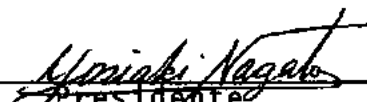
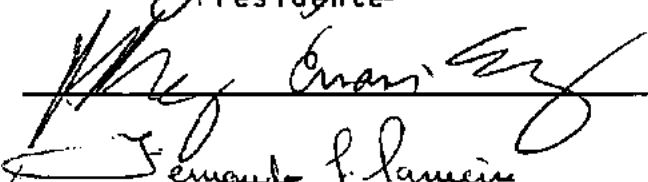



EFICIÊNCIA DE ARMADURAS DE BLOCOS  
SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS

Jefferson Heleno Brandão

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS  
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVER  
SIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO, COMO PARTE DOS  
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU  
DE MESTRE EM CIÊNCIA (M. Sc.)

Aprovada por:

  
\_\_\_\_\_  
Presidente  
  
\_\_\_\_\_  
  
\_\_\_\_\_

ESTADO DO RIO DE JANEIRO-BRASIL  
DEZEMBRO DE 1975

À meus pais.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Yosiaki Nagato pela valiosa orientação dada a este trabalho.

Aos Professores Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, Benjamin Ernani Díaz e Nobuo Yamagata pelas sugestões apresentadas.

Aos demais professores da COPPE que me ajudaram neste trabalho.

Aos Colegas que colaboraram nos ensaios, funcionários do Laboratório de Estruturas e todos aqueles que direta ou indiretamente contribuíram para a elaboração desta tese.

Ao Conselho Nacional de Pesquisas pelo auxílio a a mim concedido.

RESUMO

Este trabalho teve por finalidade estudar experimentalmente a eficiência de armaduras de blocos sobre duas estacas metálicas.

Foram ensaiados até a ruptura oito blocos de concreto divididos em dois grupos, um com a armadura passando pelo topo das estacas e o outro com a armadura passando pelo bordo inferior do bloco. Cada grupo foi dividido em dois sub-grupos, um com ancoragem vertical e o outro com ancoragem horizontal (laço) da armadura. Os blocos foram dimensionados pelo método das bielas, tomando-se como estado limite último o de deformação plástica excessiva da armadura.

Os ensaios realizados mostraram que não há diferença acentuada de comportamento entre os dois tipos de armadura analisados. Com base nos resultados dos ensaios e em face da maior facilidade de execução da armadura passando pelo topo das estacas e com ancoragem vertical, recomenda-se este tipo de armadura para os blocos de concreto sobre duas estacas metálicas.

RESUMÉ

Le but de ce travail est d'étudier expérimentalement l'efficacité de deux systèmes de disposition des armatures dans des blocs de fondation en béton, appuyés sur deux pieux métalliques.

Les essais ont porté sur deux groupes de quatre blocs. Dans un groupe, les armatures horizontales ont été positionnées au niveau du sommet des pieux métalliques et dans l'autre groupe les armatures horizontales ont été placées au fond du bloc. Dans chaque groupe ont été employés deux systèmes d'ancrage des armatures horizontales: un ancrage rectiligne obtenu par prolongement des barres après une courbure vers le haut et un ancrage en épingle. Le dimensionnement a été fait supposant la formation de bielles de béton, de telle façon que l'état limite ultime soit atteint par excès de déformation des armatures.

Les essais ont montré que les comportements des pièces armées des deux manières ne diffèrent pas outre mesure. Étant donné que le positionnement des armatures au sommet des pieux est plus simple et en vue des résultats des essais, il est recommandé d'adopter ce type d'armature, avec des ancrages rectilignes.

ÍNDICE

|                                                                                     | pg. |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| NOTAÇÕES                                                                            | vi  |
| CAPÍTULO 1 - Introdução                                                             | 1   |
| CAPÍTULO 2 - Considerações Teóricas                                                 | 4   |
| 2.1 - Generalidades                                                                 | 4   |
| 2.2 - Transferência estaca-bloco                                                    | 8   |
| 2.3 - Ancoragem em bloco-raio de curvatura<br>mínimo e ponto de início da ancoragem | 9   |
| CAPÍTULO 3 - Trabalho Experimental                                                  | 12  |
| 3.1 - Generalidades                                                                 | 12  |
| 3.2 - Instrumentação                                                                | 15  |
| CAPÍTULO 4 - Materiais e Dimensionamento                                            | 21  |
| 4.1 - Materiais                                                                     | 21  |
| 4.1.1 - Aço                                                                         | 21  |
| 4.1.1.1 - Armação dos blocos                                                        | 21  |
| 4.1.1.2 - Estacas                                                                   | 22  |
| 4.1.1.3 - Aparelhos de apoio                                                        | 22  |
| 4.1.2 - Concreto                                                                    | 23  |
| 4.1.2.1 - Componentes                                                               | 23  |
| 4.1.2.2 - Dosagem do concreto                                                       | 23  |
| 4.1.2.3 - Concretagem e controle                                                    | 25  |
| 4.2 - Dimensionamento                                                               | 32  |
| 4.2.1 - Bloco                                                                       | 32  |
| 4.2.2 - Estacas                                                                     | 34  |

|                                                                                    | pg. |
|------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.2.3 - Comprimento de ancoragem da armadura principal                             | 35  |
| 4.2.4 - Fretagem                                                                   | 35  |
| CAPÍTULO 5 - Resultados                                                            | 41  |
| 5.1 - Resultados gerais                                                            | 41  |
| 5.1.1 - Resistência                                                                | 41  |
| 5.1.2 - Fissuração                                                                 | 43  |
| 5.1.3 - Deformação na armadura                                                     | 48  |
| 5.1.4 - Flecha e Rotação                                                           | 49  |
| 5.1.5 - Comportamento da conexão entre o bloco e a extremidade engastada da estaca | 50  |
| 5.1.6 - Deslocamento entre estacas e deslocamento longitudinal dos apoios          | 66  |
| 5.2 - Análise dos Resultados                                                       | 67  |
| 5.2.1 - Resistência                                                                | 67  |
| 5.2.2 - Fissuras                                                                   | 68  |
| 5.2.3 - Rigidez                                                                    | 70  |
| 5.2.4 - Comportamento da armadura como tirante                                     | 71  |
| 5.2.5 - Ancoragem                                                                  | 72  |
| 5.2.5.1 - Ponto onde inicia a <u>ancoragem</u>                                     | 72  |
| 5.2.5.2 - Funcionalidade                                                           | 72  |
| 5.2.6 - Comportamento estaca-bloco                                                 | 73  |
| 5.2.7 - Deslocamento total entre estacas e deslocamento longitudinal dos apoios    | 74  |
| CAPÍTULO 6 - Conclusões                                                            | 76  |
| BIBLIOGRAFIA                                                                       | 79  |

