

OBSERVAÇÕES SOBRE A CAPACIDADE DE CARGA E O MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DE SOLO POR MEIO DE PROVAS DE CARGA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Pedro Paulo C. Velloso (1)  
Sérgio de Q. Grillo (1)  
Evaldo José Penedo (1)

S U M Á R I O

No presente trabalho descreve-se e interpreta-se os resultados de provas de carga de solo mediante placas, executadas como parte da investigação para o projeto de fundações de altos fornos da Usina Siderúrgica de Tubarão, em Vitória, Espírito Santo. São apresentados os valores dos módulos de deformação do terreno de fundação, obtidos a partir da aplicação em fórmulas da teoria da elasticidade, tanto dos resultados das provas de carga, quanto dos de ensaios de laboratório.

S U M M A R Y

In this paper soil load tests on plates are described and their results interpreted. Such tests have been carried out as part of the site investigation for the foundation design of blast furnaces at the Tubarão Steelworks, in Vitória, Espírito Santo, Brasil.

Values of deformation moduli obtained through the use in formulas of the theory of elasticity of the load test results as well as of the laboratory test results are presented. Finally, the differences between field and laboratory values of deformation moduli are discussed.

## 1. INTRODUÇÃO

O emprego de provas de carga mediante placas tem sido recomendado para a determinação de parâmetros que possibilitem a fixação de pressões admissíveis de fundações diretas, bem como para a estimativa realista dos recalques.

No presente trabalho são apresentados e interpretados resultados de provas de carga executadas pela empresa Geotécnica S.A. na área destinada à construção de altos-fornos da futura Usina Siderúrgica de Tubarão. As provas de carga foram realizadas sobre sapatas e placas de diversas dimensões, e fizeram parte de um amplo programa de investigação do subsolo na área, estabelecido pela Companhia Siderúrgica de Tubarão.

Utilizam-se os resultados das provas de carga para estimar o valor do módulo de deformação do terreno de fundação típico da área, constituído de argila silto-arenosa fissurada, com concreções lateríticas, rija a muito rija, não saturada, cinza clara, com manchas vermelhas. Com esse propósito, a teoria da elasticidade foi aplicada com base nas medidas de recalque das placas, como também nas medidas de recalque procedidas no terreno abaixo delas. Esses módulos de deformação são comparados com os obtidos a partir dos resultados de ensaios de laboratório, procedidos sobre amostras indeformadas do subsolo.

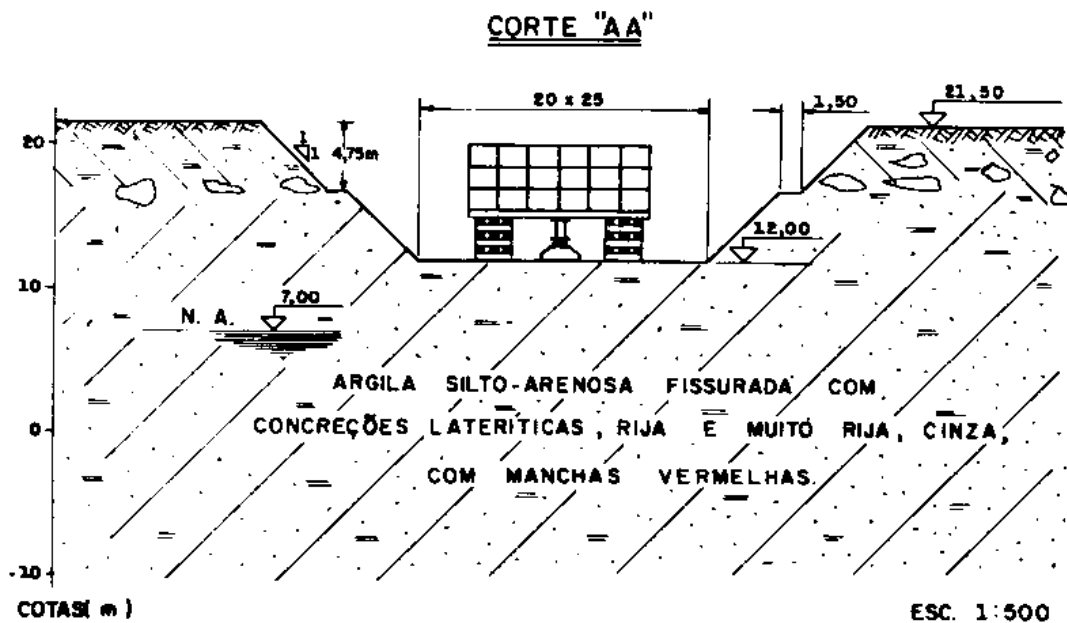
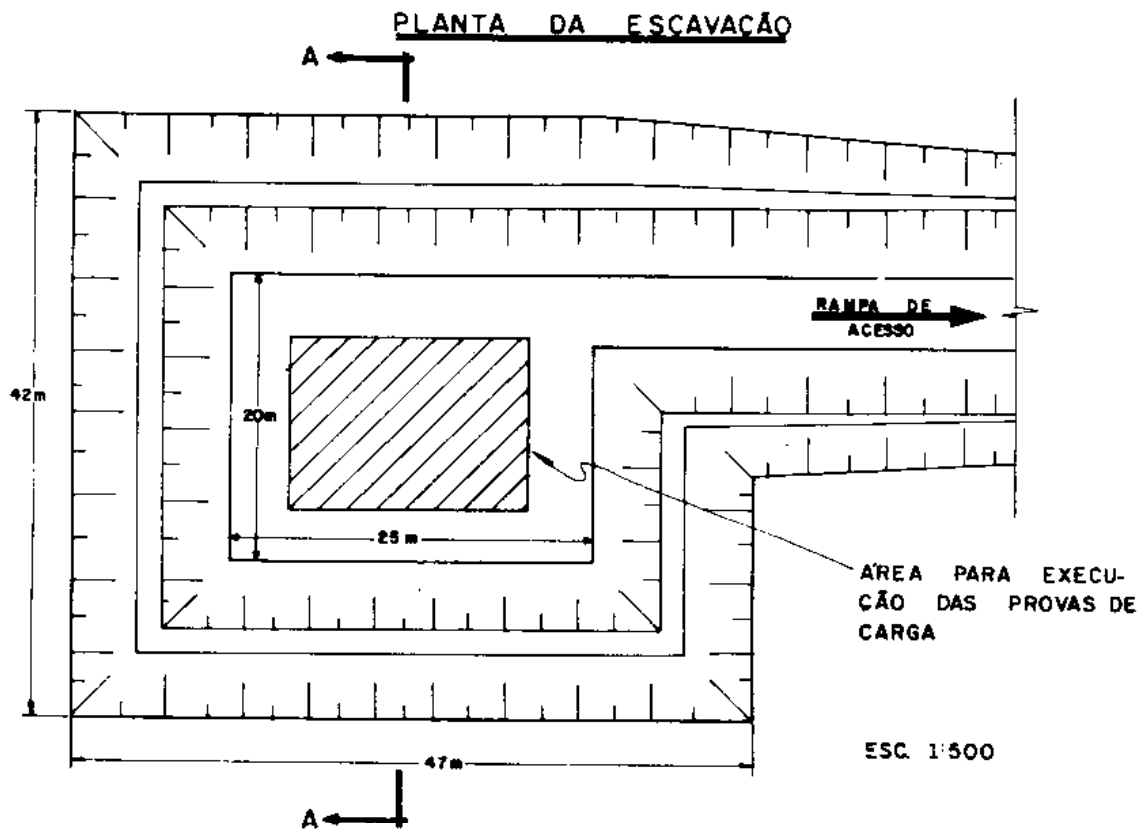
O estudo mostra que os módulos obtidos a partir dos ensaios de laboratório são significativamente menores que os dos ensaios de placa, em decorrência principalmente do efeito de amolgamento e alívio de tensões inerentes àqueles ensaios. Por outro lado, os módulos obtidos com os resultados das provas de carga, variam com as dimensões das placas e são maiores quando definidos com base nas medidas de recalque subsuperficiais.

## 2. CARACTERÍSTICAS DO TERRENO

A área destinada à implantação da futura Usina Siderúrgica de Tubarão está situada a cerca de 10 km ao norte de Vitória, ao longo do litoral. O terreno é constituído de solos sedimentares terciários característicos da Formação Barreiras.

As provas de carga foram executadas a cerca de 10 m abaixo da superfície do terreno, em cota próxima à prevista para a fundação do alto forno (+ 12,00 m). O lençol freático situa-se na cota + 7,0 m. Na figura 1 estão esquematizados a planta da escavação realizada e o perfil geotécnico do subsolo na área da prova.

O solo constitui-se de argila areno-siltosa fissurada, rija a muito rija, cinza clara, com manchas vermelhas e concreções lateríticas. Os ensaios de caracterização executados em amostras de solos ensaiados forneceram os seguintes valores médios:



|                        |   |    |   |      |
|------------------------|---|----|---|------|
| Límite de Liquidez     | = | 58 | ± | 9,3% |
| Límite de Plasticidade | = | 35 | ± | 4,0% |
| Índice de Plasticidade | = | 23 | ± | 6,9% |

|               |   |    |   |     |
|---------------|---|----|---|-----|
| Fração Areia  | = | 37 | ± | 11% |
| Fração Silte  | = | 16 | ± | 5%  |
| Fração Argila | = | 46 | ± | 14% |

O índice de penetração do subsolo (Standard Penetration Test) situa-se em torno de 20, na cota onde foram executadas as provas de carga. Nas figuras 2 e 3 constam dados sobre as características de distribuição granulométrica do solo e de suas propriedades de plasticidade.

