de instalação de conduto das Figuras 2.1c e 2.1d. Como se pode observar nas Figuras 2.6 e 2.11, a razão de recalque é sempre negativa (tensões cisalhantes para cima) e o prisma de solo interior é de comprimento maior que os exteriores. Em consequência disso, os âbacos para obtenção de  $C$  das Figuras 2.7 a 2.10 para os diferentes raios de projeção negativa ( $p'$ ) são aplicáveis a ambas as classes de instalação. Deve-se levar em conta que a largura  $b$  para entrada nos âbacos, e utilização da fórmula 2.1, no caso do conduto em projeção negativa, é a largura da vala, e no outro caso, é a largura do conduto.

As fórmulas usadas na Teoria de Marston-Spangler (reduzidas à fórmula geral 2.1) são iguais em alguns casos às fórmulas deduzidas no Apêndice A, já que o modelo físico da Teoria do Arqueamento foi utilizado na Teoria de Marston-Spangler. Em outros casos, o modelo físico foi um pouco alterado, por exemplo, invertendo-se o sinal das tensões cisalhantes na superfície de deslizamento (Figura 2.4a).

A Teoria de Marston-Spangler é indicada quando se usa tubos pré-moldados enterrados onde o diagrama de pressões verticais uniforme é transformado numa carga concentrada no topo do tubo. Esta carga é então reduzida por um fator de carga, que depende das condições de assentamento, sendo o valor final da carga comparado a valores da carga de ruptura determinada experimentalmente para tubos padrões no ensaio de cutelo ("three-edge bearing strength test").

Quando os condutos adotados não seguirem os padrões já ensaiados no "three-edge bearing strength test", e tiverem que ser submetidos a dimensionamento estrutural, a teoria não é muito adequada. A teoria não prevê a distribuição das pressões verticais

sobre o topo, nem das reações na base da estrutura. A distribuição e magnitude das pressões horizontais por esta teoria, tem que ser admitidas em outras bases.

## 2.2 - PROCEDIMENTOS EMPÍRICOS

Em muitos projetos de estruturas enterradas são admitidas distribuições de pressões baseadas na experiência acumulada de projetistas e principalmente em medições de campo. A partir das pressões admitidas, são calculados os esforços internos nas estruturas (momentos, cortantes e normais). Uma hipótese freqüente é a de que no topo da estrutura a pressão vertical é igual à altura de aterro acima do topo da estrutura multiplicada pelo peso específico do solo (tensão vertical geostática). As pressões laterais são admitidas iguais às pressões ativas, passivas ou no repouso. Por exemplo, Davis e Bacher (1972, 1974) relatam que a prática recomendada pela Divisão de Estradas da Califórnia ("California Division of Highways") é considerar dois critérios no projeto de bueiros de concreto armado. No 1º critério, a pressão na lateral do bueiro é considerada como 30% da tensão geostática vertical; no 2º critério, ambas as pressões no topo e na lateral do bueiro são consideradas iguais à tensão geostática vertical. Gould (1970) descreve o critério adotado para as estruturas do Metrô de Washington, reproduzido na Figura 2.12.

### *Regras Empíricas da ENGEFER*

Com base nos resultados da instrumentação realizada num bueiro retangular com falsa trincheira (apresentada no Capítulo 4)



e na Teoria de Marston-Spangler (instalação segundo tipo da Figura 2.11), a ENGEFER propôs o seguinte procedimento para cálculo das pressões em bueiros (retangulares com falsa trincheira):

(a) pressões verticais no topo do bueiro:

$$p_v = 0,7 \gamma H$$

(b) pressões horizontais

$$p_h = K_0 \gamma z = 0,5 \gamma z$$

(c) pressões verticais na base

$$p_v = 0,8 \left( 0,7 \gamma H + \frac{w}{b} \right)$$

onde  $w$  é o peso próprio do bueiro e  $b$  a sua largura.

### 2.3 - SOLUÇÕES DA TEORIA DA ELASTICIDADE

Nos últimos anos vários pesquisadores tentaram superar as limitações da teoria de Marston-Spangler e as incertezas das hipóteses dos procedimentos empíricos desenvolvendo soluções baseadas na Teoria da Elasticidade (Burns e Richard, 1964; Malishev, 1965; Høeg, 1968; Krizek e outros, 1971; Allgood, 1971; Abel e Kay, 1976). O objetivo foi desenvolver soluções que descrevessem completamente as tensões e deformações que ocorrem em estruturas enterradas. As soluções desenvolvidas limitam-se a casos simples de condutos circulares de materiais elásticos, enterrados em solos elástico-lineares, isotrópicos e sem peso, sendo as cargas simuladas pela aplicação de sobrecargas de superfície. As soluções indicam que as pressões atuando num conduto circular, e as deflexões resultantes momentos e cortantes, dependem da pressão aplicada na superfície, do raio do conduto e da rigidez relativa conduto/solo.

No tocante a análise no sentido longitudinal do conduto, é importante mencionar os trabalhos de Peng (1978), sobre tensões, e o Rutledge e Gould (1973), sobre deslocamentos verticais e horizontais do tubo.

## 2.4 - MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O método do meio contínuo elástico foi estendido pelas técnicas numéricas (após o advento de computadores) ao estudo de muitos tipos de problemas de conduto que por causa de sua complexibilidade não tinham soluções na Teoria da Elasticidade (Brown, 1967; Brown e outros, 1968; Pawsey e Brown, 1968; Allgood e Takahashi, 1972).

O método dos Elementos Finitos pode ser usado para estudar condutos de várias formas e flexibilidade para diferentes condições de instalação e tipos de aterro. O comportamento tensão-deformação não-linear do solo que envolve o conduto pode ser incluído nas análises afim de simular condições reais de campo (Krizek e Kay, 1972; Wong e Duncan, 1974).

Um trabalho bastante extenso sobre condutos enterrados é o de Quigley (1978), que apresenta diagramas de pressões para uso na prática da Engenharia, baseados em estudo por elementos finitos. Nas Figuras 2.13 estão os diagramas propostos por Quigley para condutos retangulares. Para cálculo dos diagramas os valores de  $m$  (Fator de pressão no canto) podem ser obtidos na Figura 2.14 e os de  $N$  (Fator de Pressão no topo) e de  $n$  (Fator de reação na base) da Figura 2.15.

Não se apresentará, aqui, os fundamentos do Método dos Elementos Finitos. Para tanto, os leitores são referidos a Desai e Abel (72) e Zienkiewicz (71).

| CONDIÇÃO   | RAZÃO DE RECALQUE<br>$r_{sd}$ |
|--|-------------------------------|
| Conduto rígido em terreno rígido.                              | + 1.0                         |
| Conduto rígido num terreno qualquer                            | + 0.5 a + 0.8                 |
| Conduto rígido num terreno que recalca em relação ao adjacente | 0 a - 0.5                     |
| Conduto flexível com solo adjacente mal compactado             | - 0.4 a 0                     |
| Conduto flexível com solo adjacente bem compactado.            | - 0.2 a + 0.8                 |

Tabela 2.1 (Spangler, 1960)

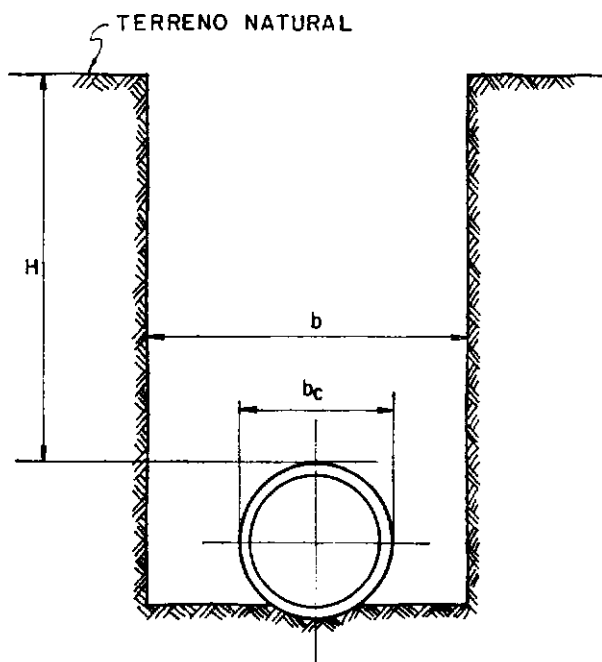


FIG. 2.1a - CONDUTO EM VALA

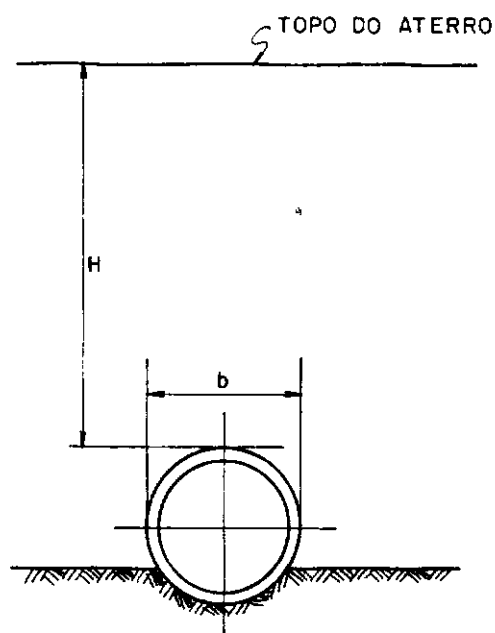


FIG. 2.1b - CONDUTO SOB ATERRO EM PROJEÇÃO POSITIVA OU SALIENTE POSITIVO

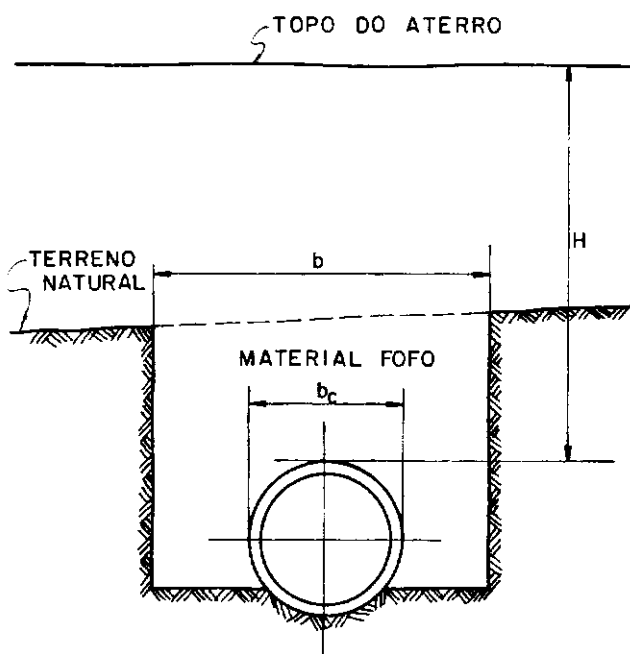


FIG. 2.1c - CONDUTO SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA OU SALIENTE NEGATIVO

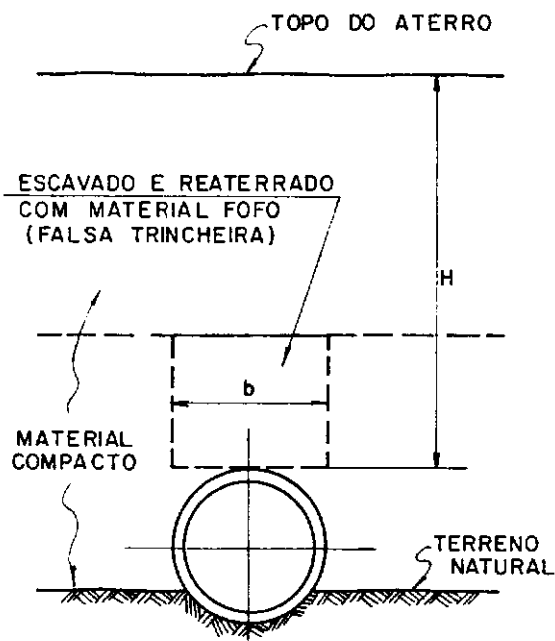


FIG. 2.1d - CONDUTO SOB ATERRO EM VALA IMPERFEITA OU FALSA TRINCHEIRA

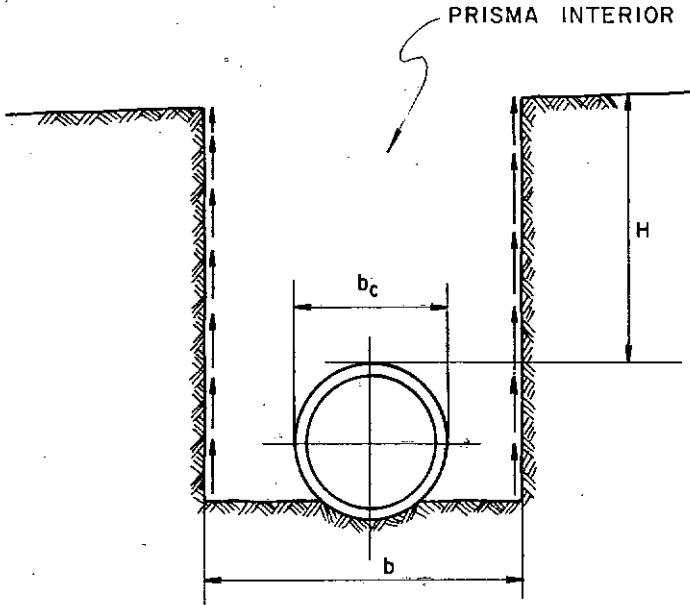


FIG. 2.2 - CONDUITO EM VALA

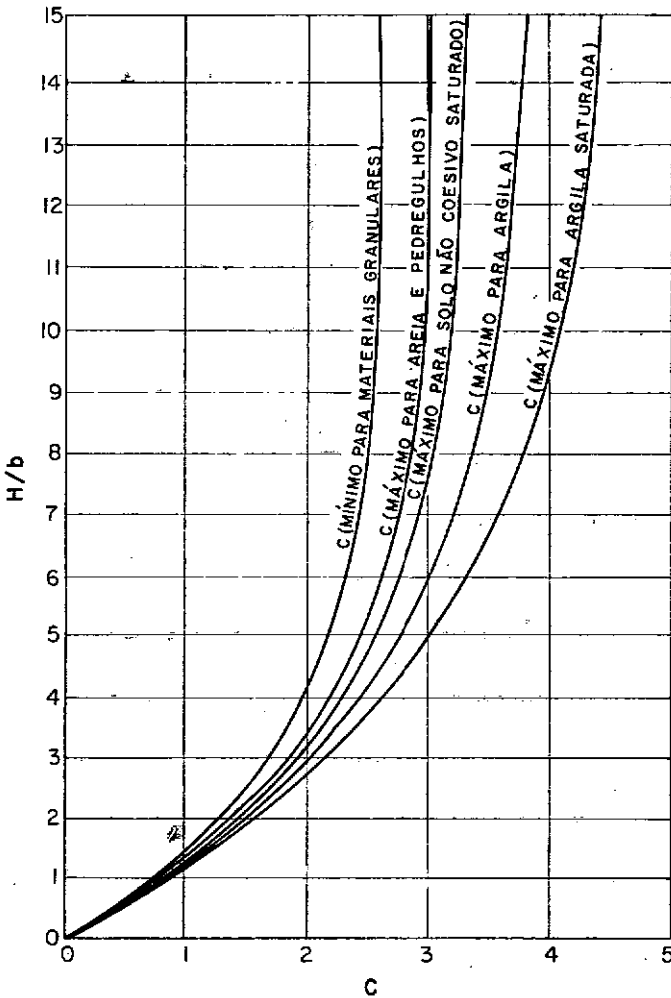
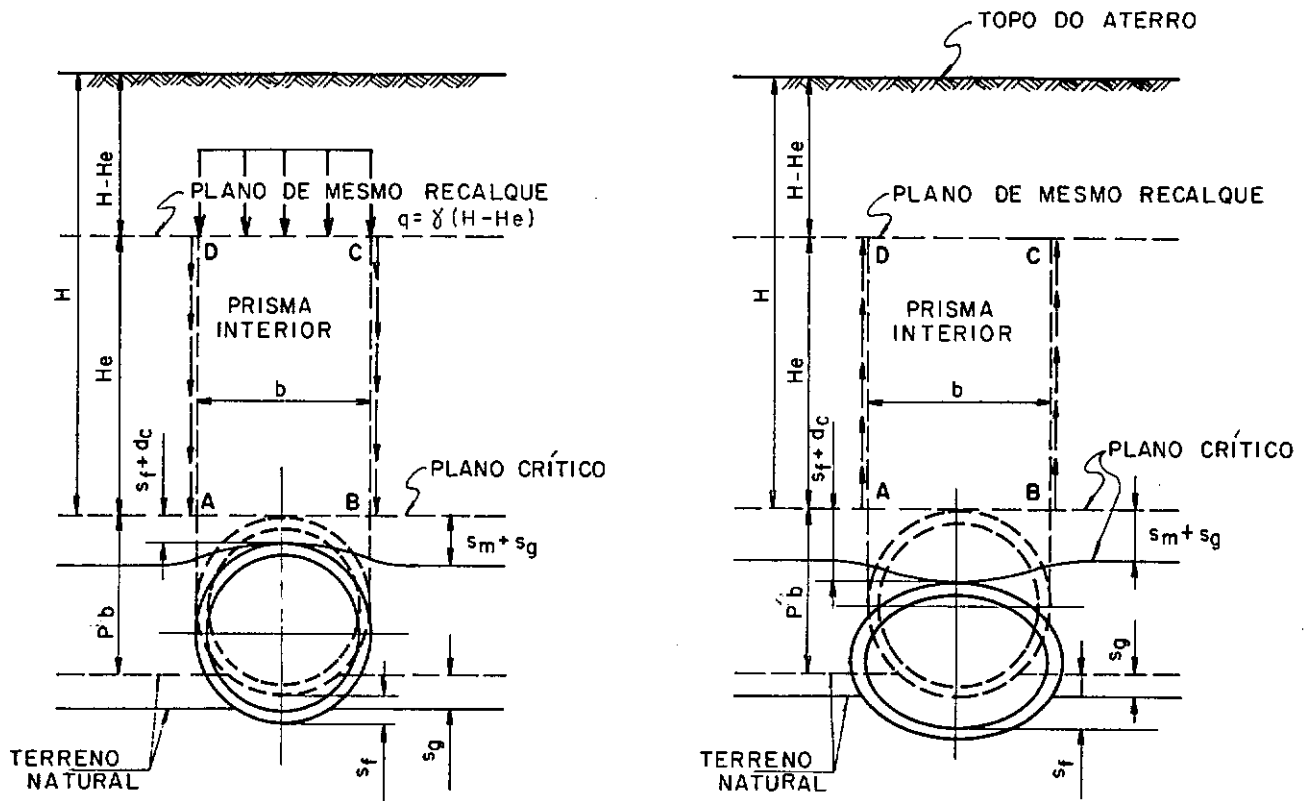


FIG. 2.3- ÁBACO PARA CALCULAR PRESSÕES EM CONDUITOS EM VALA (SPANGLER, 60)



a) - CONDIÇÃO DE PROJEÇÃO

b) - CONDIÇÃO DE VALA

$$r_{sd} = \frac{s_m + s_g - (s_f + d_c)}{s_m}$$

$r_{sd}$  = RAZÃO DE RECALQUE

$s_m$  = ENCURTAMENTO DA COLUNA DE SOLO ADJACENTE AO CONDUTO DE ALTURA  $Pb$

$s_g$  = RECALQUE DO TERRENO NATURAL

$s_f$  = RECALQUE DA FUNDAÇÃO DO CONDUTO

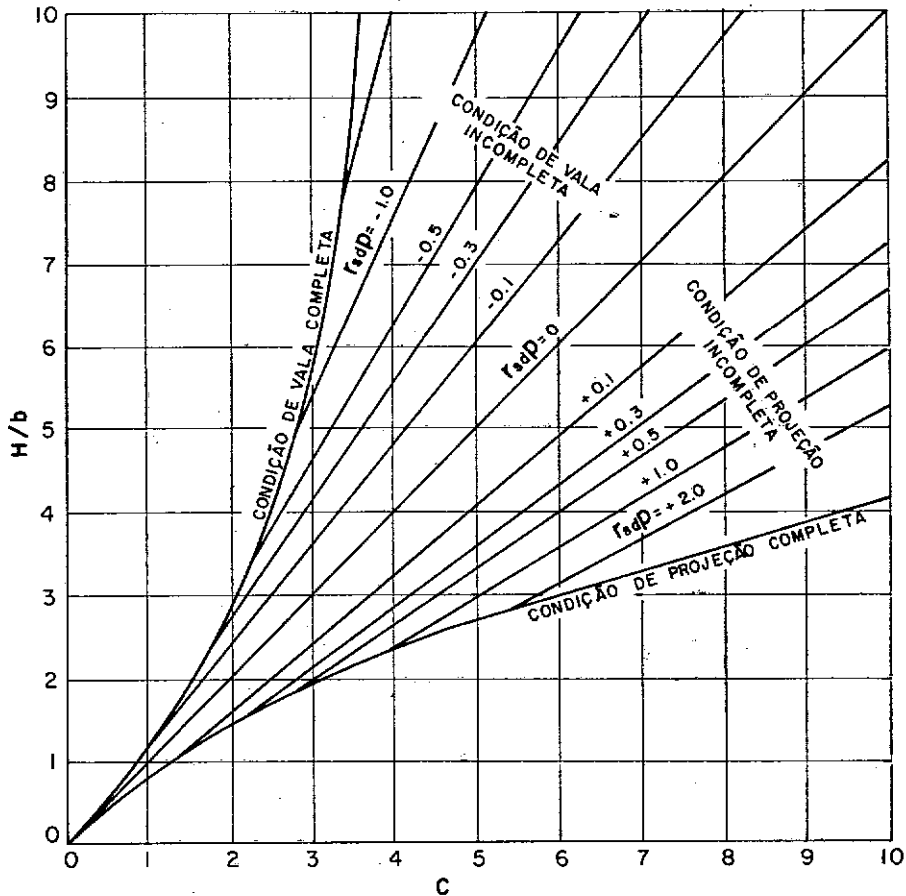
$d_c$  = ENCURTAMENTO DO CONDUTO

$P$  = RAIOS DE PROJEÇÃO

**PLANO DE MESMO RECALQUE** - PLANO ONDE ACABA O MOVIMENTO RELATIVO ENTRE O PRISMA INTERIOR E OS ADJACENTES E CONSEQUENTEMENTE AS TENSÕES CISLHANTES NO PLANO VERTICAL SE ANULAM

**PLANO CRÍTICO** - PLANO ADJACENTE AO CONDUTO QUE ESTA AO MESMO NÍVEL DESTE ANTES DE OCORRER O MOVIMENTO RELATIVO ENTRE OS PRISMAS

**FIG. 2.4 - CONDUTO SOB ATERRO EM PROJEÇÃO POSITIVA**

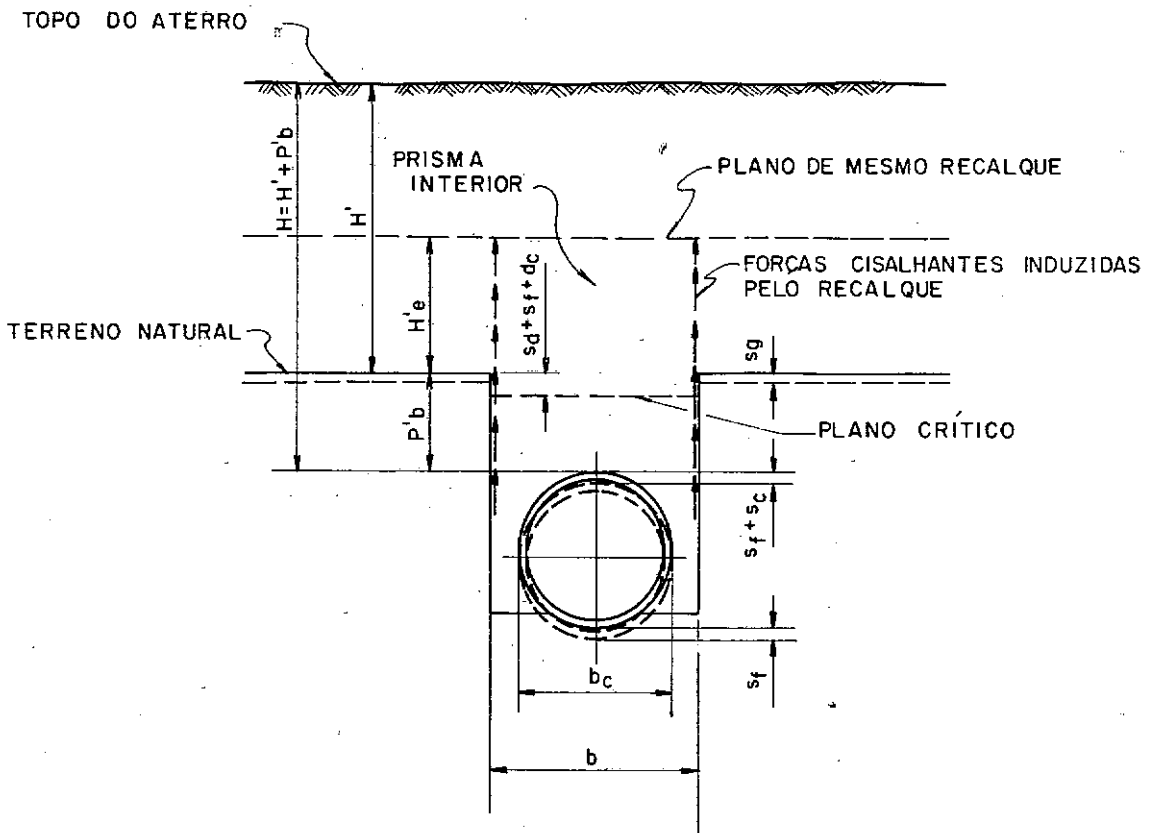


$r_{sd}P$  - PRODUTO DA RAZÃO DE RECALQUE PELO RAIÃO DE PROJEÇÃO

CONDIÇÃO DE VALA - PRESSÕES VERTICAIS NO TOPO DO CONDUTO MENORES QUE A PRESSÃO VERTICAL GEOSTÁTICA ( $\gamma H$ )

CONDIÇÃO DE PROJEÇÃO - PRESSÕES VERTICAIS NO TOPO DO CONDUTO MAIORES QUE A PRESSÃO VERTICAL GEOSTÁTICA ( $\gamma H$ )

FIG. 2.5 - ÁBACO PARA CÁLCULO DE PRESSÕES EM CONDUTOS SOB ATERRO EM PROJEÇÃO POSITIVA (SPANGLER, 60)



$$r_{sd} = \frac{s_g - (s_d + s_f + s_e)}{s_d}$$

$r_{sd}$  = RAZÃO DE RECALQUE; QUE É SEMPRE NEGATIVA E SEGUNDO (SPANGLER, 60) PODE SER TOMADA ENTRE -0,3 e -0,5; O PRODUTO  $r_{sd} \cdot p'$  É SEMPRE NEGATIVO

$s_g$  = RECALQUE DO TERRENO NATURAL

$s_d$  = ENCURTAMENTO DA COLUNA DE SOLO DIRETAMENTE SOBRE O CONDUTO DE ALTURA  $p'b$

$s_f$  = RECALQUE DA FUNDAÇÃO DO CONDUTO

$d_c$  = ENCURTAMENTO DO CONDUTO

$s_d + s_f + d_c$  = RECALQUE DO PLANO CRÍTICO

$p'$  = RAIO DE PROJEÇÃO NEGATIVA

**PLANO CRÍTICO** - PLANO INTERNO A VALA QUE ESTÁ AO NÍVEL DO TERRENO NATURAL NA ETAPA DA CONSTRUÇÃO EM QUE SOMENTE A VALA ESTÁ ATERRADA; A MEDIDA QUE O ATERRO VAI SENDO EXECUTADO ESTE PLANO RECALÇA MAIS QUE O TERRENO NATURAL.

**FIG. 2.6 - CONDUTO SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA**



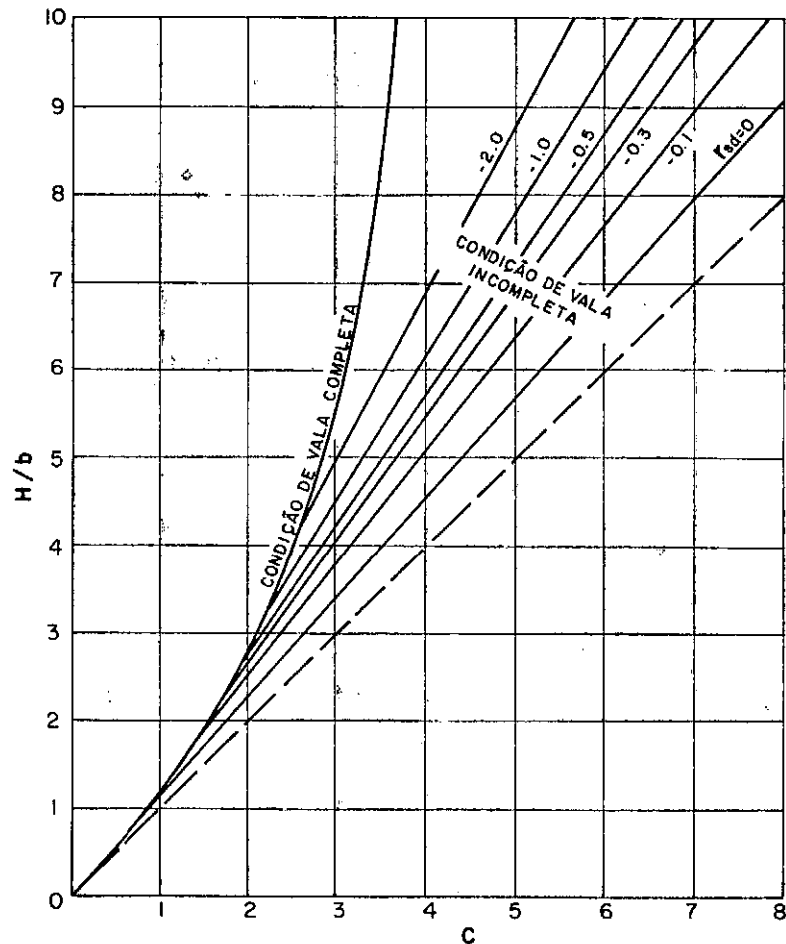


FIG. 2.7 - ÁBACO PARA CÁLCULO DE PRESSÕES EM CONDUTOS SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA OU COM FALSA TRINCHEIRA ( $P'=0,5$ )

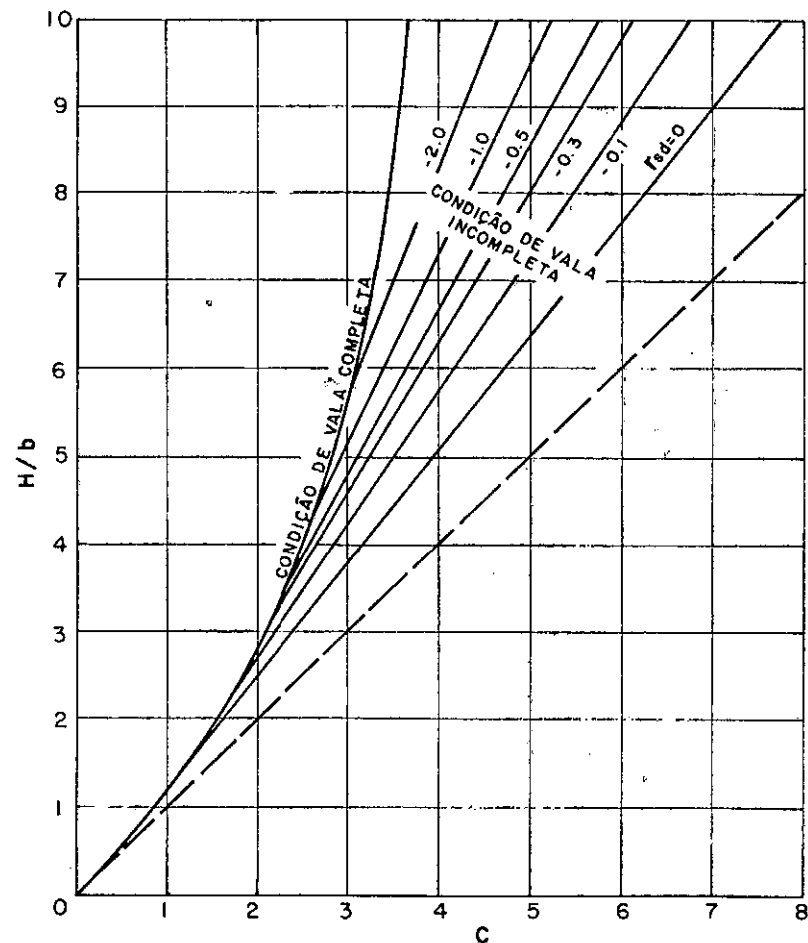


FIG. 2.8 - ÁBACO PARA CÁLCULO DE PRESSÕES EM CONDUTOS SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA OU COM FALSA TRINCHEIRA ( $P'=1,0$ )

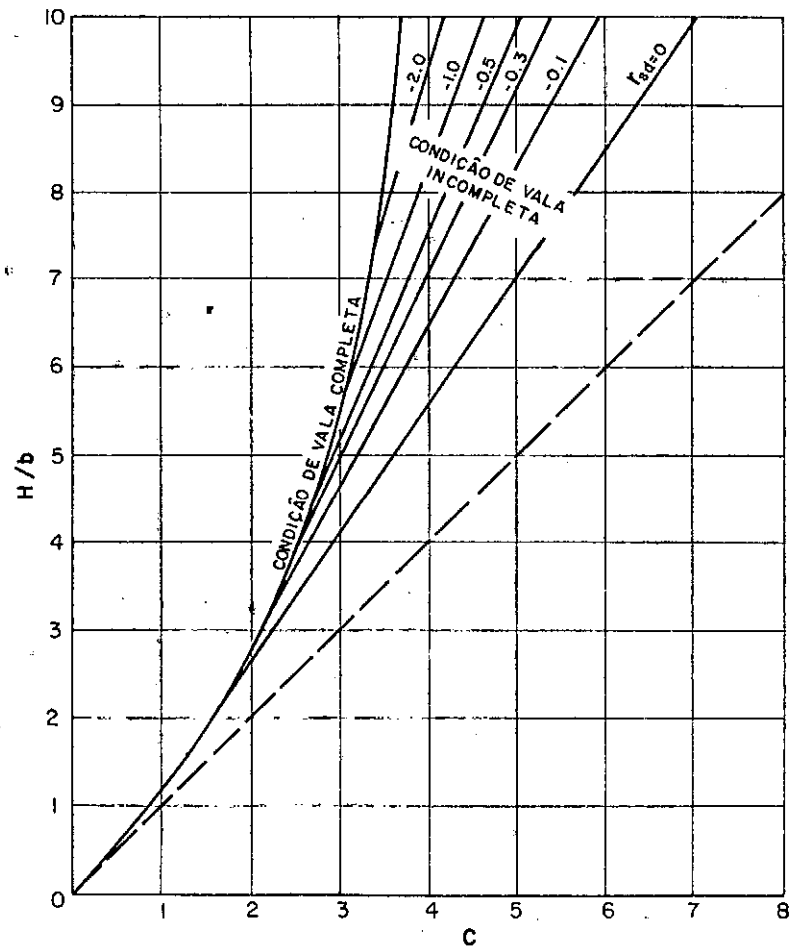


FIG. 2.9 - ÁBACO PARA CÁLCULO DE PRESSÕES EM CONDUTOS SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA OU COM FALSA TRINCHEIRA ( $P^1=1,5$ )

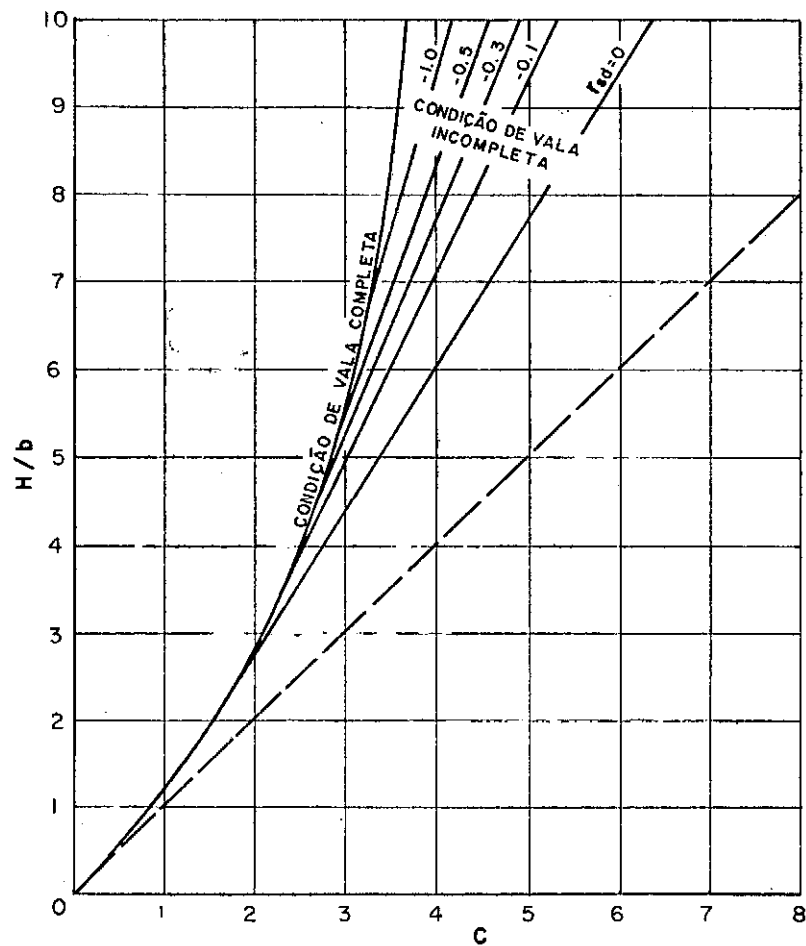
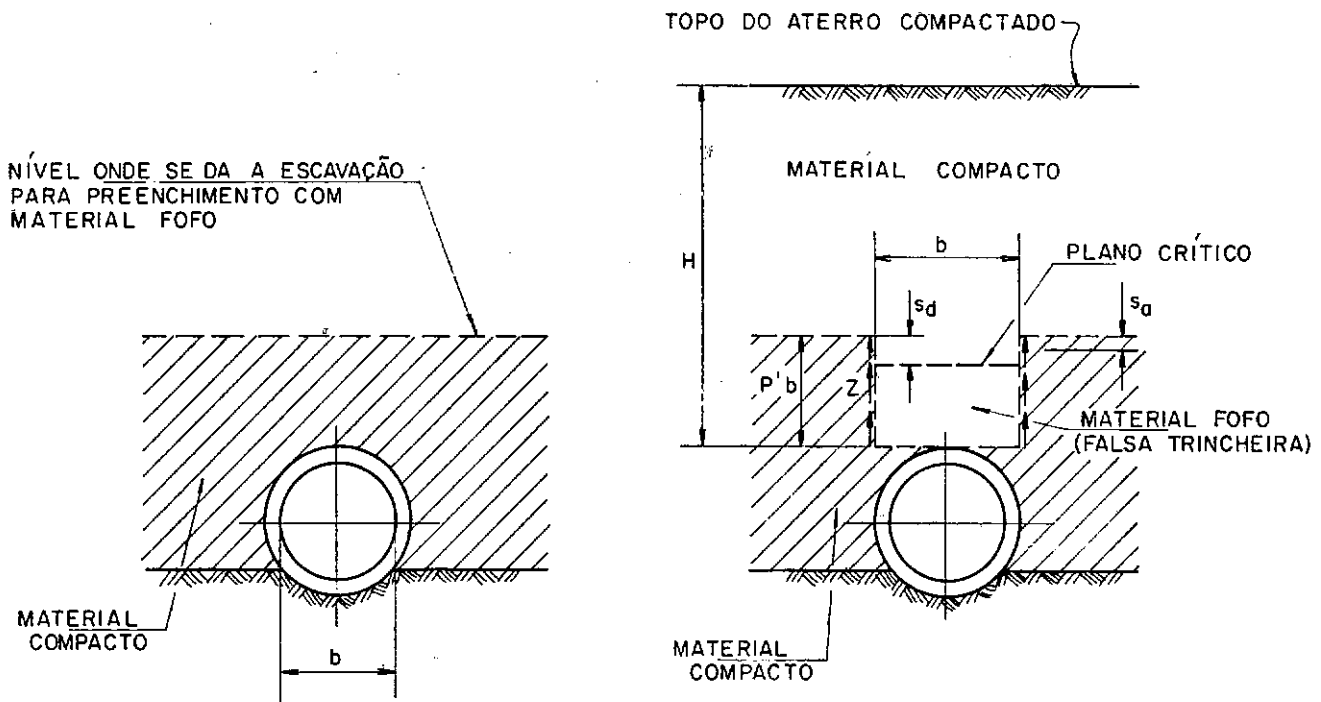


FIG. 2.10 - ÁBACO PARA CÁLCULO DE PRESSÕES EM CONDUTOS SOB ATERRO EM PROJEÇÃO NEGATIVA OU COM FALSA TRINCHEIRA ( $P^1=2,0$ )



$$r_{sd} = \frac{s_a - (s_d + s_f + d_c)}{s_d} \quad -0,5 < r_{sd} < -0,3$$

$r_{sd}$  = RAZÃO DE RECALQUE; SEMPRE NEGATIVA

$s_a$  = RECALQUE DO TERRENO ADJACENTE A FALSA TRINCHEIRA

$s_d$  = ENCURTAMENTO DA COLUNA DE MATERIAL FOFO NA VALA ESCAVADA NO MATERIAL COMPACTADO SOBRE O CONDUTO DE ALTURA  $p'b$

$s_f$  = RECALQUE DA FUNDAÇÃO DO CONDUTO

$d_c$  = ENCURTAMENTO DO CONDUTO

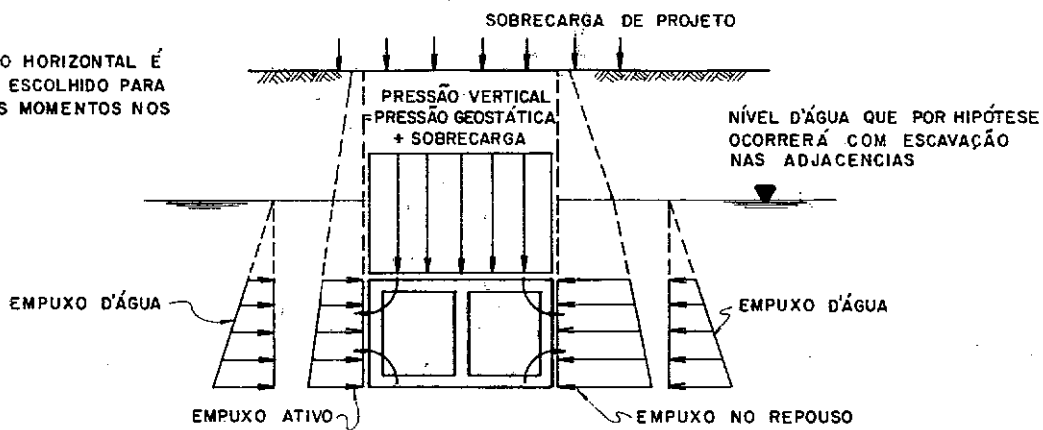
$s_d + s_f + d_c$  = RECALQUE DO PLANO CRÍTICO

$p'$  = RAIO DE PROJEÇÃO NEGATIVA

**PLANO CRÍTICO** - PLANO INTERNO A TRINCHEIRA SOBRE O CONDUTO, QUE ESTÁ AO NÍVEL DO MATERIAL COMPACTADO ADJACENTE NA FASE DA CONSTRUÇÃO EM QUE ESTA TRINCHEIRA FOI TOTALMENTE REENCHIDA COM MATERIAL FOFO, ANTES DO ATERRO COMECAR A SER ALTEADO NOVAMENTE