NOTAÇÕES

|           |                                                     |
|-----------|-----------------------------------------------------|
| a         | distância do eixo da estaca à face do pilar         |
| $A_c$     | área da seção de concreto                           |
| $A_s$     | área da seção de ferros longitudinais tracionados   |
| $A_{sp}$  | área da seção do perfil                             |
| b         | largura do bloco                                    |
| d         | altura útil do bloco                                |
| f         | frequência                                          |
| $f_{cc}$  | resistência do concreto à compressão                |
| $f_{ccd}$ | resistência de cálculo do concreto à compressão     |
| $f_{cck}$ | resistência característica do concreto à compressão |
| $f_{ccm}$ | resistência média do concreto à compressão          |
| $f_{ct}$  | resistência do concreto à tração                    |
| $f_{ctm}$ | resistência média do concreto à tração              |
| $f_y$     | resistência do aço no escoamento à tração           |
| $f_{yd}$  | resistência de cálculo do aço à tração              |
| $f_{ym}$  | resistência média do aço no escoamento à tração     |
| F         | carga genérica                                      |
| $F_d$     | carga de cálculo                                    |
| $F_{obs}$ | carga última observada                              |
| $F_r$     | carga de fissuração                                 |
| $F_u$     | carga última prevista                               |
| h         | altura do bloco                                     |
| $\ell$    | distância entre os eixos das estacas                |



|                     |                                                     |
|---------------------|-----------------------------------------------------|
| $l_b$               | comprimento de ancoragem                            |
| $l_{ext}$           | comprimento do bloco                                |
| $N_c$               | força normal na biela comprimida (concreto)         |
| $N_s$               | força normal na biela tracionada (armadura)         |
| $V$                 | força cortante                                      |
| $\gamma_c$          | coeficiente de minoração da resistência do concreto |
| $\gamma_s$          | coeficiente de minoração da resistência do aço      |
| $\gamma$            | peso específico                                     |
| $\bar{\sigma}_{wb}$ | tensão de cisalhamento de projeto na alma           |

Obs.: outras notações utilizadas são definidas no próprio texto.

### UNIDADES

$$1N = 0,102kgf$$

$$1KN = 102kgf$$

$$1N/mm^2 = 10,2kgf/cm^2$$

## CAPÍTULO 1

### INTRODUÇÃO

O comportamento estrutural de blocos sobre duas estacas é usualmente considerado como o de duplo consolo curto.

Para os consolos curtos, isto é, consolos nos quais  $d \geq a$  (Figura 1.1), dentre vários métodos de cálculo existentes temos o método das bielas.

O bom funcionamento deste mecanismo estrutural (treliça), admitido para os consolos curtos e estendido aos blocos de coroamento, depende muito de se estimar corretamente a distância da posição da carga em relação à seção de engastamento. Contrariamente ao que se passa com as vigas, um pequeno erro na avaliação desta distância afeta grandemente o valor do momento de engastamento.

No caso de blocos sobre duas estacas metálicas, em que se toma uma altura considerável do bloco para embutimento da estaca, além do problema anterior temos a incerteza quanto à melhor indicação para armar o bloco.

Temos duas disposições para lançamento da armadura:

- a) armadura passando sobre o topo das estacas;
- b) armadura passando pelo bordo inferior do bloco.

Existem projetistas que adotam o modelo b. Para estes o ponto de união entre a biela comprimida (concreto) e a biela tracionada (aço) dá-se abaixo do topo da estaca. Para os que consideram o modelo a, admite-se o topo da estaca como ponto de união. No primeiro caso considera-se a altura total do bloco para seu dimensionamento e no outro apenas a altura total descontado o comprimento de embutimento da estaca.

Este trabalho, sugerido pelo Prof. Benjamin Ernani Diaz (Professor do Deptº de Estruturas da EE/UFRJ e calculista do Escritório de Engenharia Antonio Alves de Noronha), tem por objetivo contribuir para a eliminação destas incertezas e, paralelamente, dar melhores indicações quanto à ancoragem das armaduras em blocos e quanto à conexão entre estaca (perfil metálico) e bloco de concreto armado.

Foram ensaiados até a ruptura oito blocos de concreto armado sobre duas estacas metálicas, divididos em dois grupos, de acordo com a posição da armadura principal, sendo cada grupo subdividido em dois outros de acordo com o tipo de ancoragem da armadura principal. O comprimento de engastamento das estacas foi o mesmo para todos os blocos.

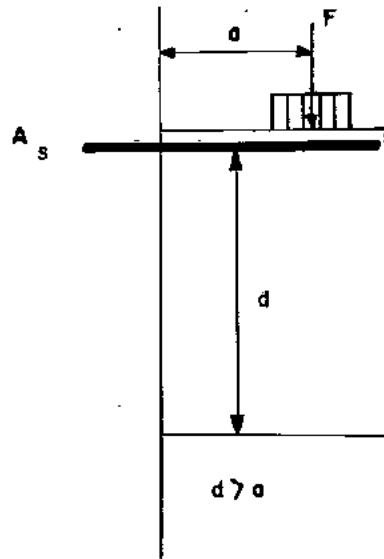


Fig. 1.1 - Consolo Curto

CAPÍTULO 2CONSIDERAÇÕES TEÓRICAS2.1 - Generalidades

Blocos sobre dois apoios (estacas), dada a sua apreciável altura em relação à distância entre os eixos das estacas, apresentam características estruturais bem diferentes das do elemento viga.

Atualmente são conhecidos os seguintes métodos de cálculo para os blocos sobre dois apoios:

- a) cálculo como viga
- b) cálculo por meio de fórmulas empíricas
- c) cálculo como treliça

O cálculo de blocos como treliça é em nossos dias mais usual graças aos ensaios efetuados na Alemanha por vários pesquisadores. Dentre eles citamos G. Franz e H. Niedenhoff.

Estudos foto-elásticos de modelos, em plástico, sobre consolos curtos efetuados por Franz e Niedenhoff permitiram determinar as trajetórias das tensões principais como se vê na figura 2.1.a e b.

Verificaram eles que a resultante de todas as tensões

principais de compressão tem direção oblíqua para todos os tipos de consolos curtos e que as tensões principais de tração, perpendiculares as de compressão, são muito pequenas podendo ser absorvidas por estribos horizontais até a vizinhança do bordo carregado, onde a tensão de tração se torna grande e de valor aproximadamente constante desde a seção de engastamento até a carga aplicada (Figura 2.1.a e b).

Fundado nos resultados dos ensaios Franz e Niedenhoff propuseram um dimensionamento para consolos curtos e o estenderam para blocos sobre duas estacas por razões de semelhança de comportamento existente entre ambos, como se vê nas Figuras 2.1 e 2.2.

Estando a armadura principal numa zona de pouco comprimento de aderência e por conseguinte de difícil transferência de esforços para a armadura Franz aconselha usar a formação em laço também recomendada pelo CEB.