### 3. RESUMO DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Como parte do programa de investigações realizado, executaram-se vários ensaios de laboratório sobre corpos de prova obtidos de amostras em bloco retiradas do fundo da cava onde foram executadas as provas de carga. Os ensaios executados foram os seguintes:

- 1 - Compressão Simples
- 2 - Triaxial Rápido (UU)
- 3 - Triaxial Adensado Rápido (CU)
- 4 - Triaxial Lento (CD), com  $\sigma_3$  constante
- 5 - Adensamento

Nas figuras 4 a 8 vêm-se as curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios acima referidos. Na relação abaixo estão indicados os principais parâmetros médios de resistência ao cisalhamento e de compressibilidade, obtidos nesses ensaios.

Compressão Simples:  $q_u \approx 1,5 \text{ kg/cm}^2$

Triaxial (CU)  $\left\{ \begin{array}{l} c_u \approx 0,72 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u \approx 249 \end{array} \right.$

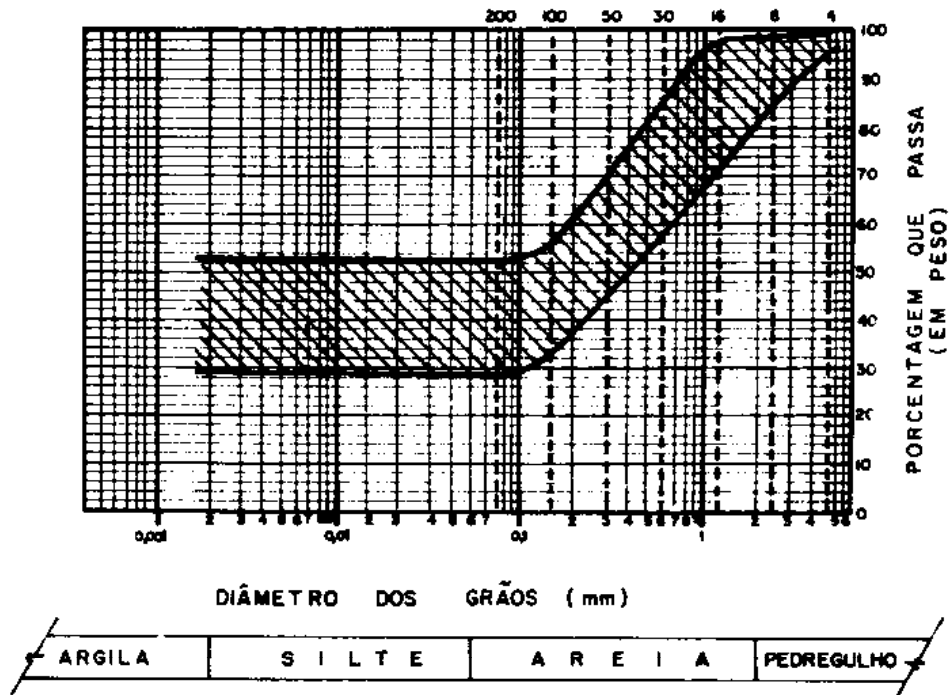
Triaxial (CD)  $\left\{ \begin{array}{l} c_d \approx 0,61 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_d \approx 289 \end{array} \right.$

Adensamento  $\left\{ \begin{array}{l} c_c \approx 0,2 \\ c_e \approx 0,02 \\ e_o \approx 0,65 \end{array} \right.$

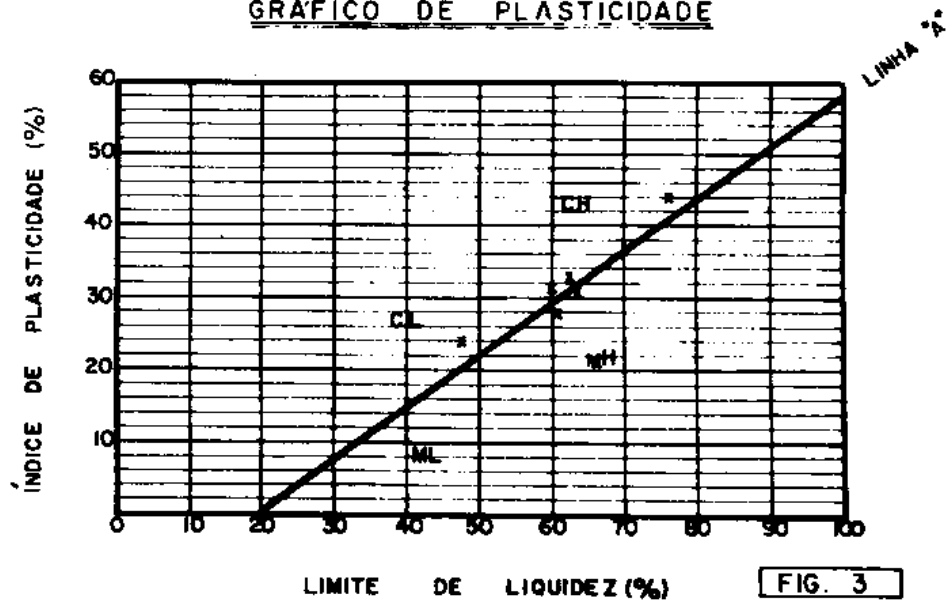
Os parâmetros de resistência ao cisalhamento foram obtidos por regressão linear aplicada aos valores obtidos nos diagramas "p" e "q" (Lambe e Whitman - 1969).

# DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

PENEIRAS (U.S.B.S.)