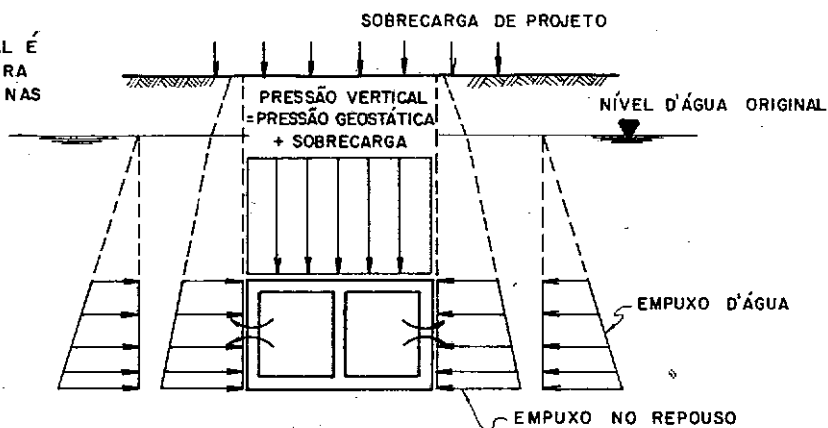
**FIG. 2.11- CONDUTO SOB ATERRO COM VALA IMPERFEITA OU FALSA TRINCHEIRA.**

O CARREGAMENTO HORIZONTAL É ASSIMÉTRICO E ESCOLHIDO PARA MAXIMIZAR OS MOMENTOS NOS CANTOS



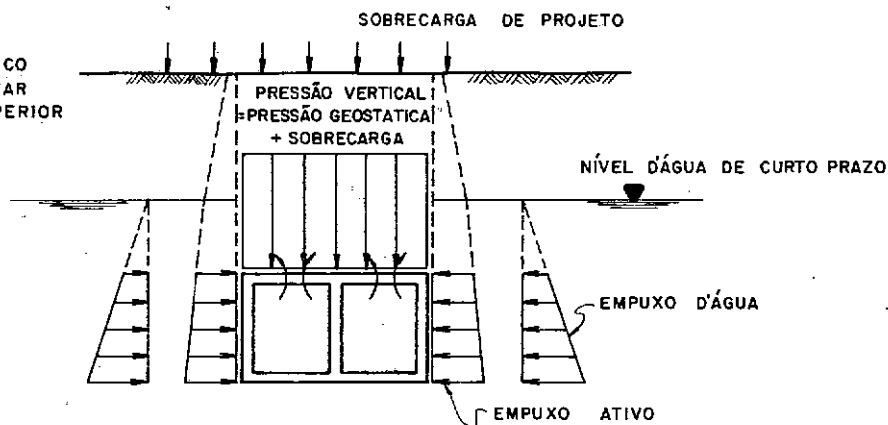
CONDIÇÃO DE ESCAVAÇÃO ADJACENTE

O CARREGAMENTO HORIZONTAL É SIMÉTRICO E ESCOLHIDO PARA MAXIMIZAR OS MOMENTOS NAS PAREDES



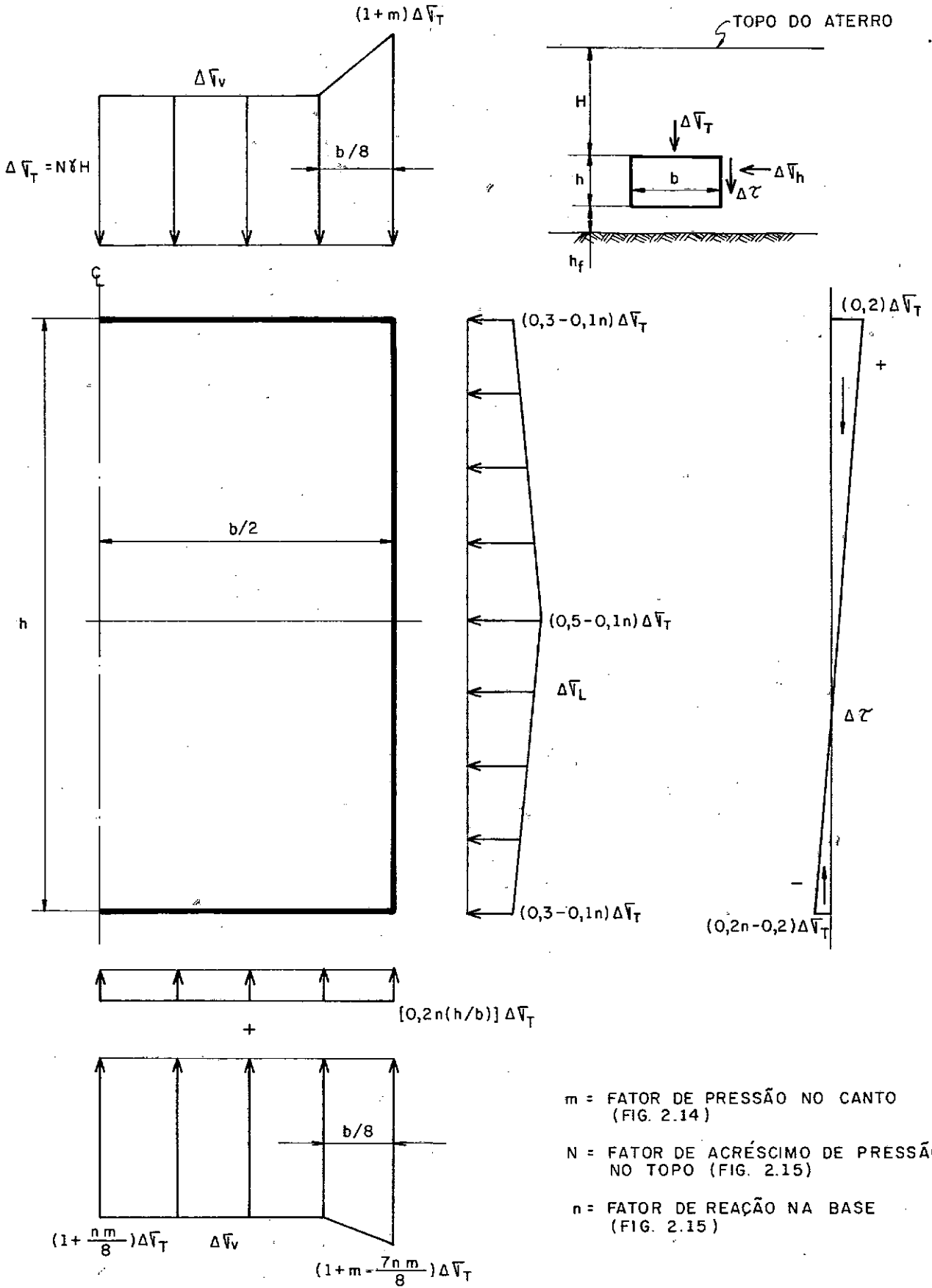
CARREGAMENTO DE LONGO PRAZO

O CARREGAMENTO É SIMÉTRICO E ESCOLHIDO PARA MAXIMIZAR OS MOMENTOS NA LAJE SUPERIOR



CARREGAMENTO DE CURTO PRAZO (APÓS A CONSTRUÇÃO)

FIG. 2.12 - CRITÉRIO DE PROJETO PARA CARREGAMENTO UTILIZADO PARA O METRO DE WASHINGTON (GOULD, 70)



$m$  = FATOR DE PRESSÃO NO CANTO (FIG. 2.14)  
 $N$  = FATOR DE ACRÉSCIMO DE PRESSÃO NO TOPO (FIG. 2.15)  
 $n$  = FATOR DE REAÇÃO NA BASE (FIG. 2.15)

FIG. 2.13- DIAGRAMAS DE PRESSÃO VERTICAL ( $\Delta \bar{V}_v$ ), PRESSÃO HORIZONTAL ( $\Delta \bar{V}_L$ ) E TENSÕES CISALHANTES NA LATERAL ( $\Delta \tau$ ) PARA CONDUTOS RETANGULARES SOB ATERRIS HOMOGÊNEOS (QUIGLEY, 78)

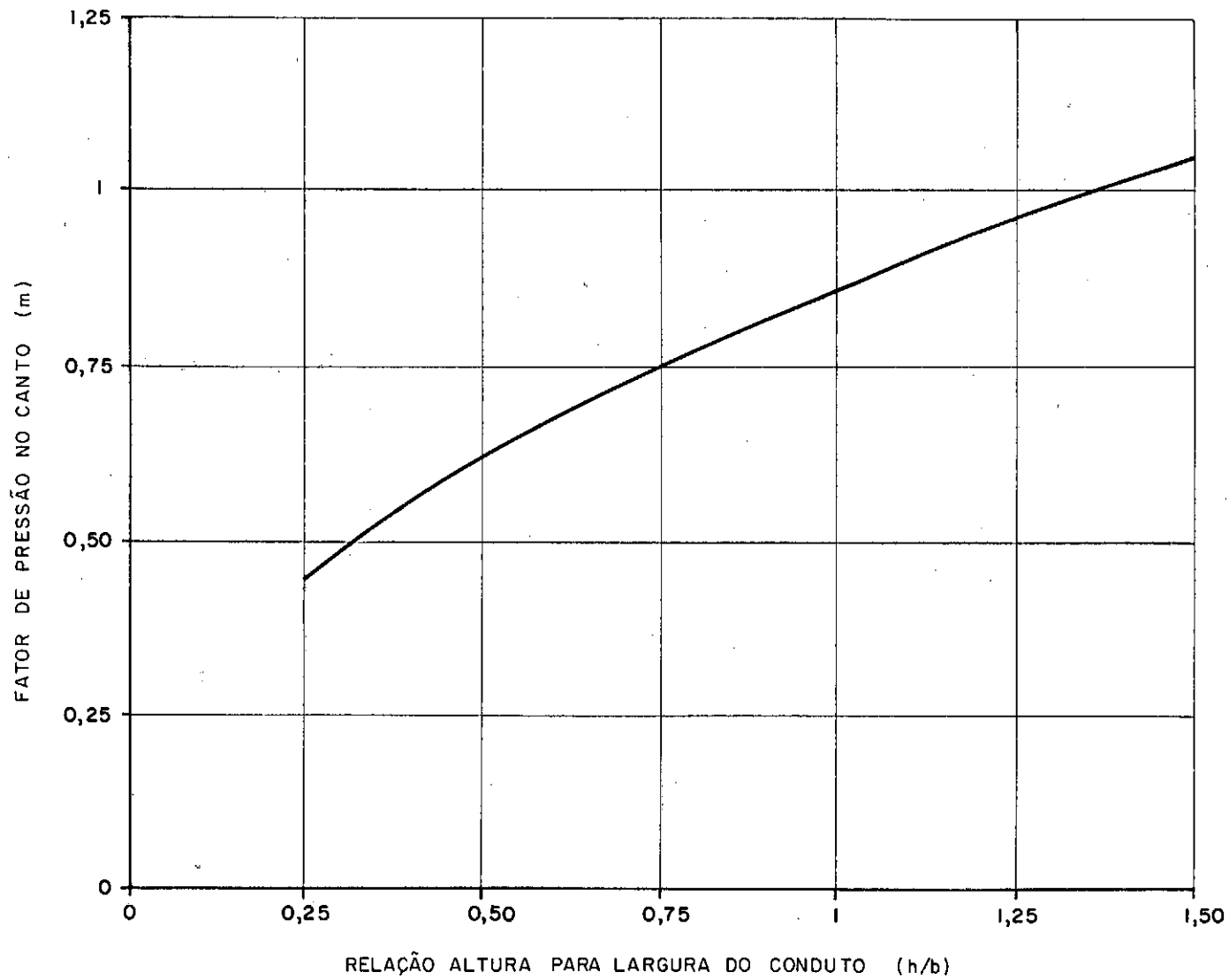


FIG. 2.14 - FATOR DE PRESSÃO NO CANTO (m) PARA CONDUTOS RETANGULARES (QUIGLEY, 78)

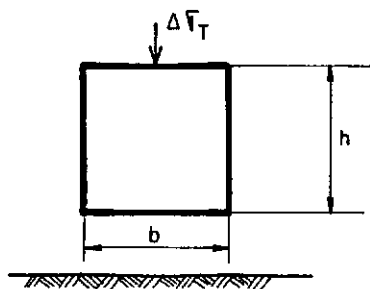
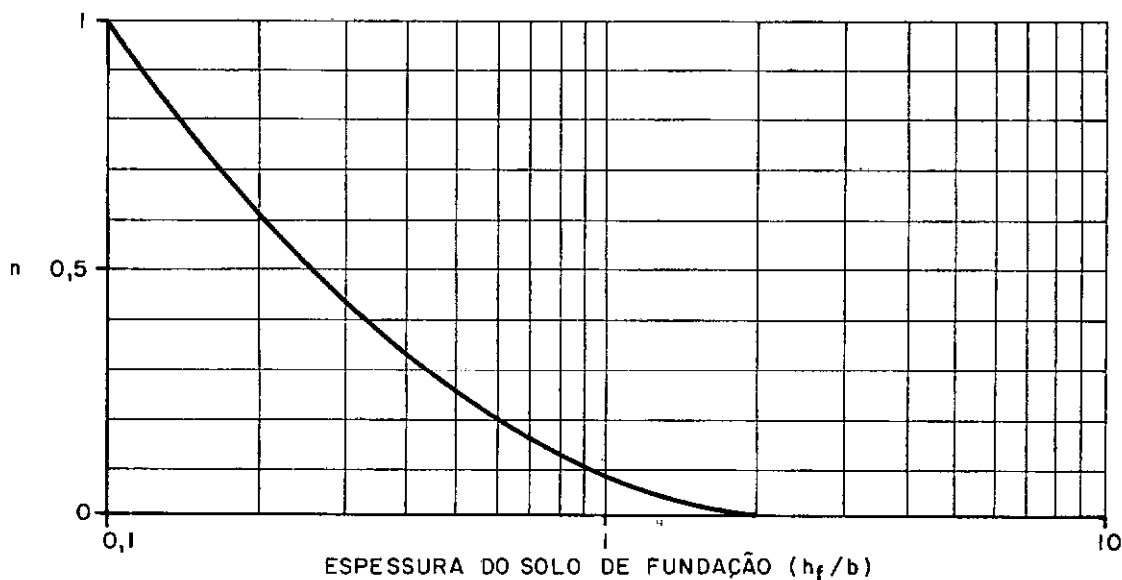
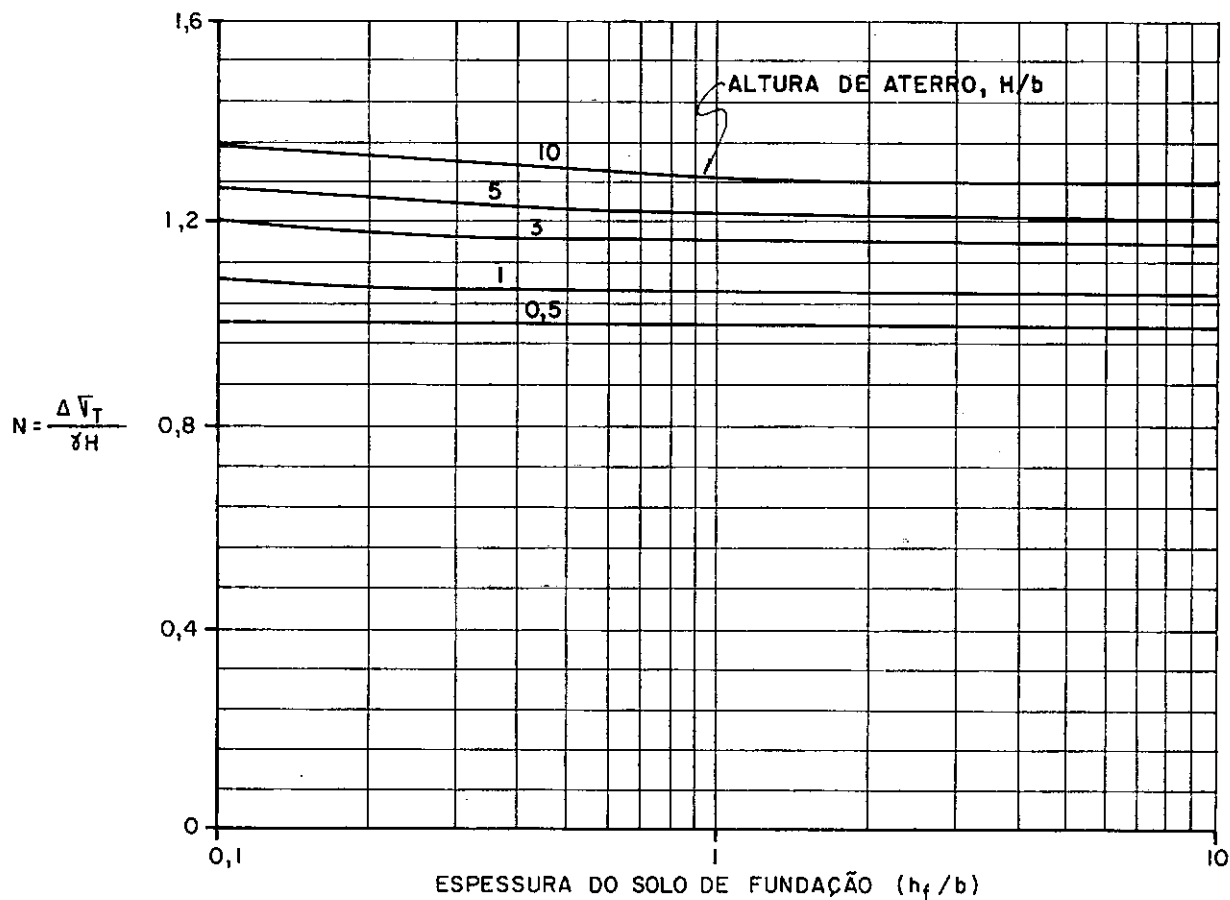


FIG. 2.15 - FATOR DE ACRÉSCIMO DE PRESSÃO NO TOPO ( $N$ ) E FATOR DE REAÇÃO NA BASE ( $n$ ) PARA CONDUTOS RETANGULARES (QUIGLEY, 78)

### CAPÍTULO 3

#### ESTUDO PARAMÉTRICO

#### 3.1 - INTRODUÇÃO

Com o objetivo de avaliar a importância de determinados fatores que afetam o comportamento de estruturas enterradas, foram realizadas análises utilizando o Método dos Elementos Finitos. As análises se restringiram a estruturas:

- (a) de concreto armado (bueiros)
- (b) de seção retangular
- (c) sob aterros de altura máxima acima do topo da estrutura de 28,0m.

Os estudos por elementos finitos foram realizados com o emprego do programa Progeo 1 (Lopes, 1980), da programoteca da COPPE - Área de Mecânica dos Solos, o qual tem as seguintes características:

- (i ) utilização de elementos isoparamétricos de 8 pontos nodais (quadráticos) com 4 pontos de integração.
- (ii ) simulação do comportamento elástico não-linear através de algoritmo incremental, tendo sido usados 2 incrementos por etapa de aterro e 2 passos por incremento (processo de Runge-Kunta).
- (iii ) formulação hiperbólica para a curva tensão-deformação (dependência da tensão cisalhante) e ainda módulos dependentes do nível de tensões confinantes.
- (iv ) simulação da construção do aterro por etapas, a partir do topo da estrutura, com os elementos adicionais carregados por peso próprio.



- (v ) armazenamento em disco dos deslocamentos, tensões e deformações para posterior produção de gráficos com os pós-processadores "Meshplot" e "Cross".

### Descrição dos Casos Estudados

O problema, do ponto de vista geométrico, está apresentado na Figura 3.1.

A construção do aterro foi simulada em 5 etapas (1<sup>a</sup>. camada: 0,5m de altura; 2<sup>a</sup>: 2,5m; 3<sup>a</sup>: 2,0m; 4<sup>a</sup>: 4,0m; 5<sup>a</sup>: 5,0m). No caso II foram colocadas mais três etapas com o objetivo de se avaliar a diferença na simulação da parte final do aterro como sobrecarga e como três camadas carregadas por peso próprio (6<sup>a</sup>., 7<sup>a</sup>. e 8<sup>a</sup>. camadas com 5m de altura cada).

Todos os casos foram considerados como problemas típicos de deformação plana e as análises foram transversais ao bueiro.

### 3.2 - CASOS LINEARES

Da Tabela 3.1 constam os dados dos casos lineares rodados no intuito de se avaliar a influência:

- (a) - da rigidez da fundação
- (b) - da existência e rigidez da falsa trincheira
- (c) - do coeficiente de Poisson
- (d) - das dimensões do bueiro
- (e) - da simulação do aterro carregado por peso próprio e como sobrecarga
- (f) - da espessura do solo de fundação

As redes de elementos finitos utilizadas constam das Figuras 3.2 a 3.5. Os gráficos de tensões contra o bueiro constam das Figuras 3.6 a 3.10.

As pressões médias atuantes no bueiro em todos os casos analisados estão apresentadas na Tabela 3.3. Os deslocamentos do bueiro em todos os casos e do topo da falsa trincheira em alguns casos constam da Tabela 3.4.

### **3.2.1 - Influência da Rigidez da Fundação do Bueiro**

O estudo do efeito da rigidez da Fundação foi feito comparando-se os resultados dos casos 1, 2 e 3. Examinando-se a Figura 3.6 com as pressões produzidas nesses casos e a Tabela 3.3 de pressões médias atuantes, pode ser observado que o aumento da rigidez da Fundação contribuiu para aumentar as pressões verticais e diminuir as pressões laterais, sendo este efeito mais notado nas pressões na base. Ao aumento das pressões verticais correspondeu uma diminuição das pressões no solo ao lado do bueiro.

### **3.2.2 - Influência da Rigidez da Falsa Trincheira**

A análise da influência da rigidez da falsa Trincheira foi realizada pela comparação dos resultados dos casos 1, 4 e 5. Através do exame da Figura 3.7, com as pressões atuantes, e da Tabela 3.3 foi constatada redução das pressões verticais e aumento das pressões laterais com a diminuição da rigidez da falsa trincheira, sendo o efeito muito marcante na redução das pressões no topo do bueiro.

Cabe ainda assinalar que a diminuição da rigidez da Falsa Trincheira acarretou menores recalques do bueiro (ver Tabela 3.4), provavelmente pela menor concentração de tensões sobre o bueiro, e maiores recalques do topo da falsa trincheira (ver Tabela 3.4), pela menor rigidez desta.

### 3.2.3 - Influência do Coeficiente de Poisson

A influência do Coeficiente de Poisson foi estudada comparando-se os resultados dos casos 1, 7 e 8. As pressões produzidas nesses casos constam da Figura 3.8. Observou-se aumento marcante das pressões laterais com o aumento do coeficiente de Poisson, bem como diminuição das pressões verticais. Esta tendência parece estar ligada ao fato de que ao aumento do coeficiente de Poisson corresponde um aumento da incompressibilidade do material, reduzindo os deslocamentos relativos (lateral do bueiro-solo), o que produz um estado de tensões mais próximo do hidrostático. Para reforçar o exposto, deve-se observar que os deslocamentos do bueiro no caso 8 (ver Tabela 3.4) foram muito pequenos.

### 3.2.4 - Influência das Dimensões do Bueiro

O estudo do efeito das dimensões do bueiro foi realizado pela comparação dos resultados produzidos nos casos 1, 9 e 10. As redes de elementos finitos utilizadas nesses casos constam das Figuras 3.2, 3.3 e 3.4. Na figura 3.9 estão plotadas as pressões produzidas por esses casos. Observou-se que com o aumento da largura do bueiro houve diminuição das pressões verticais no centro do bueiro e aumento das pressões verticais no bordo. Quigley (1978) considera como importante este efeito somente nas pressões no bordo. Cabe ainda ressaltar que os deslocamentos verticais do bueiro aumentaram com o aumento de sua largura.

Observando-se as pressões médias no topo e base do bueiro (apresentadas na Tabela 3.3), conclui-se que estas pressões se reduzem com o aumento da largura do bueiro. Já as pressões horizontais aumentam com o aumento da largura do bueiro.

### 3.2.5 - Influência da Espessura do Solo de Fundação

A influência da espessura do solo de fundação ( $h_f$ ) foi avaliada comparando-se os resultados produzidos nos casos 1, 13 e 14. Constatou-se pelo exame da Figura 3.10 e da Tabela 3.3 que este efeito só foi notado nas pressões verticais na base, onde houve diminuição das pressões com o aumento da espessura do solo de fundação.

(Quigley, 1978) observou o efeito também nas pressões no topo, porém a relações  $H/b$  maiores que as testadas neste trabalho (o efeito foi maior em bueiros menos largos).

Os deslocamentos verticais do bueiro aumentaram proporcionalmente com a espessura de fundação ( $h_f$ ), como era de se esperar.

### 3.2.6 - Influência do tipo de Simulação do Aterro

Este estudo foi feito pela análise dos resultados produzidos pelos casos 11 e 12. A rede utilizada no caso 11 (aterro carregado pelo peso próprio) é apresentada na Figura 3.5. A rede utilizada no caso 12 é a mesma do caso 1. No caso 12 a construção do aterro foi em 5 etapas num total de 13,0m e o carregamento de sobrecarga equivalente a  $15,0m \cdot (p = 270 \text{ KN/m}^2)$  colocado juntamente com a 5<sup>a</sup>. etapa. No caso 11 além das 5 etapas foram colocados mais 15,0m de aterro em 3 etapas totalizando 8 estágios. Como pode ser observado nas Tabelas 3.3 e 3.4 os resultados de pressão e deslocamento foram idênticos, o que permite concluir que após um certo número de camadas (cerca de 50% da espessura total do aterro), o aterro pode ser representado por uma sobrecarga.

### 3.2.7 - Estudo de Caminhos de Tensões

As trajetórias de tensões de quatro pontos junto ao topo do bueiro constam dos gráficos das Figuras 3.11 e 3.12, respectivamente, para os casos 1 (homogêneo) e caso 4 (com falsa trincheira).

Pela observação destas figuras foi constatado que os pontos 1 e 2 apresentaram trajetórias semelhantes nos dois casos, sem tendência à rotura, embora com tensões mais altas no caso 1 (homogêneo)

O ponto 3 apresentou trajetória de tensões que o levariam a rotura nos dois casos, mas a envoltória de rotura seria alcançada primeiramente no caso da falsa trincheira.

As trajetórias de tensões do ponto 4 também apresentaram tendência a rotura, sendo esta tendência maior no caso da falsa trincheira. Nota-se também que a rotura se daria num ponto bem inicial da envoltória, uma vez que a solicitação deste ponto é próxima do cisalhamento puro.

### 3.3 - CASOS NÃO-LINEARES

Foram rodados quatro casos não-lineares com o intuito de se avaliar, com a possibilidade de ruptura, a influência da rigidez e resistência da falsa trincheira e do coeficiente de Poisson do material do aterro. Um resumo dos casos rodados consta da Tabela 3.2. Nestes casos os módulos são afetados pelo nível tanto de tensões cisalhantes como confinantes (o que representa comportamento drenado).

### 3.3.1 - Influência da Rigidez e Resistência da Falsa Trincheira

Os estudos da influência da rigidez da falsa trincheira nas pressões atuantes no bueiro, nos deslocamentos do bueiro e da falsa trincheira e nas tensões na massa de solo, foram realizados comparando-se os resultados dos casos 6 (com falsa trincheira) e 15 (homogêneo).

#### Pressões Atuantes no Bueiro

Pelo exame da Figura 3.13, com as pressões produzidas nesses casos, nota-se que houve aumento das pressões verticais e horizontais atuantes no bueiro com o aumento da rigidez e resistência do material da falsa trincheira. O aumento das pressões verticais (topo-base) se explica pela maior concentração de tensões sobre o bueiro no caso 15. No caso 6 (com falsa trincheira), as pressões horizontais diminuíram, ao contrário do que ocorreu nos casos lineares, o que se explica pelo fato de os deslocamentos relativos solo/bueiro terem sido maiores (tensões cisalhantes altas), acarretando módulos tangentes menores junto ao bueiro e conseqüentemente menor concentração de tensões.

#### Deslocamentos do Bueiro e da Falsa Trincheira

Pelo exame das Figuras 3.14, 3.15 e 3.16, que apresentam respectivamente, a rede original e as redes deformadas no caso com falsa trincheira e no caso homogêneo, observa-se que a presença da falsa trincheira provocou maiores deslocamentos dela mesmo e do solo adjacente à lateral do bueiro. Entretanto, os deslocamentos do bueiro foram menores neste caso (com falsa trincheira), o que se explica pelas menores pressões verticais (ver Tabela 3.3), associado a menor queda dos módulos tangentes sob o bueiro. É interessante também notar que a falsa trincheira provoca perturbações bem marcantes na massa de solo até uma altura em

torno de  $2,5b$  acima do topo do bueiro; no caso homogêneo a perturbação é bem mais discreta.

### Tensões na Massa de Solo

Nas Figuras 3.17 e 3.18, com a representação gráfica das tensões principais na massa de solo, para os casos 6 e 15, respectivamente, observa-se:

- (a) uma grande concentração de tensões junto ao bueiro no caso homogêneo.
- (b) rotação de tensões principais até  $2,5b$  acima do topo do bueiro no caso com falsa trincheira, indicando que as tensões cisalhantes são significativas nesta região (o que é, confirmado pela rede deformada da Figura 3.15).
- (c) no caso homogêneo, há rotações de tensões principais marcantes até cerca de  $1,5b$  acima do topo do bueiro, embora a Figura 3.16 (deslocamentos) não confirme essa extensão da perturbação.

### Tensões no Entorno do Bueiro

A figura 3.19 pretende definir as regiões que apresentaram determinadas características quanto a tensões no entorno do bueiro.

As regiões são:

**Região 1:** maior concentração de tensões no caso homogêneo, apesar das tensões cisalhantes terem sido de mesma ordem nos dois casos.

**Região 2:** a concentração de tensões foi maior no caso com falsa trincheira em função dos módulos tangentes da falsa trincheira se apresentarem baixos em relação aos do solo adjacente.

**Região 3:** maior concentração de tensões no caso 6 (com falsa trincheira), pelo fato das regiões exteriores terem que absorver tensões maiores (pela menor resistência e rigidez da falsa trincheira).

**Região 4:** não houve diferenças nas tensões nesta região entre os dois casos, apresentando-se os módulos tangentes baixos em ambos os casos pelos acentuados movimentos relativos entre o bueiro e o solo.

**Região 5:** maior concentração de tensões no caso homogêneo, com pequenos deslocamentos relativos (nesta região há uma troca de sinal da tensão cisalhante pois o bueiro começa a recalcar mais que o solo adjacente).

**Região 6:** as tensões se concentraram mais no caso com falsa trincheira, pois os deslocamentos relativos solo-bueiro nesta região são menores neste caso.



**Região 7:** maior concentração de tensões no caso homogêneo; a presença da falsa trincheira contribui para diminuir as tensões verticais sob o bueiro, apesar dos módulos permanecerem mais altos em relação ao caso homogêneo nesta região.

**Região 8:** houve maior concentração de tensões no caso com falsa trincheira (pela presença desta, a concentração de tensões se dá nas regiões mais externas).

#### Contornos de Iguais Tensões Normais Octaédricas

As figuras 3.20 e 3.21 apresentam os contornos de iguais valores de tensões normais octaédricas respectivamente, para os casos 6 e 15. A Figura 3.20 mostra que no caso 6 (falsa trincheira), há uma grande modificação no estado de tensões no maciço, com tensões menores acima do bueiro compensadas por tensões maiores do lado do bueiro.

#### Contornos de Igual Resistência Mobilizada

As Figuras 3.22 e 3.23 apresentam, para os casos 6 e 15, contornos de iguais valores de resistência mobilizada (razão entre a tensão cisalhante máxima e a resistência ao cisalhamento), que pode ser vista como o inverso do fator de segurança local. Pode-se observar no caso homogêneo (caso 15) que a mobilização é maior junto ao canto superior e se reduz junto a parede lateral, onde há um ponto de mobilização nula. A mobilização passa por zero em um ponto da lateral do bueiro uma vez que a tensão cisalhante na interface muda de sinal; ela tem um sentido até este ponto (o solo recalca mais que o bueiro) e muda de sentido abai-

xo dele (o bueiro recalca mais que o solo).

No caso da falsa trincheira, há uma mobilização grande, não só no canto superior do bueiro, mas também na parede da falsa trincheira. Há uma mobilização do solo do lado da falsa trincheira e do bueiro maior neste caso que no homogêneo, em consequência do aumento de tensões nesta região. Por outro lado, há uma mobilização menor acima da falsa trincheira e abaixo da base do bueiro, em consequência das menores tensões nestas regiões.

### Caminhos de Tensões

As Figuras 3.24 e 3.25 apresentam os caminhos de tensões de quatro pontos próximos ao topo do bueiro para os casos com a falsa trincheira e para o caso homogêneo, respectivamente.

Os pontos 1 e 2 tiveram trajetórias de tensões em que não há tendência à rotura, tanto no caso homogêneo quanto no heterogêneo. Apesar das tensões terem sido mais altas no caso homogêneo, as trajetórias de tensões destes pontos se aproximaram mais da envoltória de rotura no caso da falsa trincheira.

Os pontos 3 e 4 apresentaram-se com trajetórias de tensões que ultrapassaram a envoltória de rotura em ambos os casos. Nas trajetórias do ponto 4, observou-se tensões confinantes baixas. As trajetórias do ponto 3, apesar das tensões confinantes mais altas, principalmente no caso heterogêneo, também atingiram a envoltória de rotura.

As Figuras 3.26 e 3.27 trazem as trajetórias de tensões seguidas por quatro pontos próximos à base do bueiro para os casos heterogêneo e homogêneo. Os caminhos de tensões se apresentaram também sem tendência à rotura nos dois casos. Percebe-se, porém,

pela observação das figuras, tensões mais altas e trajetórias de tensões mais próximas da envoltória de rotura no caso homogêneo.

### 3.3.2 - Influência do Coeficiente de Poisson do Material do Aterro

Um aspecto interessante notado nas tentativas de se conseguir, através de retroanálise, chegar-se aos valores medidos pela instrumentação no caso prático do capítulo 4, foi a influência do Coeficiente de Poisson (escolhido para o material do aterro) nos deslocamentos da falsa trincheira e nas pressões verticais (no topo) e horizontais (nas laterais do bueiro).

Em função disto, foram incluídos neste capítulo os casos 16 e 17. A geometria do problema e a rede de elementos finitos para este estudo foram as mesmas utilizadas no caso real da ENGEFER - análise transversal e são apresentadas nas Figuras 4.4 e 4.12, respectivamente.

Com o exame da Figura 3.28, com as pressões produzidas nesses casos, e das Tabelas 3.3 e 3.4, observa-se que um Coeficiente de Poisson maior produz pressões verticais ligeiramente mais baixas no topo e ligeiramente maiores na base. Já as tensões horizontais são bastante aumentadas, com a adoção de um Coeficiente de Poisson maior. Observou-se também uma queda nas tensões verticais fora do bueiro no caso com o Coeficiente de Poisson menor. Isto parece estar associado a influência que o Coeficiente de Poisson tem na relação de tensões principais  $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)$ ; com uma relação  $\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_3}\right)$  maior, o módulo tangente diminui no aterro adjacente ao bueiro, provocando uma maior concentração de tensões sobre o mesmo.

| Caso | $E_1$<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $E_2$<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $E_3$<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $\mu_{1,2,3}$ | $\gamma_{1,2}$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | b/h | $h_f/b$ | H<br>(m)             |
|------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|---------------|--|-----|---------|----------------------|
| 1    | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 2    | $10^5$                        | $10^5$                        | $5 \times 10^4$               | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 3    | $10^5$                        | $10^5$                        | $2 \times 10^5$               | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 4    | $10^5$                        | $10^4$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 5    | $10^5$                        | $10^3$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 7    | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,1           | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 8    | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,49          | 18                                     | 1   | 1       | 13                   |
| 9    | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 2,0 | 1       | 13                   |
| 10   | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 0,5 | 1       | 13                   |
| 11   | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 28                   |
| 12   | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 1       | 13 + 15 (sobrecarga) |
| 13   | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 2,15    | 13                   |
| 14   | $10^5$                        | $10^5$                        | $10^5$                        | 0,3           | 18                                     | 1   | 3,33    | 13                   |

$E_1$  - M6dulo de elasticidade do aterro

$E_2$  - M6dulo de elasticidade da falsa trincheira

$E_3$  - M6dulo de elasticidade da funda76o do bueiro e do aterro

$\mu$  - Coeficiente de Poisson

$\gamma$  - Peso espec6fico

b - Largura do bueiro

h - Altura do bueiro

H - Altura de aterro acima do topo do bueiro

Tabela 3.1 - Dados para o Estudo Param6trico - An6lise el6stica linear.

| Caso | b/h | h <sub>f</sub> /b | H (m) | Aterro - Fundação (*) |     |                |      |                        |     |                        | Falsa Trincheira |     |                |     |                        |     |                        |
|------|-----|-------------------|-------|-----------------------|-----|----------------|------|------------------------|-----|------------------------|------------------|-----|----------------|-----|------------------------|-----|------------------------|
|      |     |                   |       | K                     | n   | R <sub>f</sub> | μ    | c (KN/m <sup>2</sup> ) | φ   | γ (KN/m <sup>3</sup> ) | K                | n   | R <sub>f</sub> | μ   | c (KN/m <sup>2</sup> ) | φ   | γ (KN/m <sup>3</sup> ) |
| 6    | 1   | 1                 | 13    | 10 <sup>3</sup>       | 0,1 | 0,95           | 0,3  | 10                     | 30° | 18                     | 10 <sup>2</sup>  | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 5                      | 25° | 18                     |
| 15   | 1   | 1                 | 13    | 10 <sup>3</sup>       | 0,1 | 0,95           | 0,3  | 10                     | 30° | 18                     | 10 <sup>3</sup>  | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 10                     | 25° | 18                     |
| 16   | 1   | 1                 | 22    | 10 <sup>3</sup>       | 0,1 | 0,95           | 0,3  | 10                     | 30° | 18                     | 10 <sup>2</sup>  | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 1                      | 27° | 18                     |
| 17   | 1   | 1                 | 22    | 10 <sup>3</sup>       | 0,1 | 0,95           | 0,35 | 10                     | 30° | 18                     | 10 <sup>2</sup>  | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 1                      | 27° | 18                     |

\* Os parâmetros da Fundação e do aterro são semelhantes s̄o nos casos 6 e 15

$$E_t = E_i (1 - R_f S)^2$$

$$E_i = K Pa \left( \frac{\sigma_{oct}}{Pa} \right)^n$$

$$R_f = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_u} = \frac{\sigma_{dr}}{\sigma_{du}}$$

E<sub>t</sub> - Módulo tangente

E<sub>i</sub> - Módulo tangente inicial

K - Coeficiente de rigidez

n - Coeficiente exponencial

Pa - Pressão atmosférica

σ<sub>oct</sub> - Tensão octaédrica

R<sub>f</sub> - Razão de rutura (relação entre a tensão desviatória de rotura do ensaio de laboratório e a tensão desviatória última da formulação hiperbólica - valor assintótico).