Franz ainda informa que a destruição de um bloco de coramento, por formação de cunha deslizante, corresponde à aparição de superfícies de deslizamento em ambas as zonas de compressão (Fig. 2.2.d) que se formam no ensaio à compressão de um prisma. A destruição aparece somente após superada a resistência à tração horizontal no eixo central. Disso resulta a necessidade de uma armadura horizontal suficiente e bem ancorada.

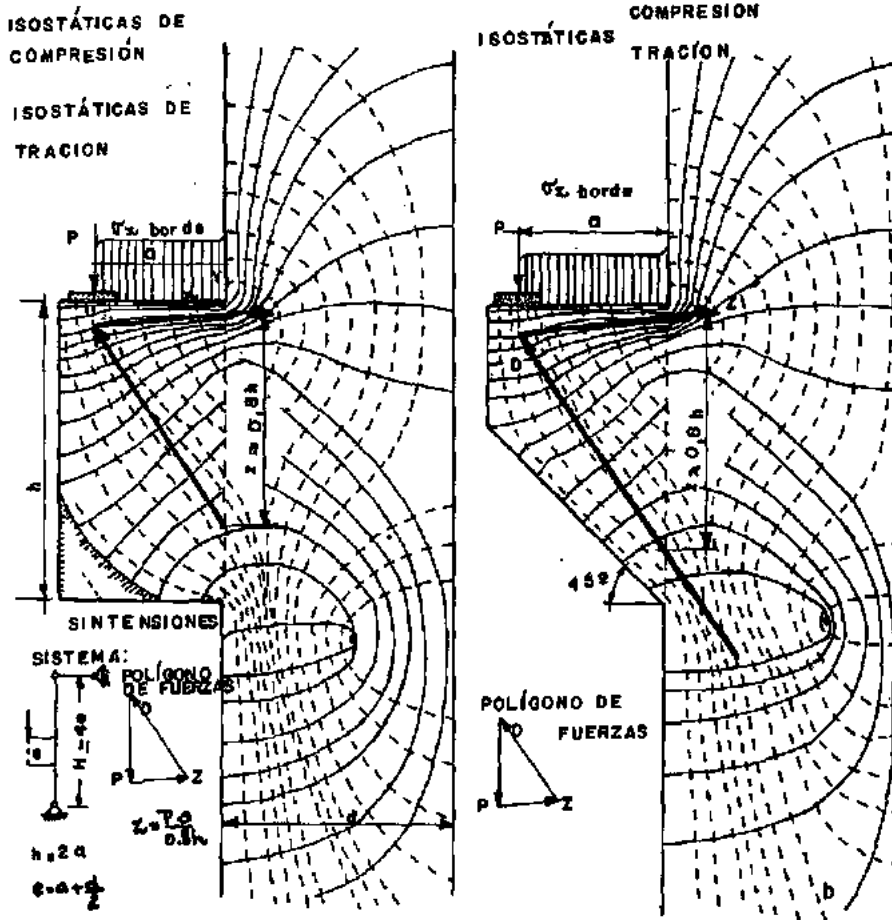


Fig. 2.1 a - b — ISOSTÁTICAS DAS TENSÕES PRINCIPAIS (?)  
a) CONSOLO RETANGULAR  
b) CONSOLO TRAPEZOIDAL

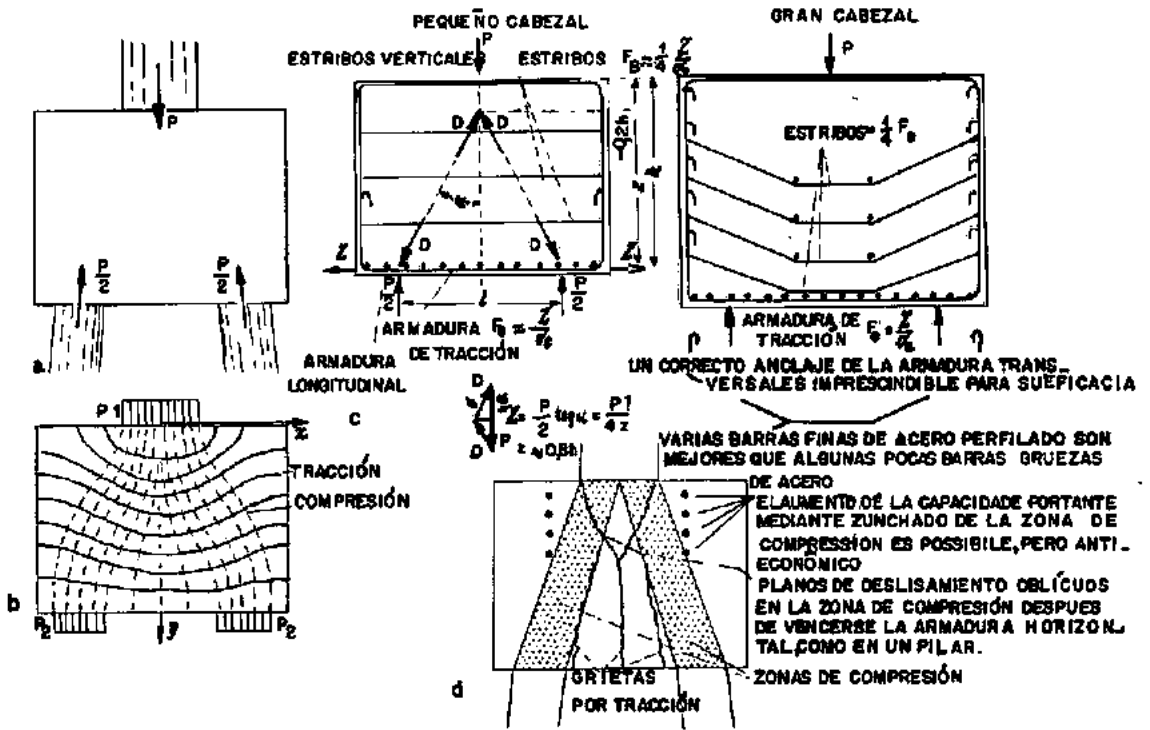


Fig. 2.2 a - d - SOLICITAÇÃO E ARMAÇÃO DE BLOCOS SOBRE DOIS APOIOS  
 a) DISPOSIÇÃO E CARGA  
 b) ISOSTÁTICAS DAS TENSÕES PRINCIPAIS  
 c) DISPOSIÇÃO ADEQUADA DA ARMADURA  
 d) IMAGEM DA ROTURA DEPENDENTE DA ARMADURA HORIZONTAL ( 7 )



## 2.2 - Transferência estaca bloco

Uma pesquisa sobre a resistência da ligação entre um bloco de concreto e a extremidade engastada de uma estaca de aço de seção H efetuada pelo State of Ohio Department of Highways, em 1947, apresentou as seguintes conclusões:

a) se a estaca tem adequada seção e se o bloco tem adequadas dimensões e está convenientemente armado para as reações da estaca, não é necessário preocupar-se com a resistência da ligação para a força de compressão e é desnecessário prover uma placa ou outros elementos auxiliares na distribuição de tensões no topo da estaca.

b) o comprimento de engastamento não é tão importante para se obter uma boa resistência à compressão do concreto em contato com a estaca e sim o estado de confinamento como se encontra o concreto no topo da estaca.

c) A fretagem da extremidade da estaca é bastante importante sobretudo quando se trata de peças delgadas.

d) A penetração da estaca para os casos usuais, estas trabalhando a tensão de  $100 \text{ N/mm}^2$ , pode ser considerada desprezível.