# GRÁFICO DE PLASTICIDADE



## CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO

## ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES

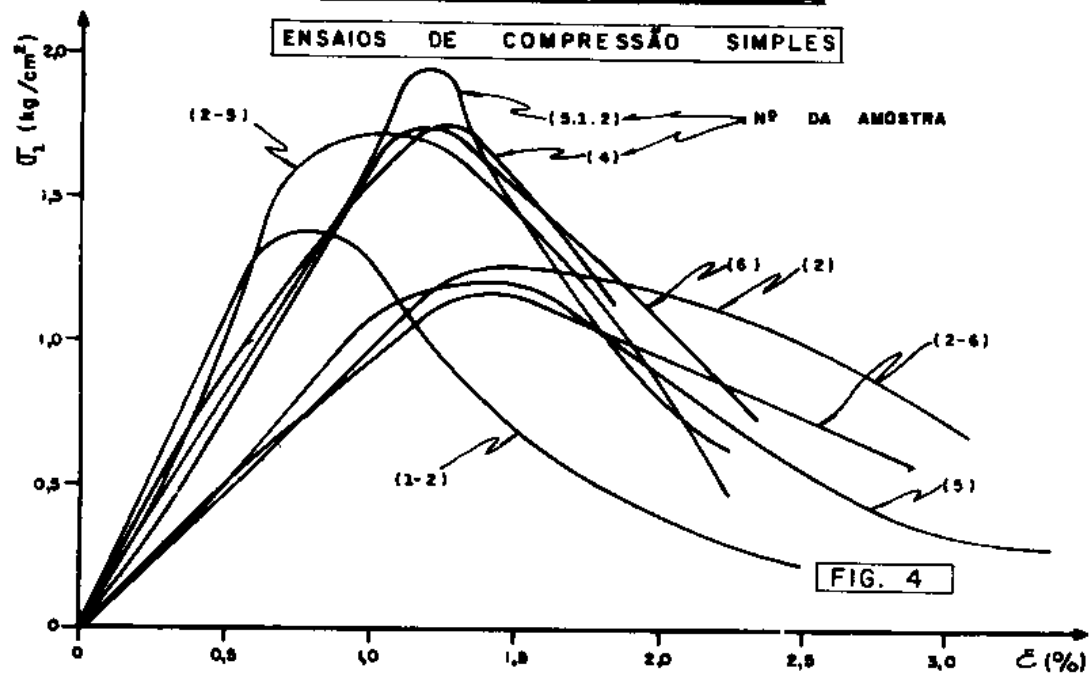


FIG. 4

## ENSAIOS TRIAXIAIS "CU"

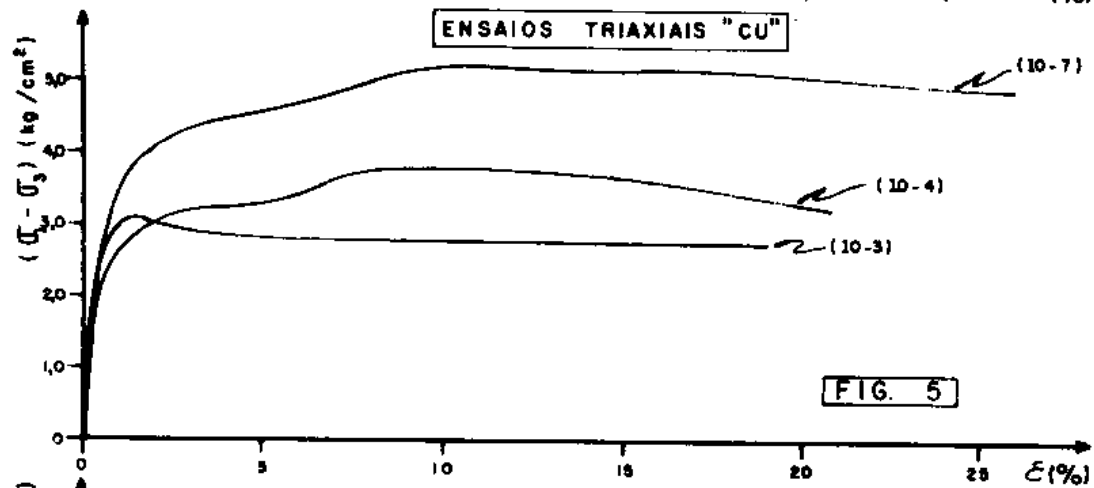


FIG. 5

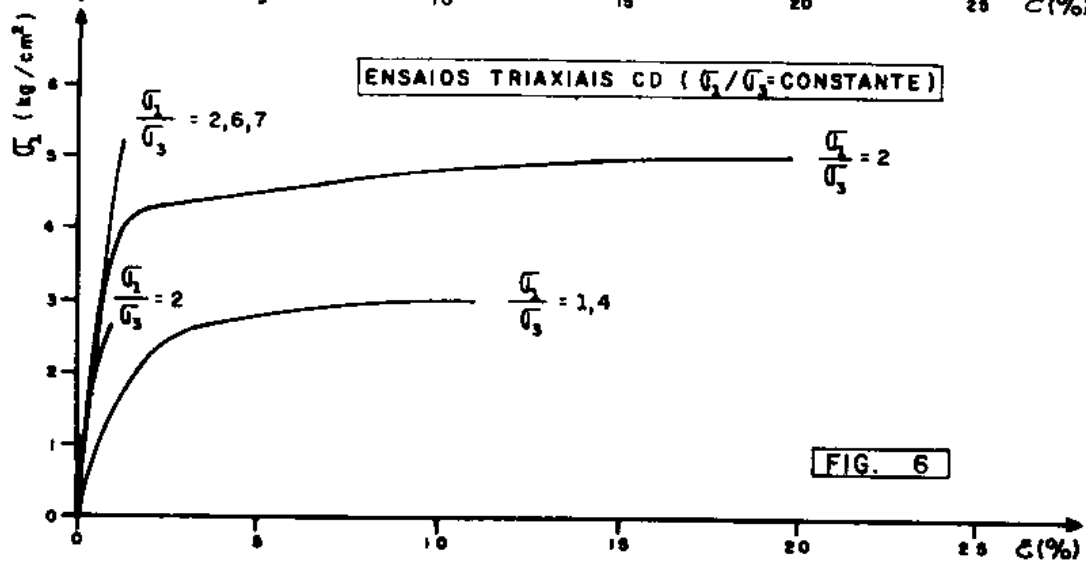
ENSAIOS TRIAXIAIS CD ( $\sigma_1/\sigma_3 = \text{CONSTANTE}$ )

FIG. 6

## CURVAS TENSÃO - DEFORMAÇÃO

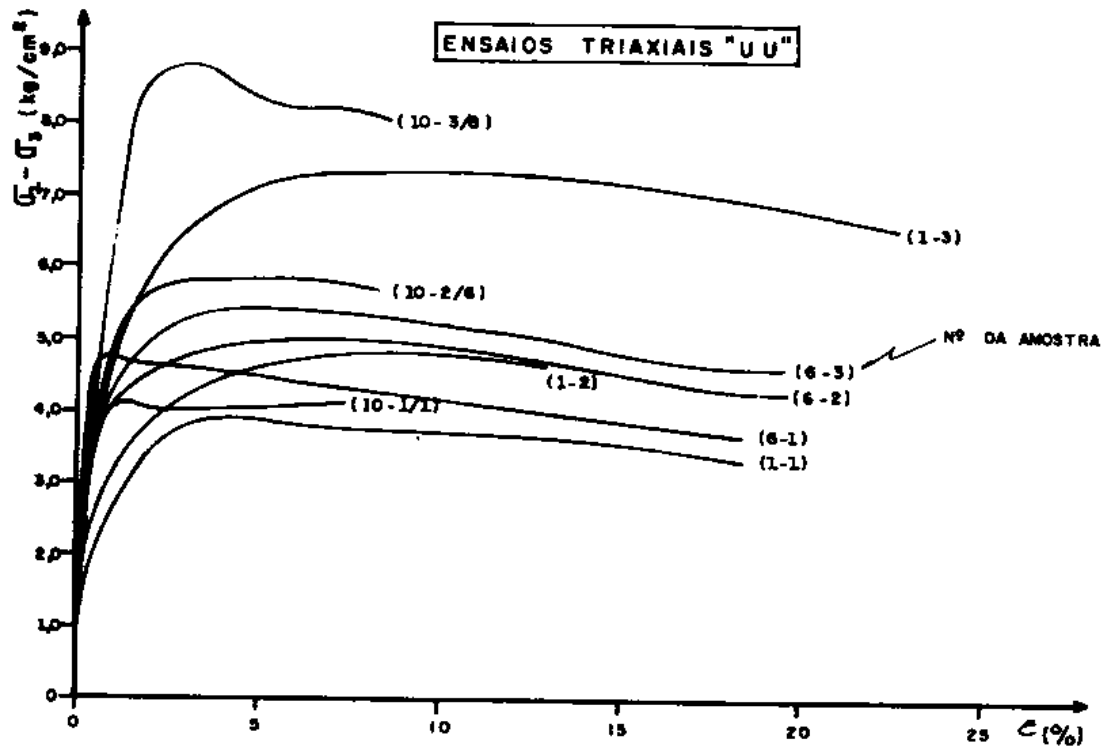


FIG. 7

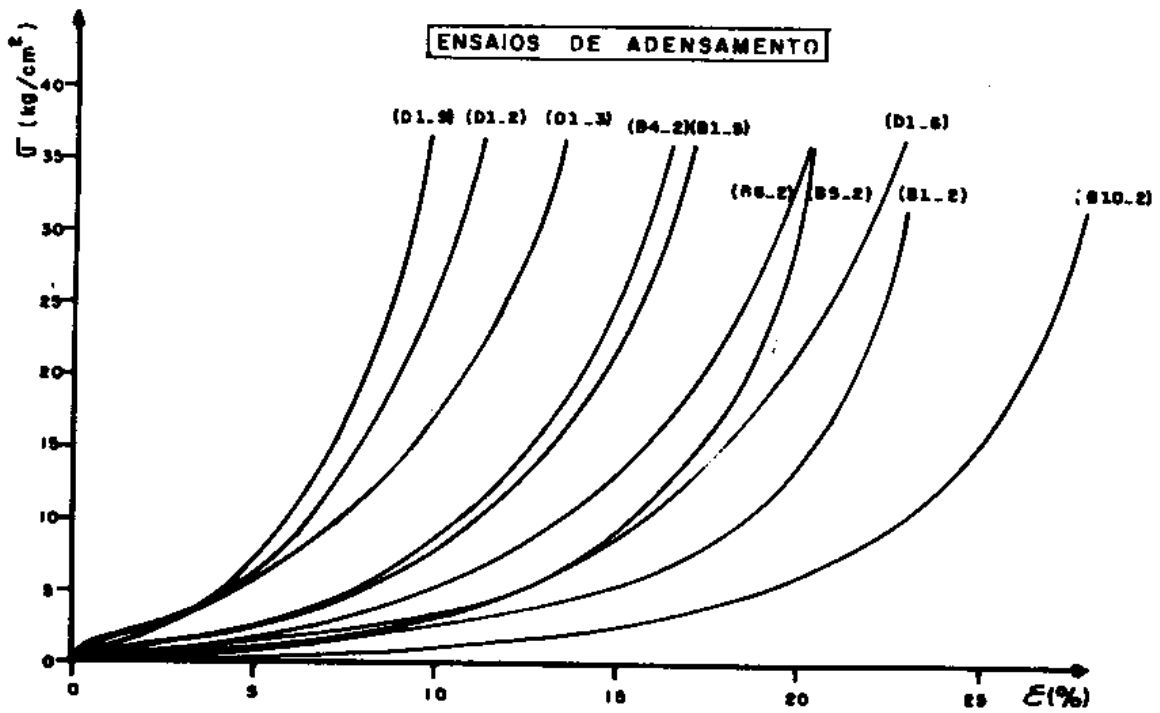


FIG. 8

#### 4. DESCRIÇÃO DAS PROVAS DE CARGA

As provas de carga foram realizadas no interior de uma escavação executada com equipamento de terraplenagem, tendo-se removido cerca de 15.000 m<sup>3</sup> de terra. Ao se chegar próximo da cota dos ensaios, a escavação foi prosseguida, manualmente e a superfície do terreno protegida contra a ação de chuvas e encharcamento.

O sistema de reação consistiu de blocos de concreto empilhados em plataforma formada de vigas metálicas, apoiadas em fogueiras de dormentes. O peso disponível da cargueira totalizou 360 toneladas.

A carga foi aplicada ao solo através de sapatas de concreto armado de 2 x 2 m e de 1 x 1 m e também por placa metálica de 30 x 30 cm.

Utilizaram-se macacos com capacidade de até 500 t, apoiados nas sapatas e placas e reagindo contra a cargueira.

O sistema de referência consistiu de dois perfis I de 24" apoiados em fogueiras de dormentes, localizadas fora da área de influência das provas de carga. Nesses perfis foram soldadas diversas peças metálicas para o suporte da instrumentação (ver fotos anexas).

Foram executadas 3 provas de carga em que, além do recalque em 4 posições nas placas, foram também medidos os recalques da superfície do terreno ao redor das placas em várias posições. Além disso, em uma das provas de carga mediram-se recalques subsuperficiais, deslocamentos laterais do terreno e pressões na superfície de contato da placa com o solo.

As pressões máximas aplicadas nas provas, bem como os itens medidos em cada prova estão indicados na tabela 1.

| DIMENSÕES<br>DAS<br>PLACAS<br>(m) | PRESSÃO<br>MÁXIMA<br>APLICADA<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | RESULTADOS MEDIDOS NAS PROVAS                                                                                                                     |
|-----------------------------------|--------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 2 x 2                             | 9,1                                                    | Recalques da Placa<br>Recalques da Superfície do Terreno<br>Recalques Subsuperficiais<br>Deslocamentos Laterais do Terreno<br>Pressões de Contato |
| 1 x 1                             | 30,1                                                   | Recalques da Placa<br>Recalques da Superfície do Terreno                                                                                          |
| 0,3 x 0,3                         | 30,1                                                   | Recalques da Placa<br>Recalques da Superfície do Terreno                                                                                          |

As medições de recalques das placas e da superfície do terreno foram procedidas com extensômetros mecânicos, com leitura até 0,01 mm, conectados a adaptadores que, por sua vez, foram soldados ao sistema de referência já citado.