S - Razão entre a tensão desviatória mobilizada e a tensão desviatória disponível

c - Coesão

φ - ângulo de atrito

$$S = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_m}{(\sigma_1 - \sigma_3)_d}$$

Tabela 3.2 - Dados para o Estudo paramétrico - Análise não-linear elástica

| Caso | Pressão Média |         |        | OBSERVAÇÃO                                  |
|------|---------------|---------|--------|---|
|      | TOPO          | LÂTERAL | BASE   |   |
| 1    | 301,46        | 102,07  | 197,96 | *   |
| 2    | 292,94        | 102,88  | 275,95 | $E_F = 50000 \text{ KN/m}^2$                |
| 3    | 310,14        | 98,45   | 321,84 | $E_F = 200000 \text{ KN/m}^2$               |
| 4    | 96,94         | 111,90  | 258,03 | $E_{FT} = 10000 \text{ /m}^2$               |
| 5    | 34,51         | 116,54  | 248,07 | $E_{FT} = 1000 \text{ KN/m}^2$              |
| 6    | 112,94        | 92,18   | 239,25 | $K_{FT} = 100$                              |
| 7    | 318,81        | 60,81   | 309,65 | $\mu = 0,1$                                 |
| 8    | 239,16        | 215,69  | 241,20 | $\mu = 0,49$                                |
| 9    | 245,96        | 205,99  | 252,14 | $b/h = 2,0$                                 |
| 10   | 346,29        | 99,29   | 320,04 | $b/h = 0,5$                                 |
| 11   | 662,87        | 217,93  | 647,84 | $H = 28 \text{ m}$                          |
| 12   | 662,69        | 217,99  | 647,71 | $H = 13 \text{ m} + p = 270 \text{ KN/m}^2$ |
| 13   | 297,40        | 103,96  | 274,10 | $h_f/b = 2,15$                              |
| 14   | 297,27        | 103,70  | 264,37 | $h_f/b = 3,39$                              |
| 15   | 259,54        | 116,71  | 298,74 | $K_{FT} = 1000$                             |
| 16   | 230,42        | 142,50  | 385,67 | $\mu_{AT} = 0,3$                            |
| 17   | 169,92        | 186,83  | 398,50 | $\mu_{AT} = 0,35$                           |

\* Caso 1  $E_F = 10^5 \text{ KN/m}^2$ ;  $E_{FT} = 10^5 \text{ KN/m}^2$

$\mu = 0,3$ ;  $b/h = 1,0$ ;  $h_f/b = 1,0$

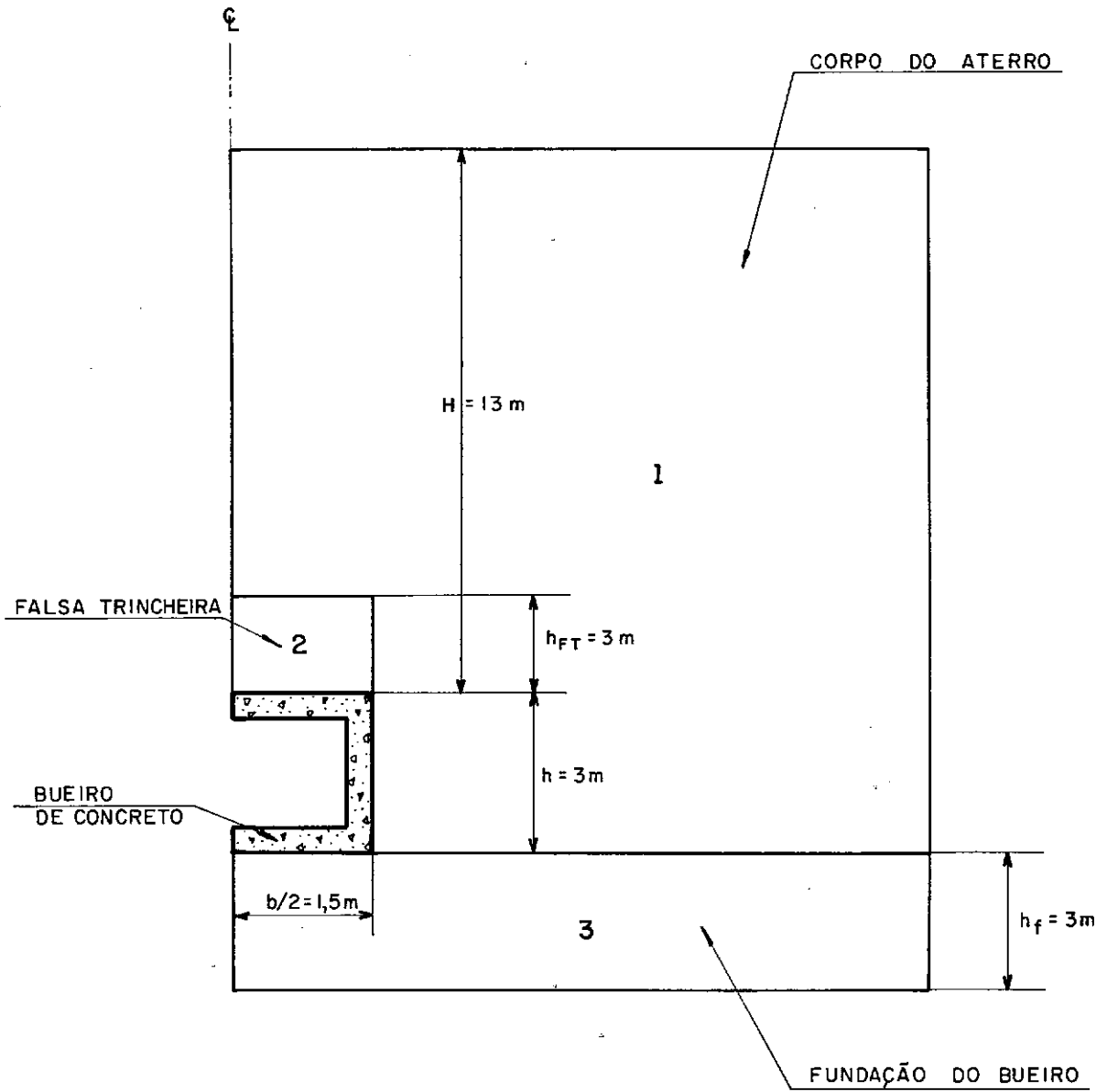
Tabela 3.3 - pressões médias atuantes no bueiro

| Caso | $\delta_{\text{bueiro}}$<br>(cm) | $\delta_{\text{Falsa Trincheira}}$<br>(cm) | OBSERVAÇÃO                                |
|------|----------------------------------|--|---|
| 1    | 0,65                             | 1,22                                       | *   |
| 2    | 1,22                             |  | $E_F = 50000 \text{ KN/m}^2$              |
| 3    | 0,35                             |  | $E_F = 200000 \text{ KN/m}^2$             |
| 4    | 0,57                             | 2,23                                       | $E_{FT} = 10000 \text{ KN/m}^2$           |
| 5    | 0,54                             | 5,80                                       | $E_{FT} = 1000 \text{ KN/m}^2$            |
| 6    | 1,59                             | 46,83                                      | $K_{FT} = 100$                            |
| 7    | 0,86                             |  | $\mu = 0,1$                               |
| 8    | 0,04                             |  | $\mu = 0,49$                              |
| 9    | 0,44                             |  | $b/h = 2,0$                               |
| 10   | 0,69                             |  | $b/h = 0,5$                               |
| 11   | 1,43                             |  | $H = 28\text{m}$                          |
| 12   | 1,41                             |  | $H = 13\text{m} + p = 270 \text{ KN/m}^2$ |
| 13   | 1,32                             |  | $h_f/b = 2,15$                            |
| 14   | 1,93                             |  | $h_f/b = 3,33$                            |
| 15   | 3,09                             | 10,50                                      | $K_{FT} = 1000$                           |
| 16   | 52,9                             | 114,00                                     | $\mu_{AT} = 0,3$                          |
| 17   | 55,6                             | 63,30                                      | $\mu_{AT} = 0,35$                         |

\* Caso 1  $E_F = 10^5 \text{ KN/m}^2$  ;  $E_{FT} = 10^5 \text{ KN/m}^2$

$\mu = 0,3$  ;  $b/h = 1,0$  ;  $h_f/b = 1,0$

Tabela 3.4 - recalques do bueiro e da falsa trincheira



$h_f$  = ESPESSURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO

$h$  = ALTURA DO BUEIRO

$b$  = LARGURA DO BUEIRO

$h_{FT}$  = ALTURA DA FALSA TRINCHEIRA

$H$  = ALTURA DO ATERRO ACIMA DO TOPO DO BUEIRO

**FIG. 3.1 - GEOMETRIA DO PROBLEMA PARA A MAIORIA DOS CASOS**



CARACTERÍSTICAS DA MALHA:

74 ELEMENTOS

261 PONTOS NODAIS

CARREGAMENTO EM 5 ETAPAS

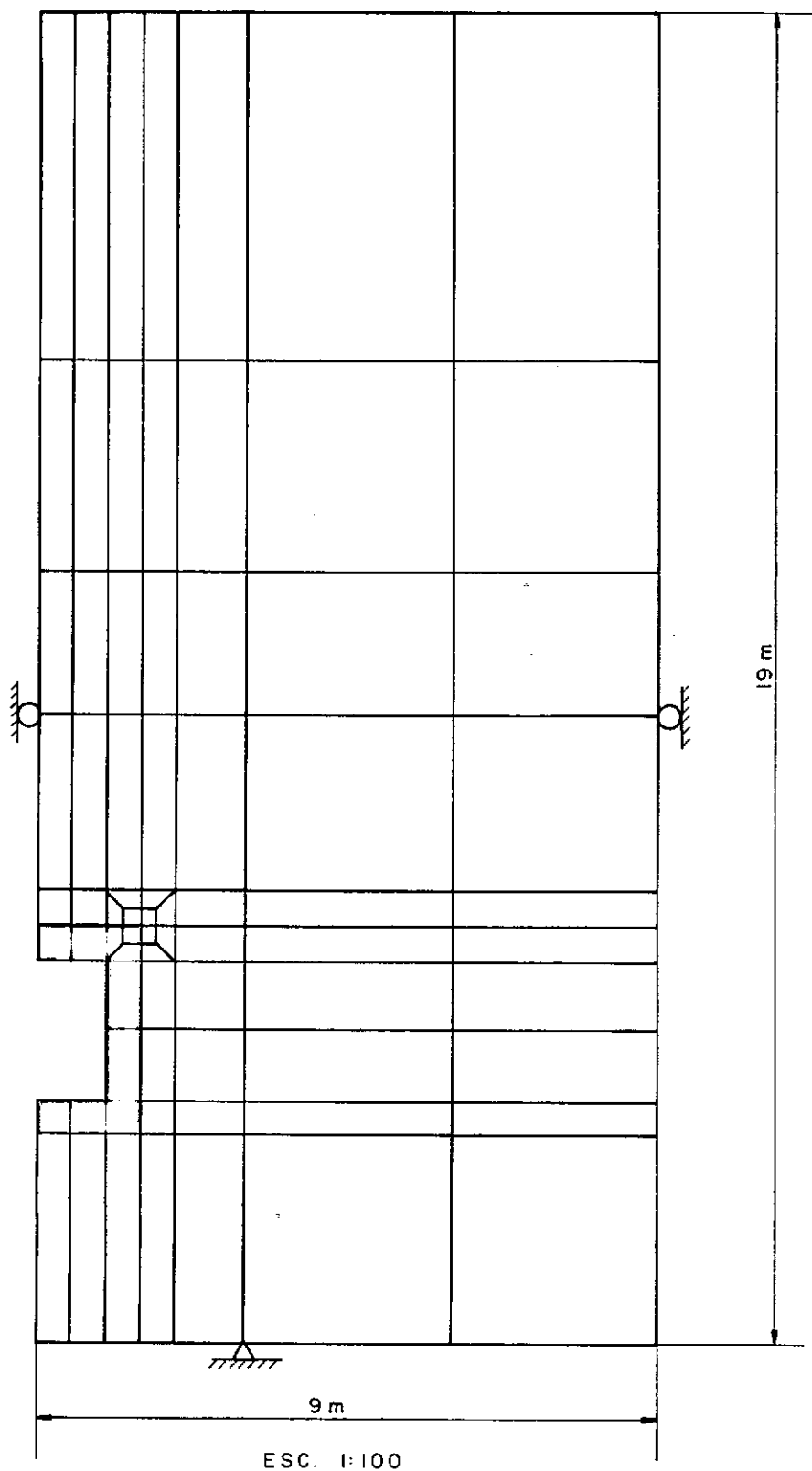


FIG. 3.2 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA A MAIORIA DOS CASOS RODADOS

CARACTERÍSTICAS DA MALHA

74 ELEMENTOS

261 PONTOS NODAIS

$h/b = 0,5$

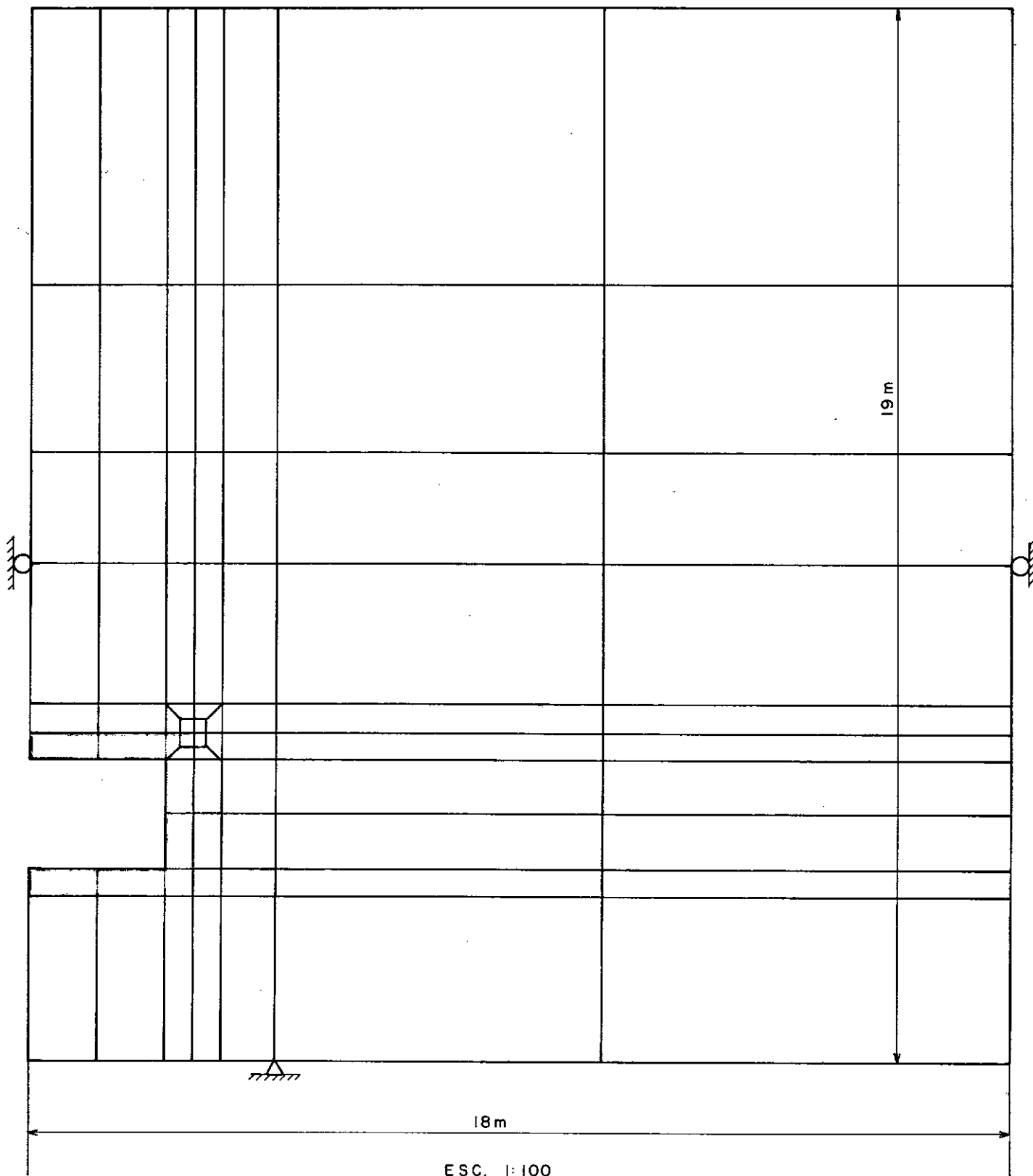


FIG. 3.3 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA O CASO 9 (INFLUÊNCIA DA LARGURA DO BUEIRO)

CARACTERÍSTICAS DA MALHA

74 ELEMENTOS

261 PONTOS NODAIS

$h/b = 2$

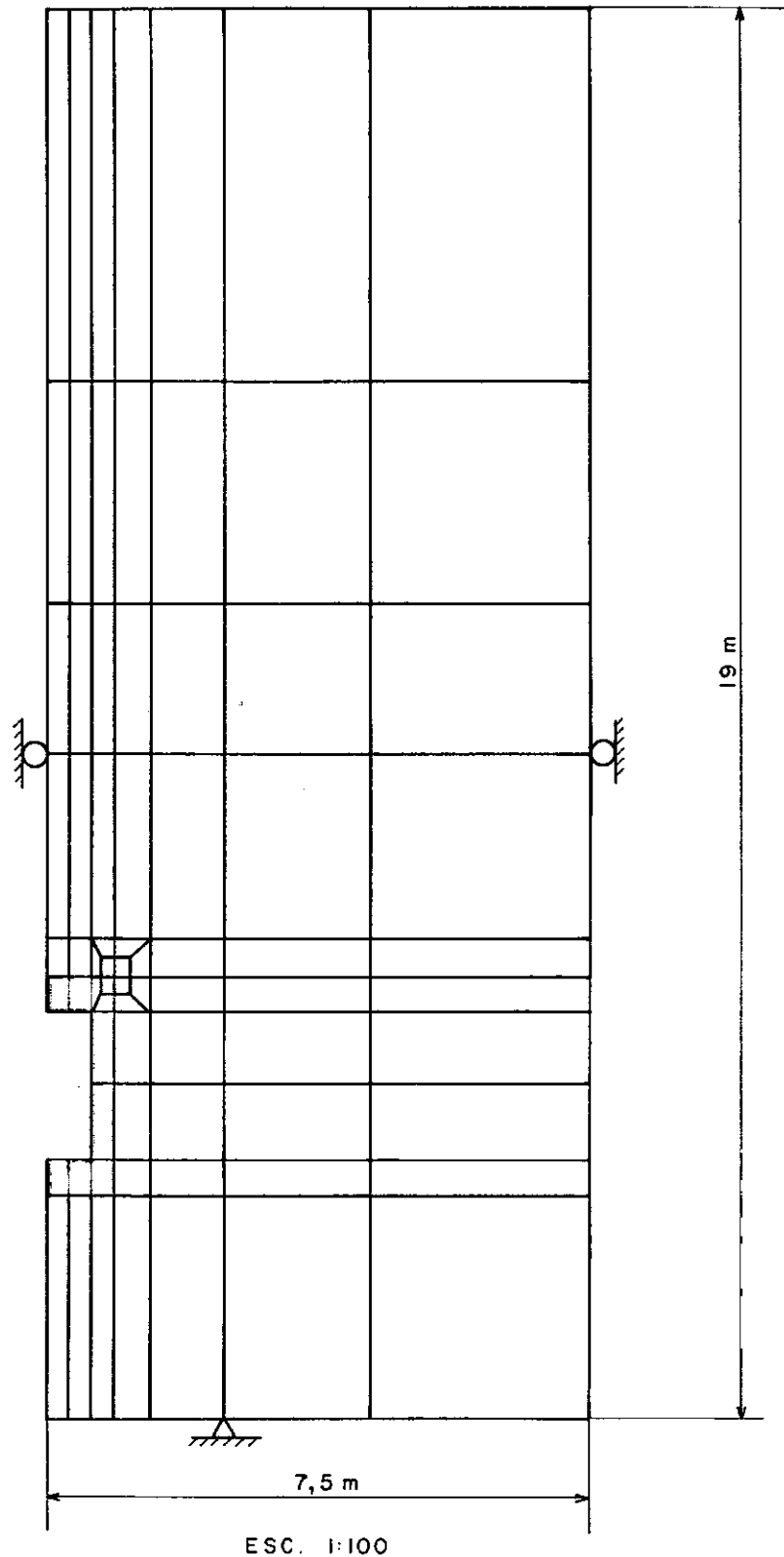


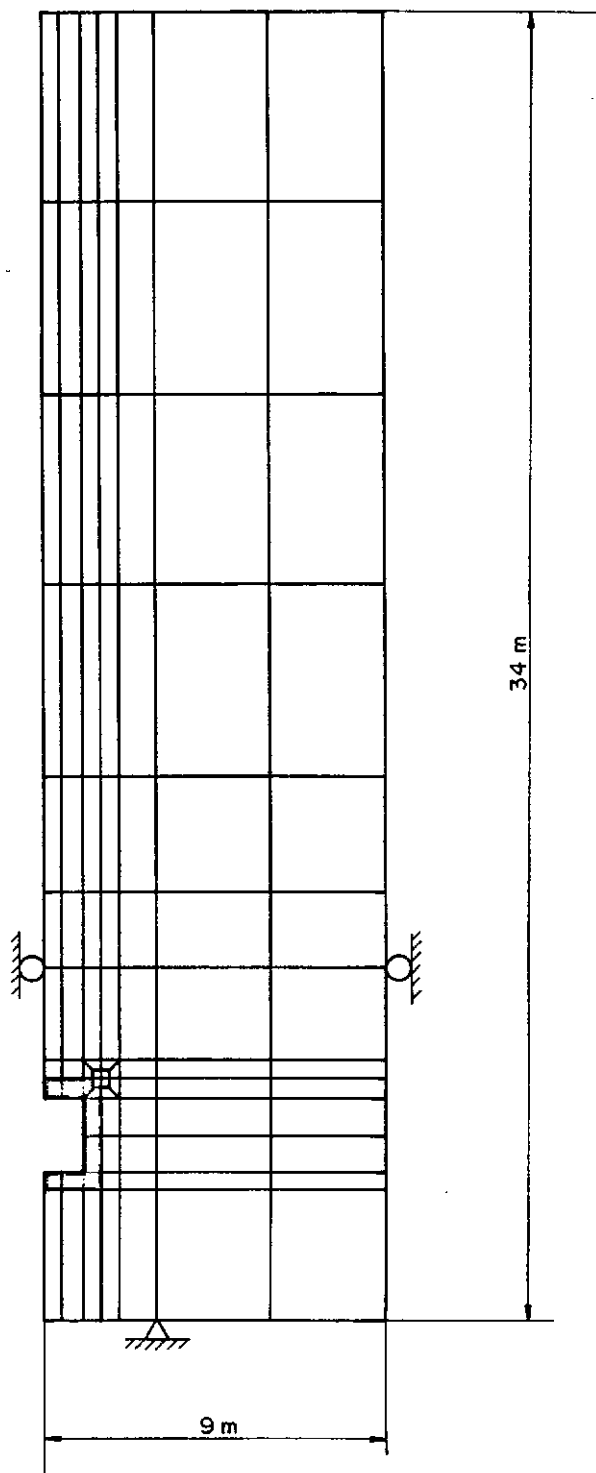
FIG. 3.4 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA O CASO 10 (INFLUÊNCIA DA LARGURA DO BUEIRO)

CARACTERÍSTICAS DA MALHA:

95 ELEMENTOS

330 PONTOS NODAIS

CARREGAMENTO EM 8 ETAPAS



ESC. 1:200

FIG. 3.5 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS UTILIZADA PARA O CASO 11 (INFLUÊNCIA DO ATERRO COMO SOBRECARGA OU PESO PRÓPRIO)

| CASO | $E_F$ (KN/m <sup>2</sup> ) | CONVENÇÃO |
|------|----------------------------|-----------|
| 1    | 100.000                    | — — — — — |
| 2    | 50.000                     | - - - - - |
| 3    | 200.000                    | — · — · — |

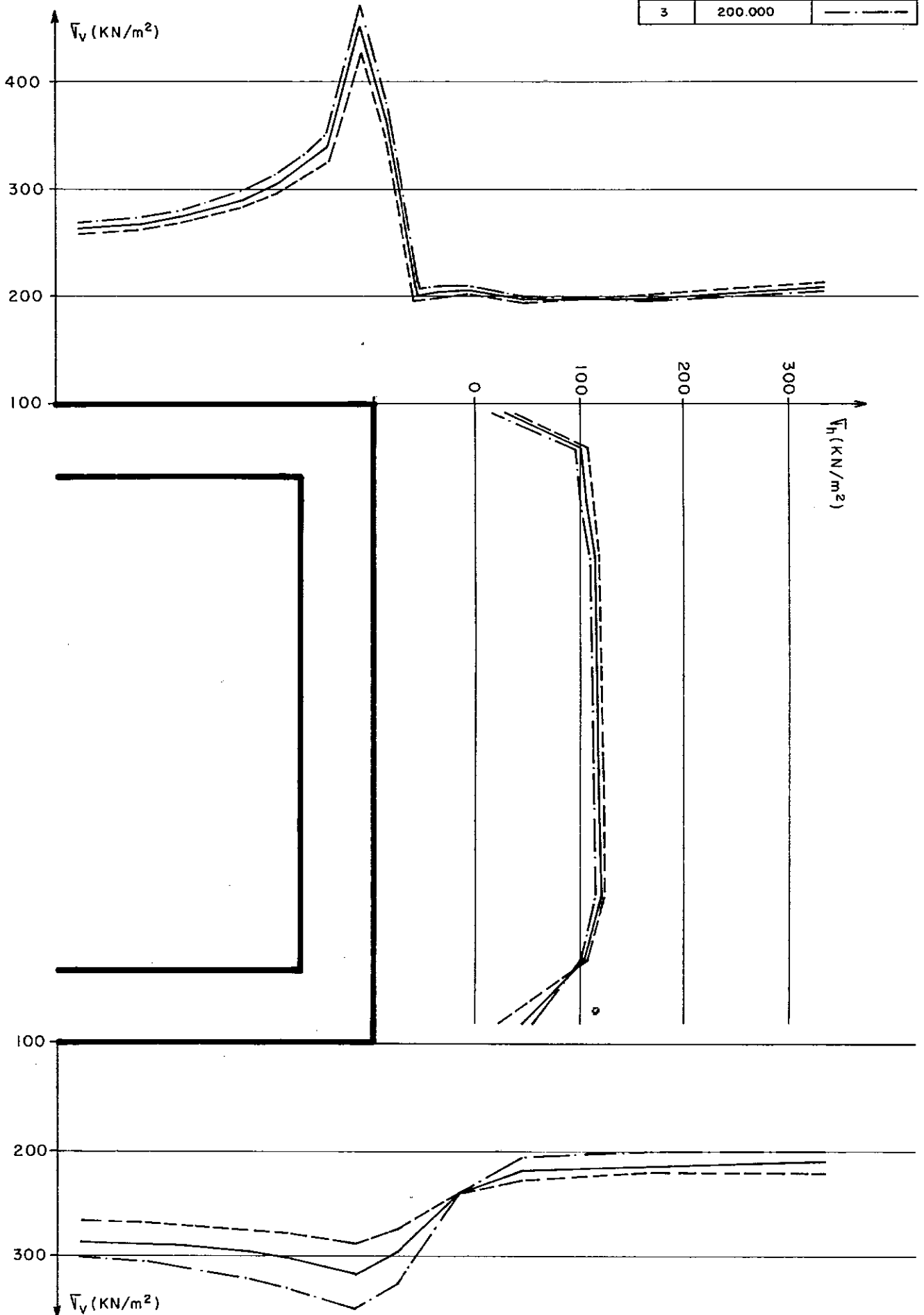
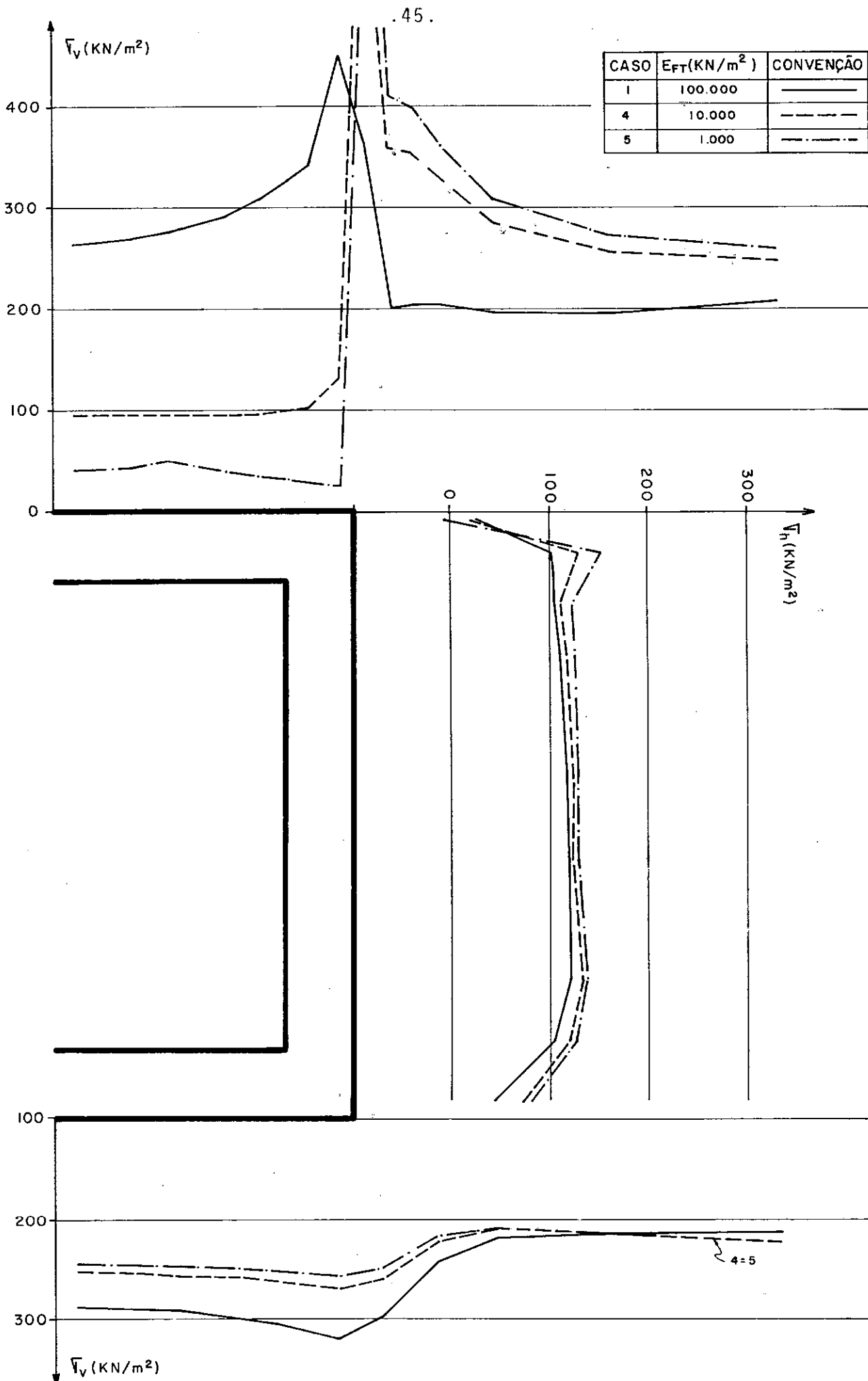


FIG. 3.6 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO  
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FUNDAÇÃO



**FIG. 3.7 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO  
INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DA FALSA TRINCHEIRA**

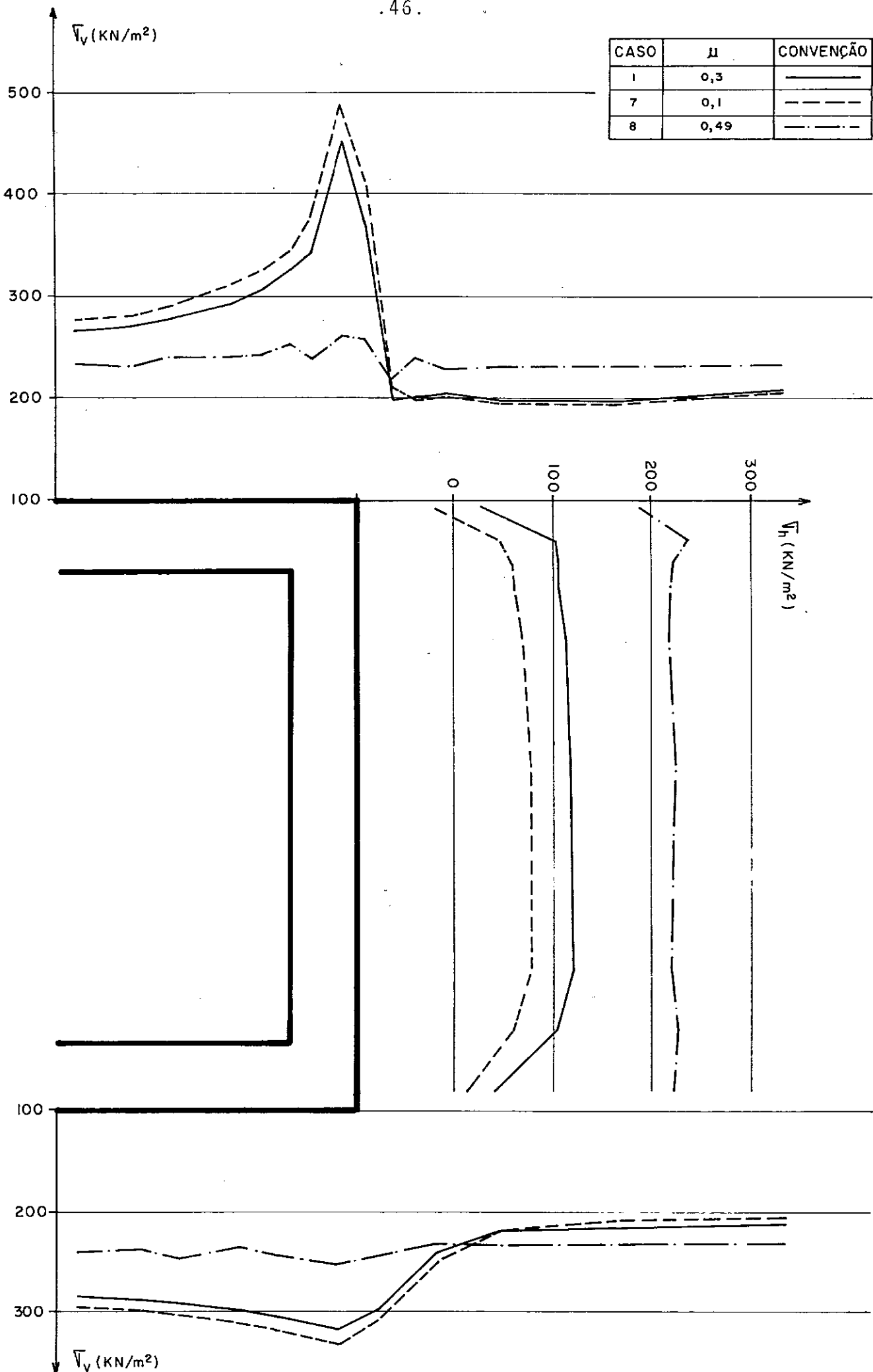


FIG. 3.8 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO  
INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISON

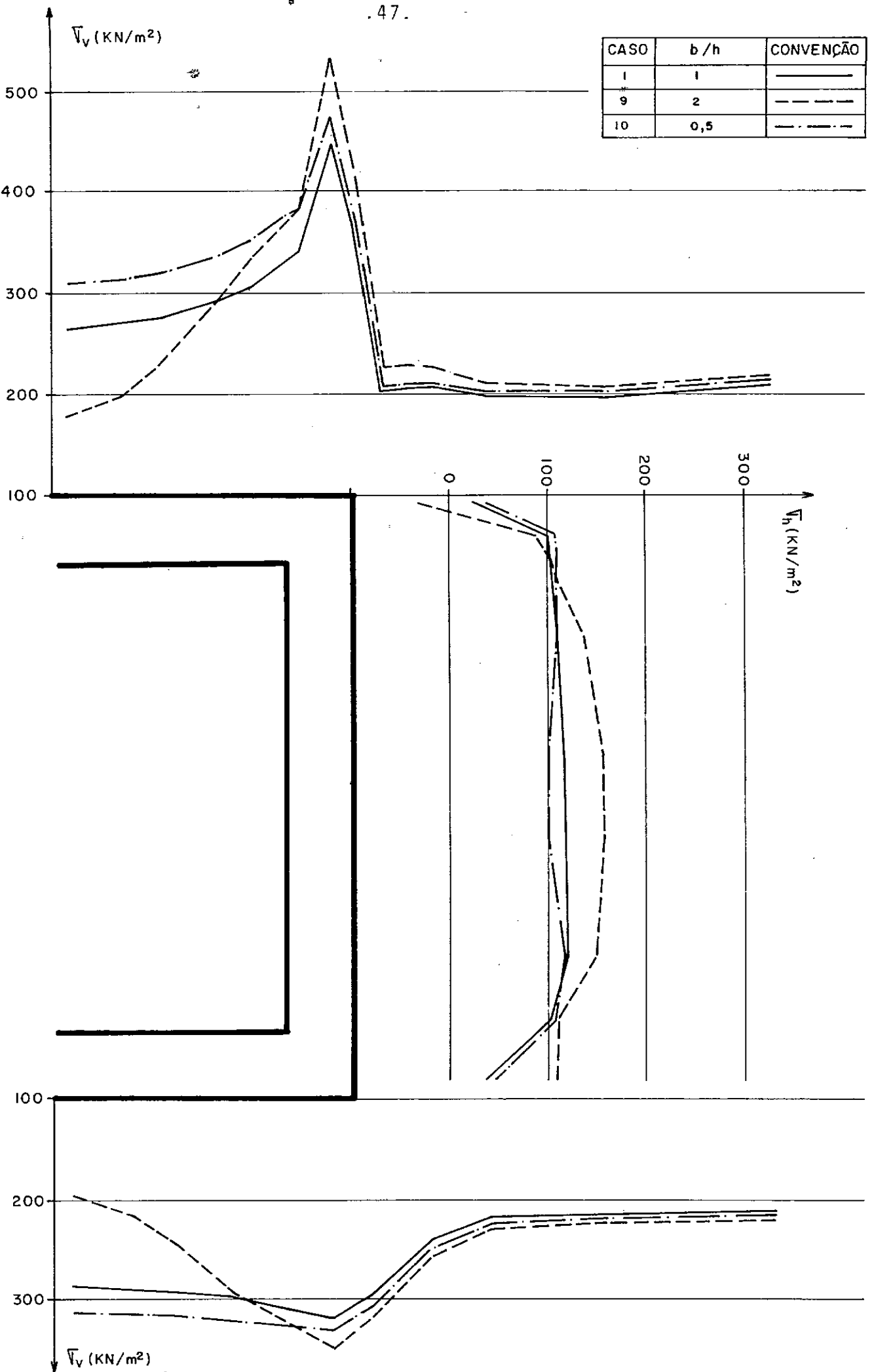


FIG. 3.9 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO  
INFLUÊNCIA DAS DIMENSÕES DO BUEIRO



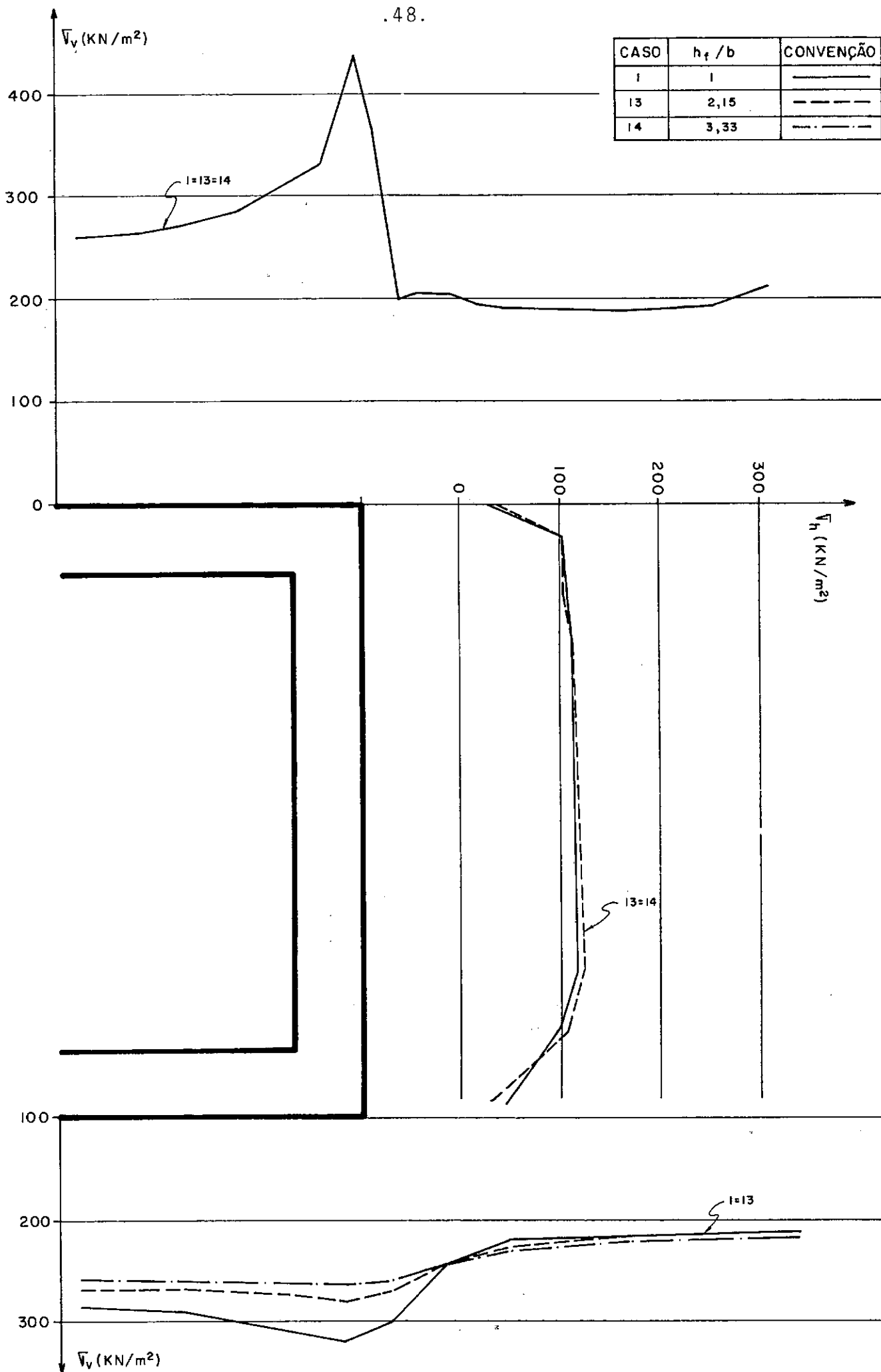


FIG. 3.10- PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO  
 INFLUÊNCIA DA ESPESSURA DO SOLO DE FUNDAÇÃO

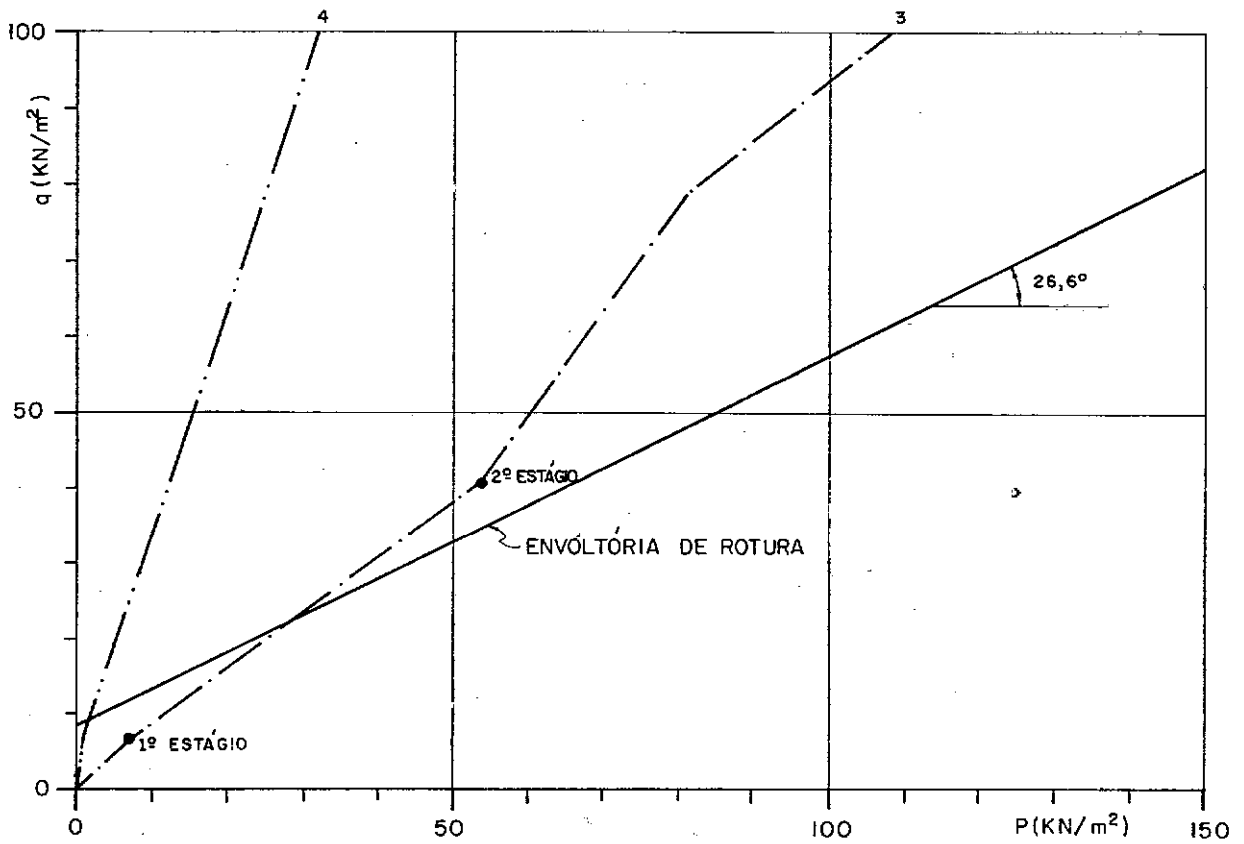
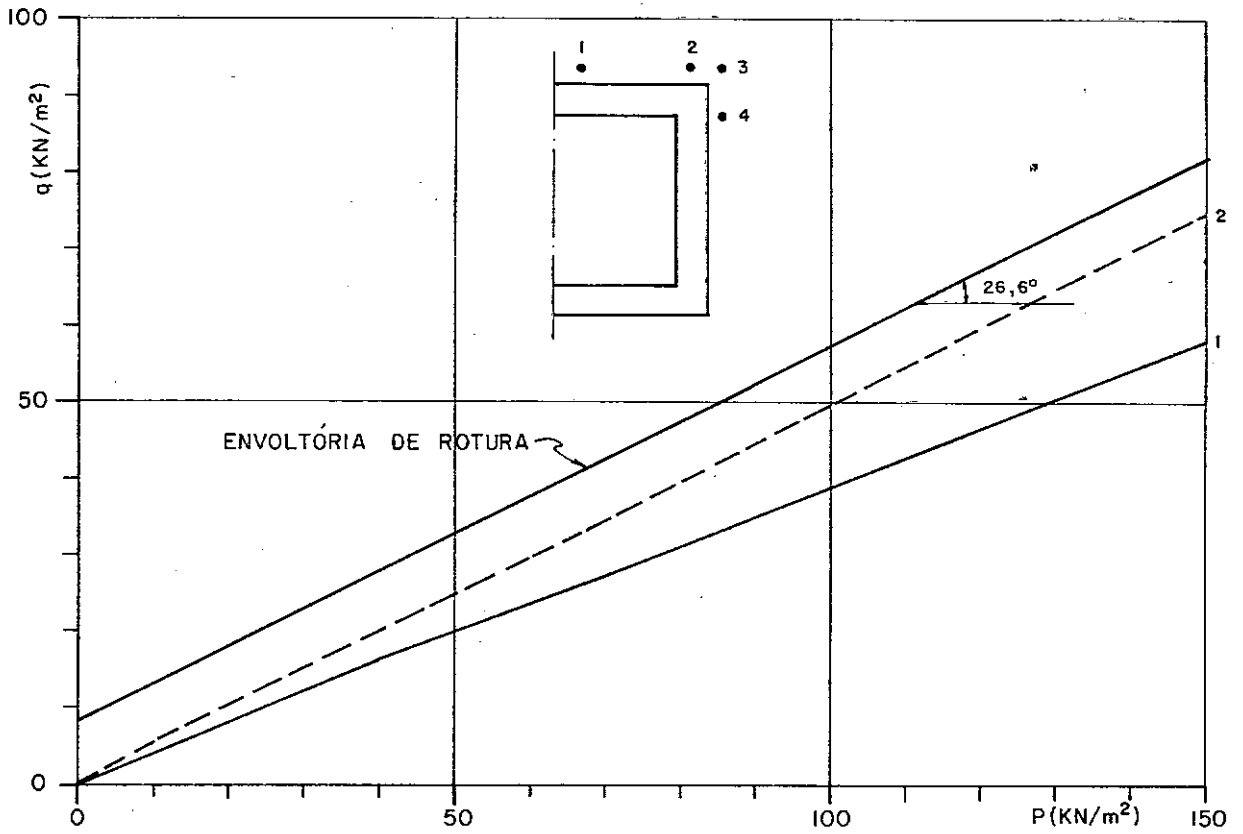