### 2.3 - Ancoragem em blocos - raio de curvatura mínimo e ponto de início da ancoragem

As recomendações internacionais CEB-FIP-72 limitam inferiormente o raio de curvatura atendendo a:

a) do ponto de vista do aço (R.51,41): o raio de curvatura mínimo depende das características do aço (ductibilidade e eventual envelhecimento), e deve ser tal que permita a retificação (desdobramento) sem danos;

b) do ponto de vista do concreto (R.51,42 e R.51,522 b): o raio de curvatura mínimo é fixado a fim de evitar o fendilhamento do concreto no plano do eixo da barra ou o seu esmagamento por compressão excessiva pela barra.

Atendendo à situação da armadura estar no estado limite último da peça a tensão inferior à de escoamento característica são previstas algumas reduções tanto no raio de curvatura mínimo como também no comprimento mínimo de ancoragem reta sem gancho.

O raio mínimo exigido pode ser reduzido pelo fator  $\sigma_{sd}/f_{yd}$  até o chamado raio de gancho desde que este esteja precedido de um comprimento de ancoragem reto  $\geq l_b - \Delta l_b$ , sendo  $\sigma_{sd}$  a tensão no início da curvatura.

O comprimento de ancoragem reta mínimo poderá ser reduzido pelo fator de redução  $\sigma_{sd}/f_{yd}$  de tal modo a não ser nunca inferior a  $l_b/3$ ,  $10\phi$  ou 15cm. Aqui  $\sigma_{sd}$  é a tensão no início da ancoragem.

No caso de blocos sobre duas estacas ou, mais particularmente, sobre duas estacas metálicas, a exposição anteriormente feita leva às conclusões seguintes:

a) se considerarmos para início da ancoragem a face interna da estaca nenhuma redução deverá ser feita, haja visto que pelo método de cálculo de blocos usado a tensão do aço é constante até a estaca no estado limite último da peça.

Neste trabalho admitiram-se problemas de transferência de esforços entre os elementos bloco-estacas. Em decorrência disso, para garantir a transferência de esforços estacas-bloco, tomou-se para início da ancoragem a face externa da estaca, o que implicou em nenhuma redução tanto do raio mínimo quanto do comprimento de ancoragem reta mínimo exigido.

b) para armadura em laço, pelo mesmo motivo anterior, tomou-se a face externa para início da ancoragem. Aqui, porém, por motivo da dimensão transversal da peça, o raio mínimo foi diminuído.

Deve ser acrescentado aqui que: os blocos devem sempre ser prolongados de cada lado da estaca de modo a garantir uma ideal transferência de esforços entre os elementos barras, concreto e estacas. Esse prolongamento nunca deve ser inferior ao raio de curvatura mínimo exigido para a armadura, haja visto que esta tem como início da curvatura a face externa da estaca.

CAPÍTULO 3TRABALHO EXPERIMENTAL3.1 - Generalidades

Foram moldados e ensaiados até a ruptura oito blocos de concreto armado sobre duas estacas metálicas divididos em dois grupos de acordo com a posição da armadura principal, sendo cada grupo subdividido em dois outros de acordo com o tipo de ancoragem da armadura principal. Os blocos B1A e B1B diferem-se apenas quanto à instrumentação interna. O mesmo ocorre com B2A e B2B e os demais.

A composição de cada grupo e subgrupos, bem como as dimensões das peças, são vistas no quadro 3.1.

| Grupo | Bloco | Posição da Armadura     | Ancoragem  | b (mm) | h (mm) | $l_{ext}$ (mm) |
|-------|-------|-------------------------|------------|--------|--------|----------------|
| 1     | B1A   | bordo inferior do bloco | vertical   | 250    | 500    | 1170           |
|       | B1B   |                         |            | 250    | 500    | 1170           |
|       | B4A   |                         | horizontal | 250    | 500    | 1070           |
|       | B4B   |                         |            | 250    | 500    | 1070           |
| 2     | B2A   | topo das estacas        | vertical   | 250    | 630    | 1170           |
|       | B2B   |                         |            | 250    | 630    | 1170           |
|       | B3A   |                         | horizontal | 250    | 630    | 1070           |
|       | B3B   |                         |            | 250    | 630    | 1070           |

Quadro 3.1 - Agrupamento e dimensões dos blocos

Cada bloco foi armado com 4 barras de  $\phi 3/8"$  Aço CA-24. Traço do concreto, em peso, 1: 2,5: 3,5.

Para cada bloco foram tirados 8 corpos de prova cilíndricos de 150 x 300 mm.

Para estaca metálica foi tomado o perfil I5" (14,8 kg/m) com 300mm de comprimento sendo 15cm embutido no bloco. A extremidade embutida está envolta por uma fretagem, aço CA-24,  $\phi 3/8"$  e passo de 40mm ( Figura 3.1 ).

Os modelos foram testados na máquina Amsler tipo universal, para ensaio de tração, compressão e flexão, capacidade máxima 1000 KN, pertencente ao Laboratório de Estruturas do CT-UFRJ. Importante acrescentar que esta máquina transmite o carregamento de baixo para cima através da travessa (Figura 3.9).