A medição de recalques em diversas posições e profundidades abaixo do nível do terreno foi feita através de um sistema de ganchos metálicos engastados no terreno e conectados através de fios metálicos aos extensômetros, afixados ao sistema de referência, conforme esquema apresentado na figura 9.

Os ganchos acima referidos foram instalados no interior de furos  $\varnothing$  2 1/2" perfurados a seco por amostragem contínua com tubo biselado de 2 1/2", após o prévio amolecimento do material com trado espiral de 1 1/2". Após a instalação dos ganchos, os furos foram preenchidos por uma mistura de cimento, bentonita e água em proporções tais que a mistura resultante apresentasse características tensão/deformação similares ao solo envolvente. Na base de pesquisa prévia de laboratório, a mistura usada, em peso, foi de 1:4:12.

As medidas de deslocamento lateral foram procedidas com o uso do aparelho Digitilt, da Slope Indicator Inc., em tubos ranhurados de 2 1/2". Tais tubos foram instalados em furos de diâmetro NX (10,0 cm), previamente preenchidos com mistura de cimento, bentonita e água, com as mesmas características acima indicadas.

Mediram-se as pressões de contato da sapata no solo, com células de pressão do tipo BE 10 KD, da Kyowa, com capacidade de 10 kg/cm<sup>2</sup> e conectadas a indicador eletrônico. As células de pressão foram instaladas imediatamente antes da concretagem da placa de 2 x 2 m e incrustadas em blocos de argamassa de cimento.

Executaram-se as provas de carga mediante carregamento controlado, em estágios de pressão de 10 t/m<sup>2</sup>. Os recalques foram lidos 1, 2, 4, 8, 15, 30 e 60 minutos após o início de cada estágio, aumentando-se a carga para estágios subsequentes somente após a velocidade de recalque ter decaído para valores inferiores a 0,03 mm/min.

Antes da aplicação de um novo estágio de carregamento, procedeu-se à descarga total, também em estágios. Os resultados obtidos em cada uma das provas de carga são apresentados esquematicamente nas figuras 10 a 12.

Na figura 13 aparecem alguns dados obtidos nas medidas da pressão de contato da sapata no solo, para as pressões médias aplicadas na prova de 4 e 6 kg/cm<sup>2</sup>.

O esquema geral das provas de carga e da escavação realizadas encontram-se ilustradas nas fotografias 1 a 4, anexas.



FOTO 1 - Vista geral da escavação para a prova de carga.

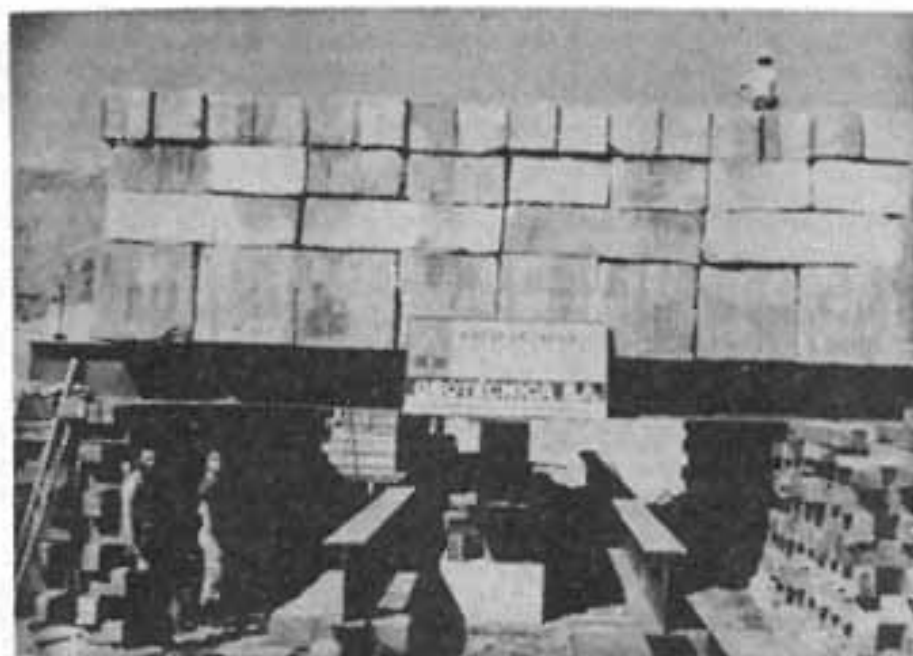


FOTO 2 - Vista geral da prova de carga mostrando cargueira, vigas de reação e referência e sapata de 1 x 1 m

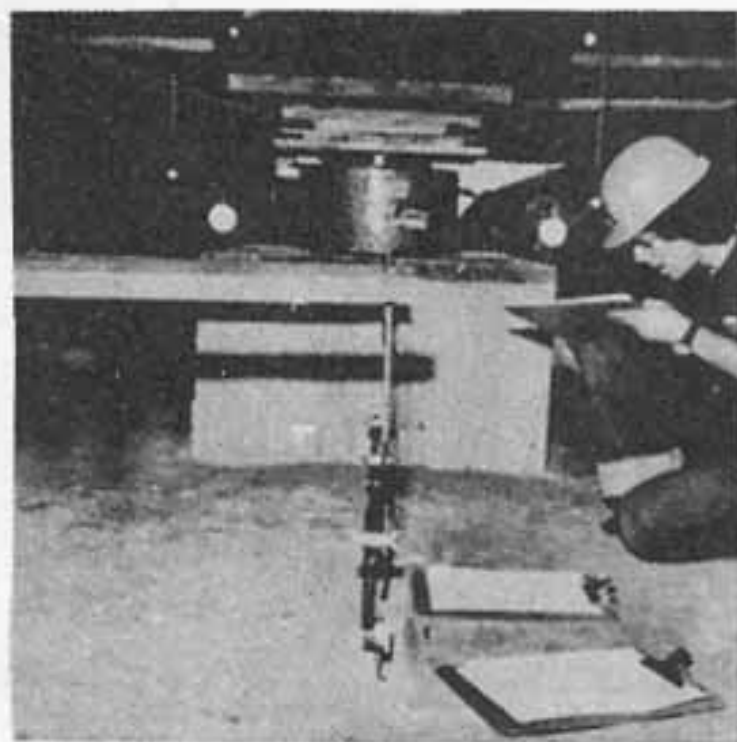
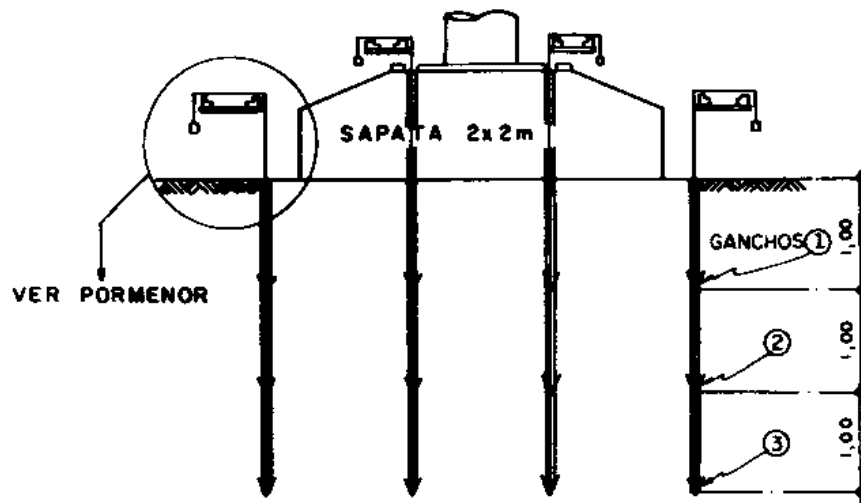