FIG.3.11- TRAJETÓRIAS DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS AO TOPO DO BUEIRO (CASO 1 - SEM FALSA TRINCHEIRA)

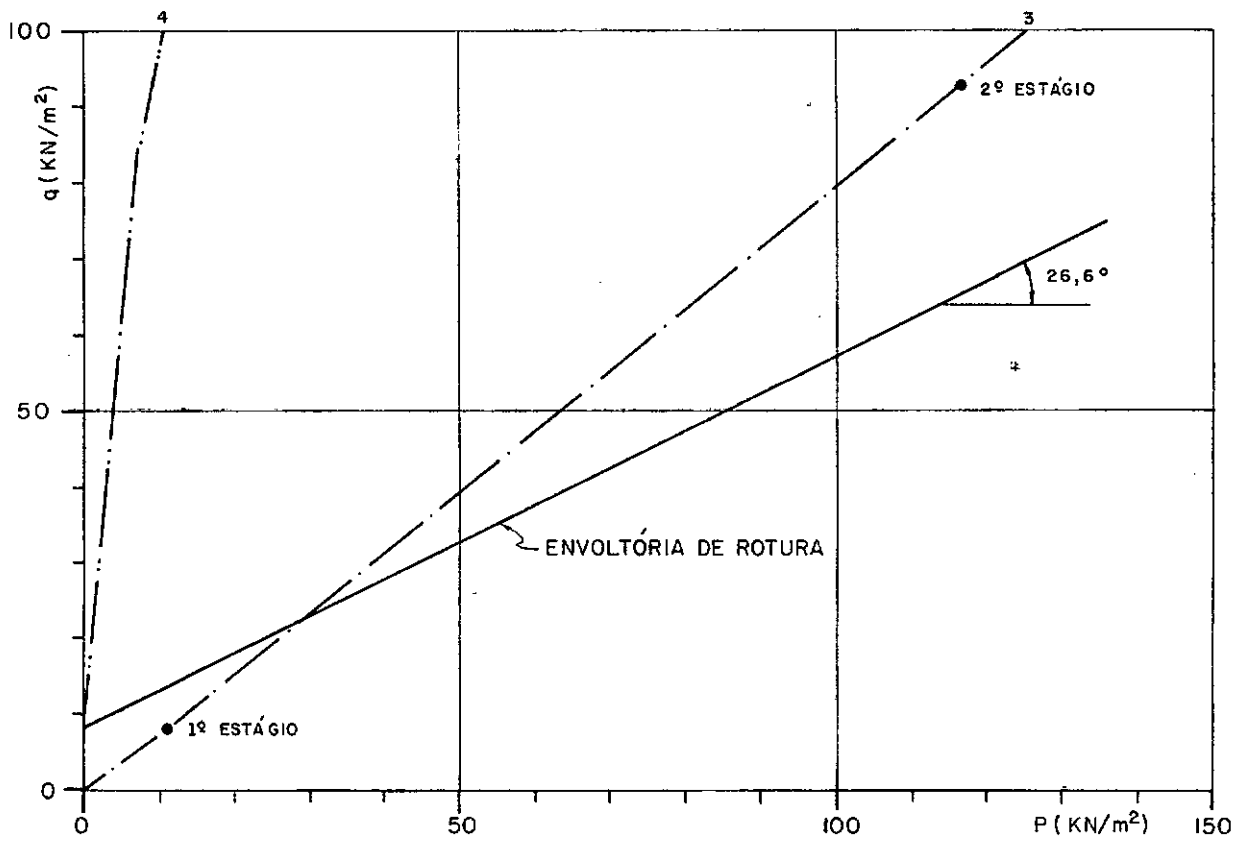
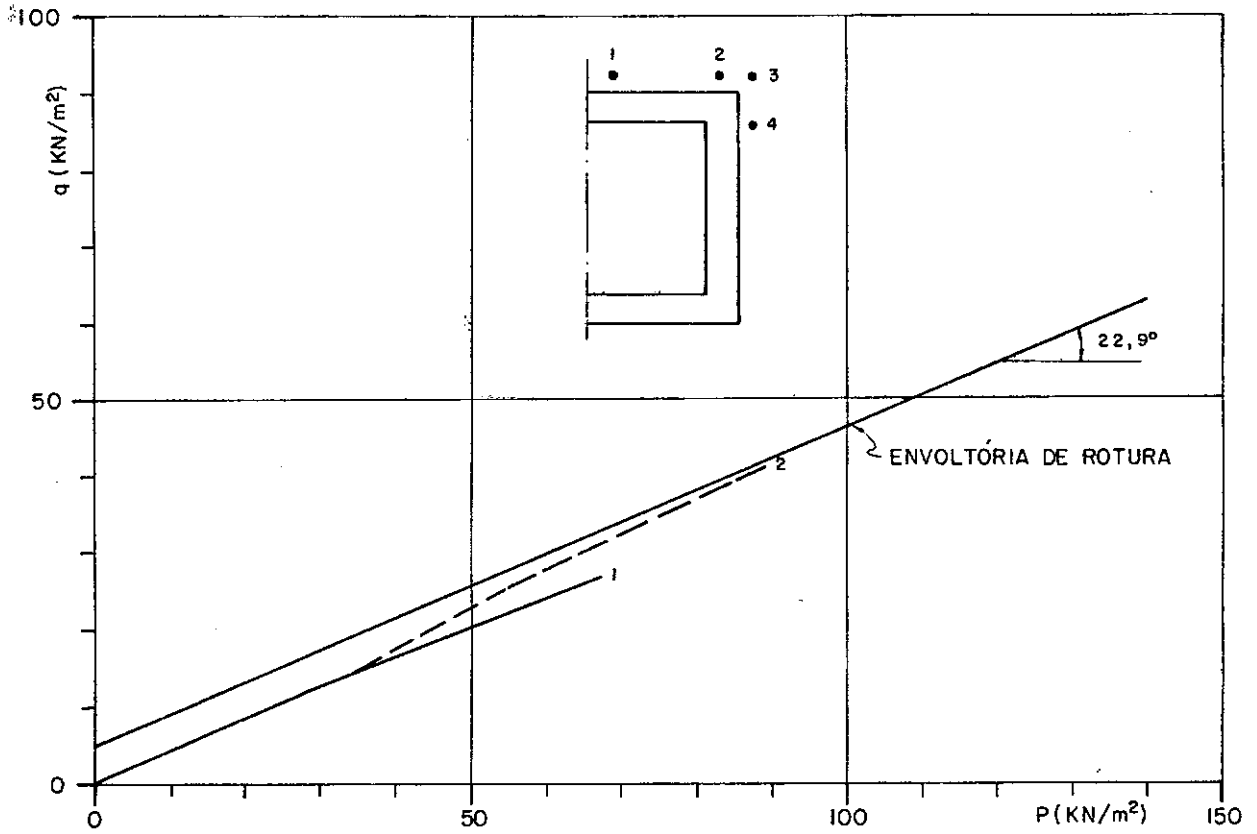


FIG. 3.12 - TRAJETÓRIAS DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS AO TOPO DO BUEIRO (CASO 4 - COM FALSA TRINCHEIRA)

| CASO | CONVENÇÃO | OBSERVAÇÃO           |
|------|-----------|----------------------|
| 15   | —         | SEM FALSA TRINCHEIRA |
| 6    | - - -     | COM FALSA TRINCHEIRA |

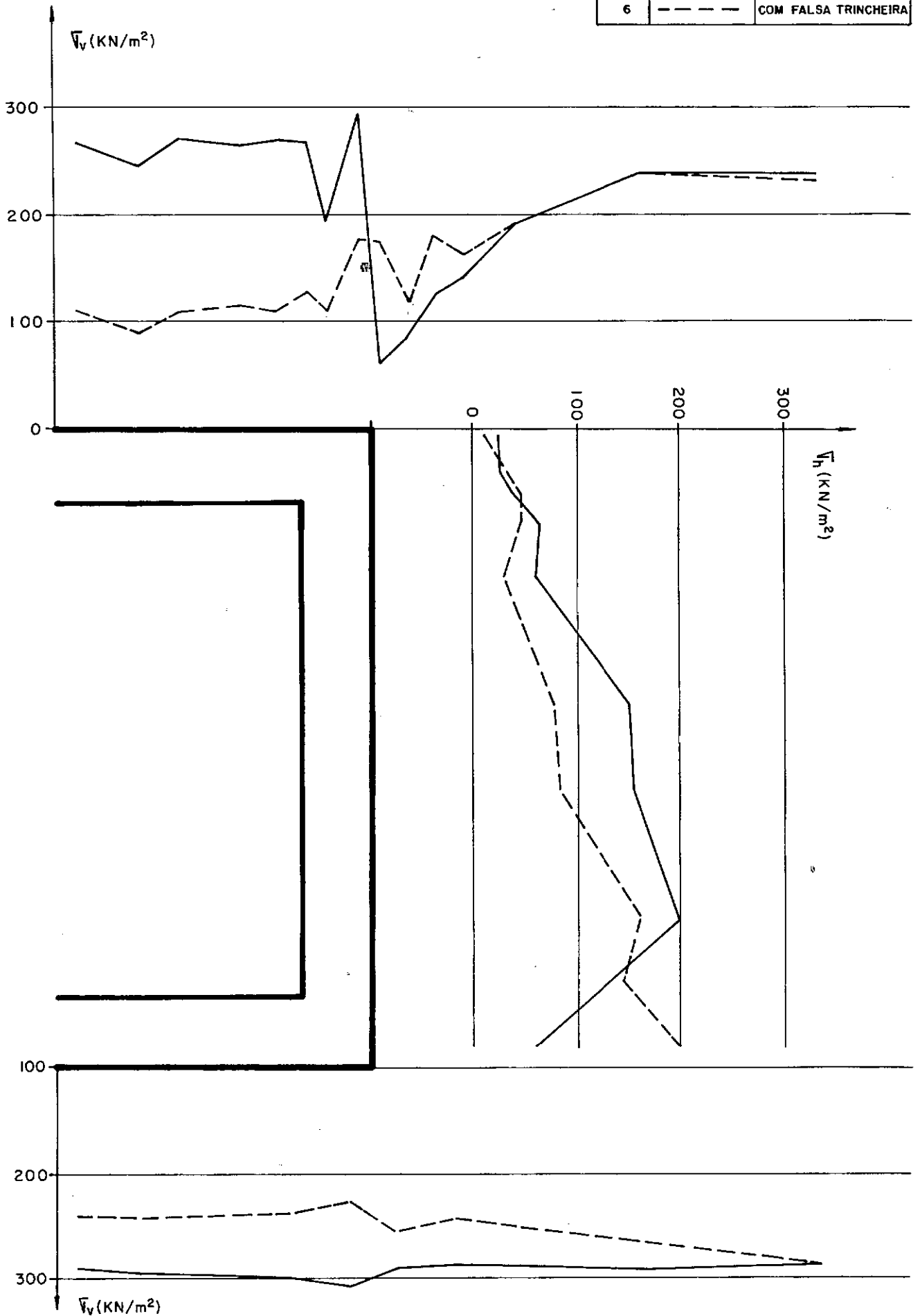


FIG. 3.13 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO NOS CASOS 6 e 15 (NÃO LINEARES)  
 INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ E RESISTÊNCIA DA FALSA TRINCHEIRA

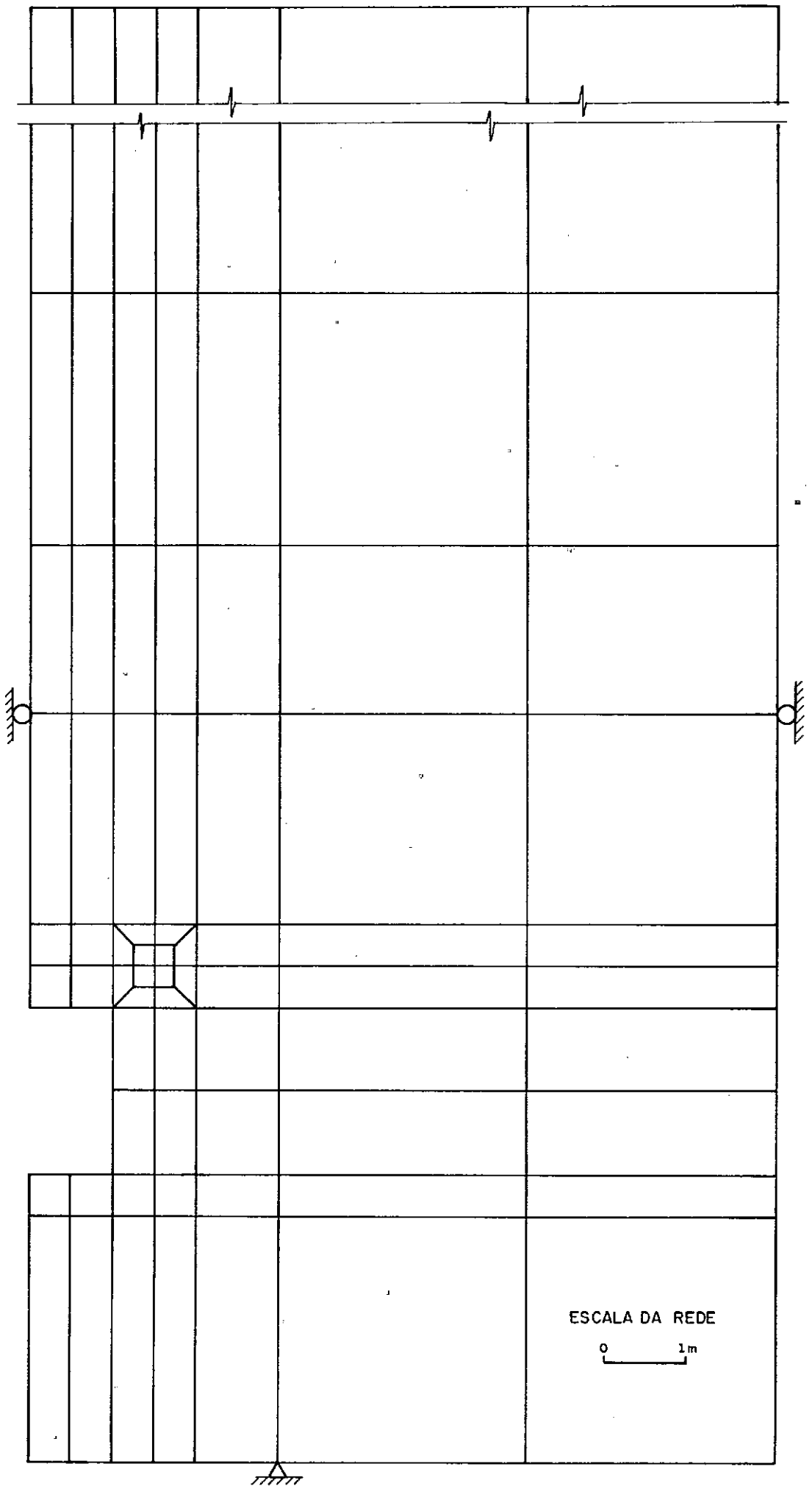


FIG. 3.14 - REDE DE ELEMENTOS FINITOS ORIGINAL UTILIZADA NOS CASOS 6 e 15

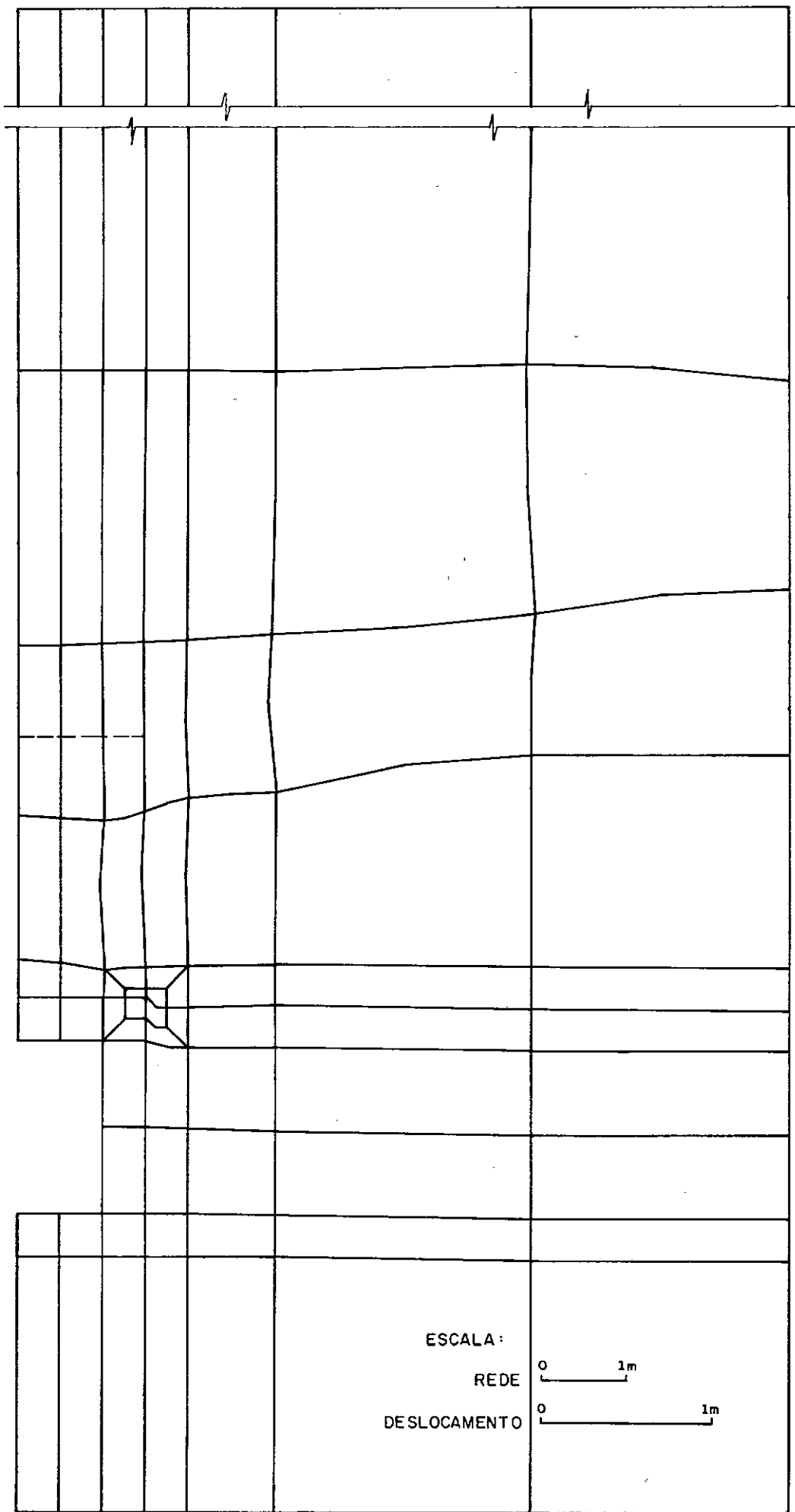


FIG. 3.15 - REDE DEFORMADA DO CASO 6 (COM FALSA TRINCHEIRA)

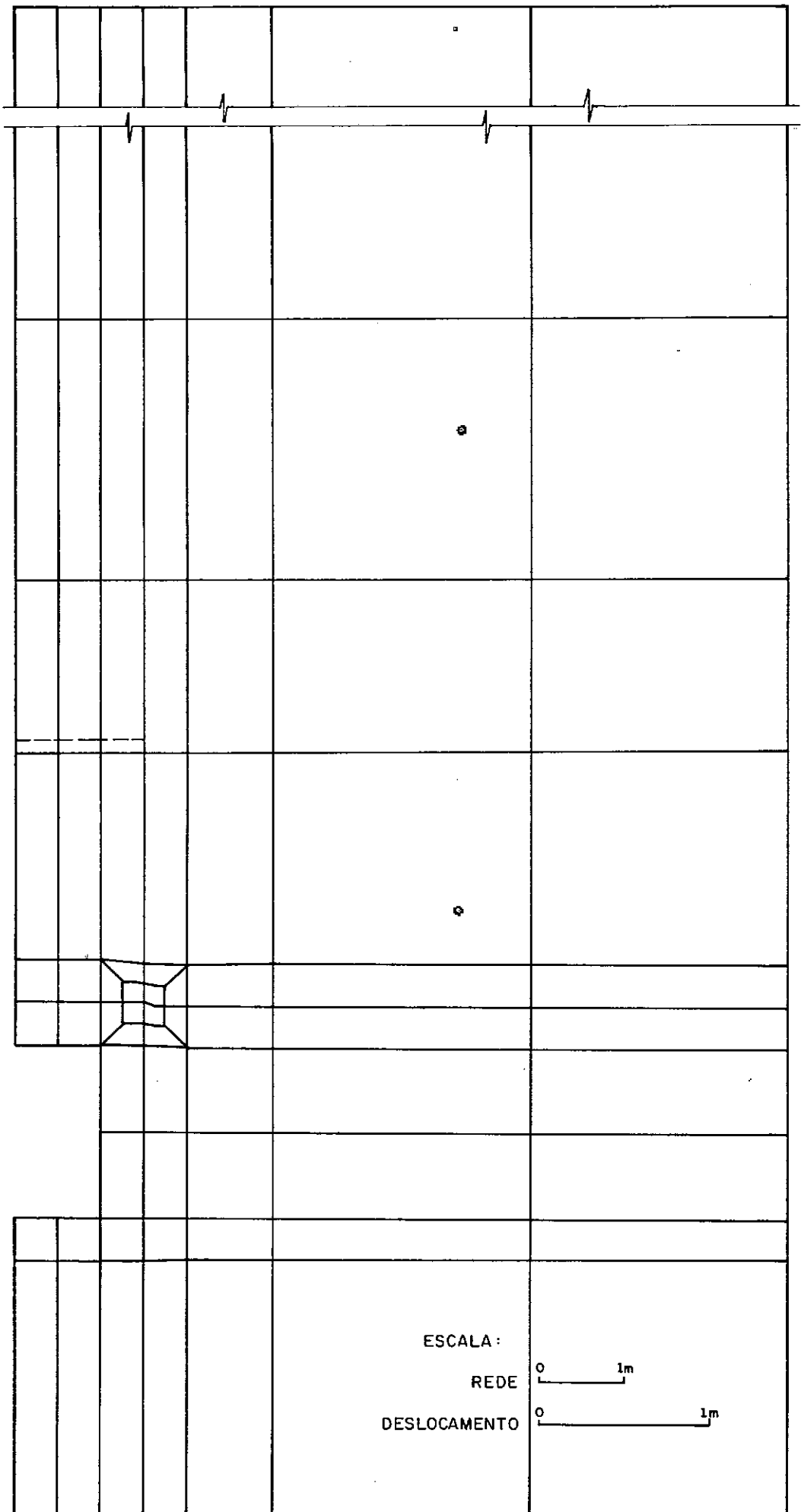


FIG. 3.16- REDE DEFORMADA DO CASO 15 (SEM FALSA TRINCHEIRA)

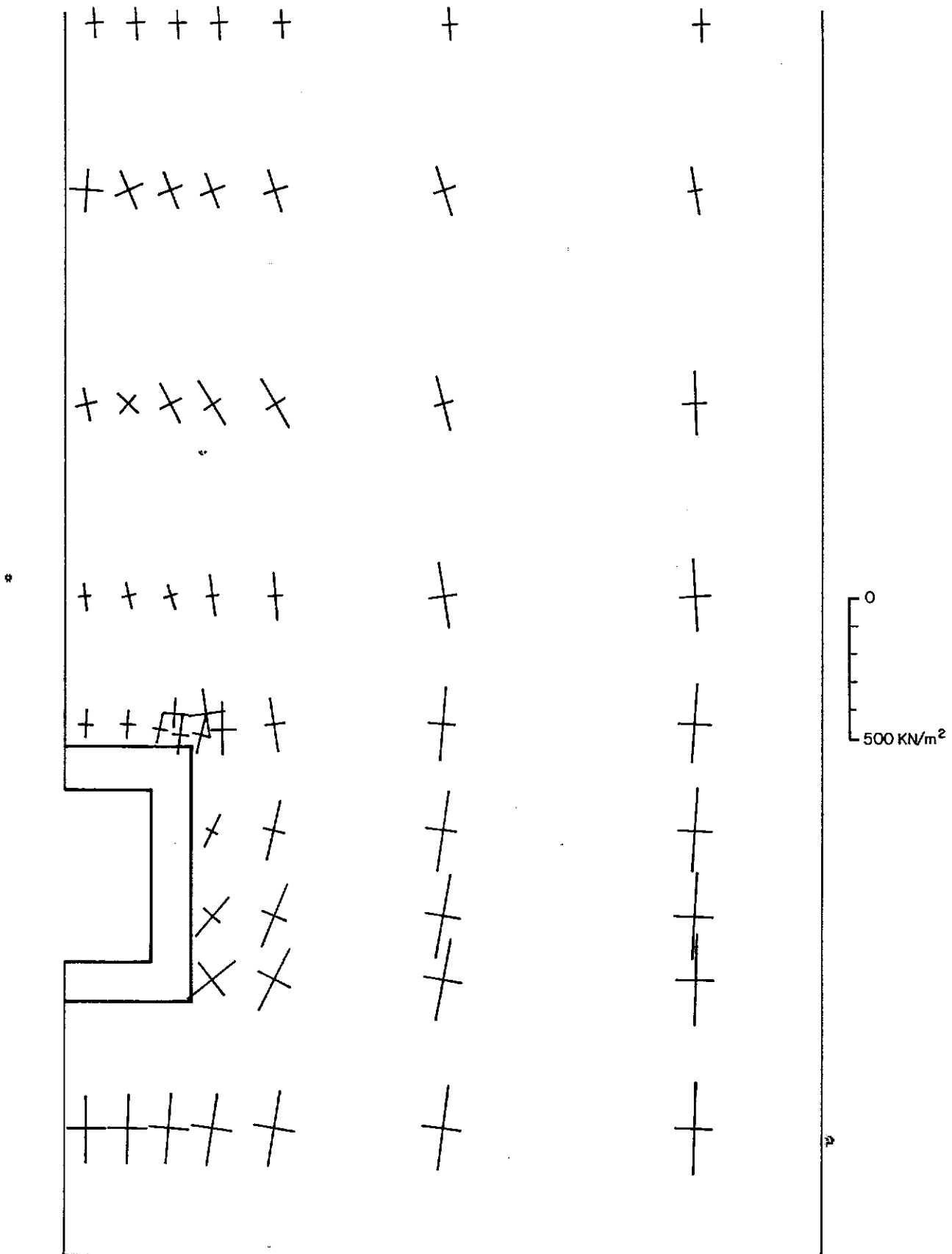


FIG. 3.17- TENSÕES PRINCIPAIS (CASO 6 - COM FALSA TRINCHEIRA)



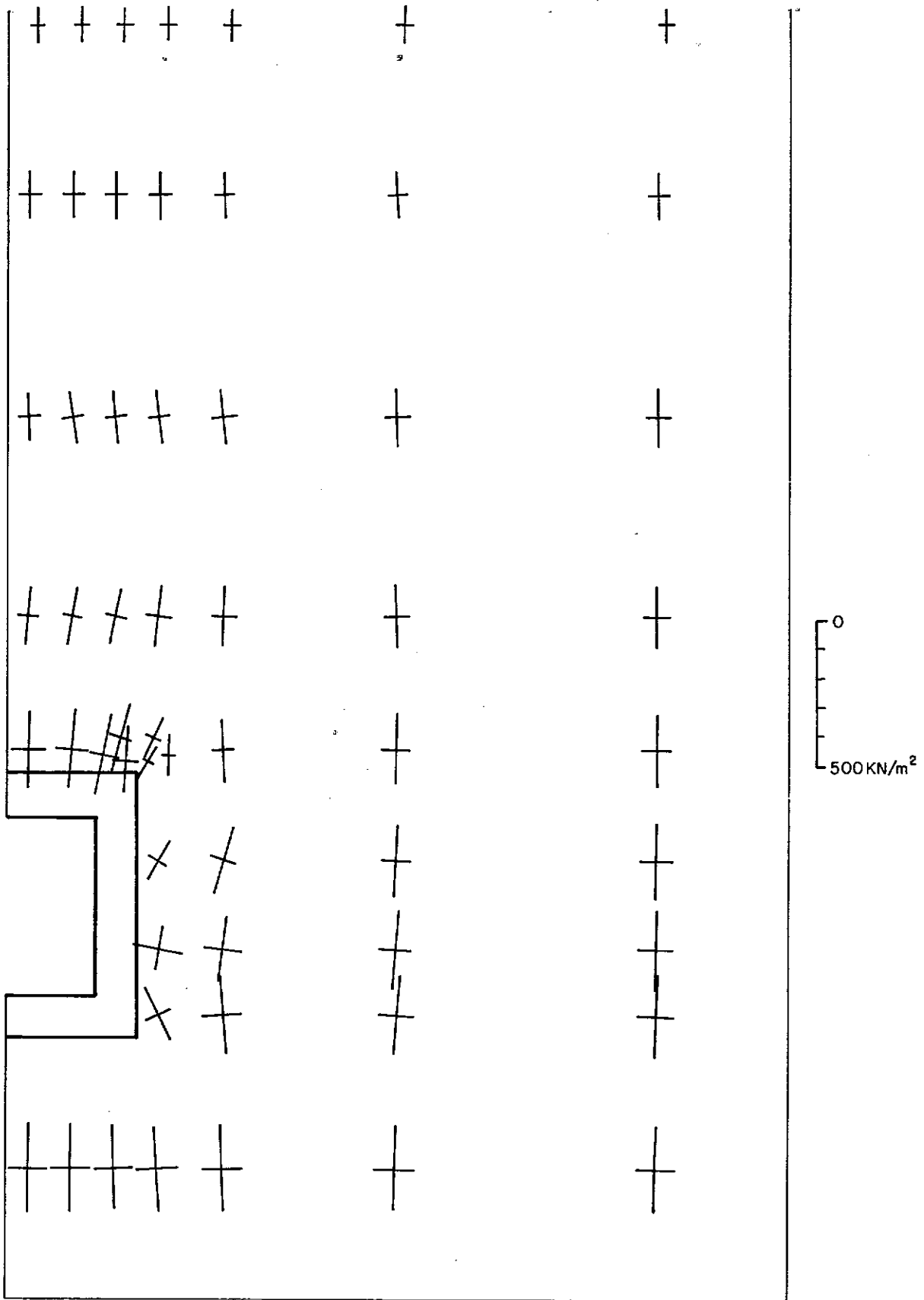


FIG. 3.18-TENSÕES PRINCIPAIS (CASO 15- SEM FALSA TRINCHEIRA)

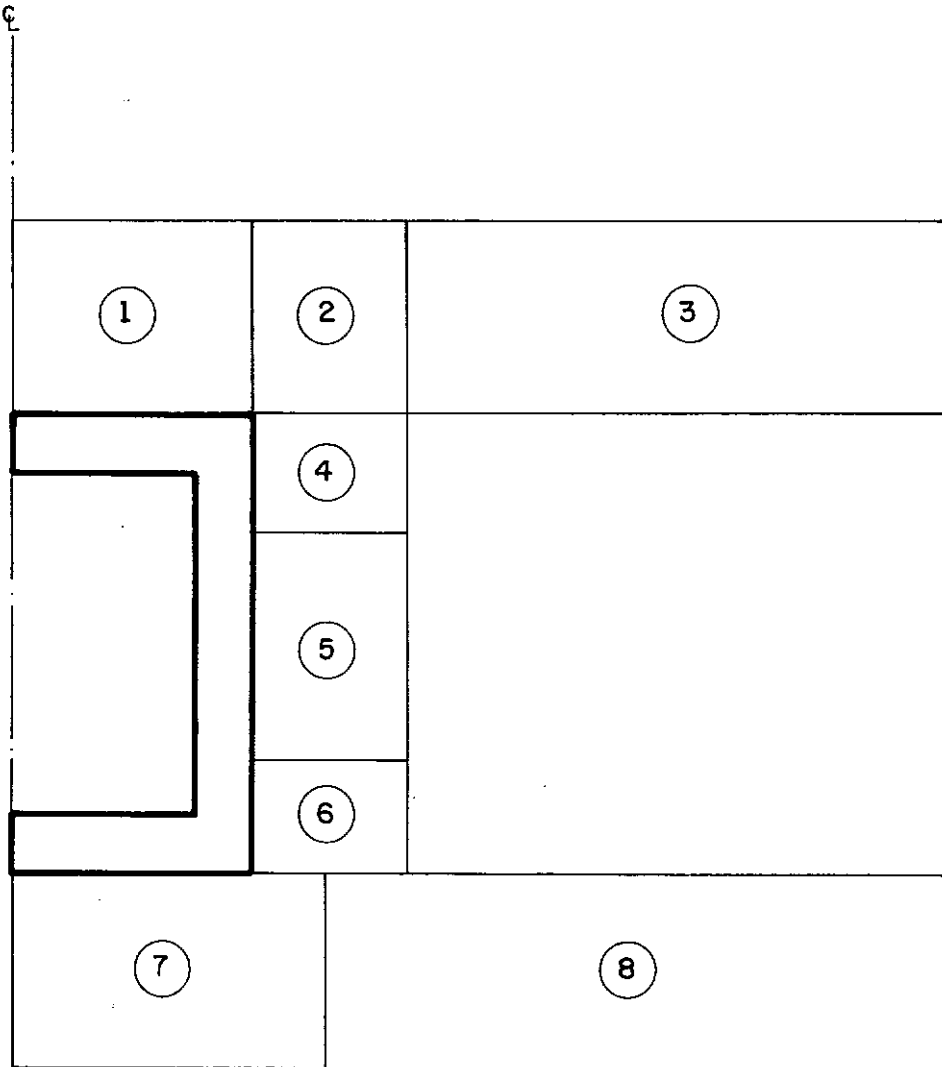


FIG. 3.19 - REGIÕES CARACTERÍSTICAS QUANTO A TENSÕES NO ENTORNO DO BUEIRO

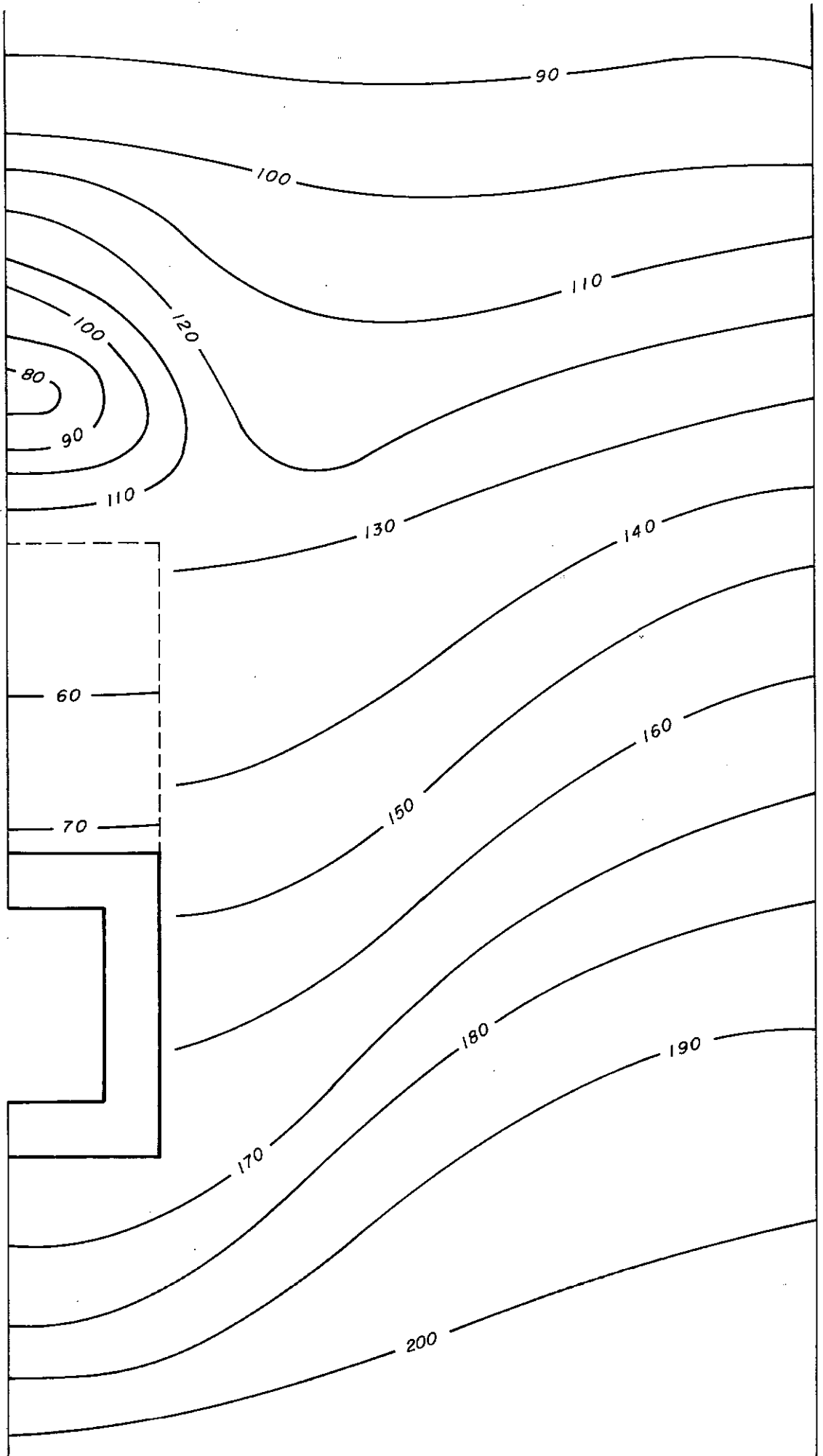


FIG.3.20 - CONTORNOS DE IGUAIS VALORES DE TENSÕES NORMAIS OCTAÉDRICAS ( $\text{KN/m}^2$ ) DO CASO 6 (COM FALSA TRINCHEIRA)

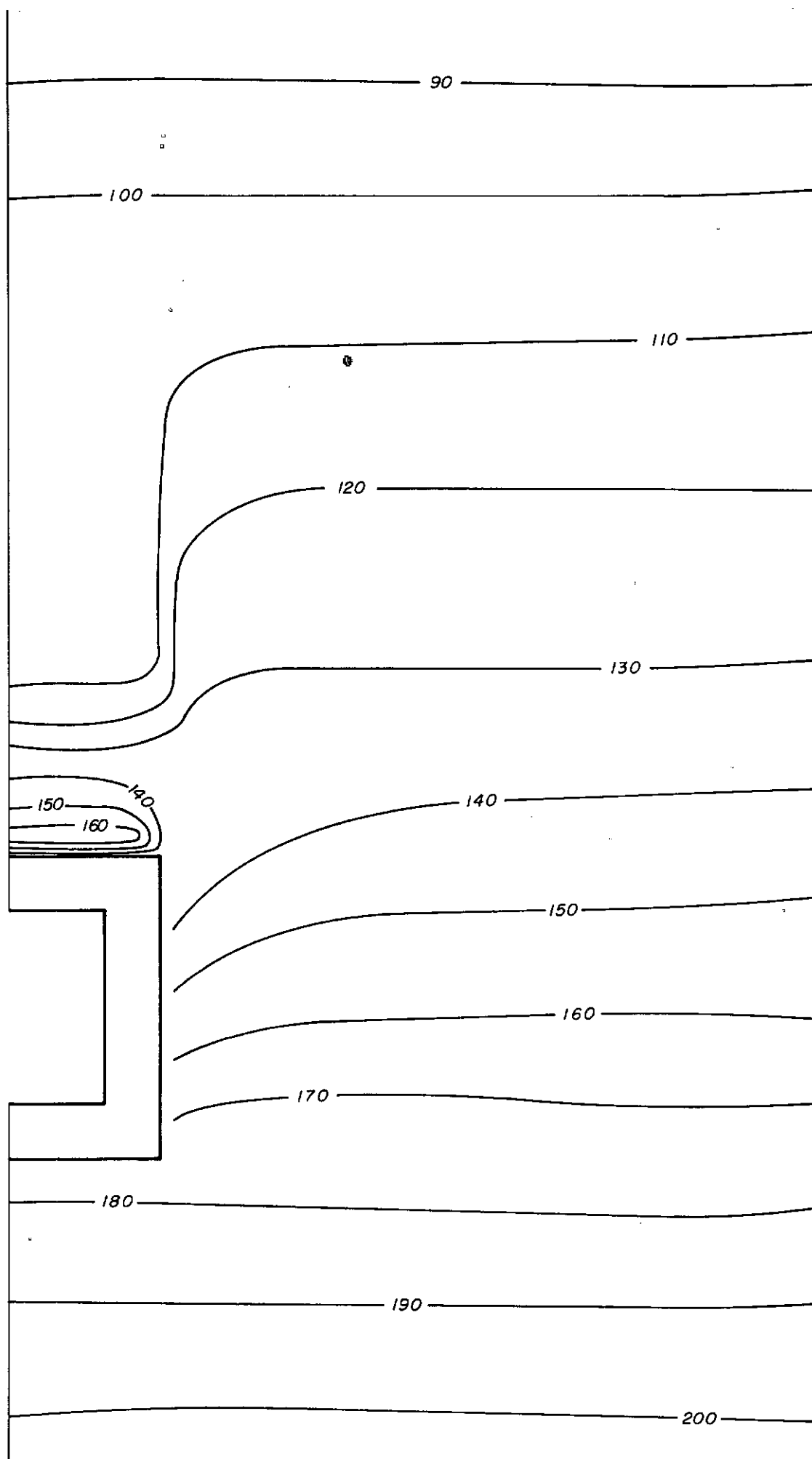


FIG.3.21 - CONTORNOS DE IGUAIS VALORES DE TENSÕES NORMAIS OCTAÉDRICAS ( $\text{KN/m}^2$ ) DO CASO 15 (SEM FALSA TRINCHEIRA)