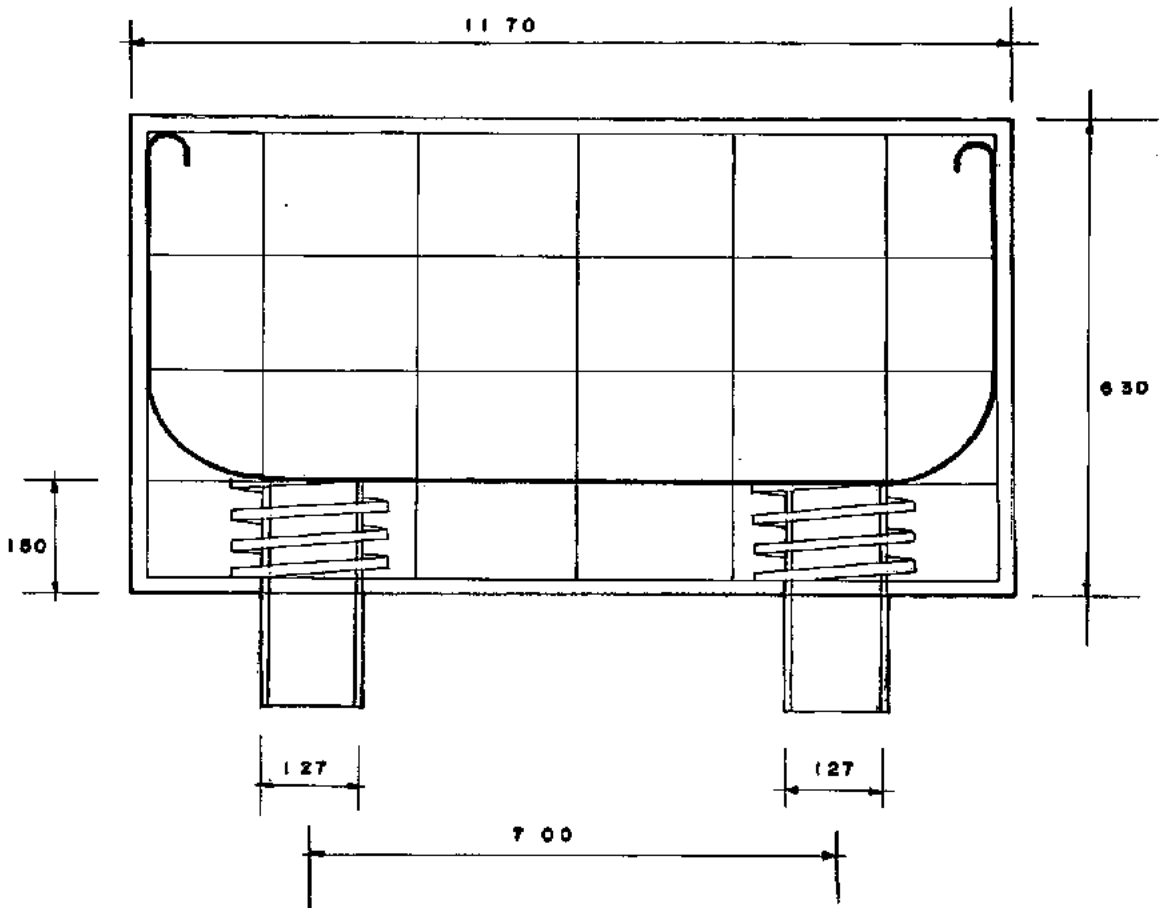


Fig. 3.1 - Um dos modelos construídos (dimensões em milímetros)

Os incrementos de carga, maiores no começo e diminuindo à medida que se chegava à carga última prevista, foram aplicados a uma velocidade suficientemente boa. A carga última (máxima carga atingida) é a carga para a qual foi considerada excessiva a deformação plástica do aço e por conseguinte findo o ensaio.

### 3.2 - Instrumentação e montagem dos ensaios

a) Os blocos foram todos instrumentados internamente com extensômetros elétricos de resistência (EER), sensibilidade  $10 \times 10^{-6}$ , colados à armadura principal (Fig. 3.2). Os extensômetros todos colados aos pares, foram instalados em barras externas para as de ancoragem vertical e na mais inferior para as armaduras em laço. Os blocos de final A foram apenas instrumentados inteiramente nas posições: 3, 4, 7, 8, 11 e 12. As leituras de deformações na armadura principal nas posições fixadas anteriormente tiveram como finalidade principal:

- caracterizar o estado limite último da peça;
- caracterizar o mecanismo de biela;
- caracterizar o começo da ancoragem.

#### b) Deformação no perfil

Foram tomadas leituras de deformação nos perfis (estacas) com a finalidade de garantir a simetria da distribuição da carga aplicada à peça pela travessa da máquina, como controle no



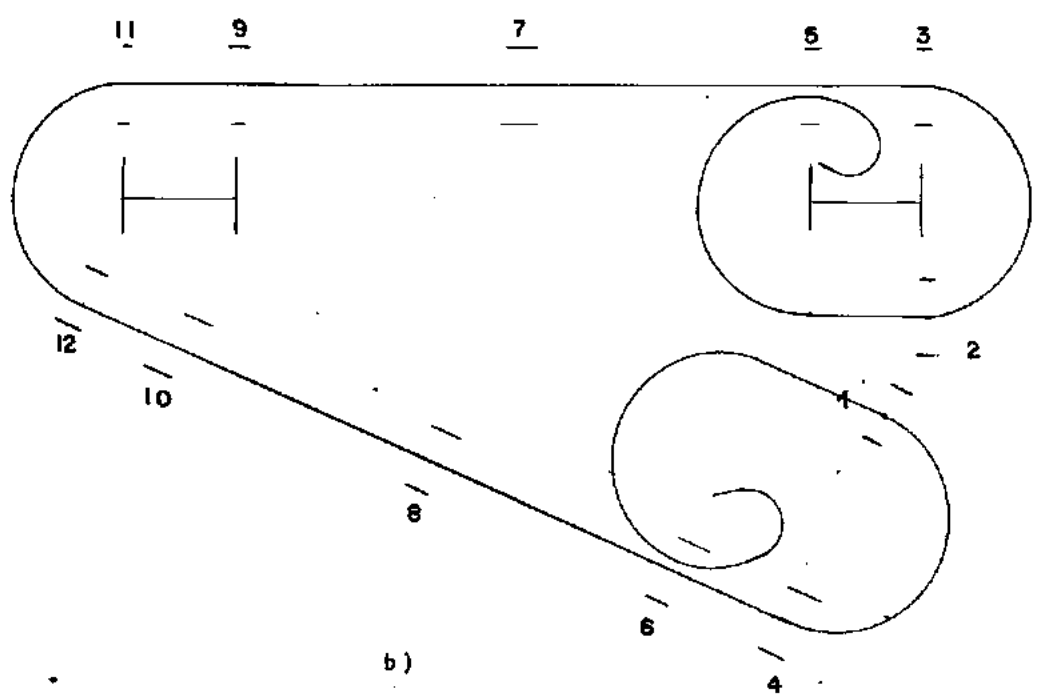
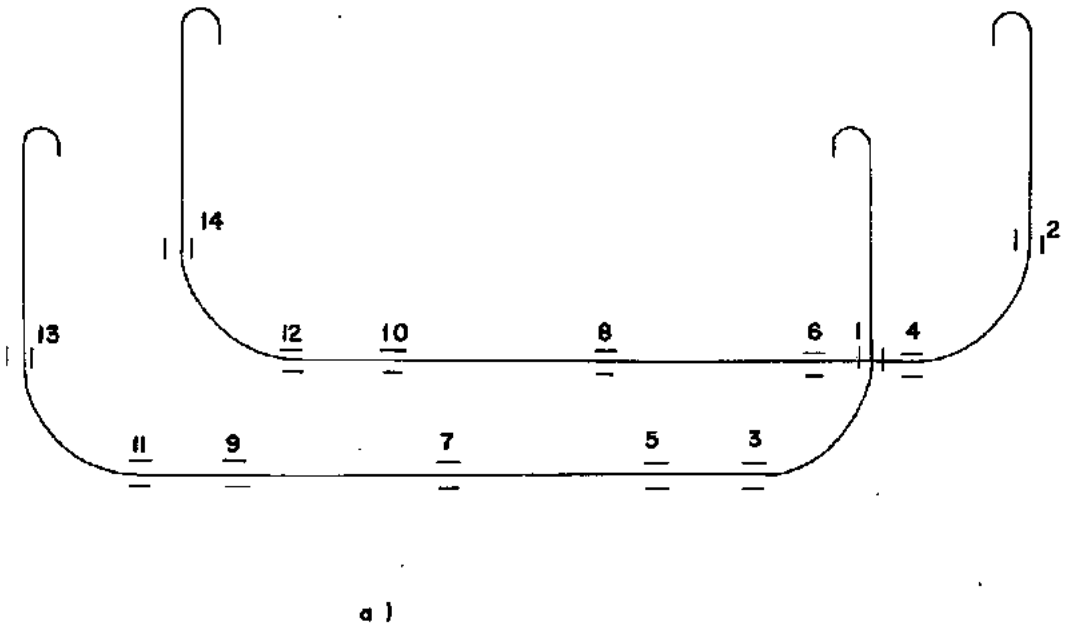