FOTO 3 - Prova de carga na sapata de 1 x 1 m

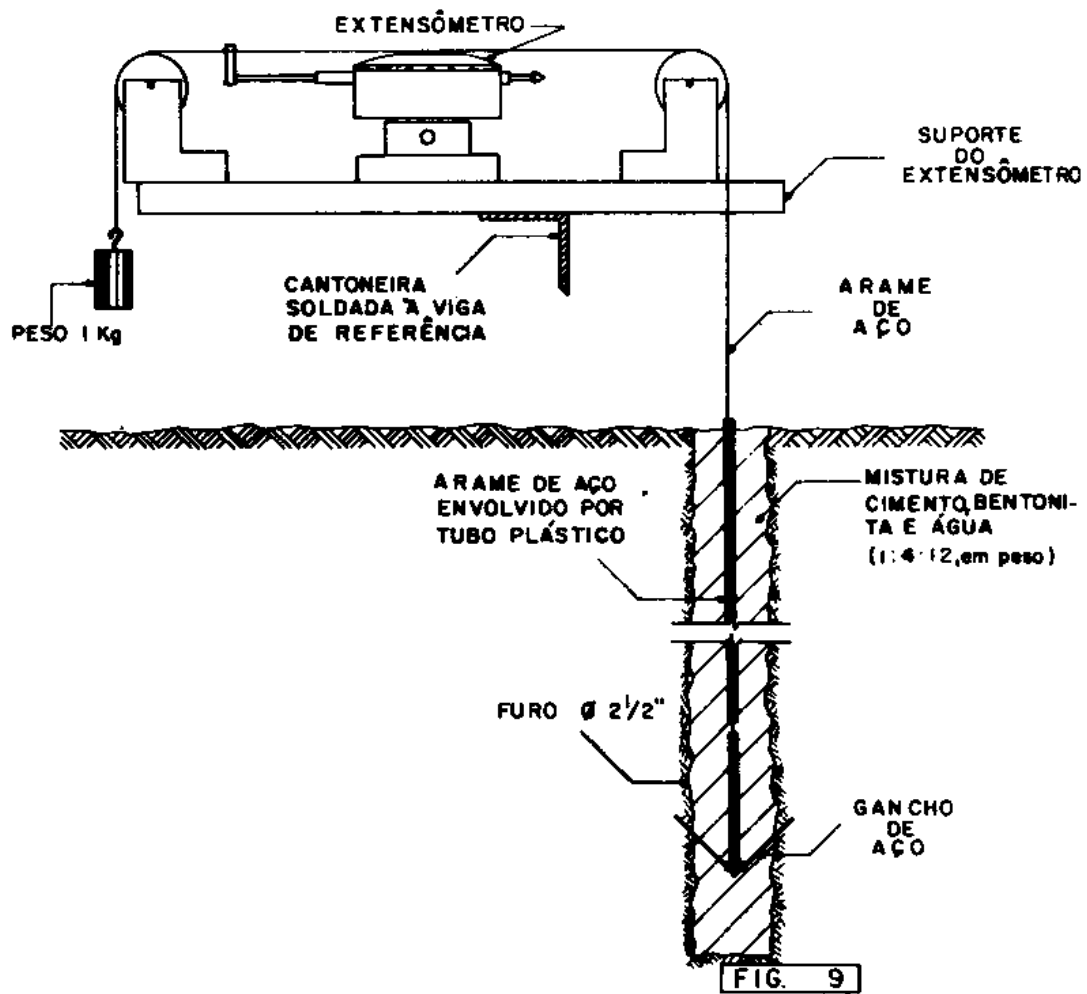


FOTO 4 - Prova de carga na sapata de 2 x 2 m

**MEDIDORES DE RECALQUE SUBSUPERFICIAL**  
**SEÇÃO TÍPICA**



**PORMENOR DO MEDIDOR DE RECALQUE SUBSUPERFICIAL**



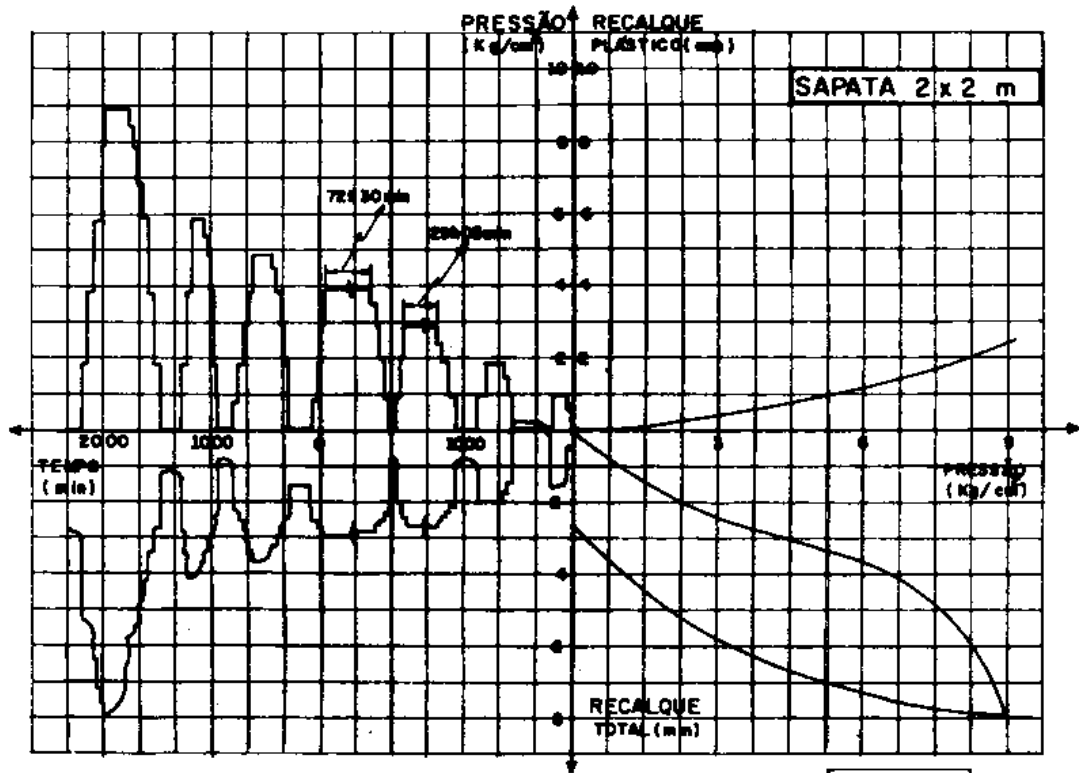


FIG. 10

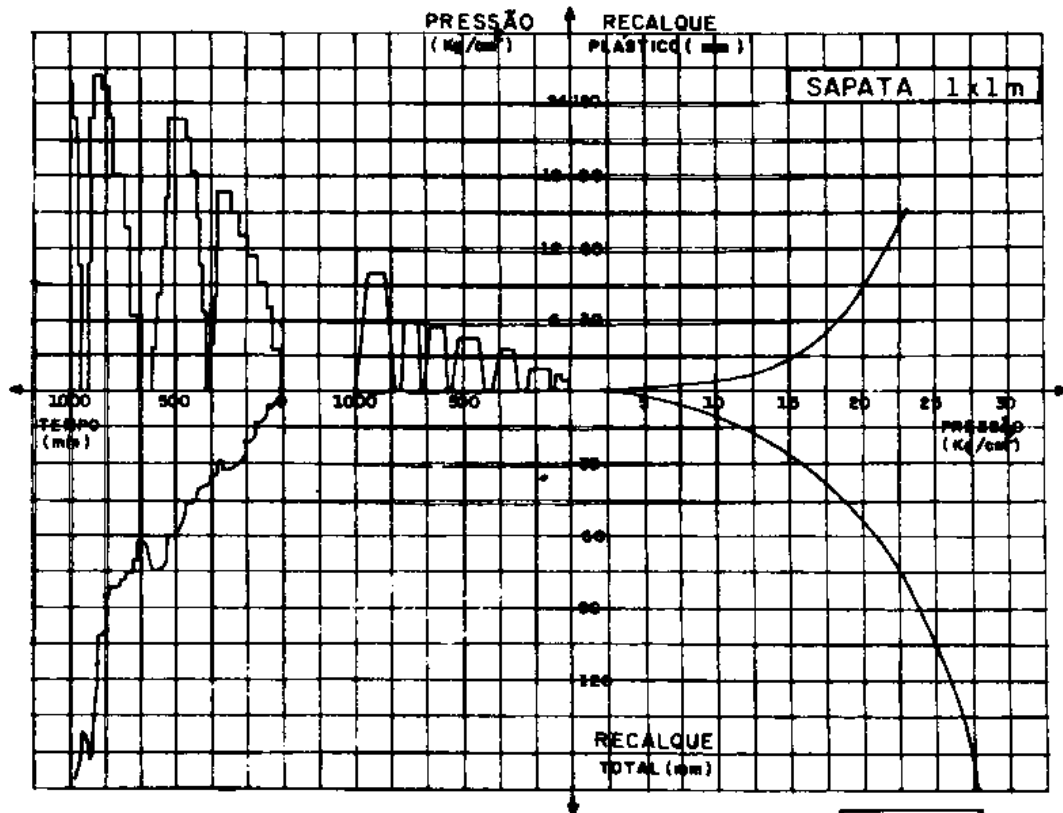
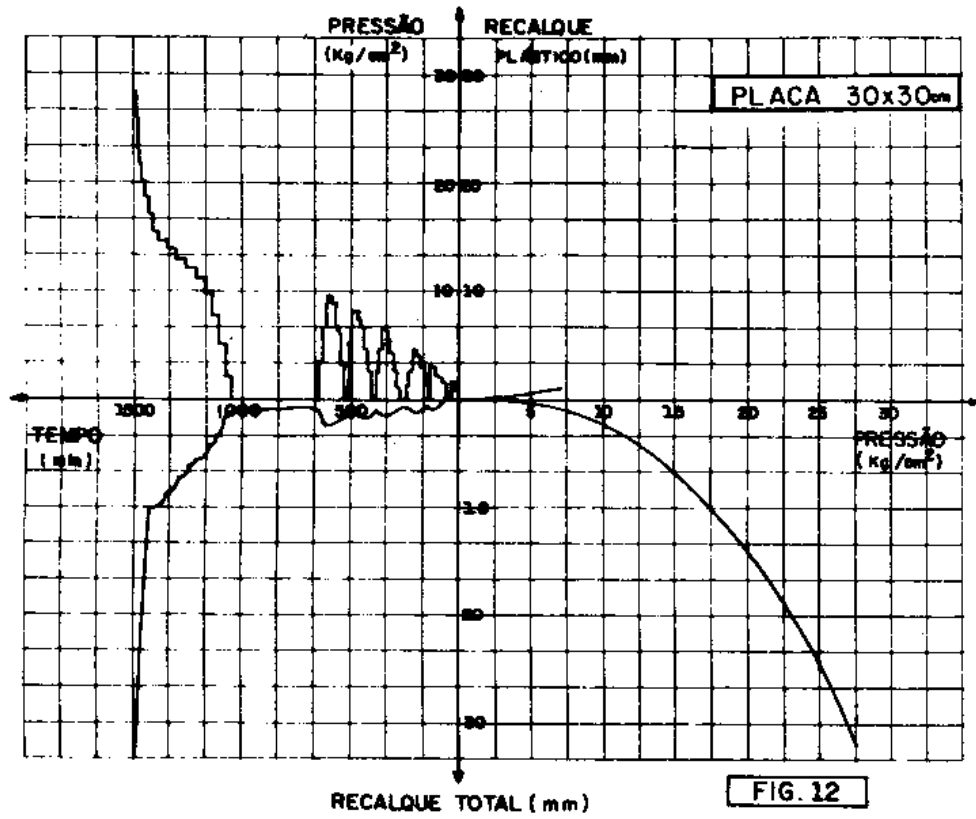
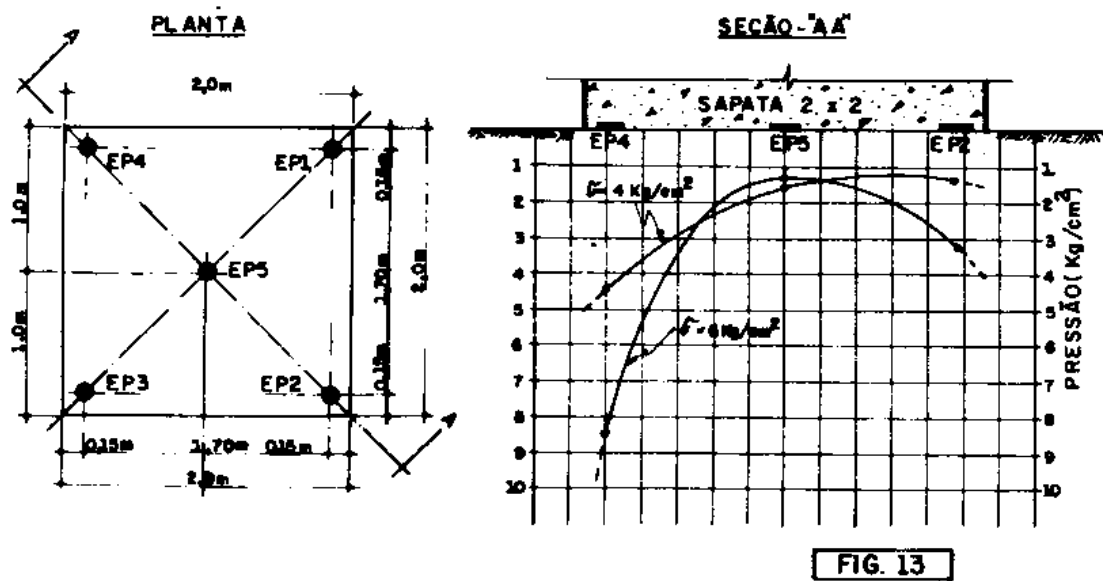