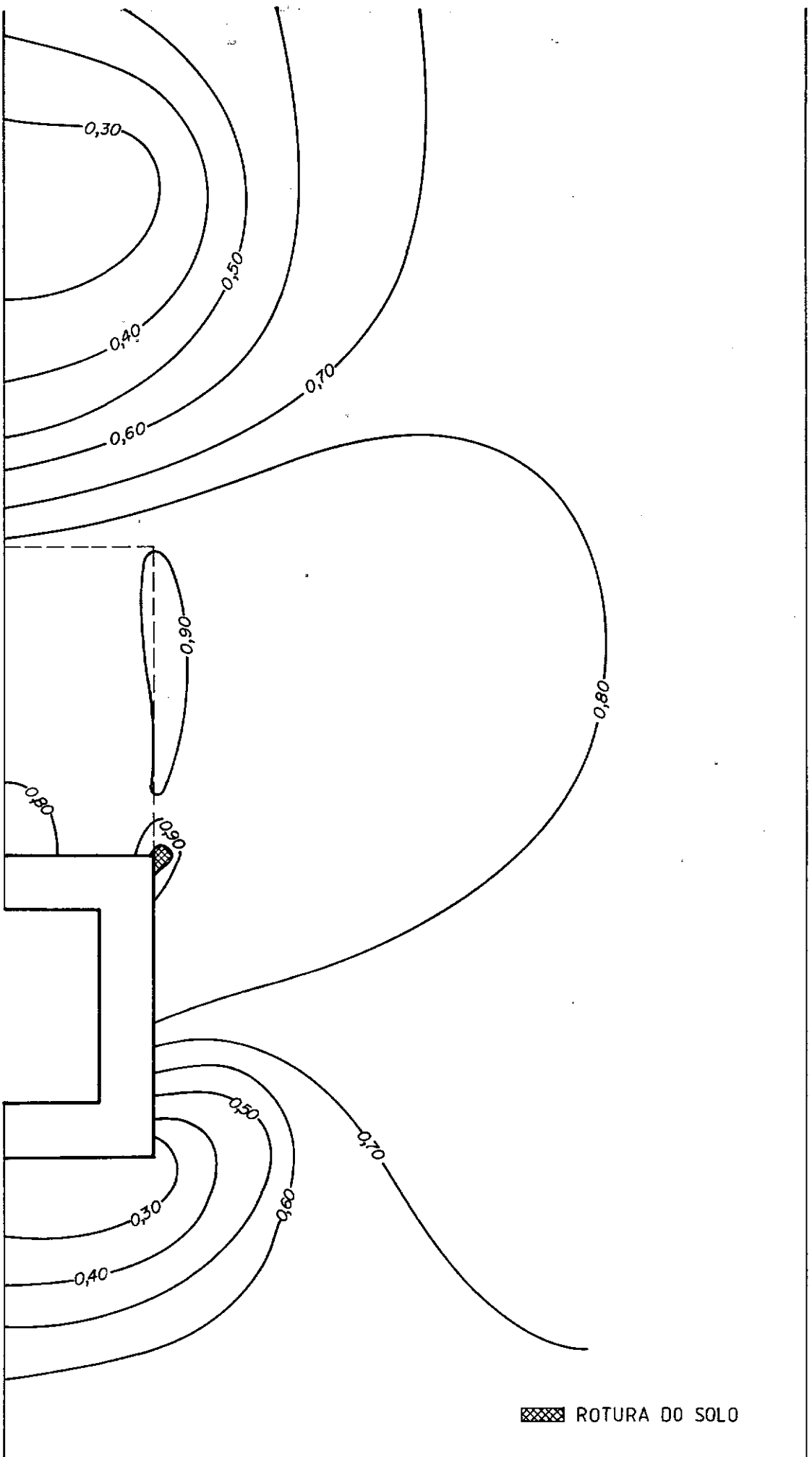
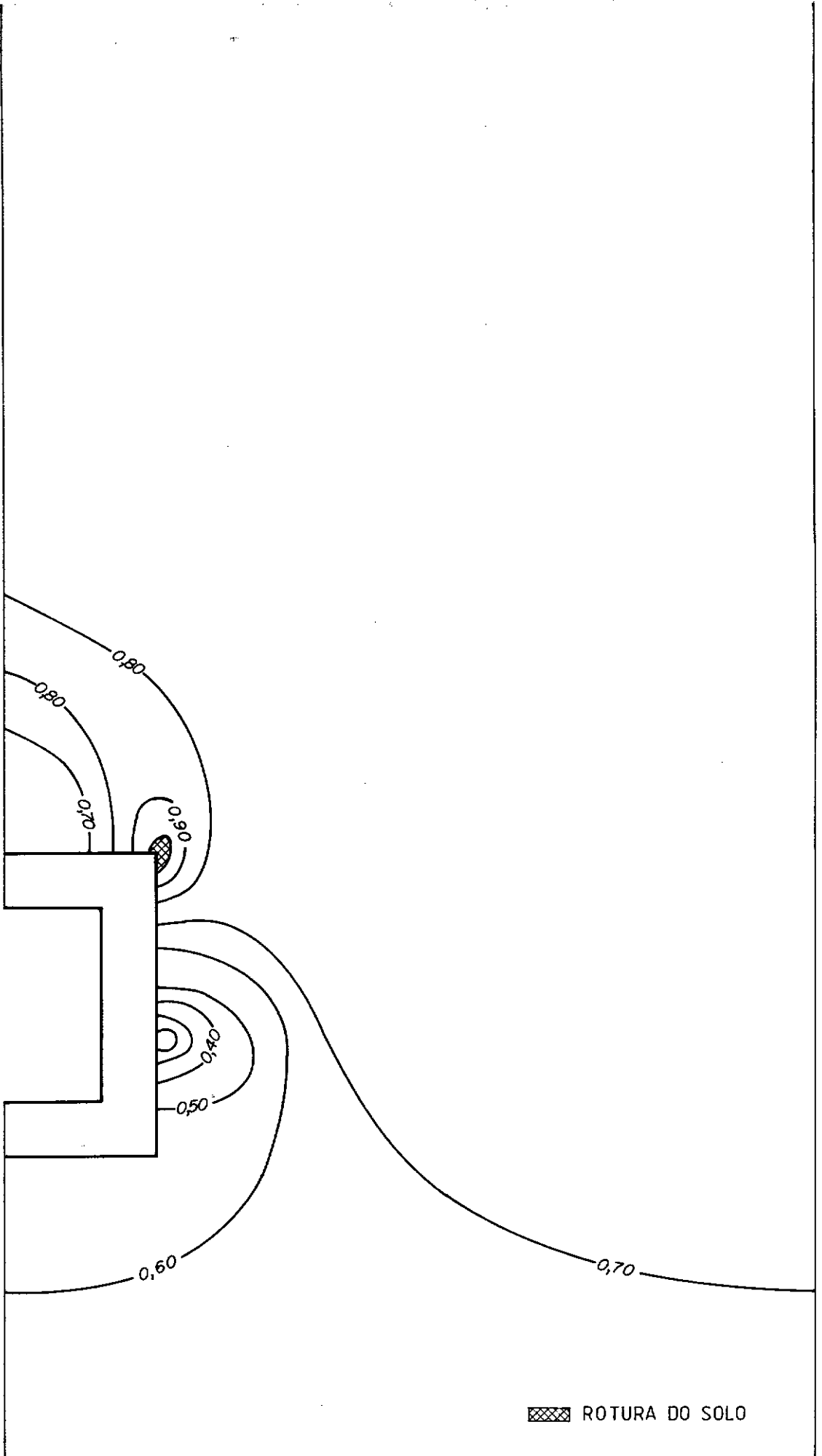


FIG. 3.22 - CONTORNOS DE IGUAL RESISTÊNCIA MOBILIZADA  
CASO 6 (COM FALSA TRINCHEIRA)



**FIG. 3.23 - CONTORNOS DE IGUAL RESISTÊNCIA MOBILIZADA  
CASO 15 (SEM FALSA TRINCHEIRA)**

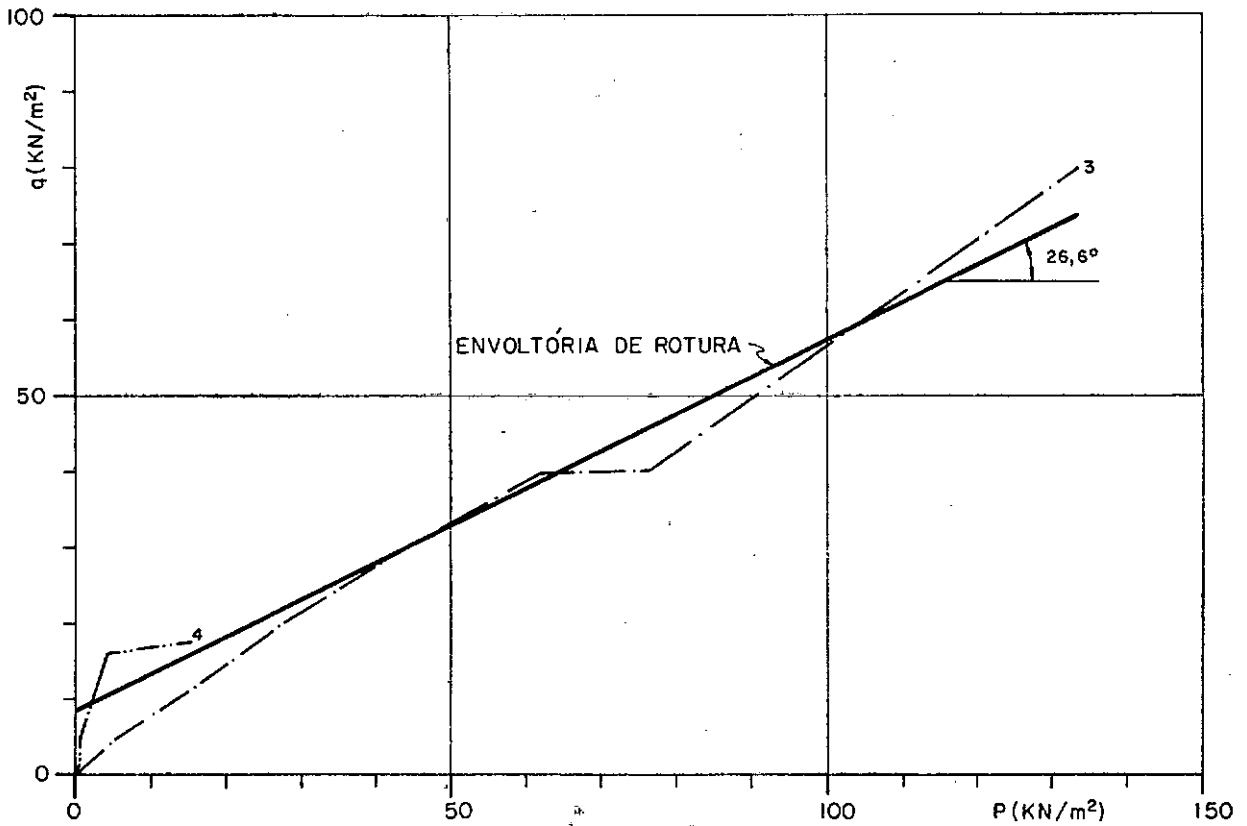
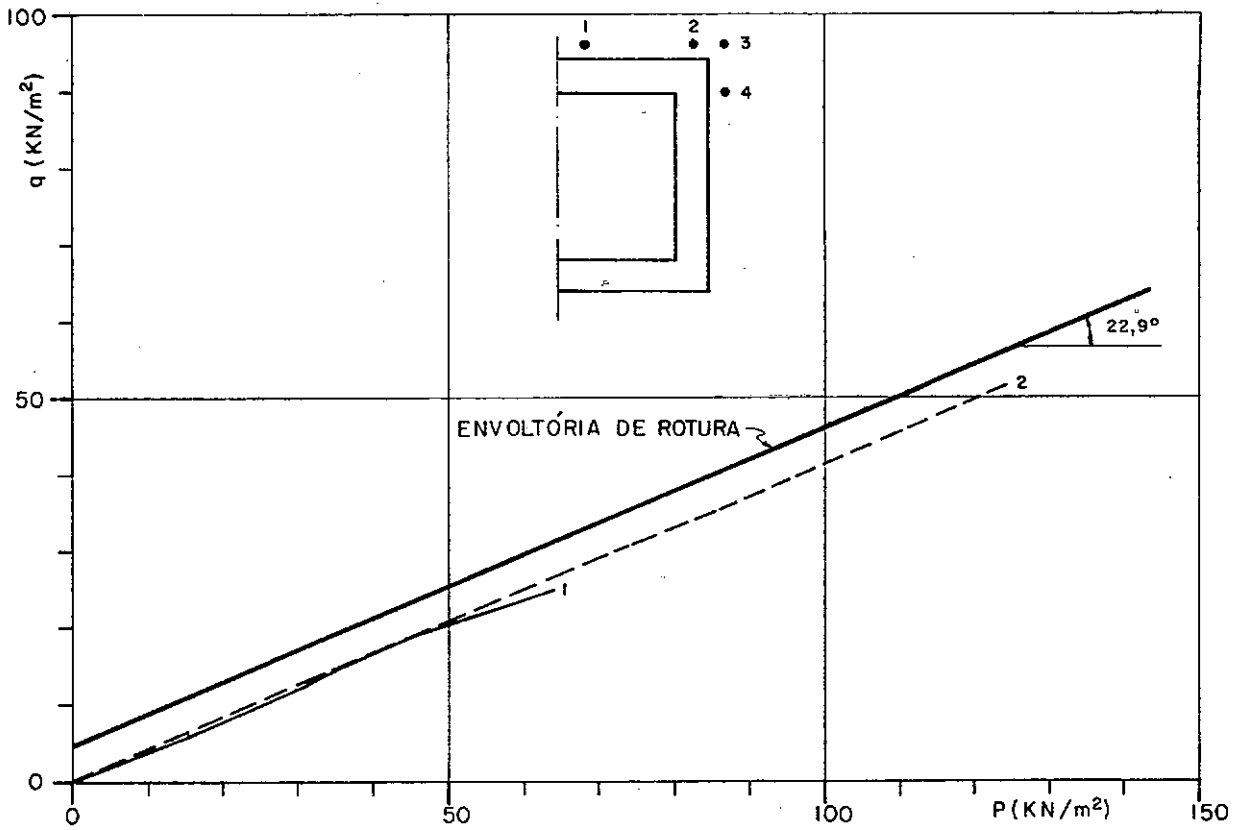


FIG. 3.24 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS AO TOPO DO BUEIRO (CASO 6 - COM FALSA TRINCHEIRA)

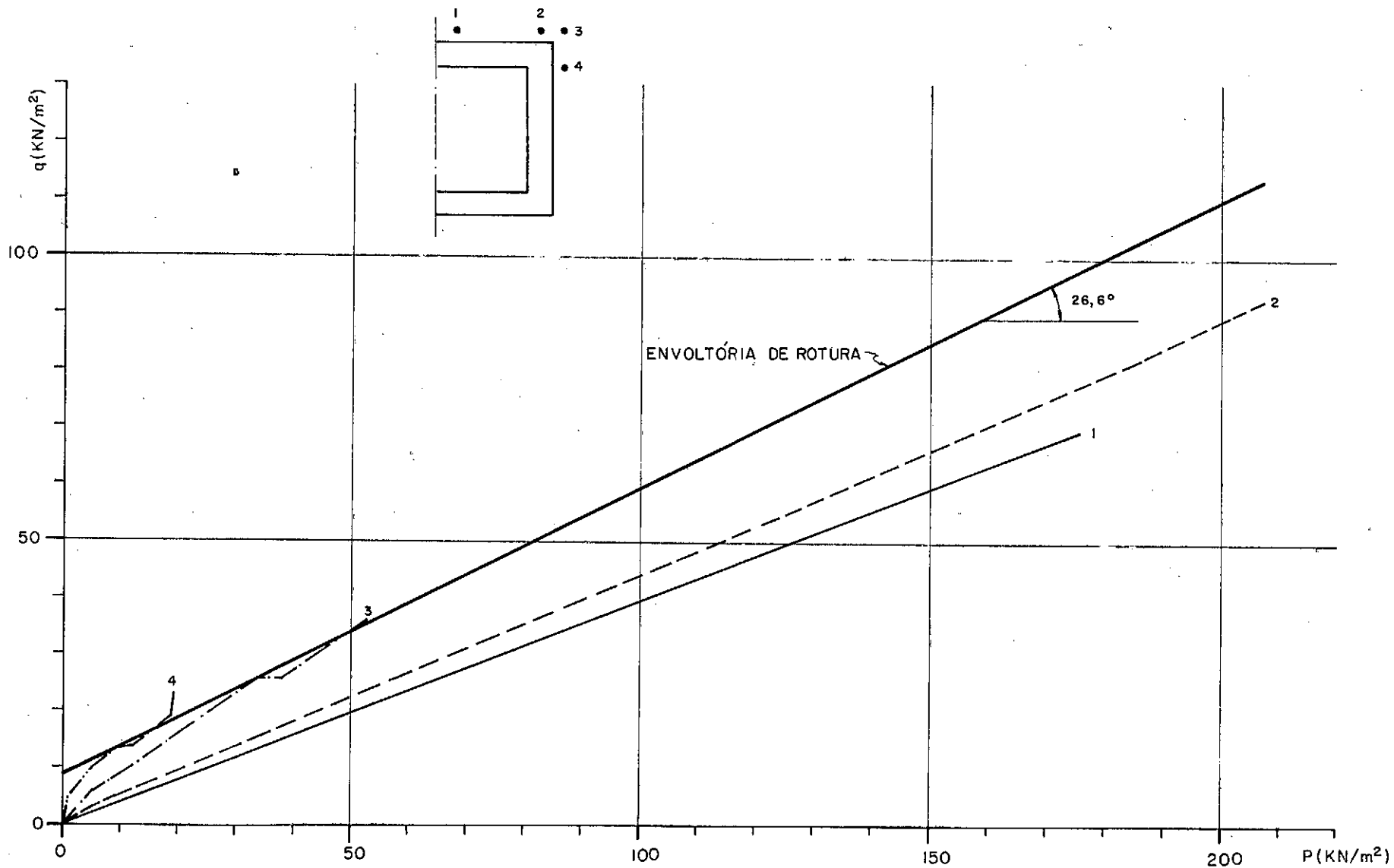


FIG. 3.25 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS AO TOPO DO BUEIRO (CASO 15)



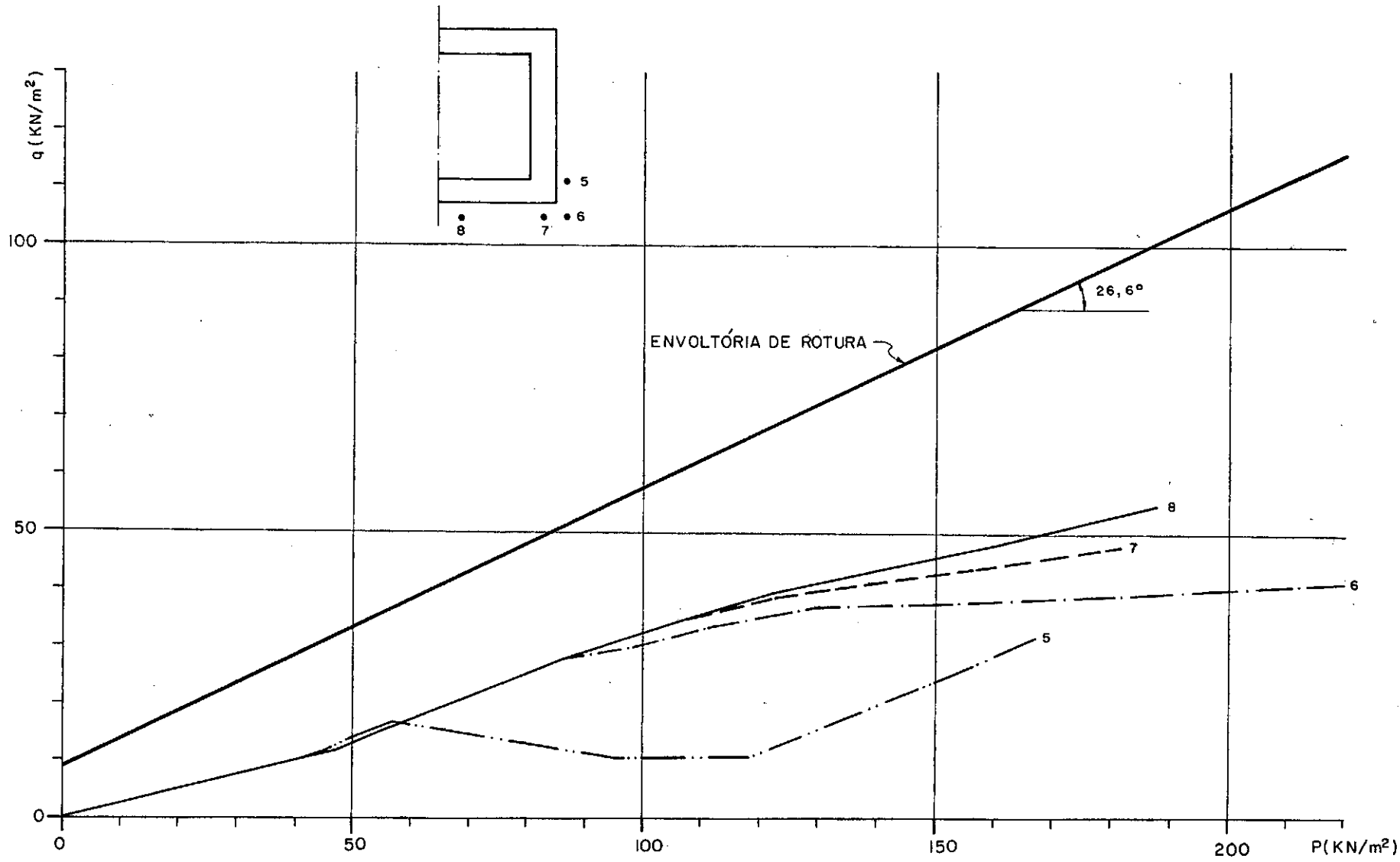


FIG. 3.26 - TRAJETÓRIA DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS A BASE DO BUEIRO (CASO 6 - COM FALSA TRINCHEIRA)

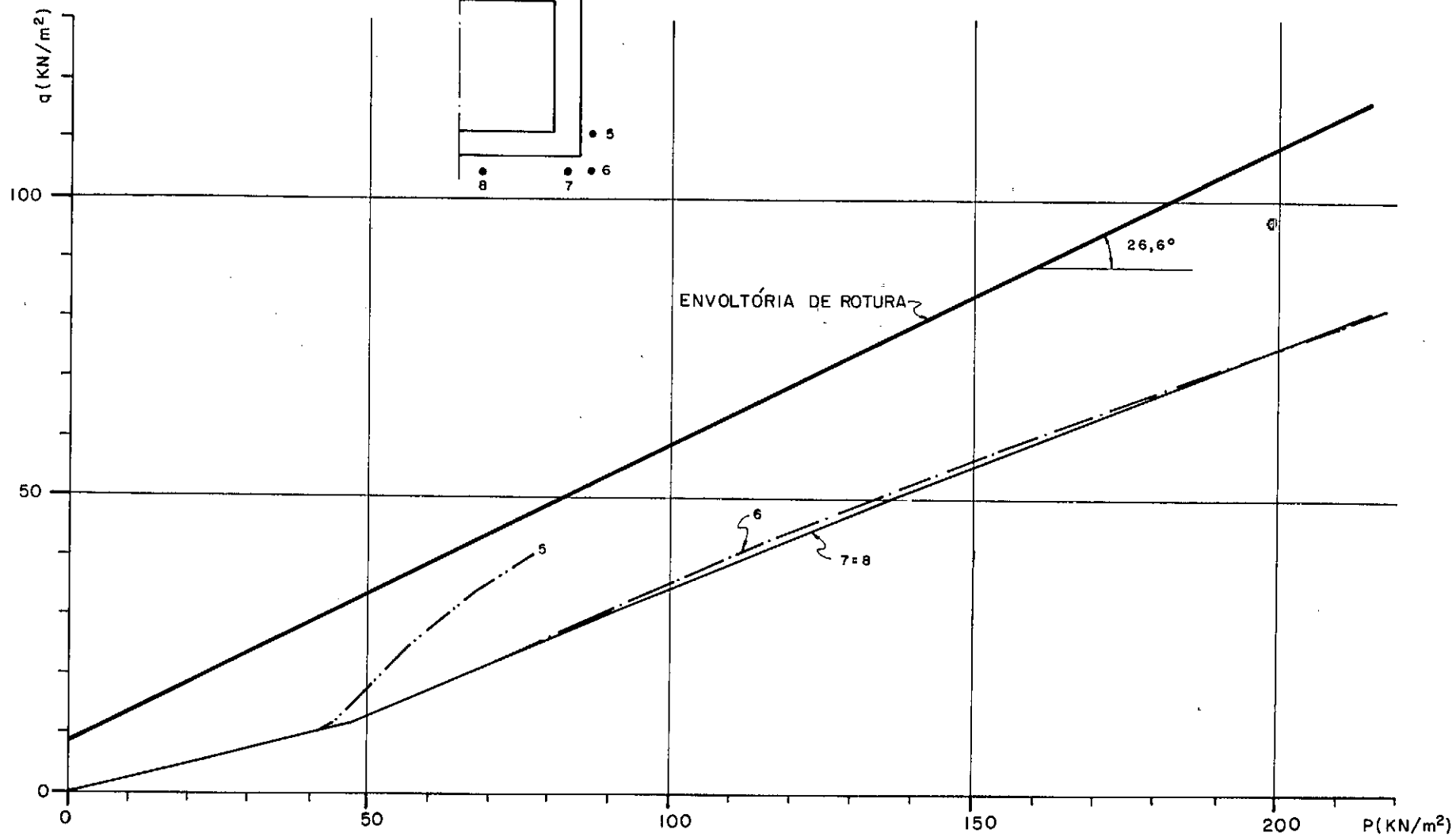


FIG. 3.27.- TRAJETÓRIA DE TENSÕES DE 4 PONTOS PRÓXIMOS A BASE DO BUEIRO (CASO 15 - SEM FALSA TRINCHEIRA)

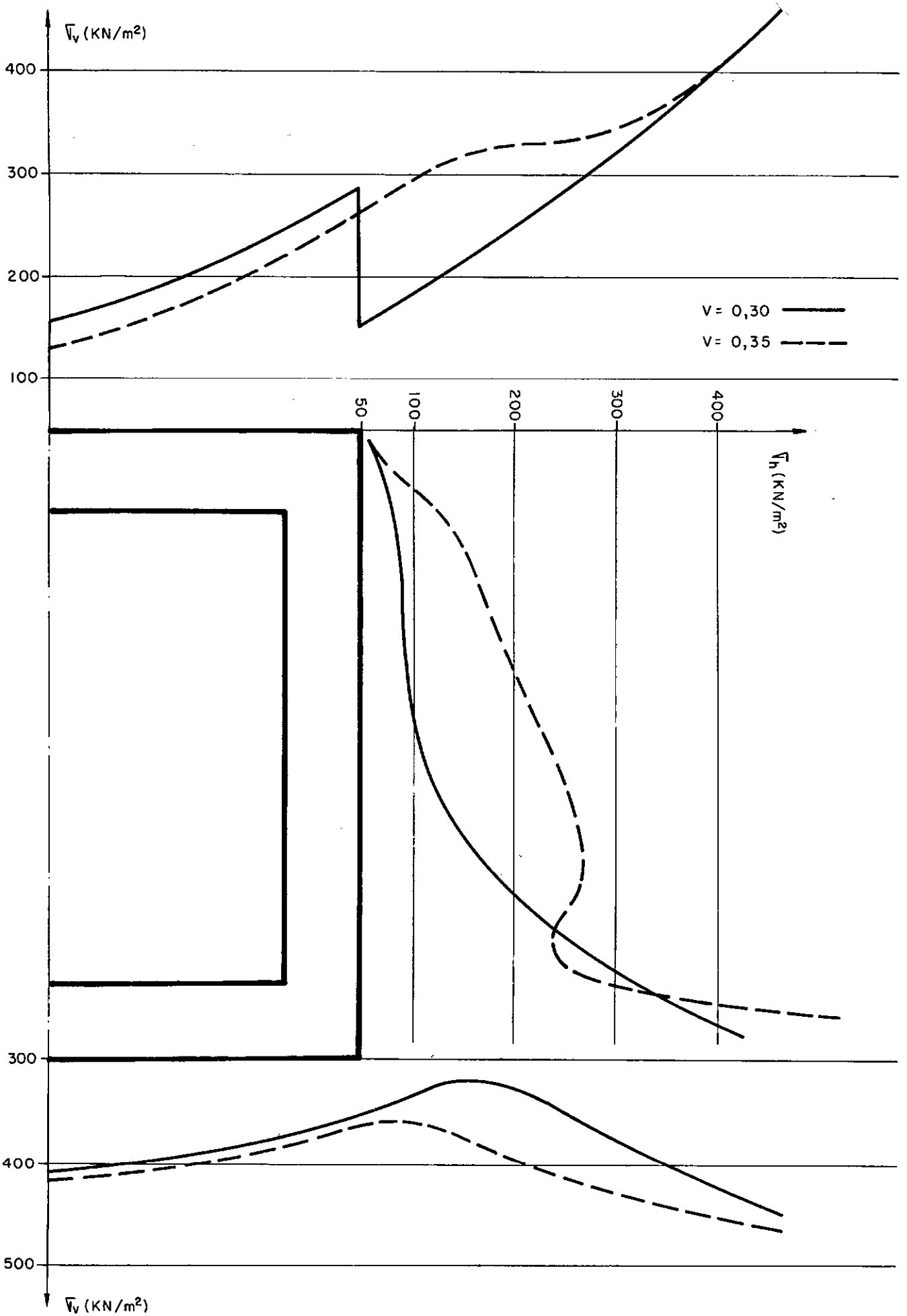


FIG. 3.28 - PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO - INFLUÊNCIA DO COEFICIENTE DE POISSON DO ATERRO NAS PRESSÕES E DESLOCAMENTOS DA FALSA TRINCHEIRA

## CAPÍTULO 4

### ESTUDO DE UM CASO REAL DE ESTRUTURA ENTERRADA

#### 4.1 - INTRODUÇÃO

Com a finalidade de reduzir os carregamentos sobre a grande quantidade de bueiros existentes na Ferrovia do Aço, foi adotado o método construtivo da Falsa Trincheira, que consiste na colocação, sobre o bueiro, de um material mais compressível, a fim de provocar o arqueamento do solo e reduzir as pressões sobre o bueiro. Para avaliar a eficácia deste método, foi desenvolvido um projeto de instrumentação, o qual foi executado no Lote 06 da Ferrovia. Descreve-se a seguir os aspectos principais deste projeto e apresenta-se os resultados obtidos (retirados do 1º Relatório de Andamento da Instrumentação do Bueiro - Lote 06 da Ferrovia do Aço, e do artigo de Castelo Branco e Barcelos, 1982). Em seguida são apresentados os resultados de uma análise pelo Método dos Elementos Finitos deste bueiro instrumentado, que teve a intenção de reproduzir os resultados das medições.

#### 4.2 - GEOLOGIA LOCAL

No vale onde foi executado o aterro existia inicialmente dois pequenos córregos e o subsolo local era constituído de (Figura 4.1):

- uma camada de argila orgânica cinza de mole a média com espessura aproximada de 4,0m.

- uma camada de silte argiloso micáceo (solo residual de gnaisse) com índice de resistência a penetração (SPT) crescente com a profundidade (média de 15 golpes), e espessura média de 20,0m.

Nos locais do vale não abrangidos pelos córregos, o nível d'água se encontrava entre 2,0 a 4,0m de profundidade.

#### 4.3 - CARACTERÍSTICAS DO BUEIRO E ATERRO

O bueiro experimental é do tipo celular, com as seguintes características (ver Figura 4.2):

- seção transversal quadrada de 3,0m x 3,0m
- parede com espessura de 0,65m
- comprimento de cada trecho (módulo) de 6,0m (cada módulo é ligado ao adjacente por meio de junta elástica)
- extensão total do bueiro: 144,0m

O aterro é de solo residual jovem com as características abaixo:

- limite de liquidez (LL) : 40%
- limite de plasticidade (LP) : 25%
- peso específico úmido ( $\gamma_h$ ) : 18 KN/m<sup>3</sup>
- grau de compactação ( $G_c$ ) : 102%
- umidade ótima ( $h_{ot}$ ) : 16%

#### Método Executivo

Antes da instalação do bueiro, foram removidos cerca de 71.000 m<sup>3</sup> de solos argilosos moles (brejosos), que foram substituídos por material proveniente de desmonte da rocha ("rachão").

Entre o berço do bueiro e o rachão foi colocada uma camada de regularização de solo compactado com espessura variando de 0,5 a 1,0m.

Para executar a falsa trincheira, o aterro foi elevado até 2,6m acima do topo do bueiro. Posteriormente a trincheira foi removida, iniciando-se a execução da falsa trincheira com a colocação de 40 cm de material solto sobre o bueiro. A partir daí foi colocada uma camada de palha de 22 cm seguida do preenchimento completo da trincheira com material solto (ver esquema da Figura 4.3). Após a execução da falsa trincheira, o aterro foi elevado até o greide final de aproximadamente 30,0m (acima da base do bueiro).

### Geometria do Problema

Em vista do apresentado nos itens anteriores, a geometria final simplificada do problema ficou como apresentado nas Figuras 4.4 e 4.5 para os casos transversal e longitudinal, respectivamente.

### 4.4 - INSTRUMENTAÇÃO

Com a finalidade de medir as pressões atuantes e os deslocamentos do bueiro e da falsa trincheira foram instalados os dispositivos de instrumentação descritos abaixo:

- (a) para medição das pressões atuantes no bueiro foram instalados 8 pares de célula de pressão total (tipo IPT), faceando as paredes do bueiro.
- (b) para medição dos recalques da falsa trincheira foram instaladas placas de recalque invertidas, a diferentes alturas a partir do topo do bueiro (ver Figuras 4.2 e 4.6).

(c) para medição dos recalques do bueiro foram instalados pinos de recalque que foram nivelados por topografia.

Para melhor caracterizar a eficiência da falsa trincheira na redução das pressões atuantes no bueiro, o aterro foi dividido em dois trechos (ver Figura 4.6), simétricos em relação ao eixo da ferrovia; um com e outro sem falsa trincheira.

A Tabela 4.1 resume a situação geral da instrumentação.

### Resultados da Instrumentação

O período total de leituras dos instrumentos foi de aproximadamente 210 dias.

Nas Figuras 4.7, 4.8 e 4.9 são apresentados os resultados das leituras de pressões atuantes no bueiro (topo, lateral e base) versus tempo.

A Tabela 4.2 apresenta os resultados de pressões médias (valores medidos) atuantes no bueiro.

Os resultados das leituras de recalques ao longo do eixo longitudinal do bueiro, em três diferentes fases da obra, são mostrados na Figura 4.10. O deslocamento máximo foi de 80 cm e se deu sob o eixo da ferrovia, sendo a curva simétrica em relação a este eixo.

A figura 4.11 apresenta as leituras dos recalques das placas de recalque instaladas na falsa trincheira. O recalque do topo da falsa trincheira foi da ordem de 60 cm.

#### 4.5 - ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Foram realizadas análises por elementos finitos dos seguintes aspectos do comportamento do bueiro:

(a) recalques e pressões no bueiro para o caso transversal (ver geometria na Figura 4.4).

(b) recalques e pressões no bueiro para o caso longitudinal (ver Figura 4.5).

A análise teve as seguintes características:

(i) tanto na análise longitudinal como na transversal o problema foi considerado como de tipo deformação plana.

(ii) a rede de elementos finitos utilizada no caso transversal está apresentada na Figura 4.12 e no caso longitudinal na Figura 4.13.

(iii) os acréscimos de tensões foram calculados a partir da simulação da colocação do aterro sobre o bueiro.

(iv) as tensões iniciais (até o nível do topo do bueiro) foram calculadas com o coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) igual a 0,6.

(v) o programa utilizado na análise foi o Progeo I descrito no Capítulo 3.

(vi) no caso transversal, a simulação da construção foi seqüencial em 7 estágios de carregamento (1ª etapa: 0,5m; 2ª: 2,1m; 3ª: 2,4m; 4ª: 4,0m; 5ª: 4,0m; 6ª: 4,0m; 7ª: 5,0m), totalizando 22,0m com a finalidade de se poder analisar o problema para os Módulos 8 e 16 (aproximadamente 19,5m de altura de aterro acima do topo do bueiro) e Módulos 9, 10 e 15 (aproximadamente 22,0m de altura de aterro). Os Módulos instrumentados 8, 9 e 10 estão situados no trecho da falsa trincheira e os Módulos 15 e 16 no trecho sem a falsa trincheira (ver Figura 4.6).



(vii) No caso longitudinal, o bueiro tinha apenas os pontos nodais superiores solidários (os pontos nodais do meio e da base tinham liberdade para se deslocar diferentemente, permitindo a abertura das juntas na sua parte inferior); a simulação da construção do aterro foi feita em 4 camadas (1ª camada: 2,6m; 2ª: 6,4m; 3ª: 7,8m; 4ª: 8,4m), totalizando 25,2m de aterro acima do topo do bueiro no eixo da Ferrovia.

Na impossibilidade de se contar com dados de ensaio de Laboratório, inicialmente se objetivou chegar a parâmetros para os materiais (a) da Fundação do bueiro e (b) do aterro, que reproduzissem resultados próximos da instrumentação, especialmente os deslocamentos.

#### 4.5.1 - Estudo Linear

Em primeiro lugar foram realizadas 2 análises lineares com os dados de entrada da Tabela 4.3, sendo um caso transversal e outro longitudinal.

Na Figura 4.14 é apresentado o diagrama de pressões atuantes no bueiro no caso transversal, juntamente com os valores medidos. Pode-se observar que estes resultados não reproduziram os resultados de campo. Por outro lado, o recalque de 70 cm está bem próximo do medido para 22m de aterro sobre o bueiro.

A Figura 4.15 apresenta as curvas de recalque medidos e calculados na análise longitudinal. Pela observação desta Figura, nota-se boa concordância entre os recalques medidos e calculados.

Com base nos resultados das análises lineares, tentou-se estabelecer parâmetros não-lineares, de modo que, na formulação hiperbólica, ocorressem módulos tangentes semelhantes aos lineares (especialmente na fundação) e valores de Coeficiente de

Poisson que não propiciassem relações  $\frac{\sigma_1}{\sigma_3}$  que afetassem tais módulos.

#### 4.5.2 - Estudos não-Lineares

Na Tabela 4.4 são apresentados os dados utilizados nos estudos não-lineares nos sentidos transversal e longitudinal do bueiro.

Inicialmente realizou-se uma análise longitudinal não-linear do bueiro, que é apresentada em detalhe no próximo item. Esta análise mostrou que os recalques do bueiro com os parâmetros não-lineares escolhidos para a fundação (material responsável pelo recalque) estavam bem próximos dos medidos. Em vista disso, considerou-se como razoáveis os parâmetros não-lineares da fundação e passou-se a tentar obter parâmetros para o aterro e para a falsa trincheira, em análises transversais, que proporcionassem deslocamentos no topo da falsa trincheira semelhantes aos medidos.

A Tabela 4.5 apresenta os dados deste estudo transversal (6 casos) e alguns resultados (recalques do bueiro e da falsa trincheira, e pressões médias no topo do bueiro). A análise destes resultados mostrou como marcantes as influências :

(i ) Do Coeficiente de rigidez (K) do aterro e da falsa trincheira.

Pela comparação dos resultados produzidos nos casos 1 e 2, observa-se que, com o aumento de K, diminuíram os deslocamentos da falsa trincheira (como era de se esperar).

(ii ) Do Coeficiente de Poisson do aterro.

Os resultados dos casos 3, 4 e 5 indicam que, com o aumento do Coeficiente de Poisson do aterro, diminuíram os recal -

ques da falsa trincheira. Tal fato se deveu, conforme já observado no Capítulo 3, a que com a diminuição do Coeficiente de Poisson, diminuíram mais rapidamente os módulos tangentes do aterro.

(iii) Do Coeficiente exponencial ( $n$ ) do aterro.

Pelo exame dos resultados dos casos 5 e 6 constatou-se que, com o aumento de  $n$ , aumentaram os deslocamentos da falsa trincheira, tendência contrária ao esperado, visto que, com o aumento de  $n$ , aumenta o módulo tangente inicial ( $E_1$ ) do aterro.

A seguir serão examinados aspectos específicos das análises não-lineares realizadas.

#### (a) Estudo da Seção Transversal

A partir dos resultados do item anterior, foi escolhido para uma análise mais detalhada o caso 5.

#### Pressões contra o bueiro

Na Figura 4.16 pode-se observar as pressões atuantes na base do bueiro calculadas neste caso 5 e rodando novamente sem a falsa trincheira, para  $H \approx 19,5\text{m}$ , juntamente com as pressões medidas nos Módulos 8 e 16. Nesta mesma figura estão as pressões no topo e na lateral do bueiro para  $H \approx 22,0\text{m}$ , juntamente com as pressões medidas nos Módulos 9, 10 e 15.

A Tabela 4.6 apresenta uma comparação entre as pressões médias medidas no campo e as pressões calculadas. Pelo exame destes resultados ficou claro que a melhor concordância foi entre os valores medidos e calculados de pressões verticais no topo do bueiro (diferença de 22% no caso da falsa trincheira e de 4,5% no caso sem falsa trincheira). Observa-se também

que a tendência ao aumento das pressões na base sem a presença da falsa trincheira é concordante, mas a diferença entre o valor calculado e o medido é acentuada no caso da falsa trincheira. Sem a presença da falsa trincheira, a diferença não foi grande (em torno de 13%).

As discordâncias são maiores nas pressões laterais, só havendo concordância com a medição na parede esquerda no caso com falsa trincheira.

Há que considerar ainda que os resultados da instrumentação apresentaram alguns valores controvertidos como:

- pressões verticais mais baixas na base que no topo.
- pressões horizontais medidas discordantes de um lado e do outro do bueiro.

### Tensões Principais

As Figuras 4.17 e 4.18 apresentam as tensões principais para os casos com e sem falsa trincheira, respectivamente. Com o exame destas figuras pode-se assinalar o seguinte:

- As tensões são perturbadas pela falsa trincheira até aproximadamente  $3b$  acima do topo do bueiro; no caso sem falsa trincheira, a perturbação na massa de solo é bem menor e vai até aproximadamente  $0,8b$  acima do topo do bueiro.

- Há maior concentração das tensões na lateral e no topo do bueiro no caso homogêneo.

- Há rotações de tensões significativas na fundação do bueiro no caso da falsa trincheira.

- As tensões são pouco afetadas na camada de solo residual.

### Recalques

É interessante comentar as diferenças entre os recalques do plano de assentamento do bueiro nos casos com e sem falsa trincheira. No caso 5, com falsa trincheira, em que as pressões que deveriam atuar sobre o bueiro são transferidas para o solo ao lado, o bueiro recalcou 55 cm enquanto imediatamente do lado, o solo recalcou 57 cm. Já sem a falsa trincheira, quando as pressões estão atuando integralmente sobre o bueiro, este recalcou 63cm, enquanto um ponto no solo ao lado recalcou 61 cm.

### (b) Estudo da Seção longitudinal

#### Recalques

A análise longitudinal do bueiro apresentou uma concordância muito boa, como se pode observar na Figura 4.19, entre os valores de recalques medidos e calculados. A Figura 4.20 apresenta a rede de elementos finitos deformada.

#### Pressões contra o bueiro

Na Figura 4.21 estão plotados os valores de pressões no topo do bueiro medidos e calculados. Os valores medidos parecem estar incoerentes, pois se espera um aumento das pressões no sentido da crista do aterro.

A Figura 4.22 mostra as pressões verticais na base do bueiro medidas e calculadas. Desta feita, os valores foram um pouco incoerentes nos dois lados, embora concordantes no lado sem falsa trincheira.

### Tensões principais

A Figura 4.23 apresenta a representação gráfica das tensões principais. A tendência a rotação de tensões se dá à medida em que se afasta da crista, como se pode observar nesta figura.

### Contornos de iguais tensões normais octaédricas

A Figura 4.24 apresenta os contornos de iguais tensões normais octaédricas, nela podem ser observadas as regiões de maior concentração de tensões, que se situam sob a crista do aterro.

### Contornos de iguais Deformações volumétricas

Na Figura 4.25, com os contornos de iguais deformação volumétrica, observa-se que as deformações crescem no sentido do centro do aterro. A região mais deformada na fundação se situa na camada de rachão. No corpo do aterro a região mais deformada não fica exatamente sob a crista do aterro.

### Contornos de iguais resistências mobilizadas

A Figura 4.26 apresenta os contornos de iguais resistências mobilizadas. Nela, pode-se observar que as regiões mais solicitadas aconteceram imediatamente sob e sobre o bueiro, no sentido do pé para a crista do aterro.

## 4.6 - AVALIAÇÃO DOS MÉTODOS DE ANÁLISE

A Tabela 4.7 apresenta os resultados previstos pelos diversos métodos e os resultados da instrumentação.

### Bueiro com falsa trincheira

O exame da tabela 4.7 revela que a Teoria de Marston-Spangler e as regras empíricas da Engfer, também baseadas - para efeito de pressão vertical no topo - nesta teoria, se mostram eficientes na previsão das pressões verticais no topo do bueiro.

As pressões previstas com o MEF (Caso 5 do item anterior) subestimam ligeiramente as pressões medidas no topo e superestimam na base; as pressões horizontais se aproximam das pressões medidas do lado esquerdo e são superiores às medidas do lado direito.

As pressões horizontais previstas pelas regras empíricas da Engfer, baseadas em  $K_0 \gamma z$ , são muito elevadas.

### Bueiro sem falsa trincheira

As previsões das pressões verticais no topo e na base do bueiro, no caso sem falsa trincheira, pelos diagramas baseados nos estudos de Quigley (1978) e pela análise pelo MEF do item 4.5 foram bastante boas quando comparadas com os resultados da instrumentação.