Fig. 3.2 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência

caso de uma eventual falha da peça pela estaca, como aconteceu em um pr $\bar{e}$ vio ensaio, e tamb $\acute{e}$ m para detectar, por instala $\tilde{c}$ o de extens $\hat{o}$ metros aos pares, a exist $\hat{e}$ ncia de momento fletor parasita decorrente de mal funcionamento do aparelho de apoio (Fig. 3.3).

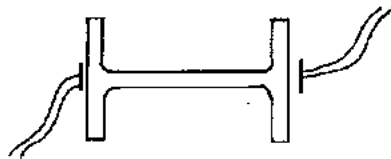


Fig. 3.3 - Esquema da instala $\tilde{c}$ o de extens $\hat{o}$ metros el $\acute{e}$ tricos de resist $\hat{e}$ ncia para o perfil

### c) Flecha

Foram medidos deslocamentos com flex $\hat{i}$ metros (sensibilidade de 0,01mm) nas posi $\tilde{c}$ o $\tilde{e}$ s segundo a Fig. 3.4. Finalidade: determinar a flecha no meio do v $\tilde{a}$ o.

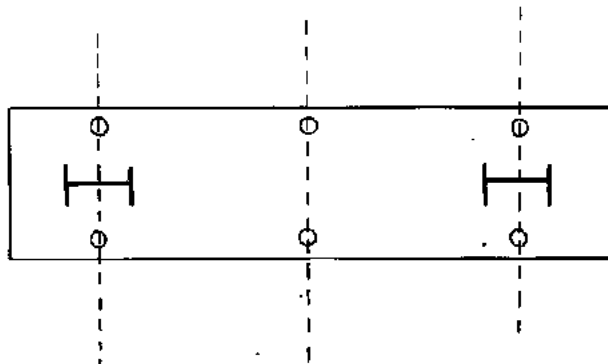


Fig. 3.4 - Pontos de medi $\tilde{c}$ o de deslocamentos na face inferior do bloco

## d) Rotação

Foram feitas medidas de rotações segundo o esquema da Figura 3.5. Sensibilidade dos clinômetros:  $1''$ .

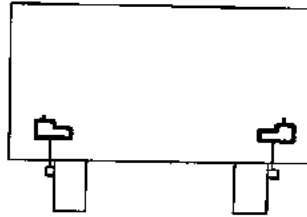


Fig. 3.5 - Posicionamento dos clinômetros

## e) Deslocamento total entre estacas

Foi medido o deslocamento entre estacas através de flexímetros de sensibilidade de  $0,05\text{mm}$  instalados segundo o esquema da Figura 3.6. A medição foi efetuada ao nível da armadura principal.

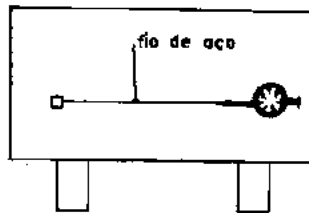


Fig. 3.6 - Montagem usada para medição do deslocamento total entre estacas

f) Deslocamento longitudinal dos apoios

Foram tomadas medidas do deslocamento longitudinal dos apoios através de flexímetros, sensibilidade de 0,01mm, instalados segundo o esquema da Figura 3.7.

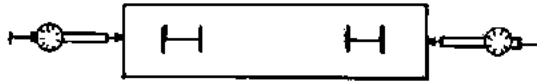


Fig. 3.7 - Posicionamento dos flexímetros para medição dos deslocamentos longitudinais dos apoios

g) Deslocamento relativo estaca-bloco

Foram tomadas medidas de deslocamento através de flexímetros, sensibilidade de 0,001mm, instalados segundo o esquema da Figura 3.8. Estas leituras, comparadas com a deformação do perfil, caracterizarão a penetração da estaca no bloco.

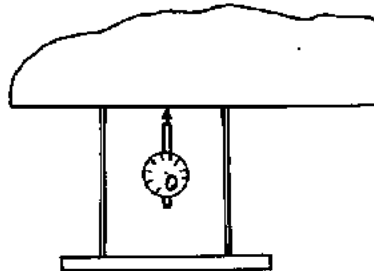


Fig. 3.8 - Posicionamento do flexímetro para medição do deslocamento relativo estaca-bloco