FIG. 11



### PRESSÃO DE CONTATO DA SAPATA NO SOLO



## 5. CAPACIDADE DE CARGA DO TERRENO

O tipo de ruptura observado nas provas de carga foi caracterizado pela formação progressiva da superfície de ruptura, que atingia a superfície do terreno somente após considerável deslocamento vertical das placas. Na figura 14 encontra-se indicada a área afetada pelo processo de ruptura para a placa 30 x 30 cm, bem como seção representativa da superfície de ruptura observada. Do inicialmente exposto, pode-se concluir que a transição entre o comportamento elasto-plástico e o visco-plástico do solo foi gradual, tornando-se necessário estabelecer critérios para a fixação do valor da pressão crítica, em que se iniciou o processo de ruptura, bem como da pressão correspondente à ruptura generalizada do terreno.

Para a determinação de tal pressão crítica, usaram-se os seguintes critérios:

- 1 - Pressão correspondente ao ponto de maior curvatura na curva que relaciona os logarítimos das pressões com os dos recalques.
- 2 - Pressão correspondente à intercessão da tangente à parte elasto-plástica da curva pressão aplicada - recalque com a tangente à parte visco-plástica dessa curva.

A pressão de ruptura generalizada foi determinada por extrapolação da curva pressão-recalque a partir do último recalque estabilizado, através dos seguintes critérios:

- 1 - Critério de Mazurkiewicz (1972)
- 2 - Critério de Van der Veen (1953)

O 1º critério admite que a curva pressão ( $q$ ) - recalque ( $\rho$ ) seja parabólica e o 2º considera que esta pode ser representada por uma equação do tipo  $q = q_u (1 - e^{-\alpha \rho})$ , onde  $q_u$  é a pressão de ruptura e  $\alpha$  um coeficiente de forma de curva.

As pressões críticas e de ruptura geral obtidas pelos processos acima citados são apresentadas na tabela 2.

T A B E L A 2

| DIMENSÕES<br>DAS<br>PLACAS | PRESSÃO CRÍTICA (kg/cm <sup>2</sup> ) |                 | PRESSÃO DE RUPTURA (kg/cm <sup>2</sup> ) |                 |
|----------------------------|---------------------------------------|-----------------|------------------------------------------|-----------------|
|                            | CRITÉRIO<br>(1)                       | CRITÉRIO<br>(2) | CRITÉRIO<br>(1)                          | CRITÉRIO<br>(2) |
| 2 x 2 m                    | 7,0                                   | 8,0             | (a)                                      | (a)             |
| 1 x 1 m                    | 7,0                                   | 10,0            | 26,0                                     | 26,0            |
| 0,3 x 0,3m                 | 8,0                                   | 10,5            | 23,0                                     | 25,0            |

(a) Não atingiu a ruptura generalizada face a carregamento insuficiente.

Para fins de comparação calculou-se a capacidade teórica de carga ( $q_u$ ) de placas com as dimensões utilizadas nas provas, com base nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, obtidos em laboratório (item 3) e utilizando-se os métodos de Terzaghi e Peck (1967) e de Vesic (1975).

A fórmula geral e os parâmetros adotados foram os seguintes:

$$q_u = S_c r_c C N_c + S_\phi r_\phi \frac{\gamma B}{2} N_\phi$$

$$C = C_d \approx 0,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = \phi_d \approx 28^\circ$$

$$N_c \approx 25,8 \quad (\text{Prandtl})$$

$$N_\phi \approx 15,0 \text{ e } 16,7 \quad (\text{Meyerhof e Vesic})$$

$$S_c = 1,2 \quad (\text{Terzaghi})$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \approx 1,4 \quad (\text{Vesic})$$

$$S_\phi = 0,8 \quad (\text{Terzaghi})$$

$$S_\phi = 0,6 \quad (\text{Vesic})$$

$$r_\phi = \exp \left[ -3,8 \tan \phi + \left( \frac{3,07 \sin \phi \times \log I_r}{1 - \phi} \right) \right] \leq 1 \quad (\text{Vesic})$$

$$r_c = r_\phi - \left( \frac{1 - r_\phi}{\tan \phi} \right) \leq 1 \quad (\text{Vesic})$$

$$I_r = \frac{E}{2(1+\mu)(c + \bar{p}_v \tan \phi)} \quad (\text{Vesic})$$

$E$  = módulo de deformação (ensaios triaxiais CD)

$$\mu \approx 0,3$$

$$\bar{p}_v \approx \frac{\gamma B}{2}$$

Esses parâmetros utilizados indicaram que  $r_\phi$  e  $r_c$  seriam maiores que a unidade e, portanto, trata-se de um solo suficientemente rijo para ocorrer uma ruptura do tipo generalizado, podendo-se tomar como válida a hipótese de incompressibilidade do terreno.

Os resultados obtidos estão relacionados na tabela 3, onde são eles também comparados com os valores médios de ruptura obtidos nas provas de carga.

TABELA 3

| DIMENSÕES<br>DAS<br>PLACAS | CAPACIDADE DE CARGA            |                         |                                |                   |
|----------------------------|--------------------------------|-------------------------|--------------------------------|-------------------|
|                            | TERZAGHI                       |                         | VESIC                          |                   |
|                            | $q_u$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | RUPTURA/<br>PROVA $q_u$ | $q_u$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | RUPTURA/<br>PROVA |
| 2 x 2 m                    | 21,1                           | -                       | 24,0                           | -                 |
| 1 x 1 m                    | 20,0                           | 1,30                    | 23,0                           | 1,13              |
| 0,3x0,3m                   | 10,2                           | 1,25                    | 22,4                           | 1,09              |

Vê-se, portanto, que para os parâmetros adotados, os resultados calculados de capacidade de carga do terreno situam-se muito próximos dos valores obtidos nas provas, com valores entre 10 a 30% abaixo dos valores medidos.

#### 5. MÓDULOS DE DEFORMAÇÃO DO TERRENO OBTIDOS DOS RESULTADOS DAS PROVAS DE CARGA.

Os módulos de deformação decorrentes dos resultados dos ensaios de placa foram estimados aplicando-se a teoria da elasticidade aos recalques observados nas placas e aos observados a várias profundidades sob as placas.

Para o cálculo do módulo de deformação ( $E$ ), admitiu-se o terreno como isotrópico e homogêneo e desprezou-se a acomodação inicial da placa.

Com base na teoria da elasticidade pode-se escrever:

$$E = \frac{q}{\rho} B (1 - \mu^2) I_v$$

onde:

$\rho$  = recalque médio da placa na pressão ( $q$ ) aplicada.

$B$  = lado da placa

$I_v$  = fator de influência para placas quadradas rígidas  $\approx 0,95$

$\mu$  = Coeficiente de Poisson  $\approx 0,3$

Dessa forma, foram obtidos os valores dos módulos de deformação tanto para a parte inicial da curva carga-recalque, - que corresponde a um módulo tangente inicial, como para os valores de pressão e recalque na carga crítica, correspondendo a um módulo secante. Os valores são apresentados na tabela 4.

T A B E L A 4

| DIMENSÕES<br>DAS<br>PLACAS | RECALQUES<br>(cm)               |                          | MÓDULO DE DEFORMAÇÃO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |         | $\sigma_{crit}$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|----------------------------|---------------------------------|--------------------------|-----------------------------------------------|---------|------------------------------------------|
|                            | $\sigma = 4$ kg/cm <sup>2</sup> | $\sigma = \sigma_{crit}$ | TANGENTE                                      | SECANTE |                                          |
| 2 x 2 m                    | 0,13                            | 0,36                     | 4260                                          | 3100    | 8,0                                      |
| 1 x 1 m                    | 0,07                            | 0,255                    | 3930                                          | 2430    | 9,0                                      |
| 0,3x0,3 m                  | 0,043                           | 0,19                     | 1930                                          | 1100    | 10,0                                     |

Para a estimativa do módulo com base nas medidas de recalque de subsuperfície (sapata de 2 x 2 m), o terreno abaixo da sapata foi subdividido em 3 subcamadas horizontais de 1,0 m de espessura (A, B e C), conforme indicado na figura 15. Conhecidos os valores dos recalques na placa e nos ganchos instalados a profundidades de 1 m, 2 m e 3 m, a deformação vertical de cada camada foi obtida da diferença entre os recalques medidos nos limites superior e inferior, obtendo-se a deformação específica de cada camada para vários estágios de carregamento. Os valores médios de acréscimo de pressão vertical e horizontal, para cada estágio de carga nas 3 subcamadas consideradas, foram calculados com base nos dados de Giroud (1970) e são também apresentados na fig. 15.