Quanto às pressões horizontais, os resultados calculados e medidos estão bastante diferentes.

| EXISTÊNCIA DA FALSA TRINCHEIRA | MÓDULOS Nº | CÉLULA DE PRESSÃO Nº |         |                |                 | PLACAS DE RECALQUE   |
|--------------------------------|------------|----------------------|---------|----------------|-----------------|--|
|                                |            | TOPO                 | BASE    | PAREDE DIREITA | PAREDE ESQUERDA |  |
| SIM                            | 8          | -                    | 12 e 13 | -              | -               | PR-3(1,3 m acima do topo do bueiro)<br>PR-4(0,6 m acima do topo do bueiro) |
| SIM                            | 9          | 11 e 16              | -       | 10 e 14        | 9 e 15          | -  |
| SIM                            | 10         | -                    | -       | -              | -               | PR-1(2,2 m acima do topo do bueiro)<br>PR-2(1,6 m acima do topo do bueiro) |
| NÃO                            | 15         | 2 e 6                | -       | 5 e 8          | 4 e 7           | -  |
| NÃO                            | 16         | -                    | 1 e 3   | -              | -               | -  |

Tabela 4.1 - Situação da Instrumentação



|                              | Pressão média (KN/m <sup>2</sup> ) |                      |
|------------------------------|------------------------------------|----------------------|
|                              | Com falsa trincheira               | Sem falsa trincheira |
| Vertical-topo                | 270                                | 450                  |
| Vertical-base                | 180                                | 360                  |
| Horizontal - parede esquerda | 50                                 | 50                   |
| Horizontal - parede direita  | 50                                 | 125                  |

Tabela.4.2 - Pressões médias medidas

| Material | Designação       | E<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $\mu$ |
|----------|------------------|---------------------------|-------|
| 1        | Aterro           | 10.000                    | 0,3   |
| 2        | Solo Residual    | 10.000/5.000*             | 0,3   |
| 3        | Rachão           | 10.000                    | 0,3   |
| 4        | Regularização    | 10.000                    | 0,3   |
| 5        | Falsa Trincheira | 1.000                     | 0,3   |
| 6        | Concreto         | 30.000.000                | 0,3   |

\* No caso transversal o módulo foi tomado pela metade na camada de solo residual por ter sido considerada com metade da espessura do caso longitudinal.

Tabela 4.3 - parâmetros dos materiais para as análises lineares

| Material | $\gamma$<br>(KN/m <sup>3</sup> ) | K                 | n   | R <sub>F</sub> | $\mu$ | c<br>(KN/m <sup>2</sup> ) | $\phi$      | OBSERVAÇÃO                  |
|----------|----------------------------------|-------------------|-----|----------------|-------|---------------------------|-------------|-----------------------------|
| 1*       | 18                               | 1.000             | 0,1 | 0,95           | 0,35  | 10                        | 30º         | Aterro                      |
| 2        | -                                | 280 (Long)<br>140 | 0,1 | 0,90           | 0,37  | 10                        | 30º         | Solo Residual<br>(Fundação) |
| 3        | -                                | 280               | 0,1 | 0,90           | 0,3   | 1,22                      | 35º         | Rachão<br>(Fundação)        |
| 4        | -                                | 280               | 0,1 | 0,90           | 0,37  | 10                        | 30º         | Regularização<br>(Fundação) |
| 5*       | 18                               | 100               | 0,1 | 0,95           | 0,3   | 1,12                      | 27º         | Falsa Trincheira            |
| 6        | E = 30.000.000 KN/m <sup>2</sup> |                   |     |                |       |                           | $\mu = 0,3$ | Concreto                    |

\* Adotados do Caso 5 do estudo paramétrico transversal (ver Tabela 4.5)

$\gamma$  - peso específico

K - coeficiente de rigidez

n - coeficiente

R<sub>F</sub> - razão de rotura

$\mu$  - coeficiente de Poison

c - coesão do solo

$\phi$  - ângulo de atrito do solo

Tabela 4.4 - parâmetros dos materiais para análise do caso real da ENGEFER.

| Caso | Aterro (Material 1) |       |                |       |                                      |     | Falsa Trincheira (Material 5) |     |                |     |    |     | Deslocamentos          |                        | Pressão Média<br>no Topo do<br>Bueiro<br>(KN/m <sup>2</sup> ) |
|------|---------------------|-------|----------------|-------|--------------------------------------|-----|-------------------------------|-----|----------------|-----|----|-----|------------------------|------------------------|---|
|      | K                   | n     | R <sub>f</sub> | μ     | <sup>c</sup><br>(KN/m <sup>2</sup> ) | φ   | K                             | n   | R <sub>f</sub> | μ   | C  | φ   | δ <sub>c</sub><br>(cm) | δ <sub>T</sub><br>(cm) |   |
| 1    | 10.000*             | 0,2   | 0,85           | 0,40  | 10                                   | 30º | 1.000*                        | 0,1 | 0,85           | 0,3 | 10 | 27º | 61                     | 9                      | 132   |
| 2    | 1.000*              | 0,1   | 0,85           | 0,40  | 10                                   | 30º | 100                           | 0,1 | 0,85           | 0,3 | 10 | 27º | 59                     | 29                     | 118   |
| 3    | 1.000               | 0,1   | 0,95           | 0,30* | 10                                   | 30º | 100                           | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 10 | 27º | 53                     | 113                    | 230   |
| 4    | 1.000               | 0,1   | 0,95           | 0,34* | 10                                   | 30º | 100                           | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 10 | 27º | 55                     | 69                     | 181   |
| 5    | 1.000               | 0,1*  | 0,95           | 0,35* | 10                                   | 30º | 100                           | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 10 | 27º | 55                     | 63                     | 170   |
| 6    | 1.000               | 0,15* | 0,95           | 0,30  | 10                                   | 30º | 100                           | 0,1 | 0,95           | 0,3 | 10 | 27º | 55                     | 127                    | 252   |

δ<sub>c</sub> - recalque do bueiro

δ<sub>T</sub> - recalque da falsa trincheira

Tabela 4.5 - parâmetros para análise não-Linear elástica no sentido transversal.

OBS.: Os \* indicam variações nos parâmetros

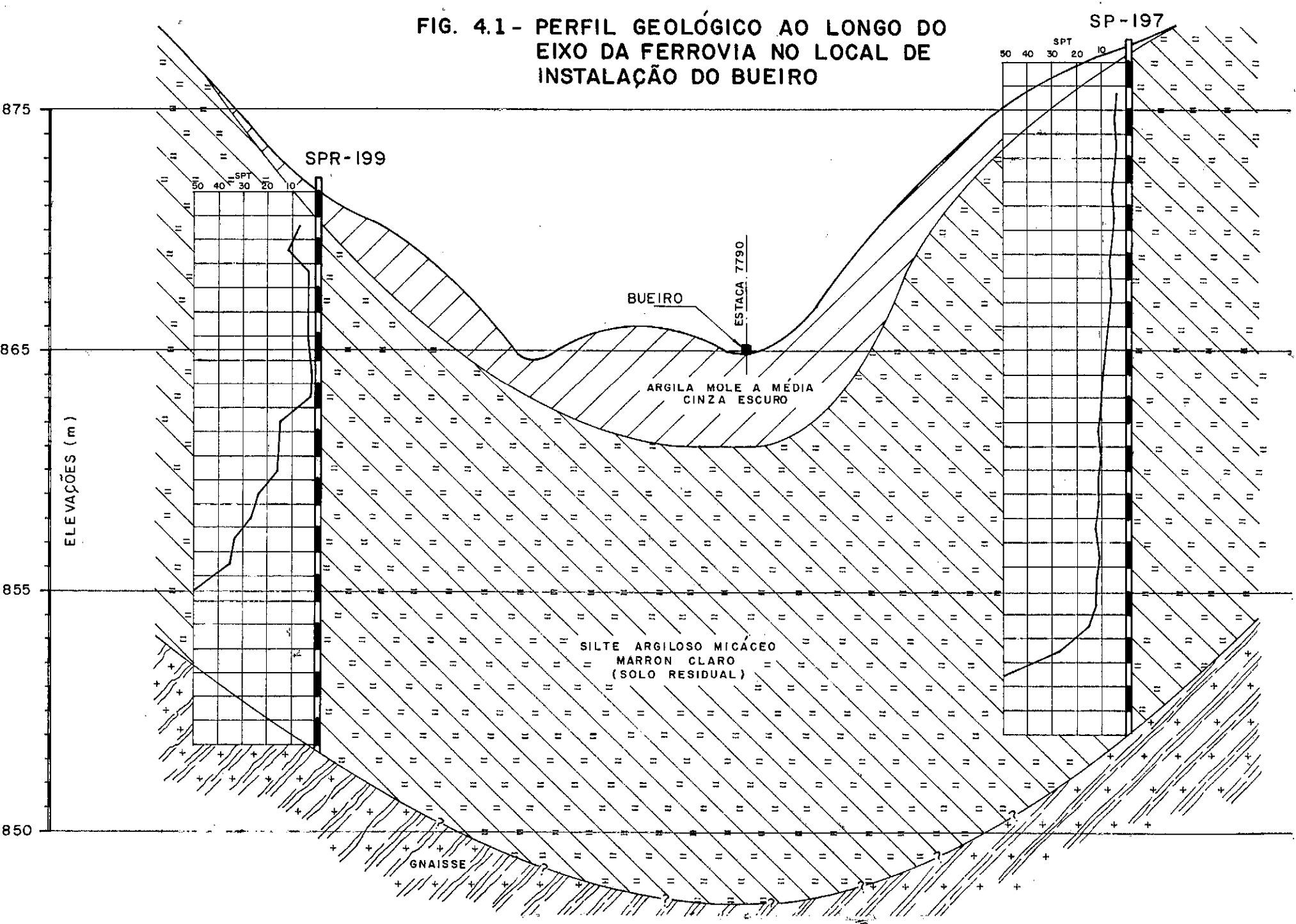
|                      | Pressão (KN/m <sup>2</sup> ) |           |                      |           |
|----------------------|------------------------------|-----------|----------------------|-----------|
|                      | com falsa trincheira         |           | sem falsa trincheira |           |
|                      | medido                       | calculado | medido               | calculado |
| <b>vertical-topo</b> | 270                          | 210       | 450                  | 430       |
| <b>vertical-base</b> | 180                          | 380       | 360                  | 410       |
| <b>horizontal</b>    | 50 e 125                     | 130       | 50                   | 320       |

Tabela 4.6 - Comparação entre pressões medidas e calculadas (caso 5)

|                      |                                 | Pressões (KN/m <sup>2</sup> ) |         |                             |              |             |
|----------------------|---------------------------------|-------------------------------|---------|-----------------------------|--------------|-------------|
|                      |                                 | Marston-Spangler              | Quigley | Regras Empíricas de Engefer | MEF (caso 5) | Medida      |
| Com falsa trincheira | Pressão vertical (topo)         | 280                           | não     | 277                         | 210          | 270         |
|                      | Pressão vertical (base)         | -                             | se      | 250                         | 380          | 180         |
|                      | Pressão horizontal              | -                             | aplica  | 200                         | 130          | 50 e<br>125 |
| Sem falsa trincheira | Pressão vertical (topo) H = 22  | 540                           | 435     | não                         | 430          | 450         |
|                      | Pressão vertical (base) H ≈ 20m | -                             | 396     | se                          | 410*         | 360         |
|                      | Pressão horizontal              | -                             | 217     | aplica                      | 320          | 50          |

Tabela 4.7 - Pressões previstas por vários métodos e pressões medidas.

FIG. 4.1 - PERFIL GEOLÓGICO AO LONGO DO EIXO DA FERROVIA NO LOCAL DE INSTALAÇÃO DO BUEIRO



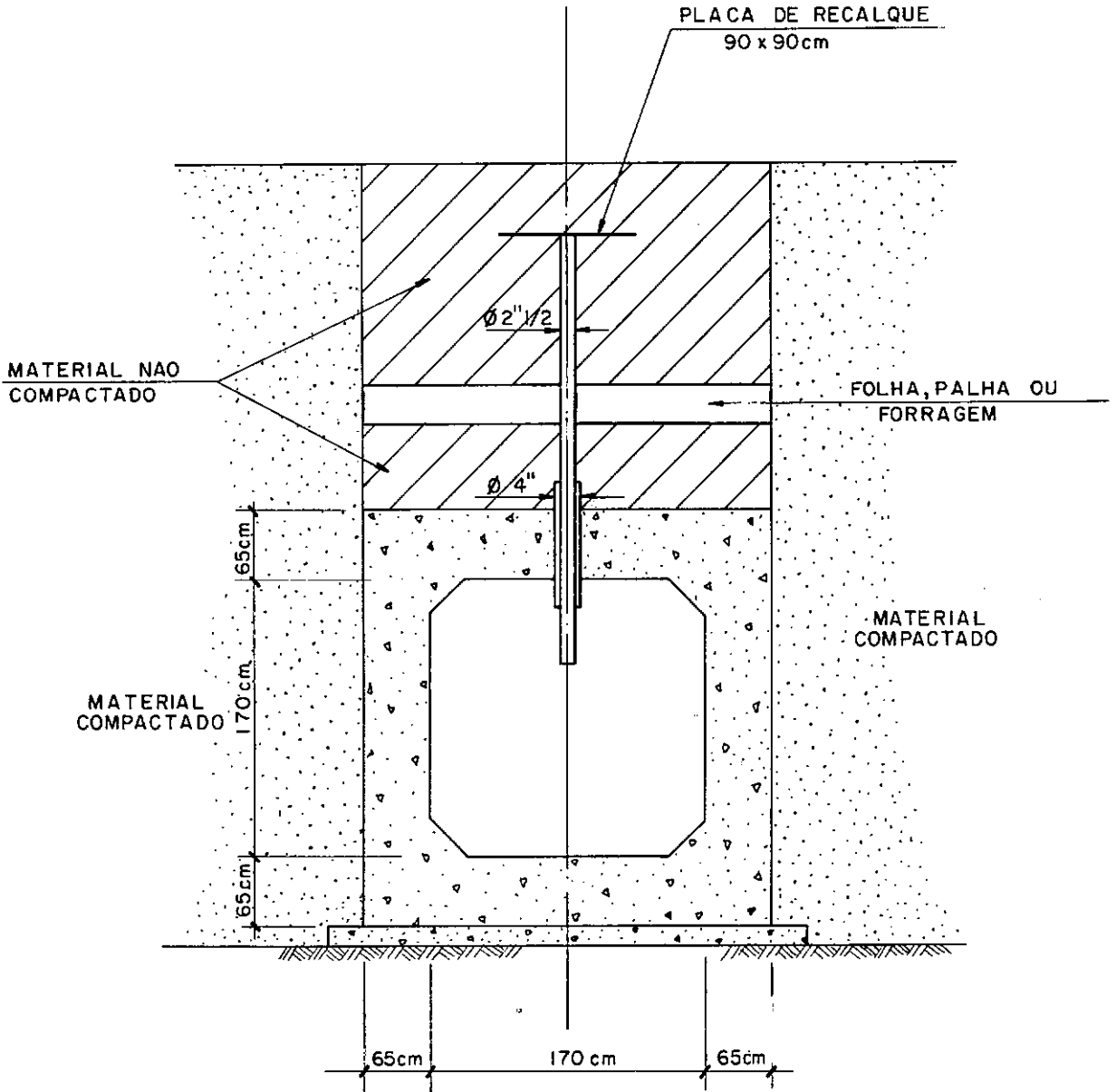
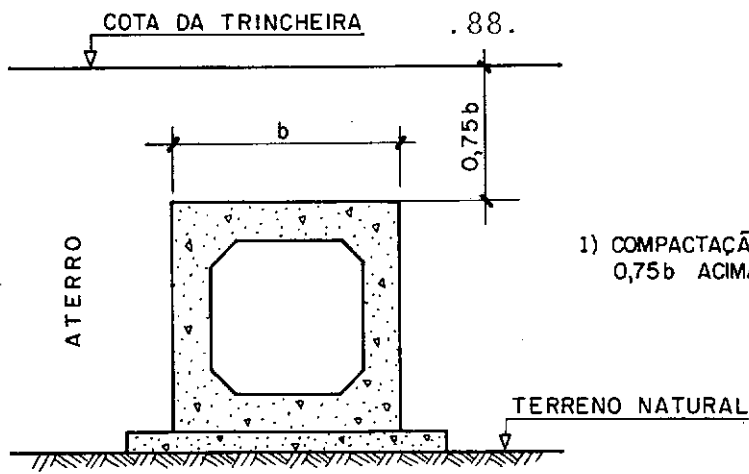
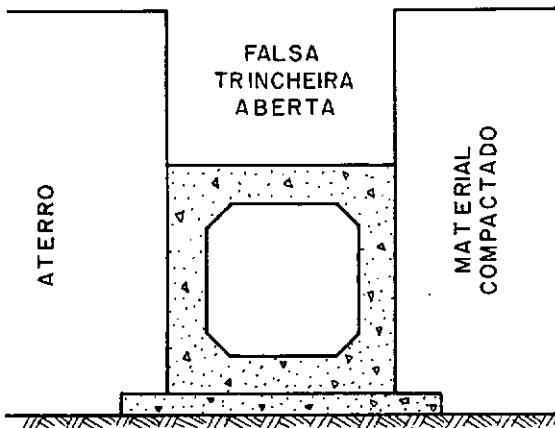


FIG. 4.2 - DETALHE DO BUEIRO, DA FALSA TRINCHEIRA E DA PLACA DE RECALQUE

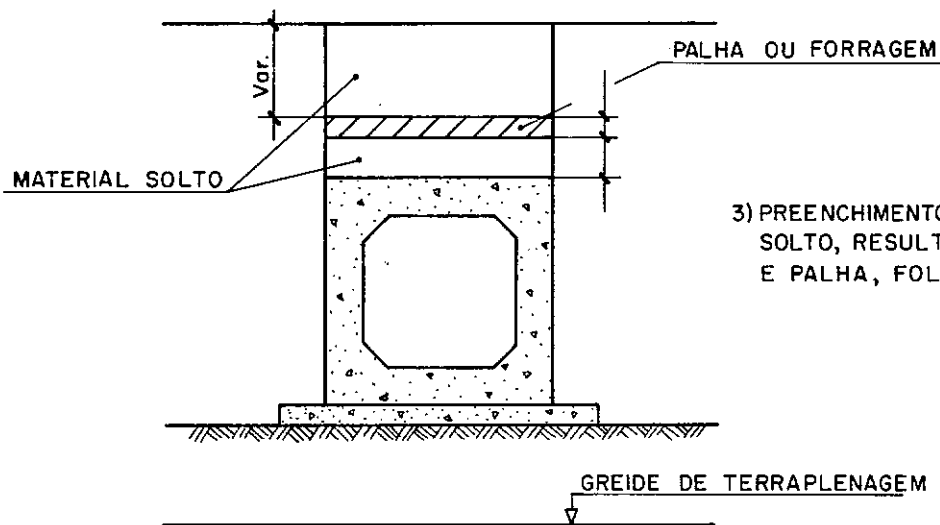




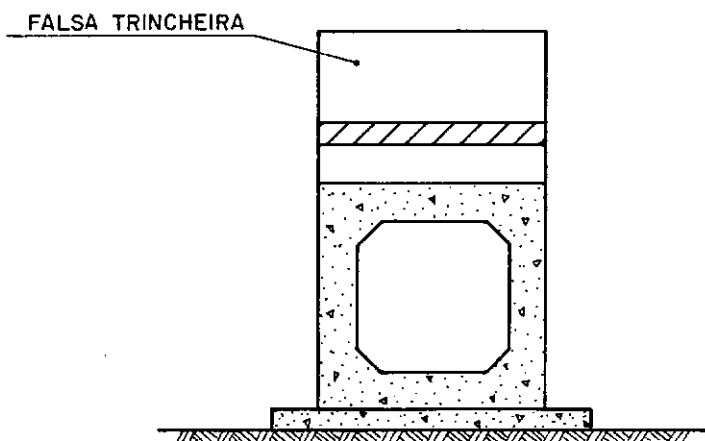
- 1) COMPACTAÇÃO DO ATERRO ATÉ UMA ALTURA DE  $0,75b$  ACIMA DO TOPO DO BUEIRO.



- 2) ESCAVAÇÃO ATÉ O TOPO DO BUEIRO, DE UMA TRINCHEIRA DE LARGURA  $b$ .



- 3) PREENCHIMENTO DA TRINCHEIRA COM MATERIAL SOLTO, RESULTANTE DA PRÓPRIA ESCAVAÇÃO, E PALHA, FOLHA OU FORRAGEM.



- 4) CONTINUAÇÃO DA TERRAPLENAGEM, EVITANDO O TRÁFEGO DE VEÍCULOS PESADOS SOBRE O BUEIRO DURANTE O LANÇAMENTO DAS PRIMEIRAS CAMADAS DE SOLO SOBRE A FALSA TRINCHEIRA.

**FIG. 4.3- SEQUÊNCIA EXECUTIVA DA FALSA TRINCHEIRA**

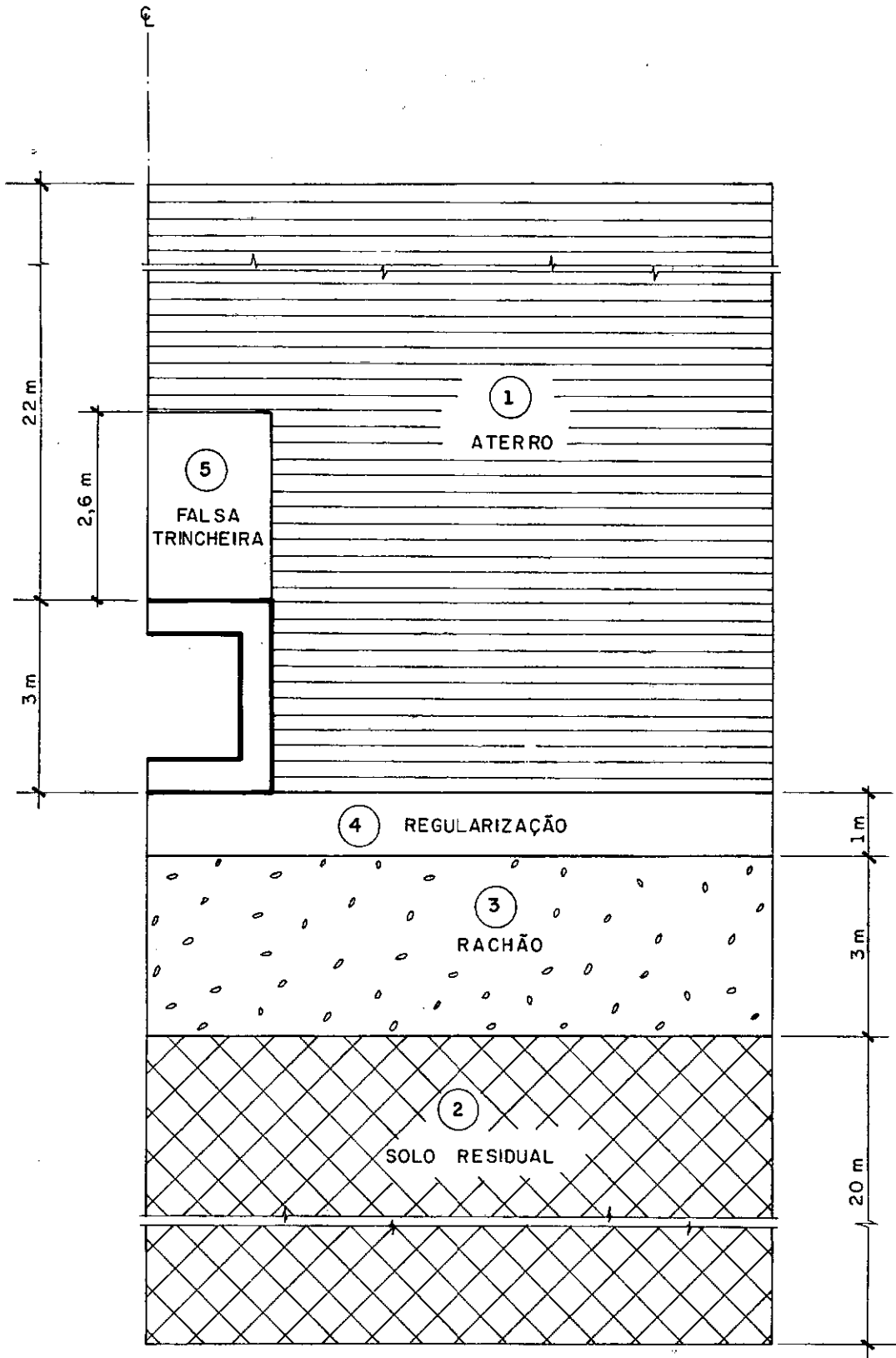


FIG. 4.4 - GEOMETRIA DO PROBLEMA - ANÁLISE TRANSVERSAL

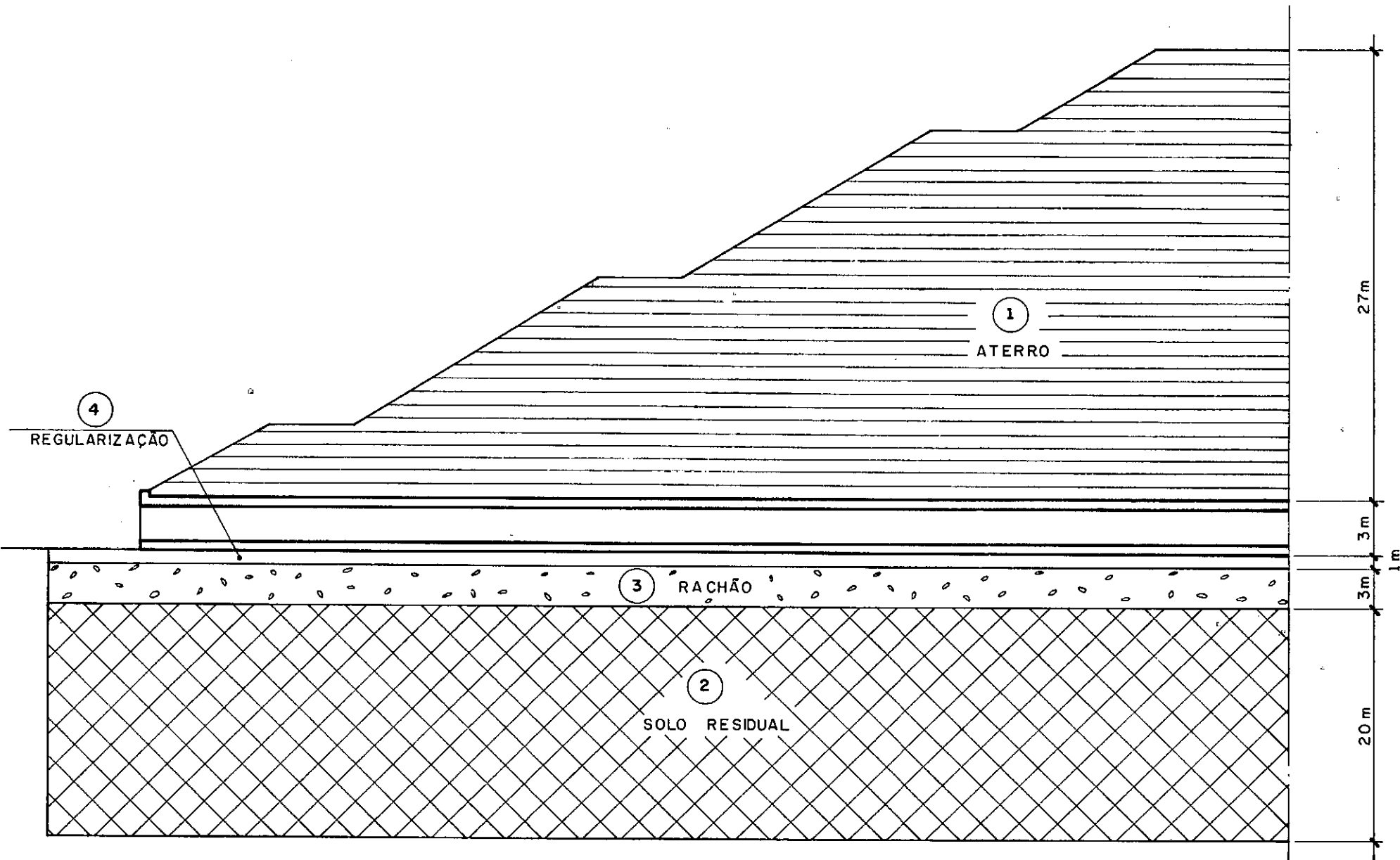


FIG. 4.5 - GEOMETRIA DO PROBLEMA - ANÁLISE LONGITUDINAL

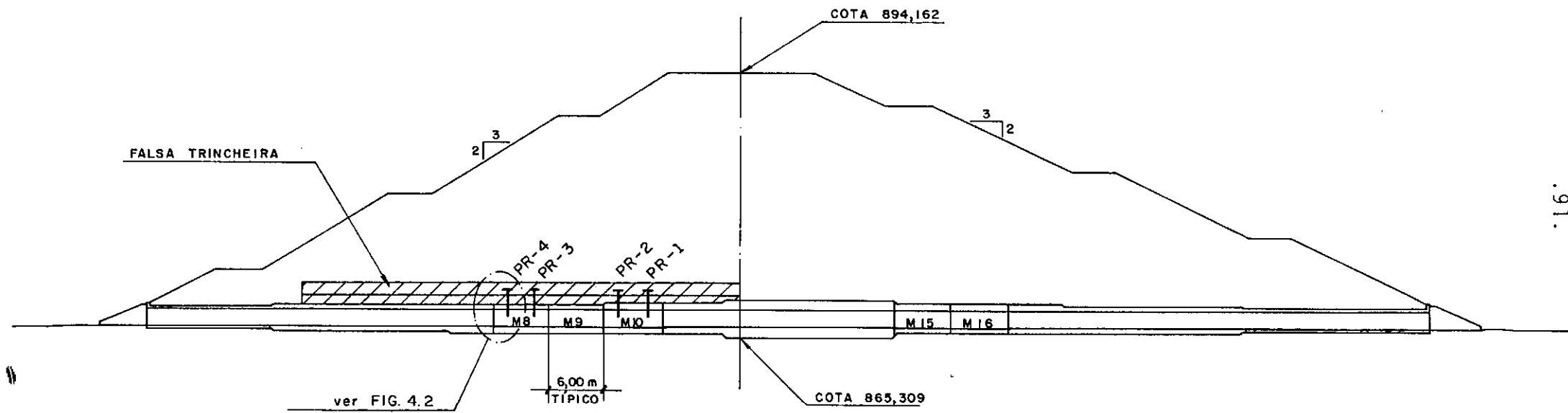


FIG. 4.6 - ESQUEMA DA INSTRUMENTAÇÃO

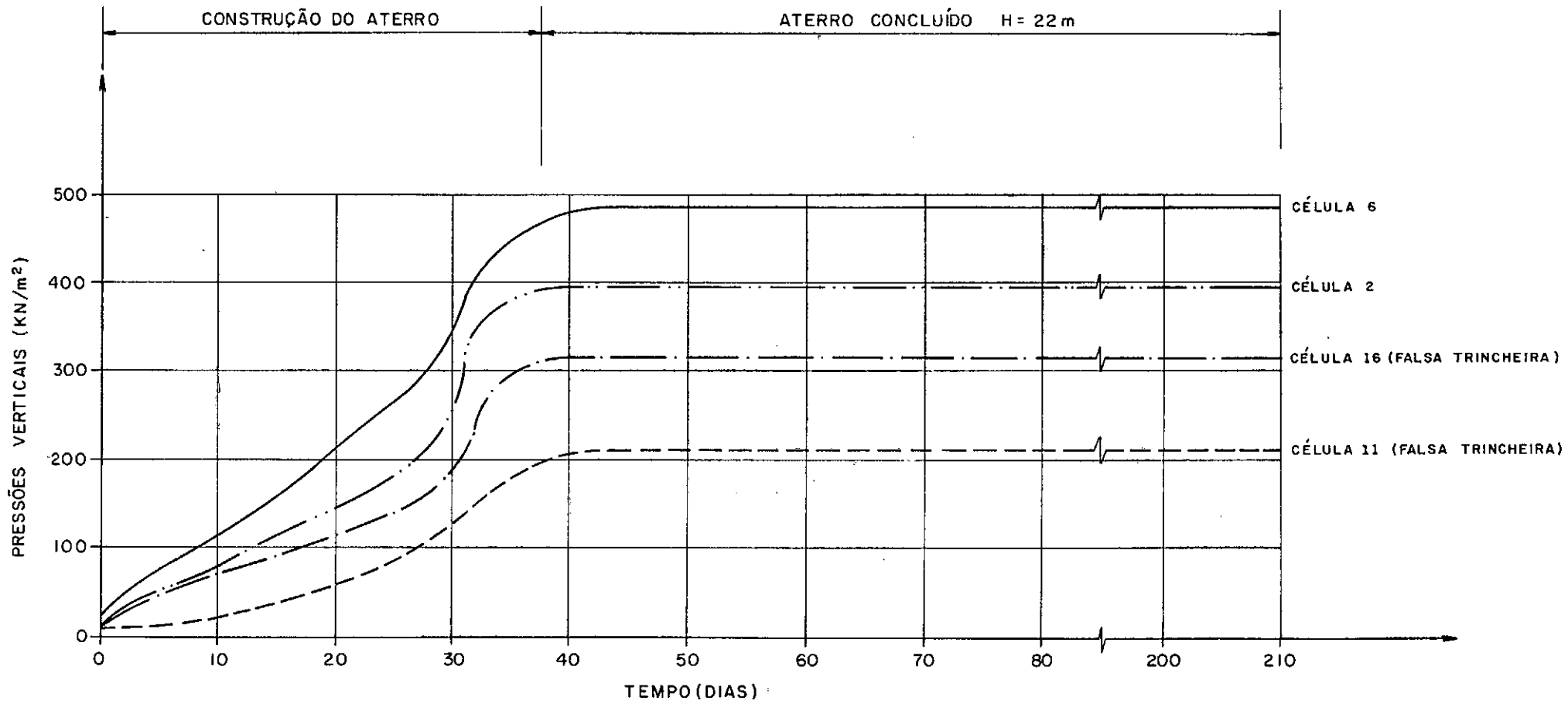


FIG. 4.7- PRESSÕES VERTICAIS (TOPO) x TEMPO

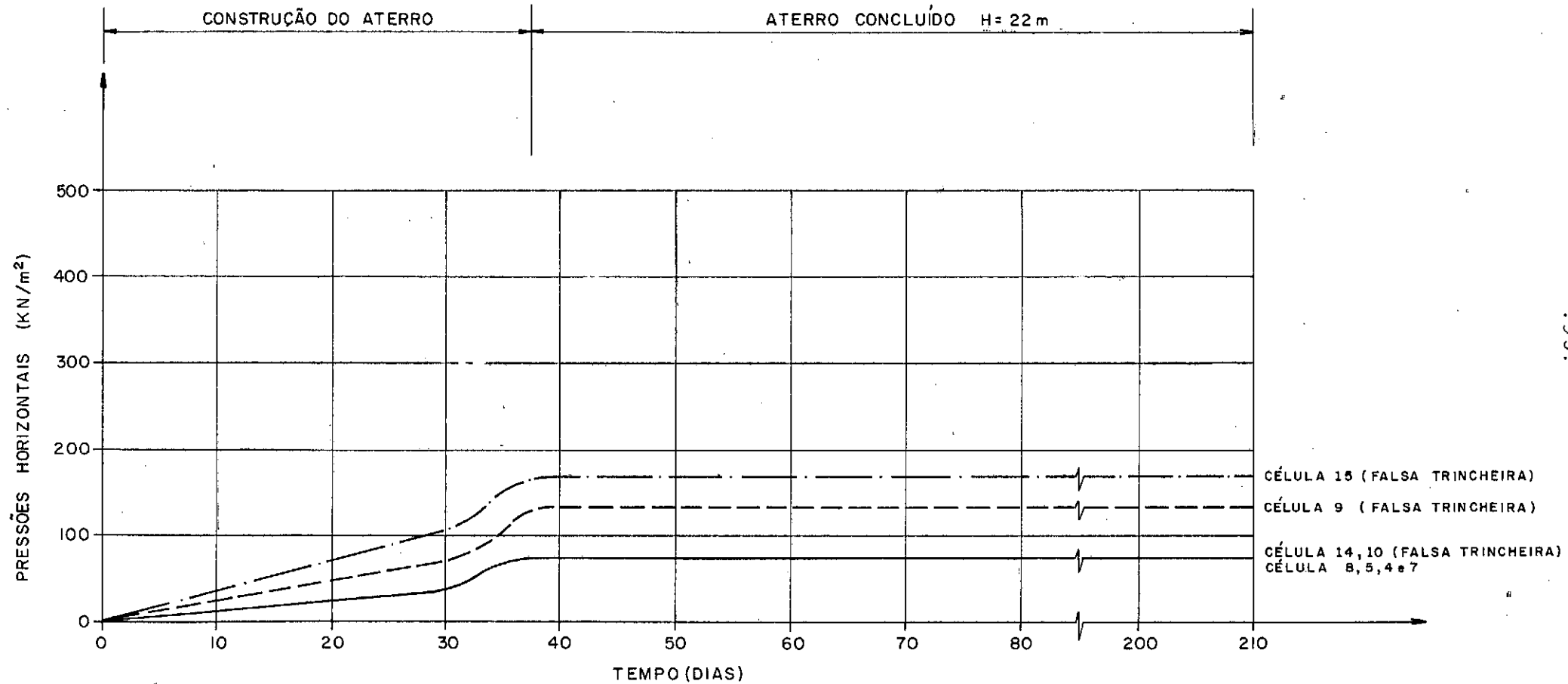


FIG. 4.8 - PRESSÕES HORIZONTAIS x TEMPO

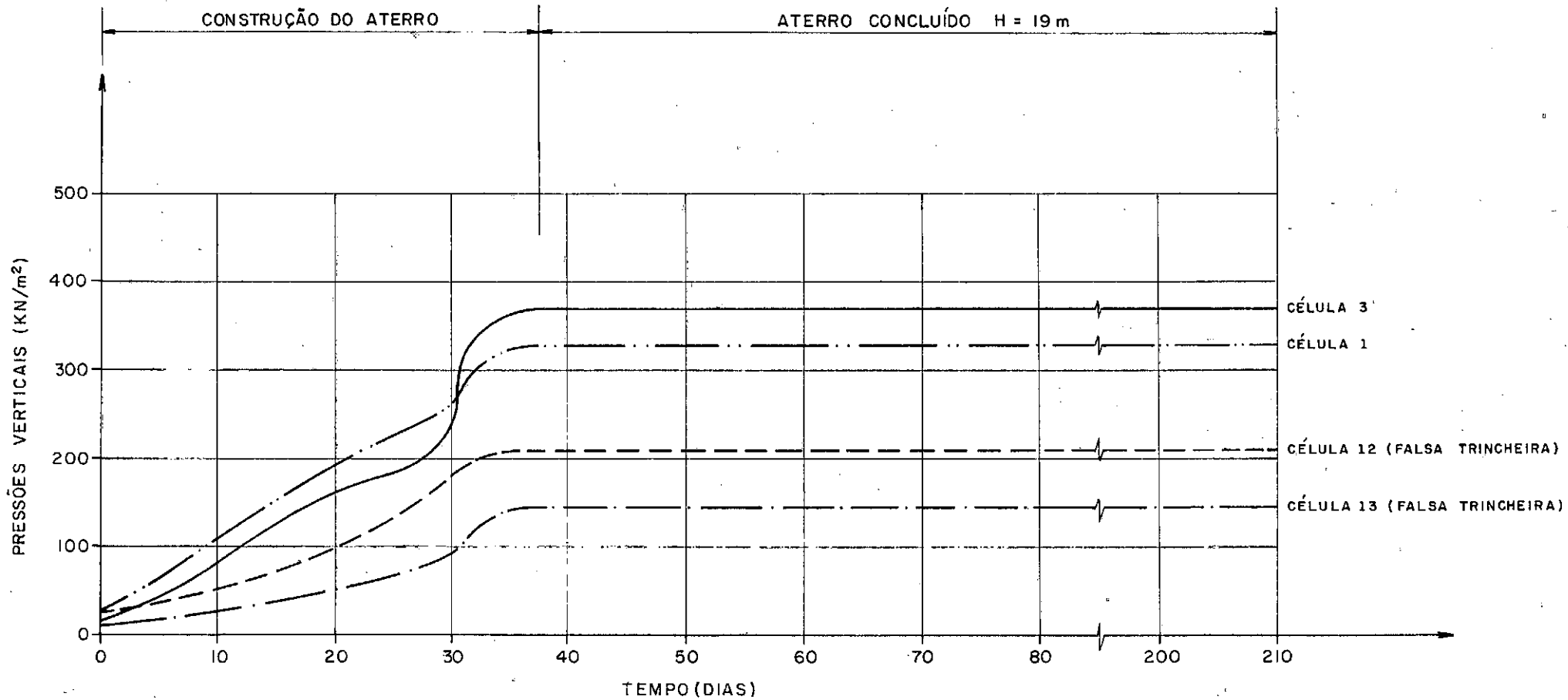


FIG. 4.9 - PRESSÕES VERTICAIS (BASE) x TEMPO

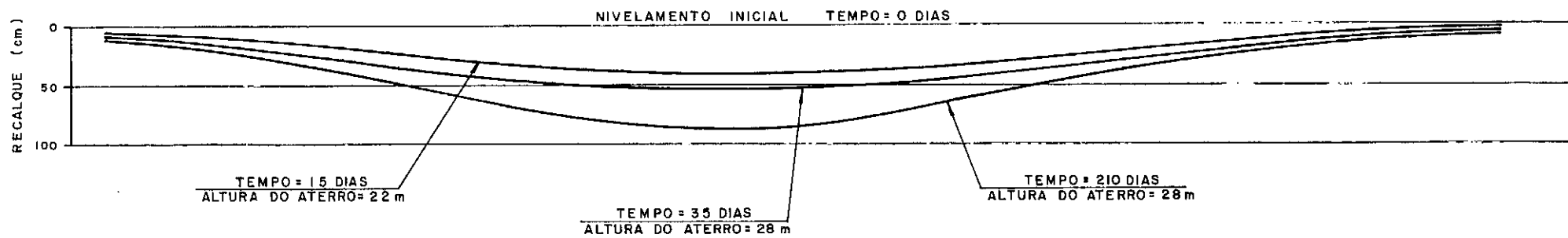
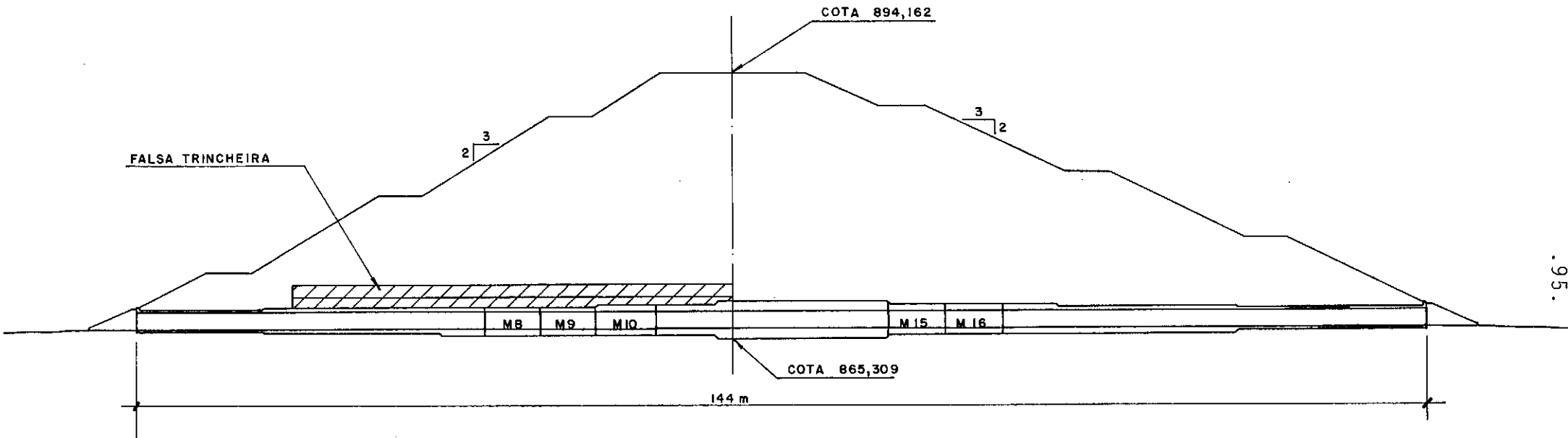
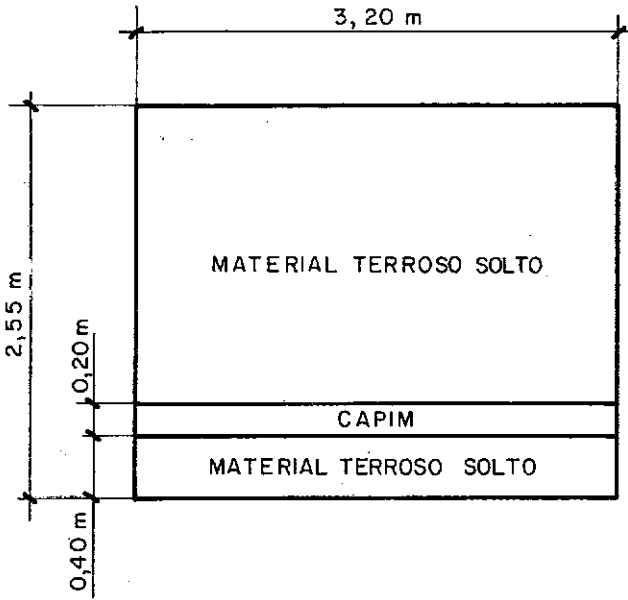