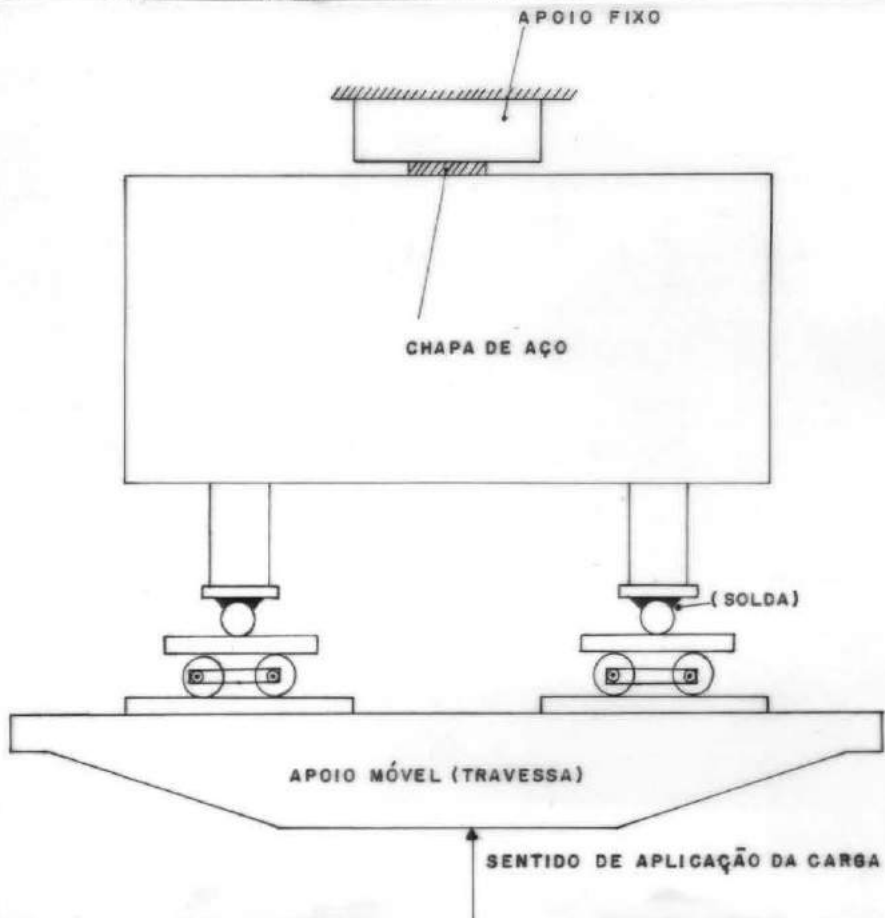
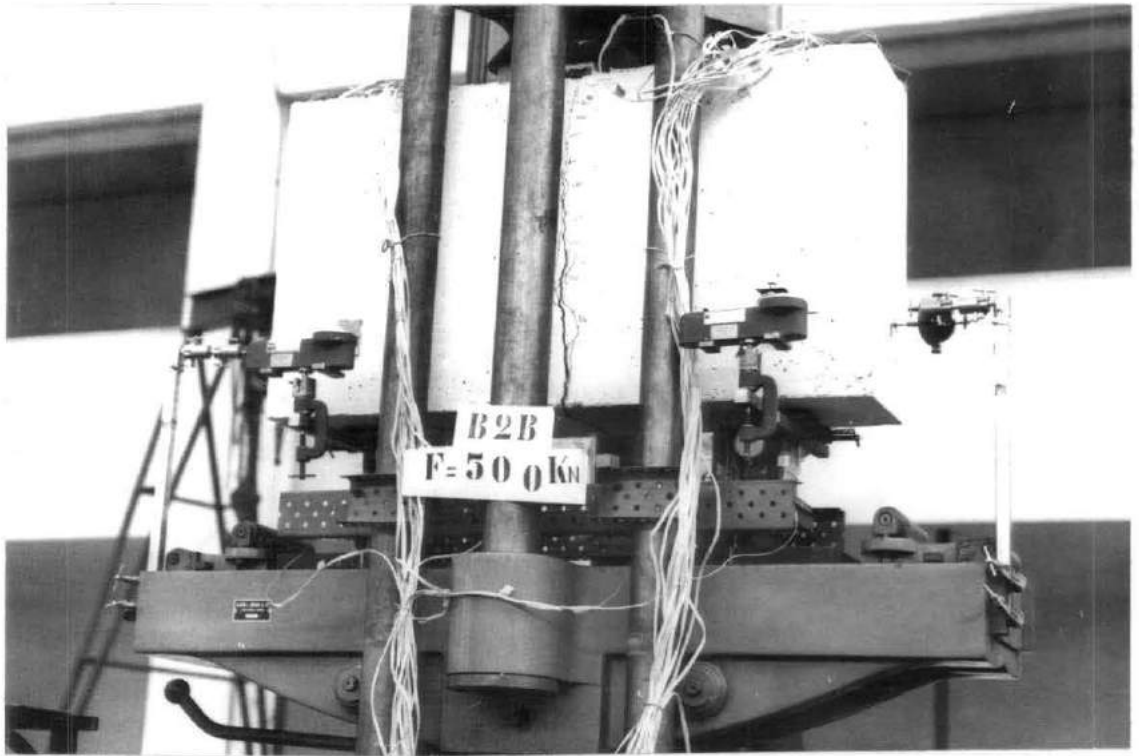


Fig. 3.9 - Esquema de montagem e aplicação de carga

CAPÍTULO 4MATERIAIS E DIMENSIONAMENTO4.1 - Materiais4.1.1 - Aço4.1.1.1 - Armação dos blocos

Para armação dos blocos tomou-se:

a) Aço CA-24 para a armadura principal. Foi ensaiada uma amostra para cada vergalhão (Vide tabela 4.1). A figura 4.3 mostra o gráfico correspondente a uma das amostras.

b) Aço CA-50A para armadura distribuída. As amostras ensaiadas forneceram  $f_{ym} = 600 \text{ N/mm}^2$ .

| Bloco | Aço   | $\phi$ (mm) | $A_s$ (mm <sup>2</sup> ) | $f_y$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> ) | $f_u/f_y$ | $\epsilon_{st}$ (%) |
|-------|-------|-------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|-----------|---------------------|
| B1A   | CA-24 | 10,0        | 79                       | 329                        | 467                        | 1,4       | 29                  |
| B1B   | "     | 9,8         | 75                       | 340                        | 508                        | 1,5       | 24                  |
| B2A   | "     | 10,0        | 79                       | 329                        | 485                        | 1,5       | 28                  |
| B2B   | "     | 9,9         | 77                       | 331                        | 435                        | 1,3       | 29                  |
| B3A   | "     | 10,1        | 80                       | 375                        | 546                        | 1,5       | 26                  |
| B3B   | "     | 10,0        | 78                       | 320                        | 490                        | 1,5       | 31                  |
| B4A   | "     | 10,1        | 80                       | 338                        | 471                        | 1,4       | 33                  |
| B4B   | "     | 9,9         | 77                       | 286                        | 421                        | 1,5       | 20                  |

Tabela 4.1 - Características da armadura principal por bloco

( $\epsilon_{st}$  = alongamento relativo de ruptura do aço na zona de estricção, medido num comprimento de  $10\phi$ )

#### 4.1.1.2 - Estacas

Foi usada Perfil I 5" (14.8kg/m) com chapa de 5" x 1/2" soldada à sua extremidade inferior.

#### 4.1.1.3 - Aparelhos de apoio

Para confecção dos aparelhos de apoio foram usados:

a) chapas de: 5" x 1/2"

b) rolos:  $\phi$  2 1/2"

#### 4.1.2 - Concreto

##### 4.1.2.1 - Componentes

Para confecção do concreto foram empregados:

a) areia grossa, lavada e peneirada

b) agregado graúdo - brita 1

c) cimento tipo Portland, marca Mauã para os blocos com finais A, e Barroso para os com finais B.

##### 4.1.2.2 - Dosagem do concreto

Foi adotado para o concreto o seguinte traço em peso:

1:2,5:3,5

com fator água-cimento  $x = 0,65$ , traço este determinado pelo método INT a seguir indicado:

Resistência característica à compressão ( $f_{cck}$ ) desejada para o concreto:  $f_{cck} = 20 \text{ N/mm}^2$

Tomou-se  $f_{c28} = f_{cck} = 20 \text{ N/mm}^2$

a) fator água-cimento:  $x = 0,65$

Tomando para A (percentagem de água referida ao peso to-



tal de cimento mais agregado) 9,5% - concreto vibrado mecanicamente.