Com as deformações específicas e os acréscimos de pressão vertical e horizontal em cada camada, o módulo de deformação foi estimado com base na seguinte expressão:

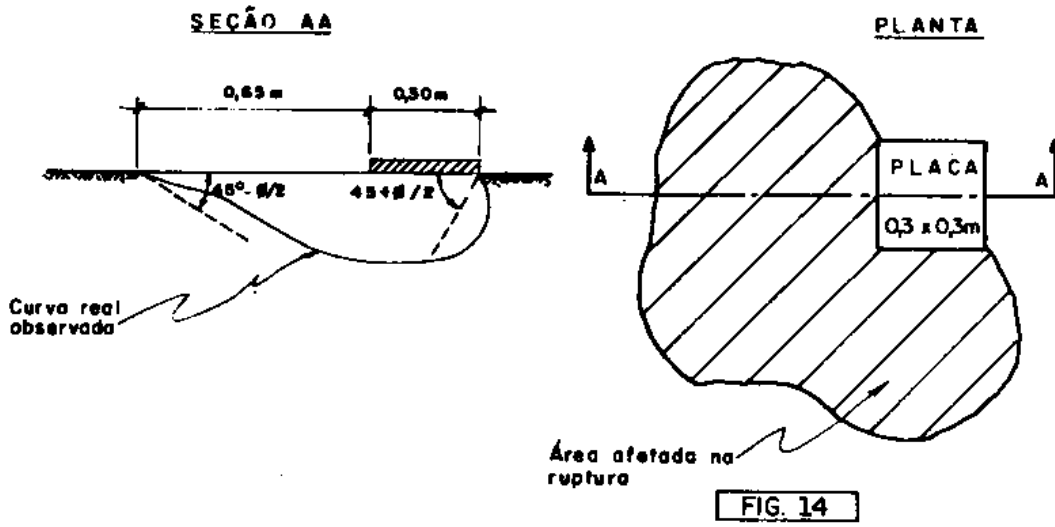
$$E = \frac{1}{\epsilon_v} (\Delta \sigma_v - 2\mu \Delta \sigma_h)$$

Os resultados correspondentes aos estágios de carga de 4, 6 e 8 kg/cm<sup>2</sup> são apresentados na Tabela 5.

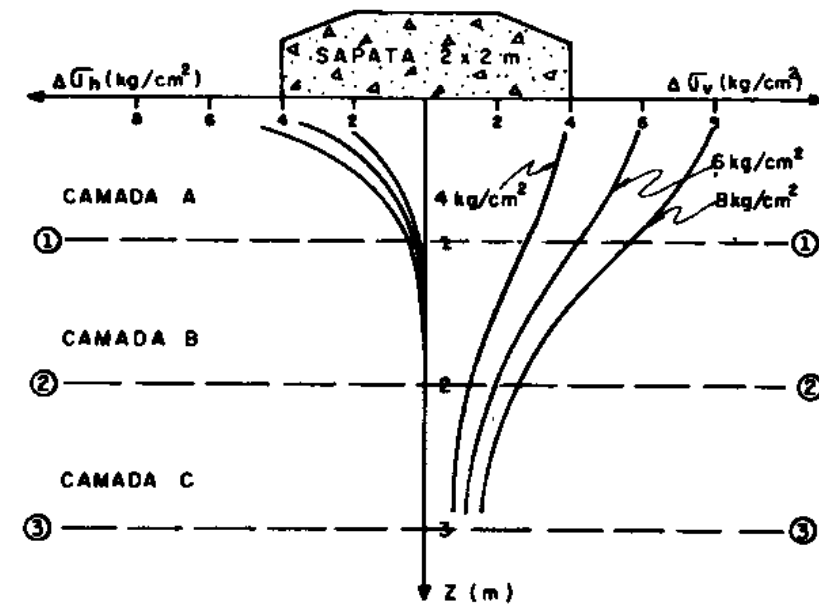
T A B E L A 5

| PRESSÃO<br>APLICADA<br>kg/cm <sup>2</sup> | SUB<br>CAMADA | $\epsilon_v$<br>(x10 <sup>-3</sup> ) | $\Delta \sigma_v$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | $\Delta \sigma_h$<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | MÓDULO DE<br>DEFORMAÇÃO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) |
|-------------------------------------------|---------------|--------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------|--------------------------------------------------|
| 4,0                                       | A             | 0,55                                 | 3,6                                        | 1,0                                        | 5440                                             |
|                                           | B             | 0,25                                 | 1,9                                        | 0,1                                        | 7360                                             |
|                                           | C             | 0,15                                 | 0,9                                        | 0                                          | 6000                                             |
| 6,0                                       | A             | 1,2                                  | 5,5                                        | 1,5                                        | 3830                                             |
|                                           | B             | 0,4                                  | 2,85                                       | 0,125                                      | 6920                                             |
|                                           | C             | 0,2                                  | 1,4                                        | 0                                          | 7000                                             |
| 8,0                                       | A             | 1,9                                  | 7,35                                       | 2                                          | 3240                                             |
|                                           | B             | 0,9                                  | 3,8                                        | 0,15                                       | 4120                                             |
|                                           | C             | 0,5                                  | 1,9                                        | 0                                          | 3800                                             |

# DADOS PARA OBSERVAÇÃO DA RUPTURA DO TERRENO DE FUNDAÇÃO



# DADOS PARA O CÁLCULO DO MÓDULO DE RESISTÊNCIA COM BASE NAS MEDIDAS DE RECALQUE SUBSUPERFICIAL



$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_A = \frac{\text{Recalque da Sapata} - \text{Recalque ganchos } ①}{1,0m}$$

$$\mu = 0,3$$

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_B = \frac{\text{Recalque ganchos } ① - \text{Recalque ganchos } ②}{1,0m}$$

$$\left(\frac{\Delta L}{L}\right)_C = \frac{\text{Recalque ganchos } ② - \text{Recalque ganchos } ③}{1,0m}$$

① , ② , ③ - níveis das medidores de recalque subsuperficiais

FIG. 15

Da comparação dos resultados apresentados nas tabelas 4 e 5, pode-se constatar que os valores obtidos a partir dos recalques subsuperficiais são cerca de 20 a 40% superiores aos estabelecidos com base no recalque de placas.

O módulo de deformação calculado varia também com a dimensão das placas, como se pode verificar no exame da figura 16. Do exame dessa figura pode-se constatar que a variação parece tornar-se pouco significativa para placas com lados superiores a 1 m. Tudo indica que a variação mais pronunciada decorre de um fenômeno de fechamento da fissuração e de escoamento lateral do solo, no bordo das placas, ambos mais significativos nas de menor dimensão.

#### 7. MÓDULO DE DEFORMAÇÃO DO TERRENO COM BASE NOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO.

Os ensaios de laboratório, descritos anteriormente, foram executados sobre corpos de prova talhados de amostras indeformadas em blocos, retiradas da área onde foram executadas as provas de carga. Os ensaios podem ser divididos em duas categorias:

- a) Ensaios de Cisalhamento Rápido, com Confinamento Constante:

Compressão Simples .....  $\sigma_c = 0$

Triaxial Rápido (UU) .....  $\sigma_c = 0,5$  e  $2,0$  kg/cm<sup>2</sup>

Triaxial Adensado Rápido (CU)  $\sigma_c = 0,5$  e  $2,0$  kg/cm<sup>2</sup>

- b) Ensaios em Confinamento Variável (Lentos)

Triaxial Lento (CD) com  $\sigma_1/\sigma_3 = k$  ( $k = 1,4; 2,0; 2,67$ )

Adensamento

Para os ensaios triaxiais rápidos, foram calculados os módulos de deformação axial específica correspondentes a 25%, 50% e 75% da tensão axial de ruptura.

Os módulos de deformação obtidos a partir dos resultados de ensaios triaxiais lentos foram calculados levando-se em conta a correção do efeito de confinamento variável; ou seja:

$$E = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \epsilon_v} \left( 1 - 2\mu \frac{\Delta \sigma_H}{\Delta \sigma_v} \right)$$