FIG. 4.10-RECALQUES DO BUEIRO





ESQUEMA DA FALSA TRINCHEIRA

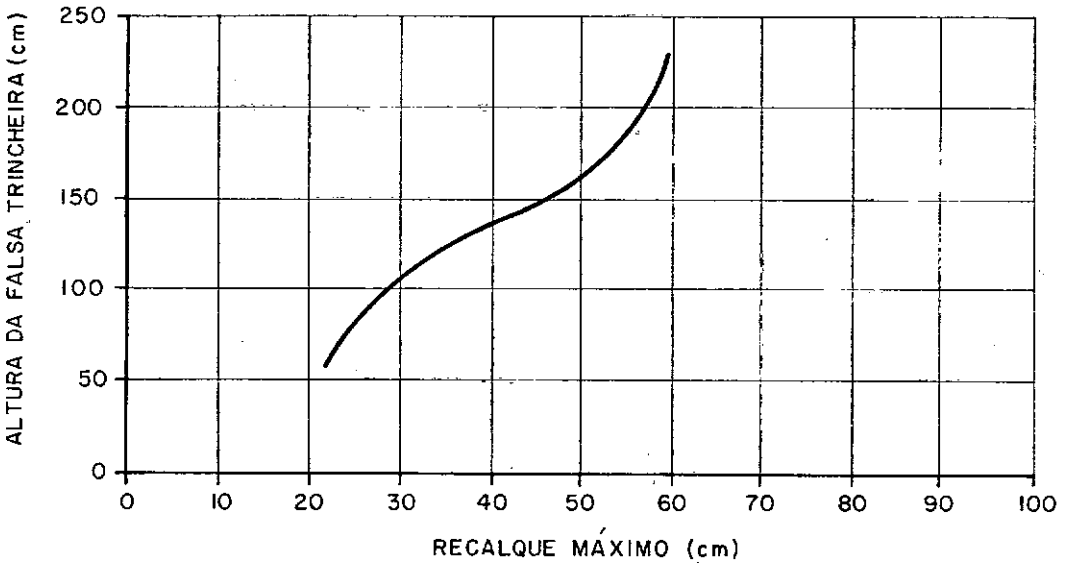


FIG. 4.11 - RECALQUES DA FALSA TRINCHEIRA

CARACTERÍSTICAS DA MALHA:

- 102 ELEMENTOS
- 353 PONTOS NODAIS
- 7 ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

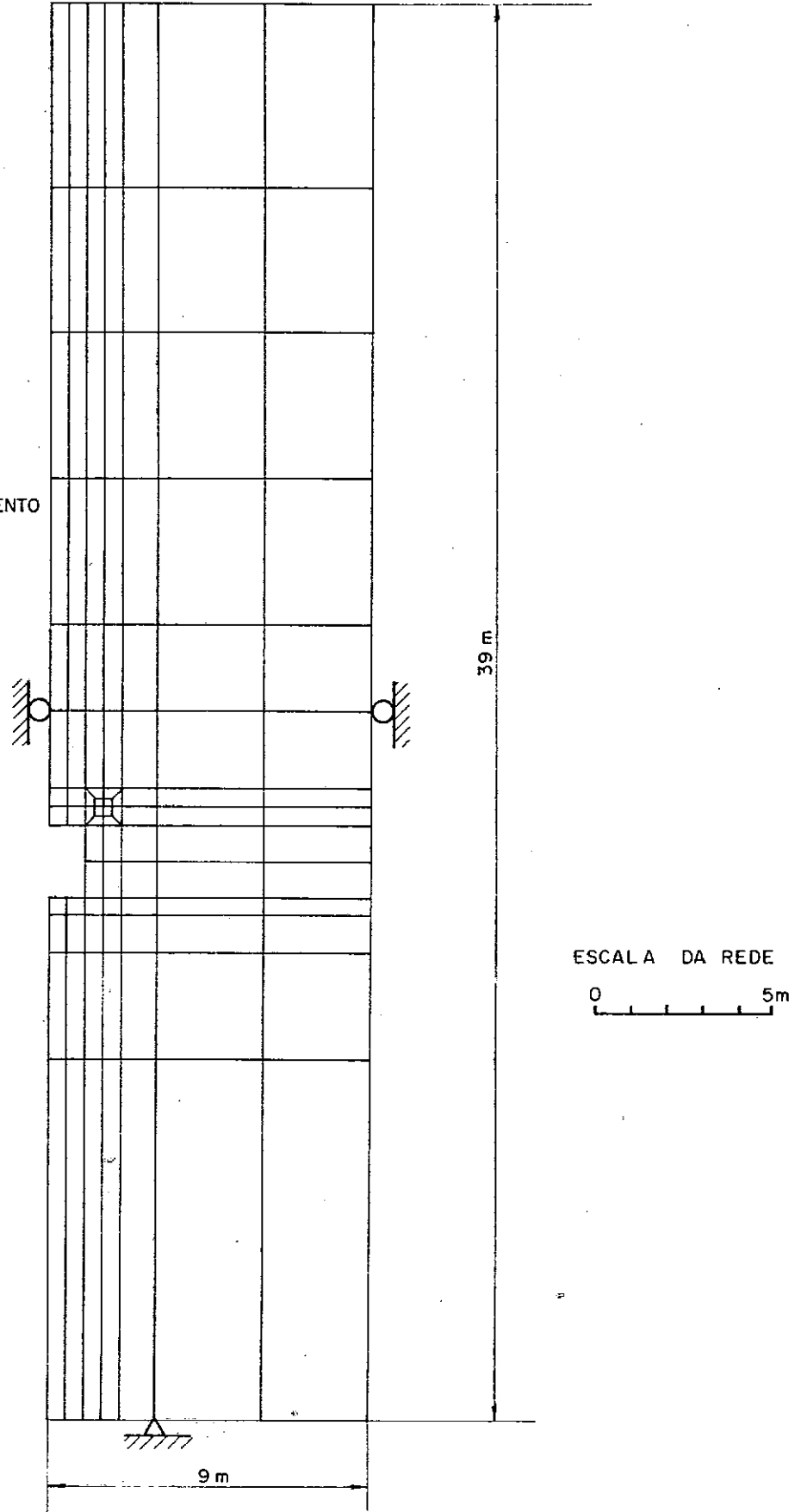
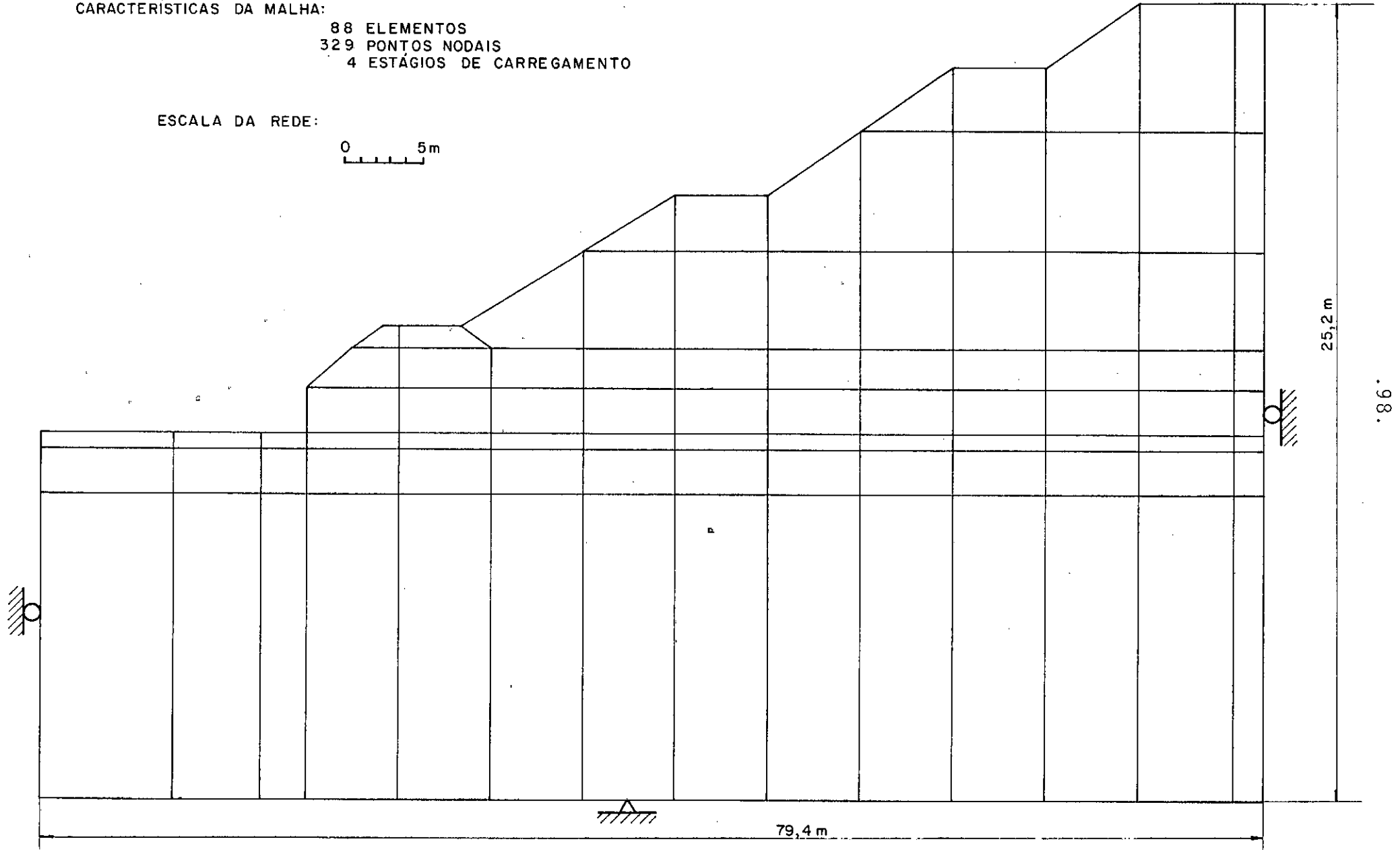
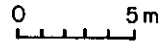


FIG. 4.12 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS - CASO TRANSVERSAL DA ENGEFER

CARACTERÍSTICAS DA MALHA:

- 88 ELEMENTOS
- 329 PONTOS NODAIS
- 4 ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO

ESCALA DA REDE:



25,2 m

79,4 m

86.

FIG. 4.13 - MALHA DE ELEMENTOS FINITOS - CASO LONGITUDINAL DA ENGEFER

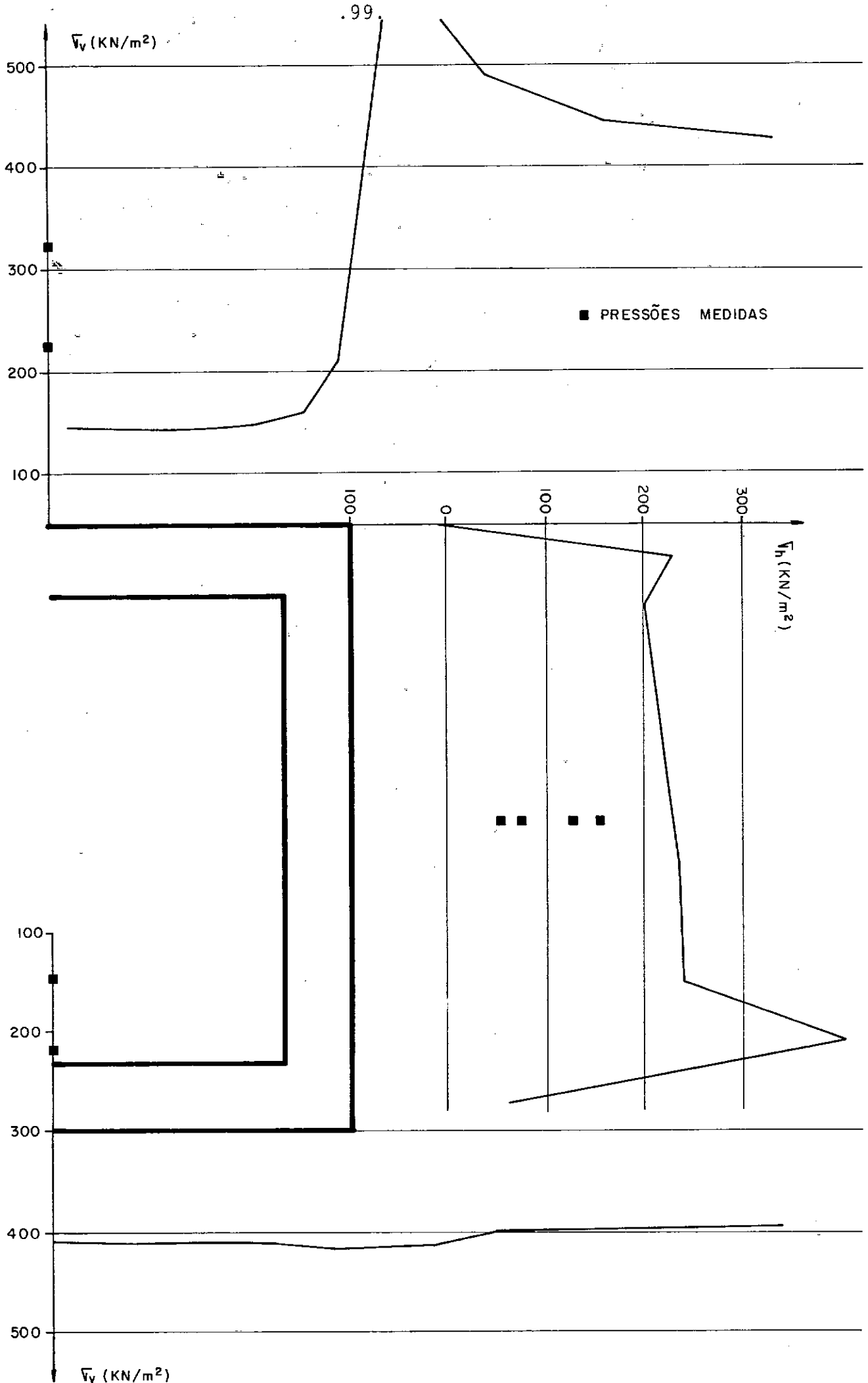


FIG. 4.14- PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO NO CASO LINEAR COM FALSA TRINCHEIRA

| RECALQUES |       |
|-----------|-------|
| MEDIDO    | —     |
| CALCULADO | - - - |

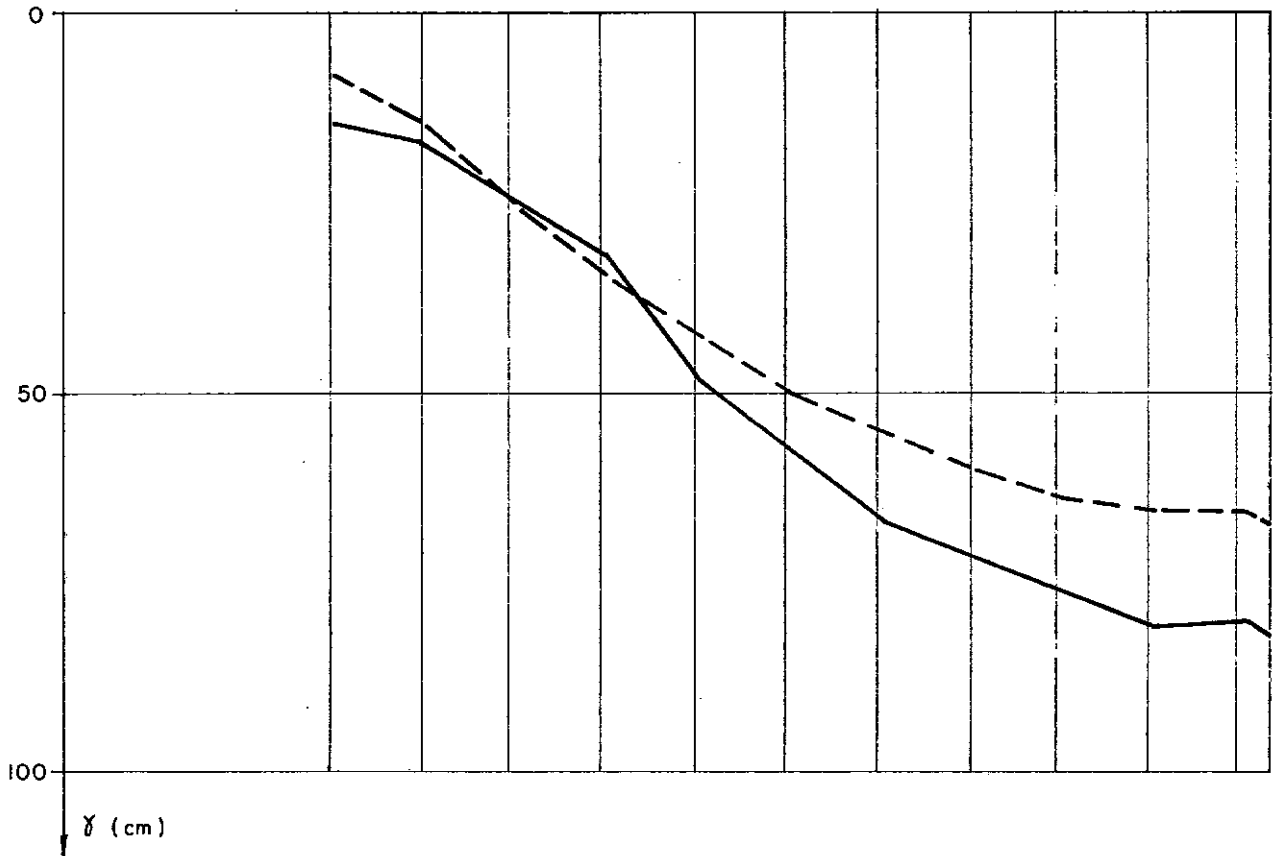
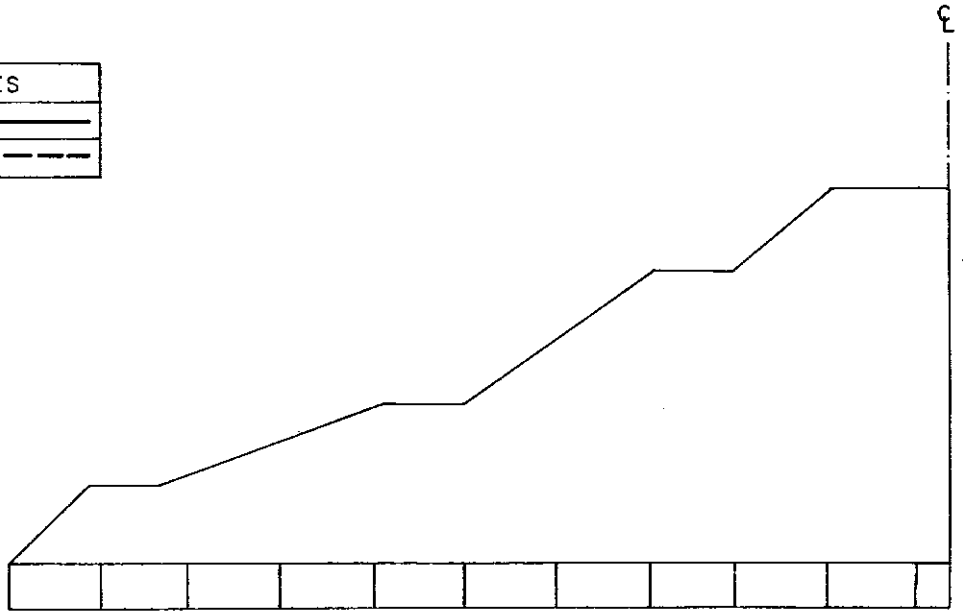


FIG. 4.15 - CURVAS DE RECALQUE MEDIDA E CALCULADA NA ANÁLISE LOGITUDINAL

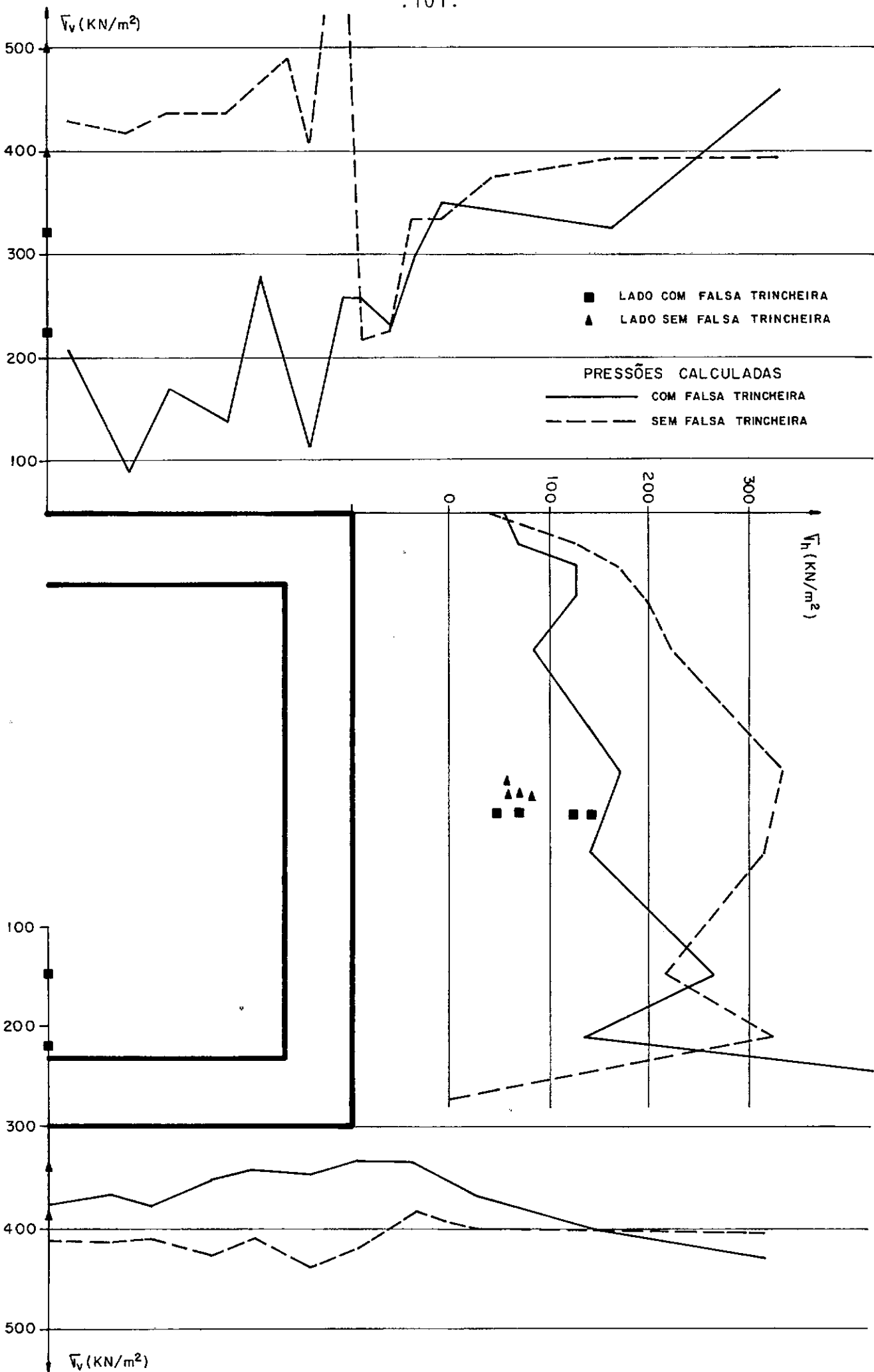


FIG. 4.16- PRESSÕES ATUANTES NO BUEIRO NOS CASOS COM E SEM FALSA TRINCEIRA

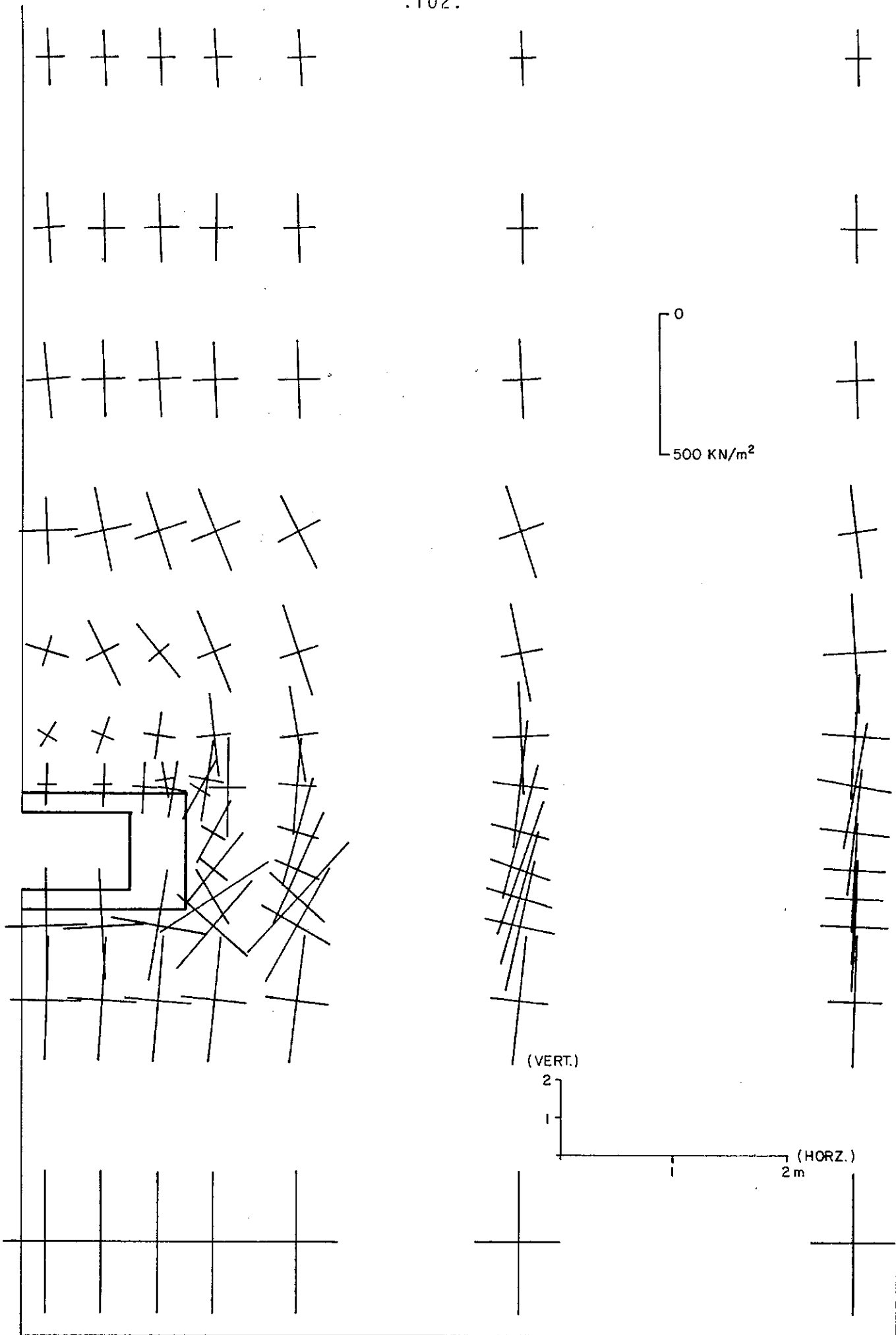


FIG. 4.17- TENSÕES PRINCIPAIS - CASO COM FALSA TRINCHEIRA

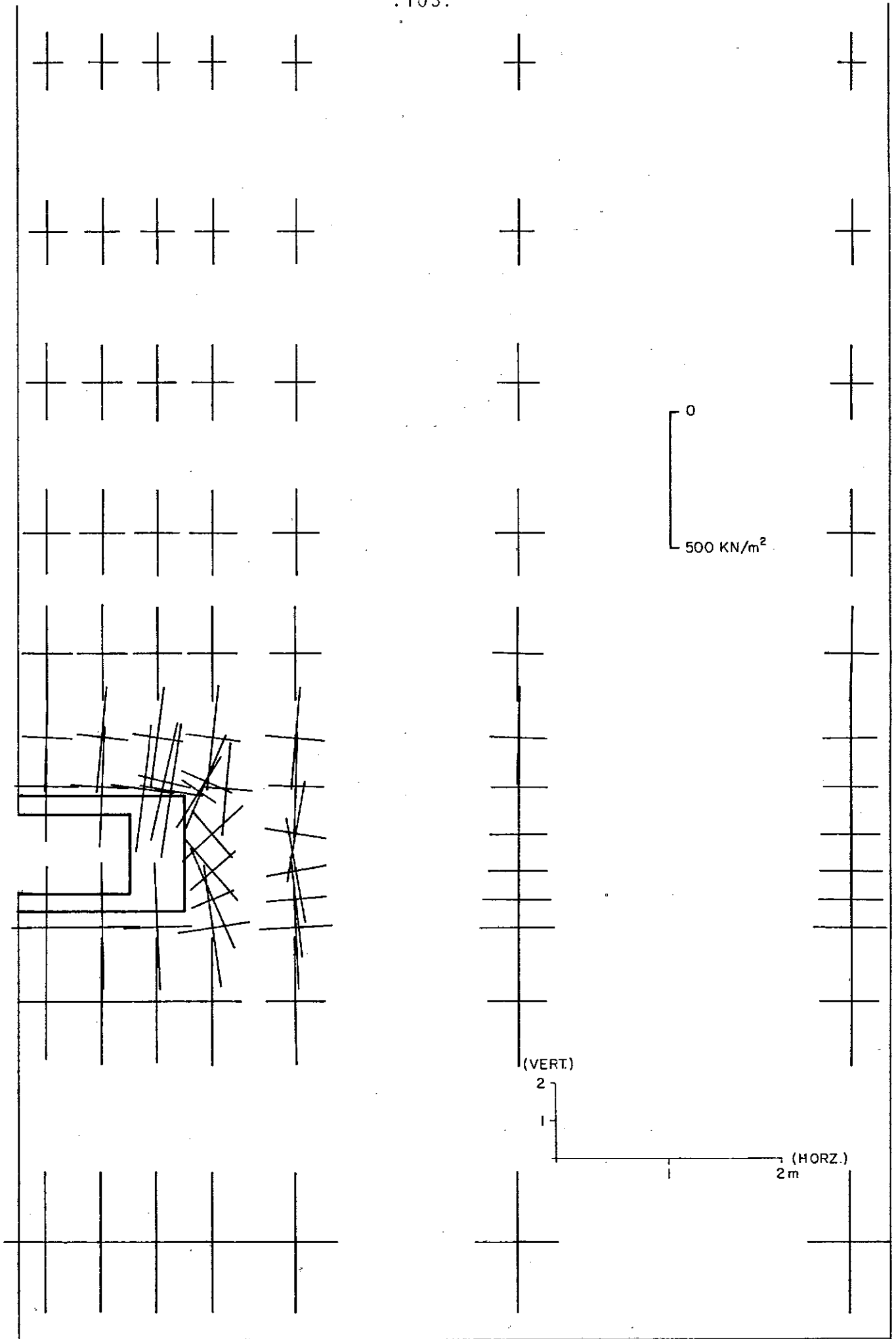


FIG. 4.18 - TENSÕES PRINCIPAIS - CASO SEM FALSA TRINCHEIRA



| RECALQUES |           |
|-----------|-----------|
| MEDIDO    | ————      |
| CALCULADO | - - - - - |

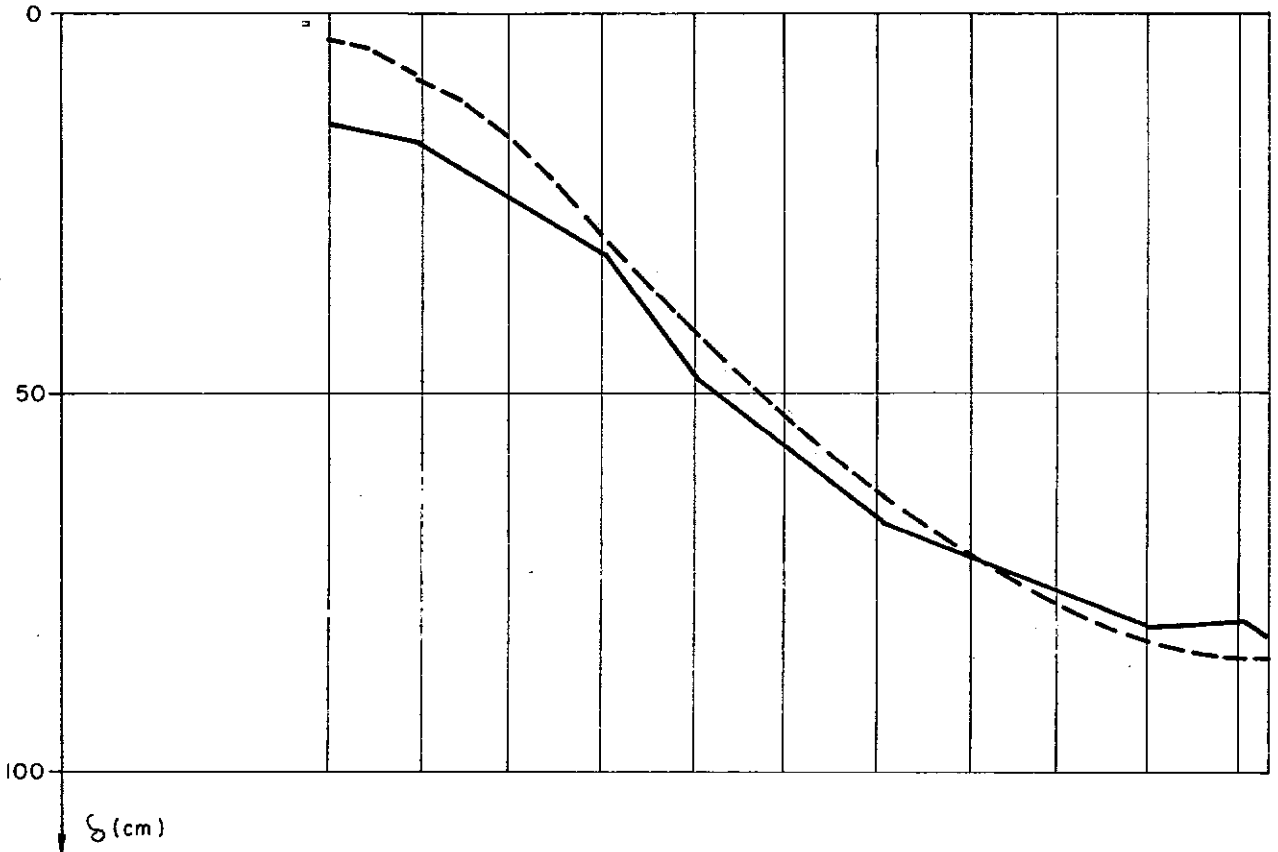
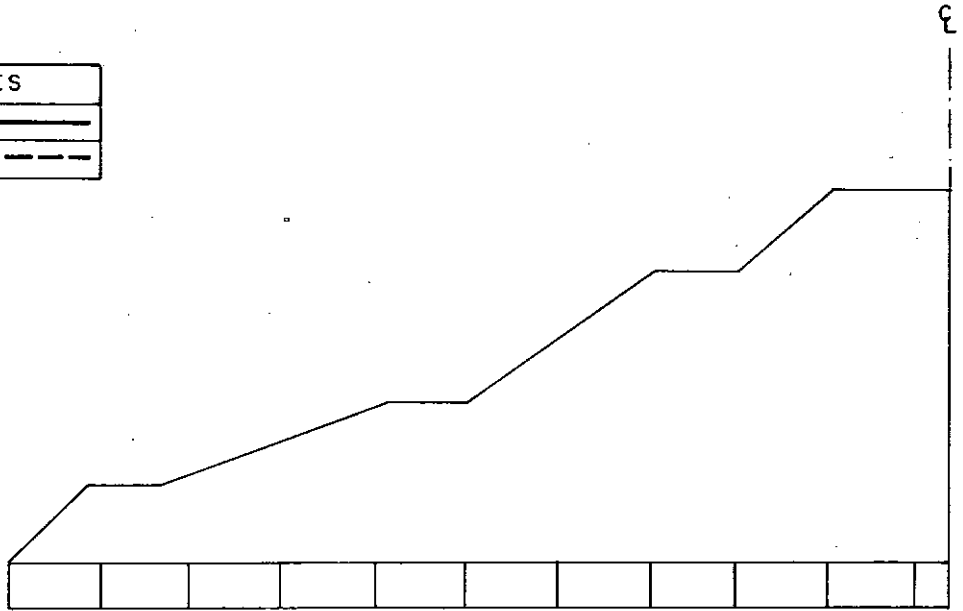


FIG. 4.19- CURVAS DE RECALQUE MEDIDA E CALCULADA NA ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO-LINEAR DO BUEIRO

ESCALA DA REDE



ESCALA DOS DESLOCAMENTOS

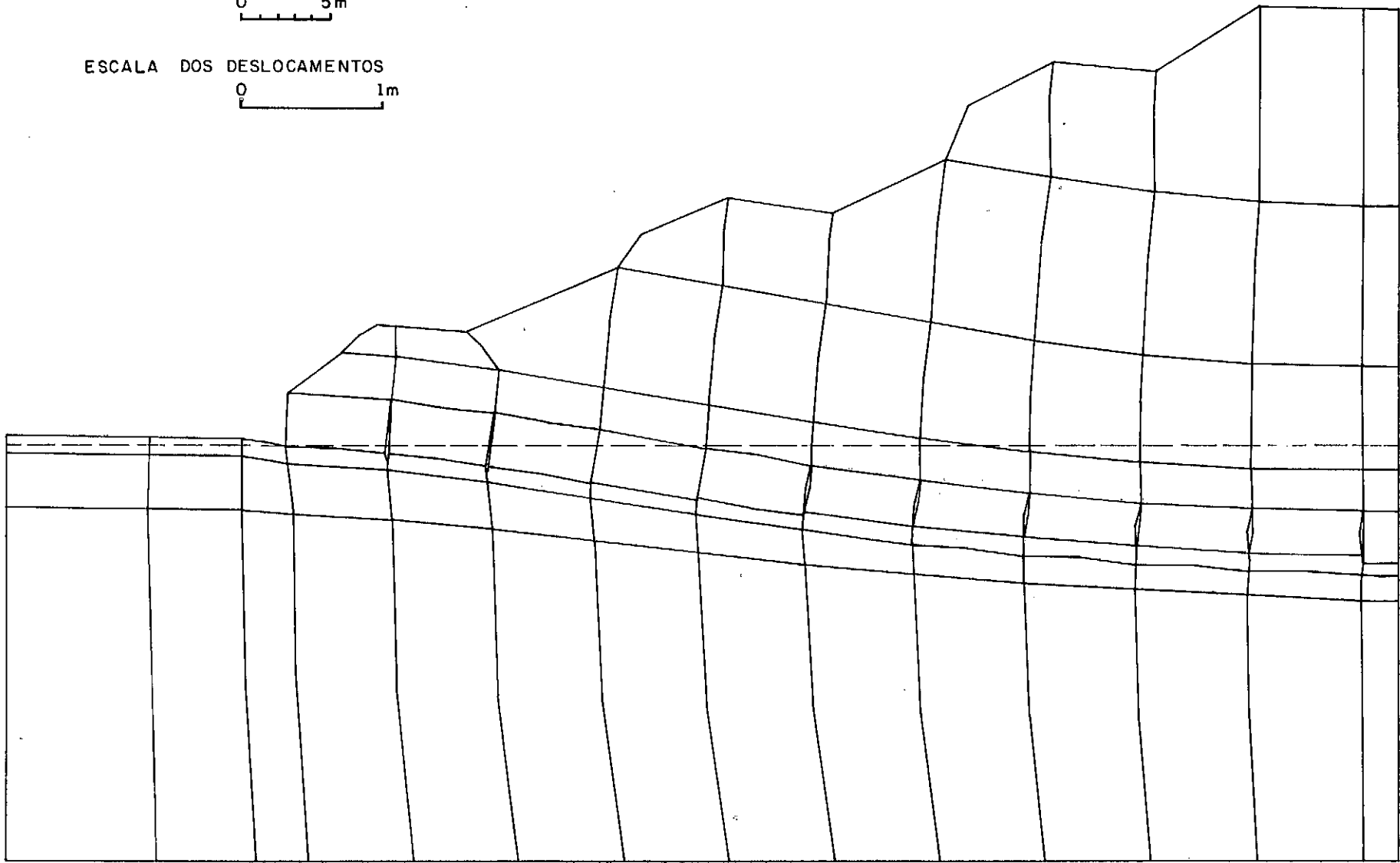


FIG. 4.20 - REDE DEFORMADA DA ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO LINEAR DA ENGE FER

PRESSÕES MEDIDAS  
■ LADO COM FALSA TRINCHEIRA  
▲ LADO SEM FALSA TRINCHEIRA  
PRESSÕES CALCULADAS

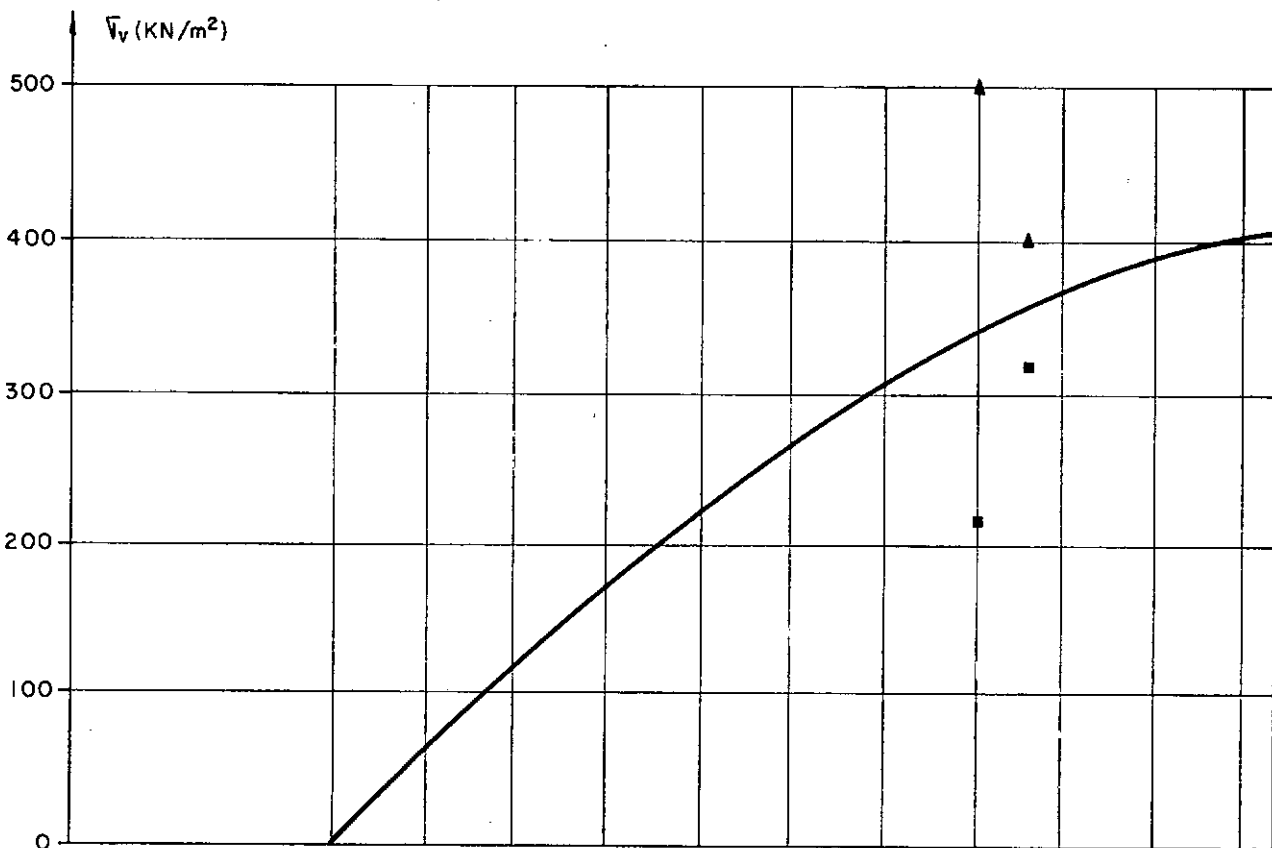
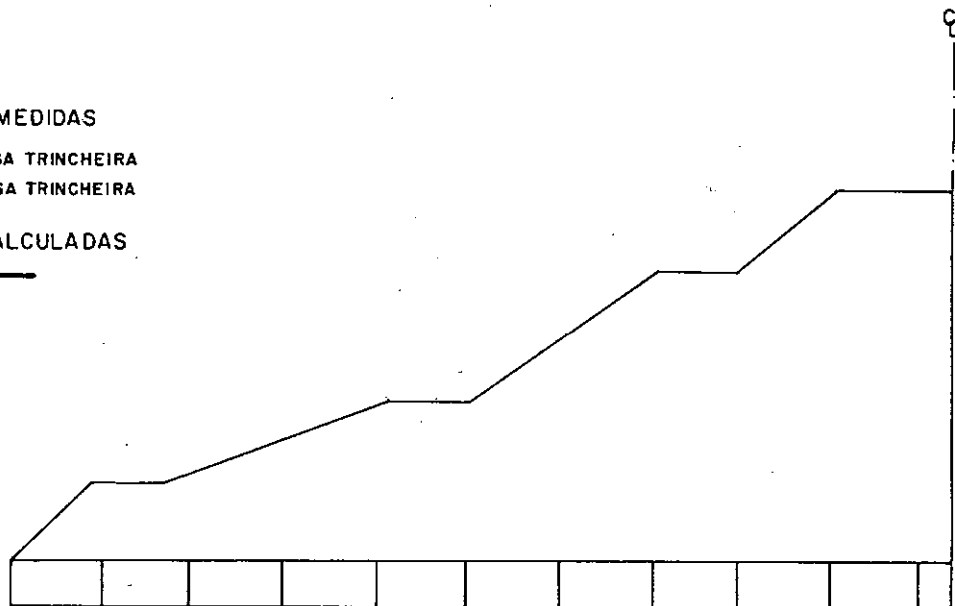