Já para os ensaios de adensamento, levando-se em conta a impossibilidade de deformações horizontais, pode-se escrever:

$$E = \nu_c \propto \sigma_v$$

Onde:

$$\nu_c = \frac{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}{(1 - \mu)}$$

$$\alpha = \frac{D_z}{J_v} \text{ (obtido por ajustagem)}$$

$$D_z = \frac{\Delta \sigma_v}{\Delta \epsilon_v} \text{ (ao nível de } \sigma_v \text{)}$$

$$\sigma_v = \text{pressão vertical aplicada (2 a 16 kg/cm}^2\text{)}$$

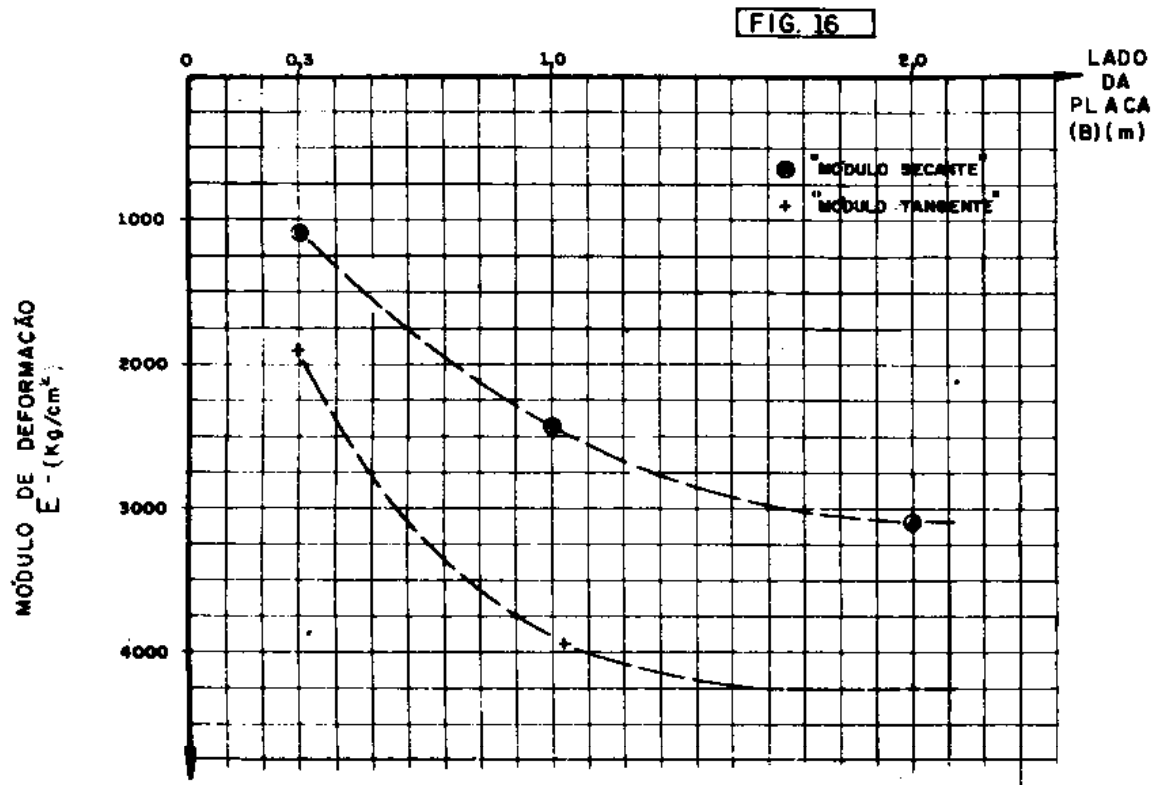
Dessa forma, aplicadas as correções necessárias aos valores da relação tensão-deformação, os valores médios dos módulos de deformação obtidos nos ensaios de laboratório são apresentados na Tabela 6.

T A B E L A 6

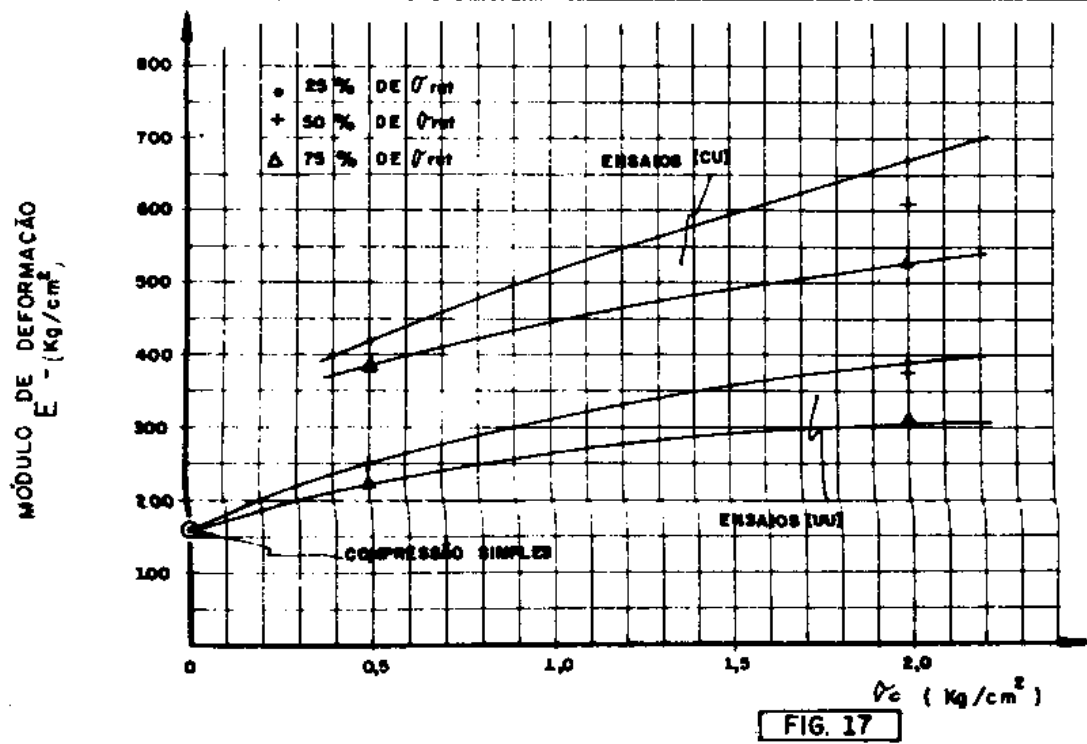
| TIPO DE ENSAIO     | CONFINAMENTO<br>(kg/cm <sup>2</sup> ) | MÓDULO DE DEFORMAÇÃO<br>E (kg/cm <sup>2</sup> ) |         |         |
|--------------------|---------------------------------------|-------------------------------------------------|---------|---------|
|                    |                                       | 25% RUT                                         | 50% RUT | 75% RUT |
| COMPRESSÃO SIMPLES | $\sigma_c = 0$                        | 160                                             | 161     | 164     |
| TRIAXIAL (UU)      | $\sigma_c = 0,5$                      | 250                                             | 250     | 230     |
|                    | $\sigma_c = 2,0$                      | 390                                             | 375     | 310     |
| TRIAXIAL (CU)      | $\sigma_c = 0,5$                      | 420                                             | 390     | 390     |
|                    | $\sigma_c = 2,0$                      | 670                                             | 610     | 530     |
| TRIAXIAL (CD)      | $\sigma_H = 2\sigma_v$                | 460                                             | 430     | 430     |
| ADENSAMENTO        | $\epsilon_H = 0$                      | 17,6 $\sigma_v$                                 |         |         |

Como esperado, os resultados dos ensaios tipos CU e UU, apresentados na tabela 6, demonstram que o módulo de deformação cresce com o confinamento lateral e o prévio adensamento dos corpos de prova. Tal fato pode ser verificado na figura-17, onde são relacionados os valores dos módulos de deformação com as pressões de confinamento.

# VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO COM AS DIMENSÕES DA PLACA



# VARIAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMAÇÃO COM CONFINAMENTO LATERAL



## 8. CONCLUSÕES

A análise dos resultados obtidos das provas de carga em placa e sua comparação com os resultados dos ensaios de laboratório, permite-nos, para a natureza do terreno ensaiado, formular as seguintes conclusões:

1. A capacidade de carga calculada a partir de resultados de ensaios drenados e lentos situa-se entre 27% (Terzaghi) e 10% (Vesic) abaixo da carga de ruptura generalizada do terreno nas provas de carga.
2. A estimativa do módulo de deformação baseada em provas de carga pode ser feita a partir dos resultados de recalque na sapata como dos resultados de recalques medidos abaixo da superfície do terreno. Os valores decorrentes de medidas subsuperficiais situam-se um pouco acima dos usualmente definidos com base nos recalques das placas.
3. O valor do módulo de deformação obtido de resultados de provas de carga é variável com as dimensões da placa. Essa variação, no solo em estudo, passaria a ser menos significativa em placas com mais de um metro de lado.
4. Os dados apresentados nas tabelas 4 e 6 mostram que os módulos de deformação obtidos através dos dados de recalque nas placas usadas nas provas de carga situam-se entre 1100 e 4260 kg/cm<sup>2</sup>, enquanto os decorrentes dos ensaios laboratoriais situam-se entre 160 e 670 kg/cm<sup>2</sup>. Desse modo, os módulos obtidos a partir dos resultados das provas de carga são em média de 6 vezes superiores aos obtidos dos ensaios sendo, desse modo, excessivamente conservadoras as estimativas de recalque baseadas nos resultados de ensaios laboratoriais.
5. As diferenças nos valores de módulos de deformação obtidos a partir de ensaios de laboratório e das provas de carga podem basicamente ser atribuídas aos seguintes fatores:
  - a) Alívio de tensões confinantes e amolgamentos inerentes a qualquer processo de amostragem do solo e de talhagem de corpos de prova, especialmente nesses solos fissurados;
  - b) Efeito de dimensão e de volume do solo envolvidos nos ensaios de laboratório e nas provas de carga no campo.

### AGRADECIMENTOS

Os autores externam seus agradecimentos à Companhia Siderúrgica de Tubarão pela autorização à publicação dos resultados obtidos com as provas de carga e à empresa Geotécnica S.A. pelas facilidades colocadas à disposição dos autores e pelo estímulo à elaboração deste trabalho.

### BIBLIOGRAFIA

- GIROUD, J.P. (1970) - Stresses Under Linearly Loaded Rectangular Area - Jourl. Soil Mech. Foundn's Divn. ASCE - Vol. 96 nº SMI, pp 263 - 268.
- LAMBE, T.W. e WHITMAN, R.V. (1969) - "Soil Mechanics" - Wiley International Edition.
- MAZURKIEWICZ, B.K. (1972) - "Test Loading on Piles According to Polish Regulations". Swedish Academy of Eng. Sciences - Prel. Report nº 35.
- TERZAGHI, K. e PECK, R.B. (1967) - "Soil Mechanics in Engineering Practice" - Wiley International Edition - 2a. Edition.
- VESIĆ, A.S. (1975) - "Bearing Capacity of Shallow Foundations" - Foundation Eng. Handbook - Winterhorn, H.F. e Fang H. Y. Edition - Van Nostrand Reinhold Comp.