FIG. 4.21 - PRESSÕES VERTICAIS NO TOPO  
CASO LONGITUDINAL NÃO-LINEAR

PRESSÕES MEDIDAS  
■ LADO COM FALSA TRINCHEIRA  
▲ LADO SEM FALSA TRINCHEIRA  
PRESSÕES CALCULADAS

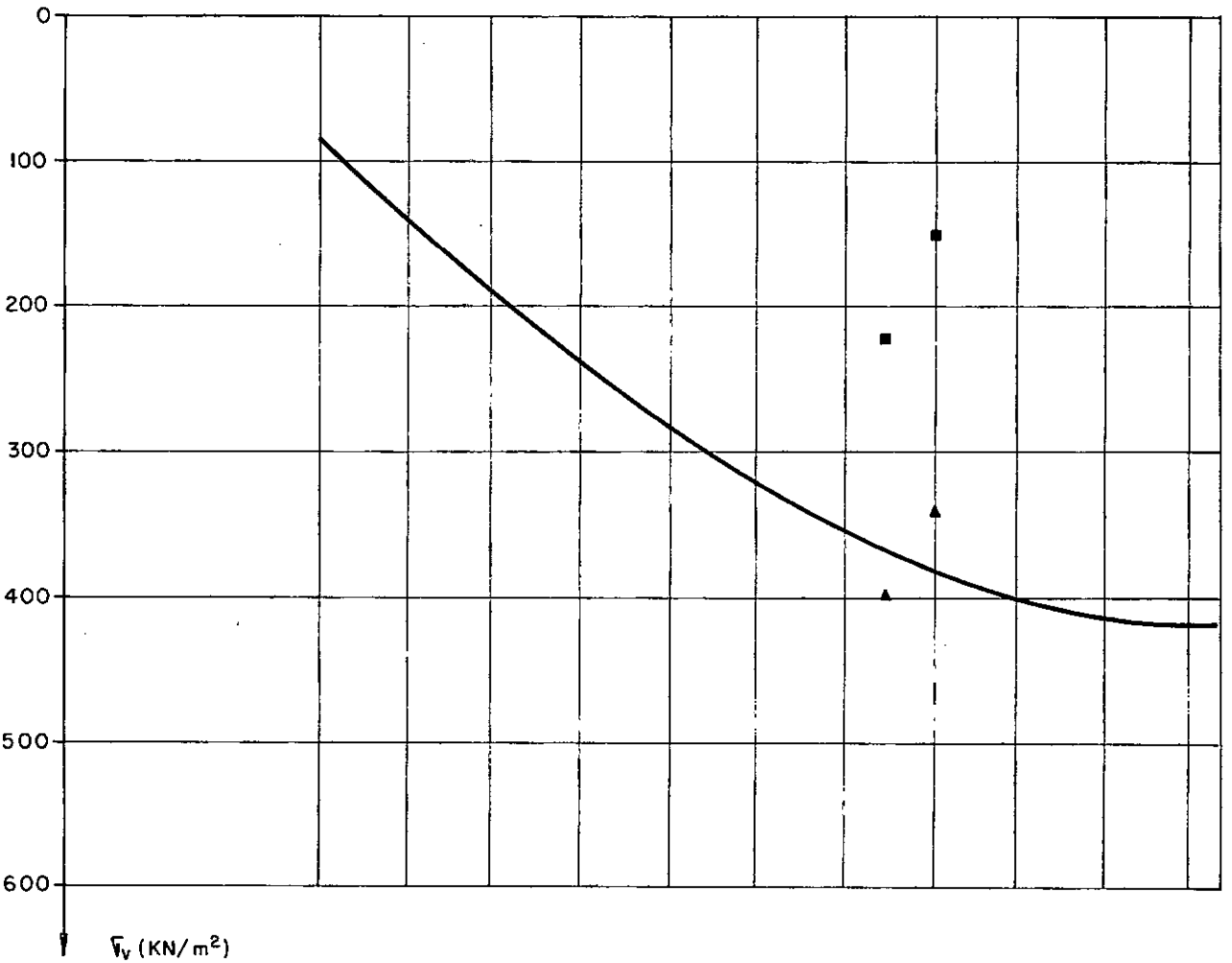
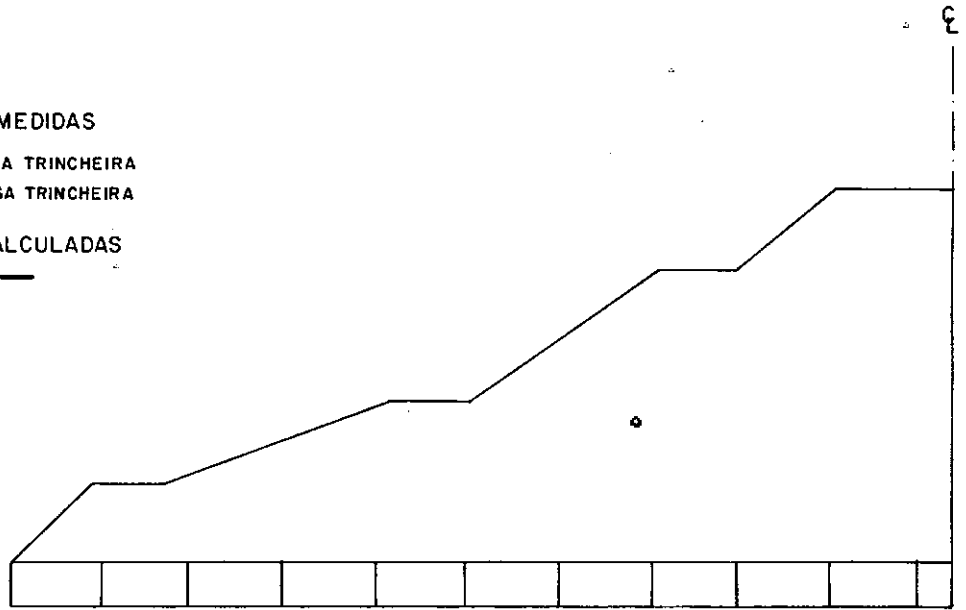


FIG. 4.22- PRESSÕES VERTICAIS NA BASE  
CASO LONGITUDINAL NÃO-LINEAR

0 500 KN/m<sup>2</sup>

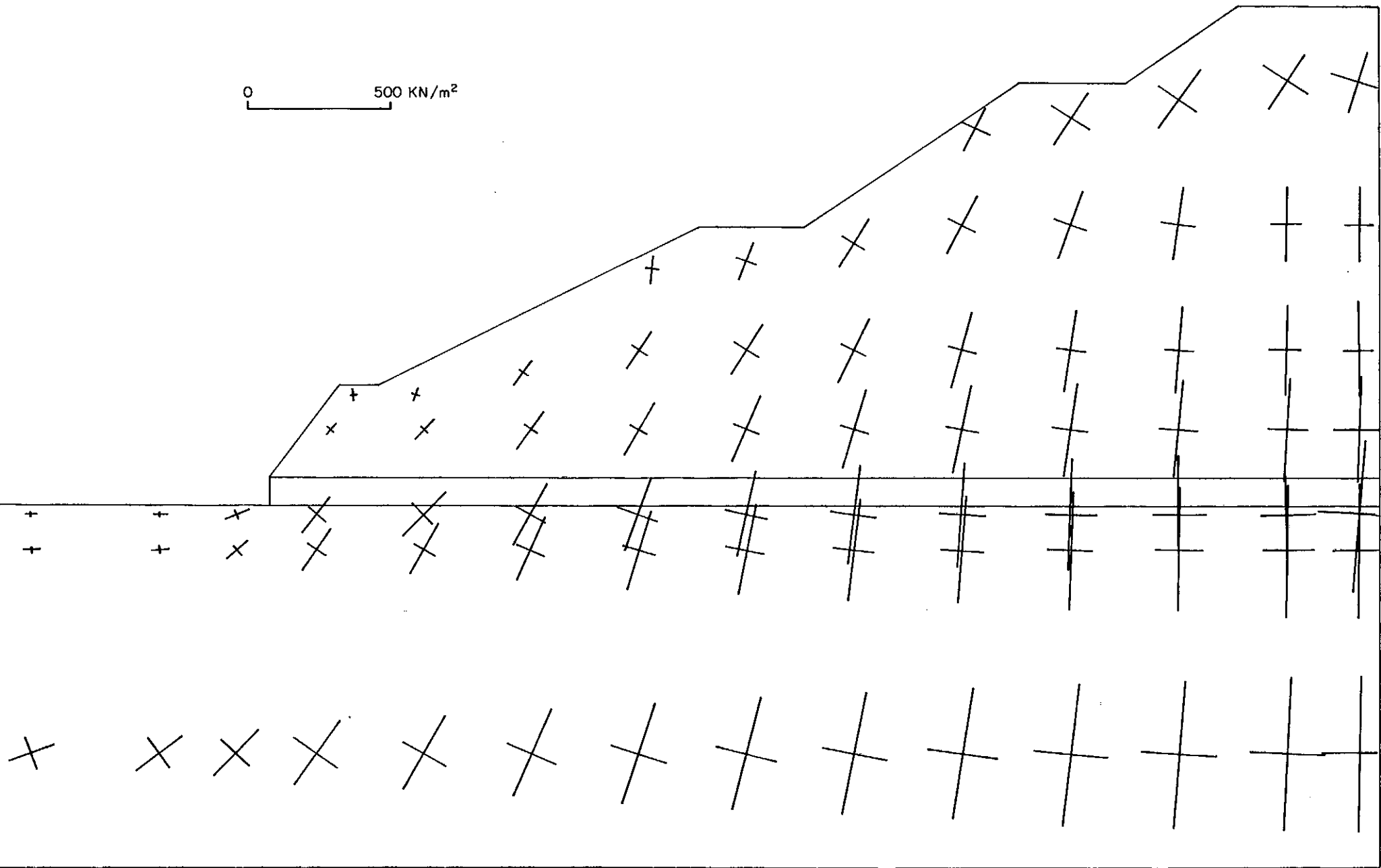


FIG. 4.23 - TENSÕES PRINCIPAIS NO SOLO - ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO LINEAR

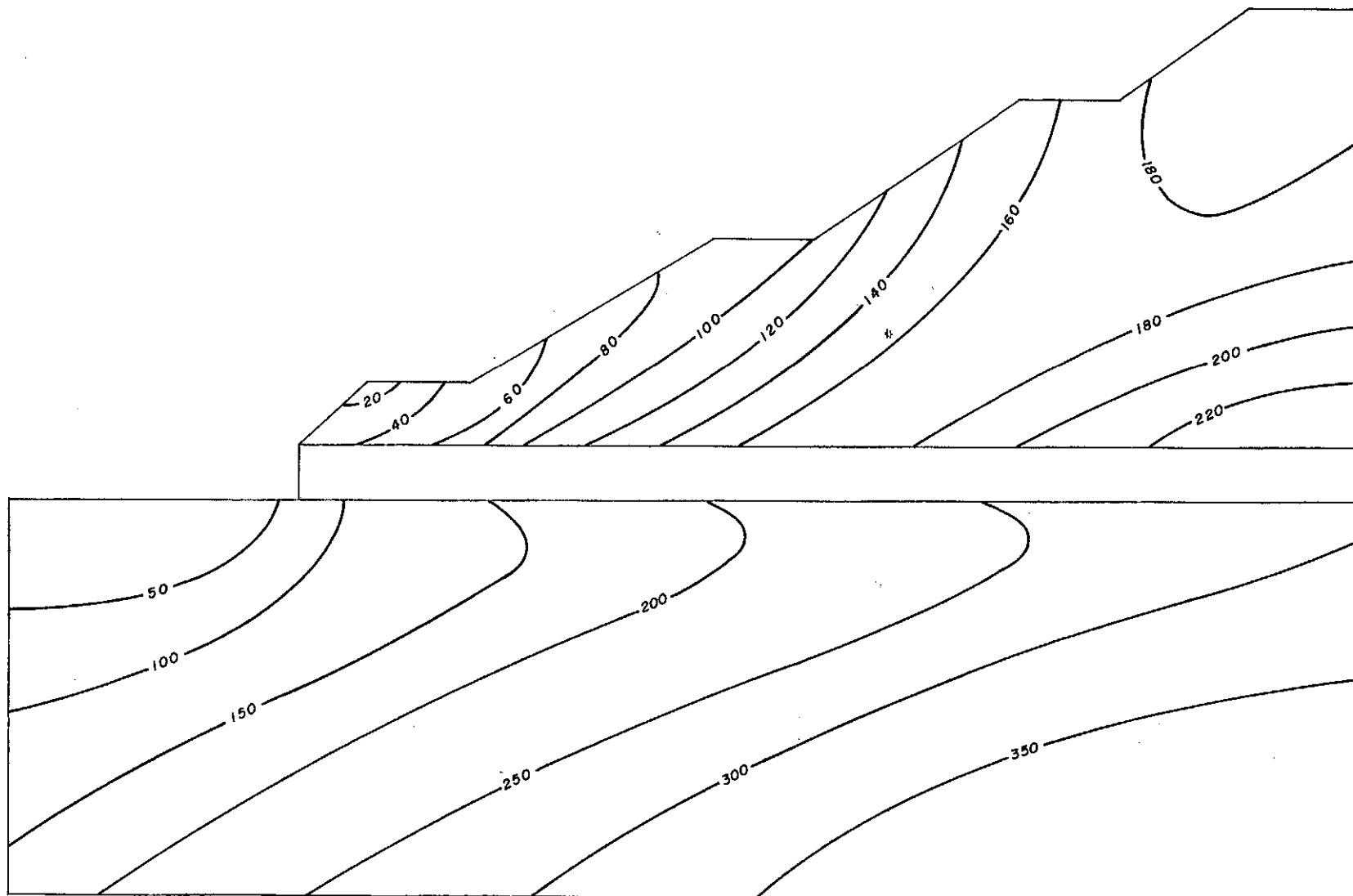


FIG. 4.24 - CONTORNOS DE IGUAIS TENSÕES NORMAIS OCTAÉDRICAS (KN/m<sup>2</sup>)  
ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO-LINEAR

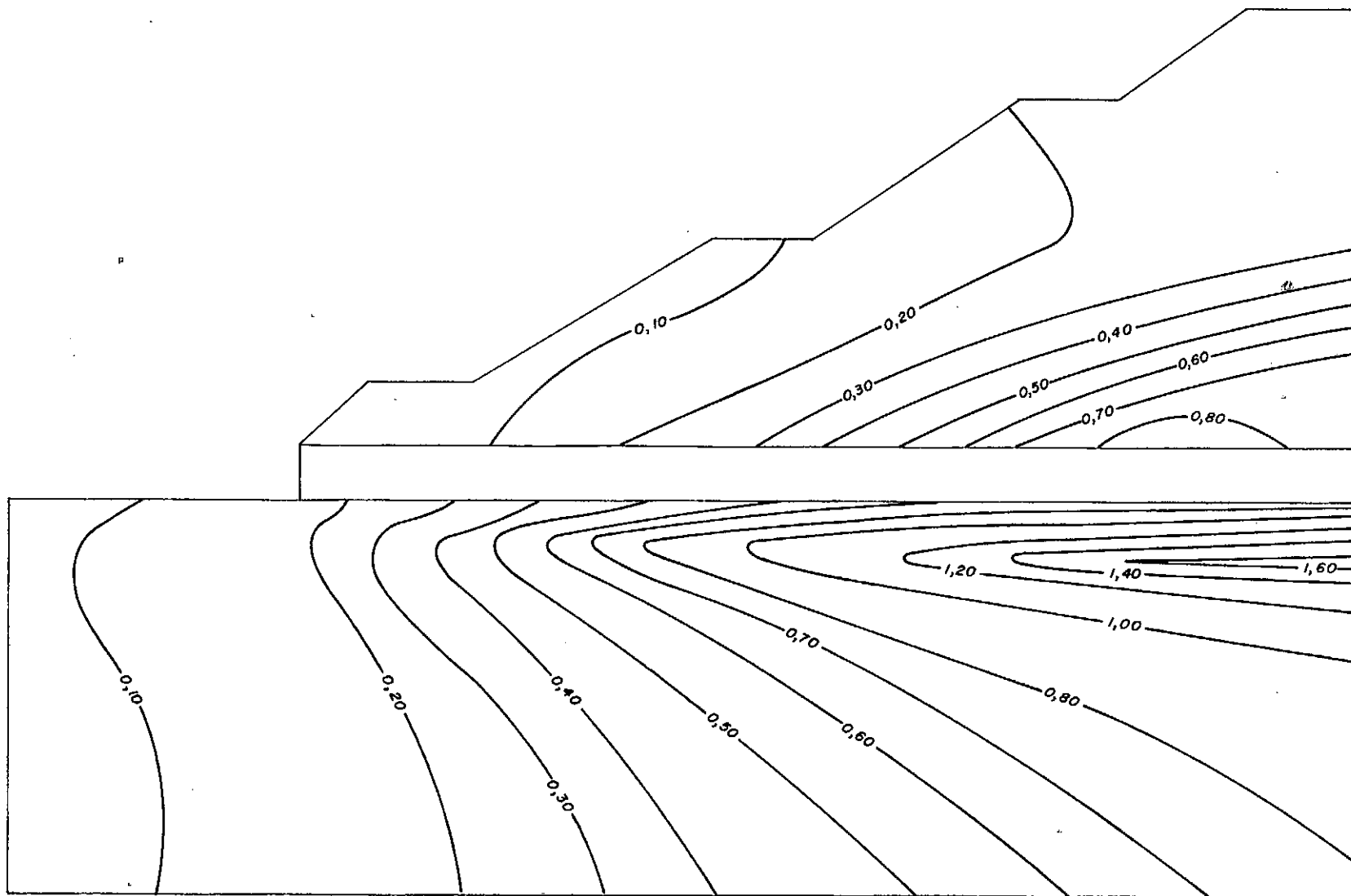


FIG. 4.25 - CONTORNOS DE IGUAIS DEFORMAÇÕES VOLUMÉTRICAS  
ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO-LINEAR

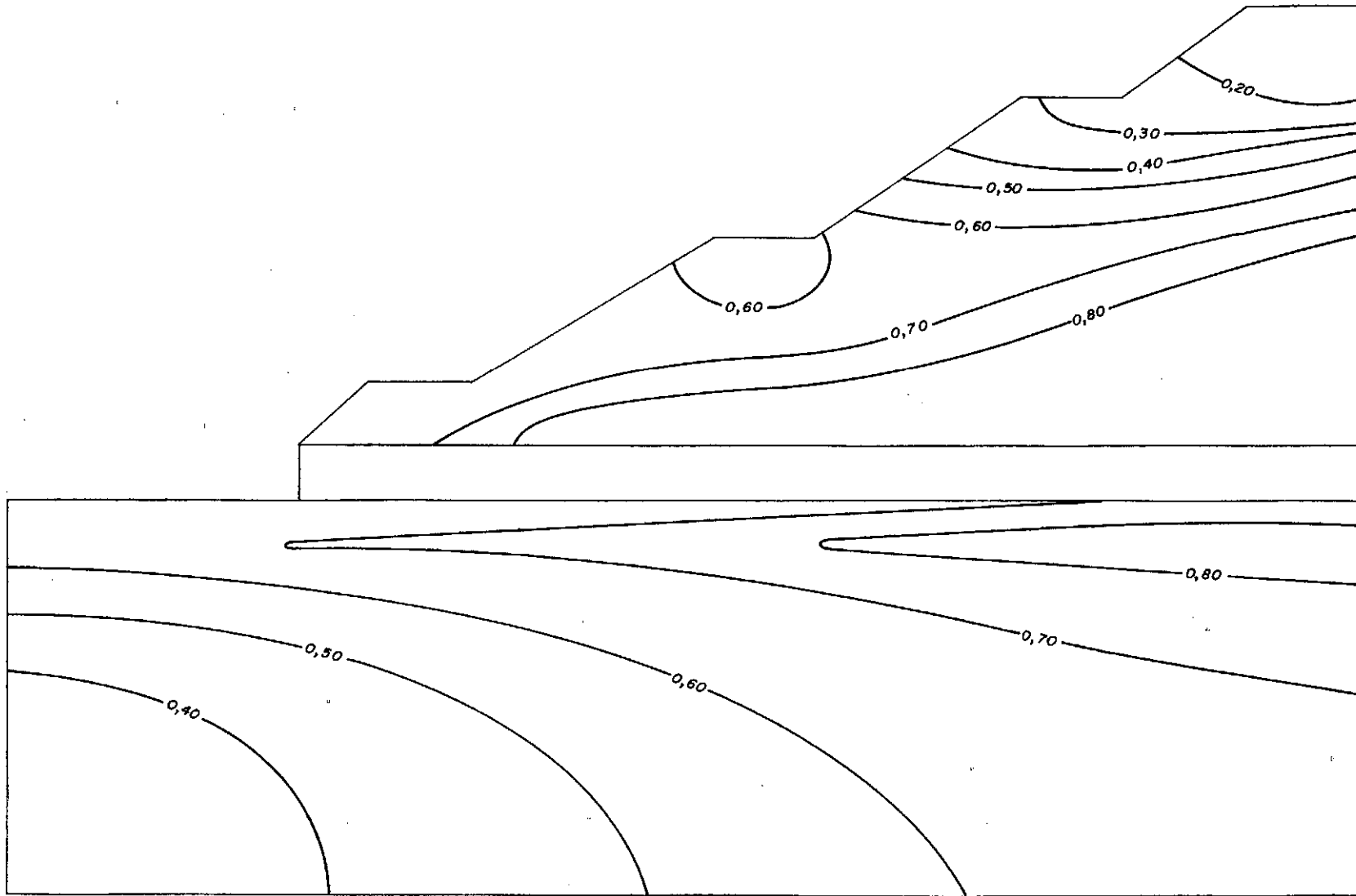


FIG. 4.26 - CONTORNOS DE IGUAIS RESISTÊNCIA MOBILIZADAS  
ANÁLISE LONGITUDINAL NÃO-LINEAR



## CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS5.1 - CONCLUSÕES

Através do estudo paramétrico pelo Método dos Elementos Finitos, realizado no Capítulo 3, pode-se concluir que são os seguintes os fatores que influenciam as pressões contra os bueiros:

- (1) altura peso específico, rigidez e Coeficiente de Poisson do aterro.
- (2) existência e rigidez da falsa trincheira.
- (3) espessura e rigidez do solo de fundação.
- (4) dimensões do bueiro.

As análises não-lineares revelaram o mecanismo de transferência de carga de sobre o bueiro para o solo ao lado no caso com falsa trincheira e a complexidade da dependência do módulo de rigidez do solo das tensões em torno do bueiro.

Face à grande quantidade de parâmetros (não-lineares) do solo que afetam o comportamento do bueiro, tornou-se difícil de terminá-los, por análise retroativa para o caso real da ENGEFER (já que não se dispunha de resultados de ensaios de laboratório).

Os métodos para previsão de diagramas de pressões contra bueiros (para posterior cálculo estrutural) ainda apresentam deficiências. São com estudos detalhados por métodos numéricos, utilizando modelos bastante elaborados, e pelo uso mais freqüente de instrumentação de campo é que se poderá chegar a métodos mais confiáveis para a previsão de esforços em bueiros.

Apesar de não se ter conseguido reproduzir perfeitamente os resultados das medições de pressões contra o bueiro (principal

mente as pressões verticais na base no caso da falsa trincheira e as pressões na lateral do bueiro), pode-se concluir pela eficácia da falsa trincheira na redução das pressões atuantes no bueiro. Por outro lado, a concordância entre os recalques do bueiro medidos e calculados foi muito boa.

## 5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISA

Com o intuito de avançar o conhecimento sobre o comportamento de estruturas enterradas sugere-se:

(1) Prosseguimento das análises pelo Método dos Elementos Finitos, utilizando-se elemento-junta na interface solo-bueiro nas análises no sentido transversal e entre os módulos do bueiro no sentido longitudinal.

(2) Utilização de outros modelos para representar o comportamento tensão-deformação em métodos numéricos, como, por exemplo, modelos elasto-plásticos.

(3) Estudos de estruturas de outras formas (circular, ovóides, etc).

(4) Estudo de outros tipos de instalação de condutos enterrados, como por exemplo: bueiros em vala; bueiros em valas grandes; estruturas sob aterros de barragens de terra.

(5) Colocação de instrumentação densa em bueiros para avaliação do desempenho e comparação com os resultados calculados (nos bueiros retangulares colocação de células de pressão total nos cantos, onde há grande variação de tensões).

(6) Determinação precisa dos parâmetros (não-lineares) dos materiais envolvidos, por ensaios de laboratório e de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (01).- ABEL, J.F. and KAY, J.N. (1976) - "Syntesis of Finite Element Analyses of Culverts" - 2<sup>nd</sup> Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, Va., June, 1976, p.p. 873-875.
- (02) - ALLGOOD, J.R. and TAKAHASHI, S.K. (1972) - "Balanced Design and Finite-Element Analysis of Culverts", HRR Nº 413, 1972, p.p. 45-56.
- (03) - BROWN, C.B. (1967) - "Forces on Rigid Culverts Under High Fills", Proc. ASCE Vol. 93, Nº ST5, October, 1967, p.p. 195-215.
- (04) - BROWN, C.B. (1968) - "Flexible Culverts Under High Fills" - J. Struct. Div., Proc. ASCE, V. 94, Nº ST4, April, 1968, p.p. 905-917.
- (05) - BURNS, J. Q. and RICHARD, R.M. (1964) - "Attenuation of Stresses for Buried Cylinders". Proc. Symp. For Soil Struct. Interaction, Univ. of Arizona, 1964, p.p. 905-917.
- (06) - CASTELO BRANCO, J.E. e BARCELOS, C.F.G. (1982) - "Análise do comportamento de bueiro construído com a técnica da Falsa Trincheira", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, setembro de 1982, Vol.2, p.p. 83-94.
- (07) - DAVIS, R.E. and BACHER, A.E. (1972) - "Concrete Arch Culvert Behaviour - Phase 2", J. Struct. Div. ASCE, V. 98, Nº ST11, 1972, p.p. 2329-2350.

- (08) - DAVIS, R.E. and BACHER, A.E. (1972) -- "Concrete Pipe Culvert Behaviour - Part 2", J.S.D., ASCE, Vol.100, Nº ST3, 1974, p.p. 615-630.
- (09) - DESAI, C.S. and ABEL, J.F. (1972) - "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostrand Reinhold Company, New York, 1972.
- (10) - ENGEFER (1981) - 1º Relatório de Andamento da Instrumentação do Bueiro - Lote 06 da Ferrovia do Aço.
- (11) - GOULD, J.P. (1970), "Lateral Pressures on Rigid Permanent Structures", ASCE Spec. conf. on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth - Retaining Structures, Ithaca, N.Y., 1970, p.p. 219-269.
- (12) - HÖEG, K (1968), "Stresses against Underground Structural Cylinders", J.S.M.F.E, ASCE, V. 94, Nº SM4, July, 1968, p.p. 833-858.
- (13) - KRIZEK, F.J. and KAY, J.N. (1972), "Material Properties affecting Soil - Structure Interaction of Underground conduits", HRR Nº 413, 1972, p.p. 13-29.
- (14) - KRIZEK, F.J., PARMETER, R.A., KAY, J.N. and ELNAGAR, H. A. (1971) - "Structural Analysis and Design of Pipe Culverts" NCHRP Rept. Nº 116-1971.
- (15) - LOPES, F.R. (1980) - "PROGEO 1: A Finite Element Solution for Static Analysis of Geotechnical Problems", Relatório Interno, COPPE - UFRJ.

- (16) - MALISHEV, M.V. (1965) - "Calculations of Soil Pressures on Pipelines in Embankments" - Procs, 6 th ICOSOMEF, Montreal, 1965, vol. 2, p.p. 401-404.
- (17) - NAVFAC - DM7 - Chapter 14 - Pressures on Buried Structures.
- (18) - PAWSEY, S. and BROWN, C.B. (1968) - "The Modification of the Pressures on Rigid Culverts with Fill Procedures, HRR Nº 249, 1968, p.p. 37-43.
- (19) - PENG, L.C. (1978) - "Stress Analysis Methods for underground pipelines - PART 2", Journal of Pipeline Industry, May, 1978.
- (20) - QUIGLEY, D.W. (1978) - "Earth pressures on Conduits and Retaining Walls" ( Ph. D. Thesis performed under the supervision of Dr. J.M. Duncan), Dep. of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- (21) - RUTLEDGE, P. C. and GOULD, J.P. (1963) - "Movements of Articulated Conduits under Earth Dams on compressible Foundations" - in Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, ed. by Hirschfield, R.C. and Poulos, S.I., John Wiley and Sons, New York, 1973, p.p. 209-237.
- (22) - SILVEIRA, J.F.A., MARTINS, C.R.S., PINCA, R.L., MARTINS, A. e CIPPARRONE, M. (1982) - "Galerias de Desvio das Barragens do Jacareí e Jaguarí: Análise de tensões na interface Solo-concreto", VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos, setembro de 1982, Vol.6, p.p. 133-154.

- (23) - SPANGLER, M.G. (1960) - "Soil Engineering", International Text book Company, Scranton, Pa., (1960).
- (24) - SPANGLER, M.G. (1962) - "Culverts and Conduits" in Foundation Engrg. ed. by G.A. Leonards, McGraw-Hill Book Co., Inc, New York, 1962, p.p. 965-999.
- (25) - SPANGLER, M.G. (1974) - "Discussion of Field Performance of Reinforced Concrete Pipe" by Krizek et al. (1974)", TRR Nº 517, 1974, p.p. 42-46.
- (26) - TERZAGHI, K. (1936) - "Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand above a Yielding Trap-Door" - Proc. da 1a. Conferência Internacional de Mecânica dos Solos.
- (27) - TERZAGHI, K. (1943) - "Theoretical Soil Mechanics" John Wiley and Sons, New York.
- (28) - TSCHEBOTARIOF, G.P. (1973) "Foundations, Retaining and Earth Structures" (2<sup>nd</sup> ed.), McGraw-Hill Book Co., New York, 1973.
- (29) - VARGAS, M. (1971) - "Pressões de Terra Sobre Dutos e Galerias Enterradas" - Curso de Aperfeiçoamento em Fundações realizado pela Associação dos Antigos Alunos da Politécnica.
- (30) - WATKINS, R.K. (1975), "Buried Structures" - Chap. 23 in Foundation Engreg. Handbook, ed. by Winterkorn, H.F. Fang, H.Y., Van Nostrand Reinhold Co., New York, N.Y., 1975.

- (31) - WONG, K.S. and DUNCAN, J.M. (1974) "Hyperbolic Stress-Strain Parameters for Nonlinear Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses" Rept.. NQ TE-74-3, College of Engineering, Office of Research Services, Univ. of California, Berkeley, Ca, July, 1974.
- (32) - ZIENKIEWICZ, O.C., "The Finite Element Method in Engineering Science," McGraw-Hill Book Company, London, 1971.
- (33) - SOUZA, O.S.N., "Pressões em Estruturadas Enterradas" - Monografia apresentada a Nuclen em 1982.
- (34) - MARSTON, A., "The Theory of External Loads in closed conduits in the light of the Latest Experiments" - Iowa Engineering Experiment Station - Bulletin 96 - Io, 1930.

## APÊNDICE A

## TEORIA DO ARQUEAMENTO

Na Figura A.1 tem-se uma massa de solo com coesão e atrito ( $c, \phi$ ) colocada sobre um suporte rígido, cuja parte central AB é bem deformável, permitindo um escoamento de solo para dentro desta parte. Este escoamento implica em um mecanismo de rotura no qual há deslocamento de corpo rígido (através das superfícies de deslizamento) do prisma aproximadamente trapezoidal EABD e o aparecimento de tensões cisalhantes entre este prisma e os exteriores.

O tratamento matemático do problema é feito admitindo-se, por hipótese, que o corpo rígido é o prisma retangular CABD. Este move-se para baixo, enquanto os adjacentes mantêm-se imóveis. Conseqüentemente, são geradas tensões cisalhantes para cima fazendo com que atue na superfície deformável  $\overline{AB}$  pressões verticais menores das que atuariam por ação somente do peso de solo do prisma interior.

A resistência ao cisalhamento ao longo das superfícies de deslizamento é dada por:

$$\tau = c + \sigma_h \cdot t_g \phi \quad (A-1)$$

Onde

$c$  - coesão do solo

$\sigma_h$  - tensão horizontal

$\phi$  - ângulo de atrito interno do solo

$\mu = t_g \phi$  - coeficiente de atrito do solo.



A tensão horizontal atuante na superfície de deslizamento  $\bar{e}$ :

$$\sigma_h = K\sigma_v \quad (A-2)$$

na qual,

$k$  - coeficiente de empuxo

$\sigma_v$  - tensão vertical

Fazendo-se o equilíbrio de forças verticais no elemento de área infinitesimal  $b \cdot dz$  tem-se:

$$b \gamma dz + b \sigma_v - b (\sigma_v + d\sigma_v) - 2\tau dz = 0$$

$$b \gamma dz + b \sigma_v - b (\sigma_v + d\sigma_v) - 2c dz - 2k \mu dz = 0$$

Dividindo-se a equação por  $b \cdot dz$  tem-se:

$$\gamma - \frac{d\sigma_v}{dz} - \frac{2c}{b} - \frac{2k\sigma_v\mu}{b} = 0$$

e chega-se à equação diferencial.

$$\frac{d\sigma_v}{dz} = \gamma - \frac{2c}{b} - \frac{2k\sigma_v\mu}{b} \quad (A-3)$$

Resolvendo-se a equação diferencial e admitindo-se como condição de contorno  $\sigma_v = q$  para  $z = 0$ , tem-se:

$$\sigma_v = \frac{(\gamma - 2c/b)}{2k} (1 - e^{-2k\mu \frac{z}{b}}) + q e^{-2k\mu \frac{z}{b}} \quad (A-4)$$

onde:

$b$  = distância entre as superfícies verticais de deslizamento

$\gamma$  = peso específico do solo seco ou úmido

$q$  = carregamento infinito uniformemente distribuído na superfície da massa de solo.

No caso de solo  $(c, \phi)$  sem carregamento na superfície, a pressão vertical  $\bar{e}$ :

$$p_v = \frac{b (\gamma - 2c/b)}{2k\mu} (1 - e^{-2k\mu \frac{z}{b}}) \quad (A-5)$$

Para solos não coesivos com carregamento na superfície a fórmula fica:

$$p_v = \frac{b\gamma}{2k\mu} (1 - e^{-2k\mu \frac{z}{b}}) + q e^{-2k\mu \frac{z}{b}} \quad (A-6)$$

No caso de solos não coesivos sem carregamento na superfície, a pressão vertical  $\bar{e}$ :

$$p_v = \frac{b\gamma}{2k\mu} (1 - e^{-2k\mu \frac{z}{b}}) \quad (A-7)$$

Deve ser notado que ao decréscimo das pressões verticais na parte deformável corresponde um acréscimo na parte rígida, pois a pressão vertical média ( $p_{v_m}$ ) permanece inalterada.

$$p_{v_m} = \gamma z \quad (A-8)$$

A experiência mostrou a Terzaghi que pontos situados a altura maiores que  $2.5b$  da parte deformável não sofriam influência em seu estado de tensões, indicando que as tensões cisalhantes, devido ao término do movimento relativo entre os prismas terminariam num plano horizontal dentro da massa de solo e que neste plano agiria uma sobrecarga ( $q$ ) devida ao solo acima deste (Figura A.2). A pressão vertical  $\bar{e}$  obtida através da Equação (A.6), fazendo-se  $z = z_1$  e  $q = \gamma z_2$ ; onde  $z_1$  é a distância entre a superfície deformável e o plano e  $z_2$  é a distância entre o plano e a superfície da massa de solo.

O modelo físico da Figura A-1 e semelhantes podem ser aplicados na solução de problemas de pressões verticais em condutos enterrados, bueiros, tuneis, etc., desde que as forças envolvidas e as condições de contorno do problema sejam consideradas de maneira correta.

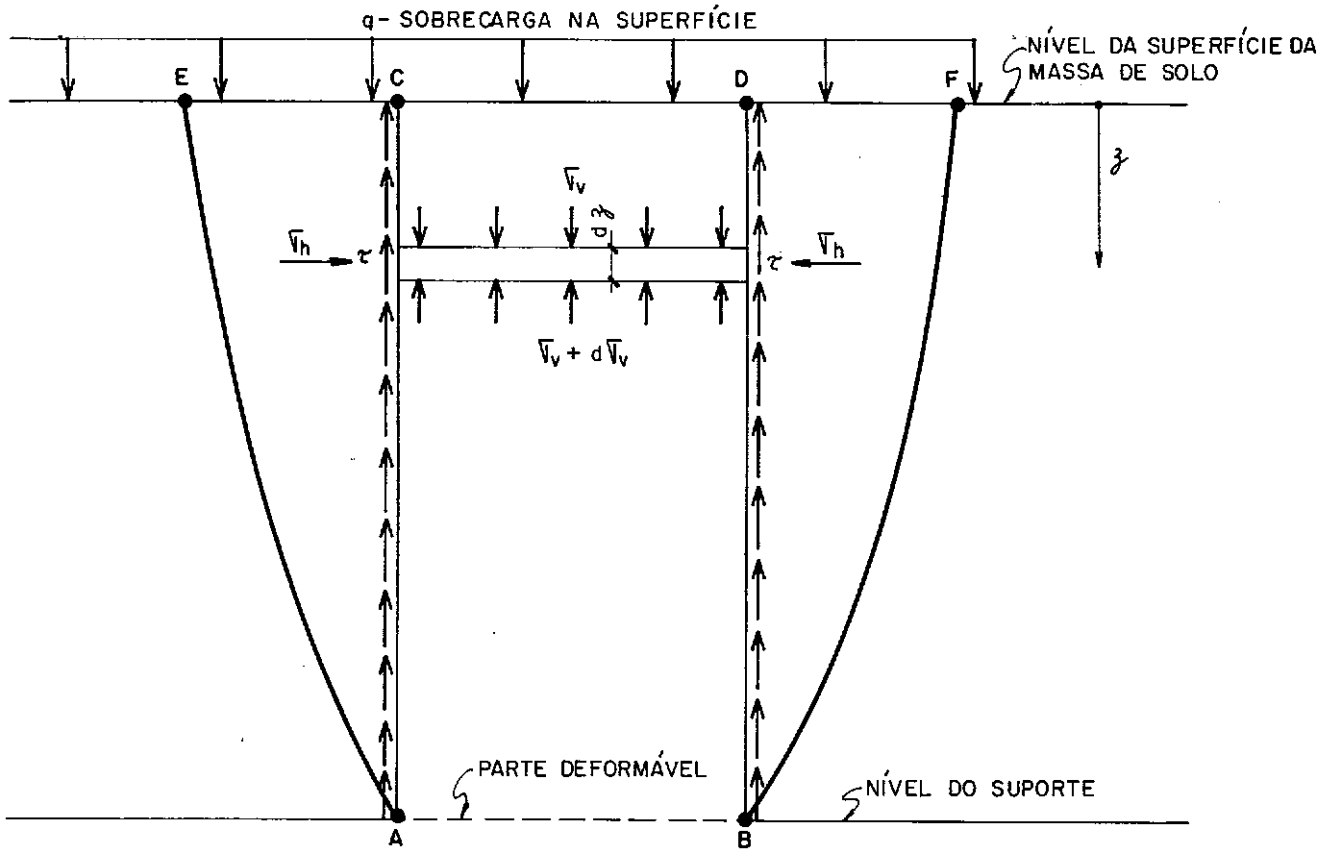


FIG. A.1 - MODELO FÍSICO DA TEORIA DO ARQUEAMENTO

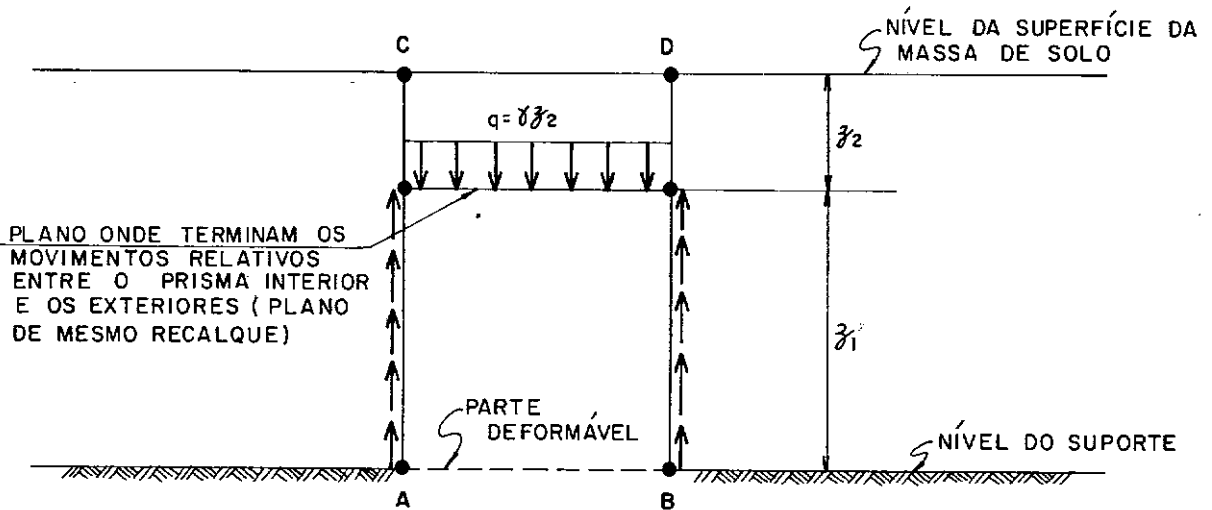


FIG. A.2 - DESENVOLVIMENTO DO PLANO DE MESMO RECALQUE