Diâmetro máximo do agregado graúdo  $D = 19\text{mm}$  teremos:

b) traço em peso (cimento agregado): 1:M

M - peso total de agregado (areia + brita)

$$M = \frac{X}{A} - 1 = \frac{0,65 \times 100}{9,5} - 1 \cong 6$$

Decompondo em partes de brita e areia teremos:

c) traço em peso (cimento: areia: agregado graúdo)

1:AR:B      AR = peso de areia por quilo de cimento

B = peso de brita por quilo de cimento

$$B = K(M+1) = 0,5(6+1) \rightarrow B = 3,5 \text{ para } K = 0,5$$

$$AR = 6 - 3,5 = 2,5$$

Teremos então: 1: AR:B (em peso)

ou

$$1:2,5:3,5$$

Consumo de cimento:  $C = 305\text{kg/m}^3$

Fator água cimento: 0,65

#### 4.1.2.3 - Concretagem e controle

Todos os materiais componentes do concreto foram medidos em peso e misturados numa betoneira com capacidade de 250ℓ, marca DYNE, nº 1284 modelo BED 320.

Cada bloco levou em média 2 betonadas. Para cada betona da foram moldados 4 corpos de prova.

#### Corpos de prova

Foram moldados 8 corpos de prova cilíndricos, 150mm x x 300mm, para cada bloco. Estes corpos de provas foram rompidos obedecendo a seguinte sequência: 3 rompidos por compressão simples aos 28 dias após a concretagem e os 5 restantes por ocasião do ensaio da peça, sendo 2 deles rompidos a compressão diametral e 3 a compressão simples.

Os corpos de prova, igualmente aos blocos, foram vibrados com vibrador de imersão.

Os ensaios dos corpos de prova nos forneceram os seguintes resultados médios:

1 - Resistência à compressão (Tabela 4.2)

2 - Resistência à tração, determinada por compressão diametral (Tabela 4.3)

3 - Peso específico médio para 64 corpos de prova foi:

$$\gamma_m = 2300 \text{ kgf/m}^3$$

4 - módulo de elasticidade longitudinal dinâmico tirado através da fórmula:

$$E_{cdin} = 4h^2f^2\gamma \times 10; \quad \begin{array}{l} h - \text{mm} \\ f - \text{Kc/s} \\ \gamma - \text{kgf/m}^3 \end{array}$$

$$E_{cdin} \text{ (médio)} = 31000 \text{ N/mm}^2$$

5 - Módulo de elasticidade longitudinal determinado através da curva tensão-deformação traçada com o uso de extensômetros mecânicos de base de medida = 10cm (Figura 4.2)

$$E_{cm} = 23000 \text{ N/mm}^2$$

| C.P.<br>nº        | idade<br>dias | $f_{cc}$<br>N/mm <sup>2</sup> | $f_{ccm}$<br>N/mm <sup>2</sup> | Bloco |
|-------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|-------|
| 1A1<br>1A2<br>1A3 | 29            | 25,4<br>25,1<br>22,9          | 24,5                           | B1A   |
| 1A6<br>1A7<br>1A8 | 92            | 29,1<br>32,4<br>31,2          | 30,9                           | B1A   |
| 2A1<br>2A2<br>2A3 | 29            | 23,4<br>20,9<br>34,6          | 26,3                           | B2A   |
| 2A4<br>2A5<br>2A6 | 48            | 39,9<br>41,7<br>35,4          | 39,0                           | B2A   |
| 3A1<br>3A2<br>3A3 | 29            | 26,2<br>24,2<br>25,9          | 25,4                           | B3A   |
| 3A5<br>3A6<br>3A7 | 92            | 29,9<br>29,9<br>28,3          | 29,4                           | B3A   |
| 4A1<br>4A2<br>4A3 | 33            | 23,5<br>26,8<br>29,4          | 26,6                           | B4A   |
| 4A6<br>4A7<br>4A8 | 92            | 33,0<br>31,8<br>29,4          | 31,4                           | B4A   |

(continua)

(continuação)

| C.P.<br>nº        | idade<br>dias | $f_{cc}$<br>N/mm <sup>2</sup> | $f_{ccm}$<br>N/mm <sup>2</sup> | Bloco |
|-------------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|-------|
| 1B1<br>1B2<br>1B3 | 28            | 24,4<br>24,7<br>24,9          | 24,7                           | B1B   |
| 1B4<br>1B5<br>1B6 | 47            | 27,2<br>22,2<br>26,4          | 25,3                           | B1B   |
| 2B1<br>2B2<br>2B8 | 47            | 24,9<br>26,8<br>22,2          | 24,6                           | B2B   |
| 2B5<br>2B6<br>2B7 | 28            | 21,5<br>18,5<br>22,3          | 20,8                           | B2B   |
| 3B1<br>3B2<br>3B8 | 47            | 25,5<br>26,5<br>26,6          | 26,2                           | B3B   |
| 3B5<br>3B6<br>3B7 | 28            | 25,0<br>25,0<br>25,2          | 25,1                           | B3B   |
| 4B1<br>4B2<br>4B3 | 28            | 21,0<br>22,6<br>22,4          | 22,0                           | B4B   |
| 4B4<br>4B5<br>4B6 | 47            | 24,4<br>23,0<br>18,5          | 22,0                           | B4B   |

Tabela 4.2 - Idade e resistência à compressão dos corpos de provas (C.P.) de concreto

| C. P.<br>nº | idade<br>dias | $f_{ct}$<br>N/mm <sup>2</sup> | $f_{ctm}$<br>N/mm <sup>2</sup> | Bloco |
|-------------|---------------|-------------------------------|--------------------------------|-------|
| 1A4<br>1A5  | 92            | 2,5<br>2,2                    | 2,4                            | B1A   |
| 2A7<br>2A8  | 48            | 2,5<br>2,0                    | 2,3                            | B2A   |
| 3A4<br>3A8  | 92            | 2,3<br>2,0                    | 2,2                            | B3A   |
| 4A4<br>4A5  | 92            | 2,1<br>2,0                    | 2,1                            | B4A   |
| 1B7<br>1B8  | 47            | 2,6<br>2,0                    | 2,3                            | B1B   |
| 2B3<br>2B4  | 47            | 2,4<br>2,5                    | 2,5                            | B2B   |
| 3B3<br>3B4  | 47            | 2,2<br>2,6                    | 2,4                            | B3B   |
| 4B7<br>4B8  | 47            | 2,3<br>2,1                    | 2,2                            | B4B   |

Tabela 4.3 - Idade e resistência à tração dos corpos de prova (C.P.)

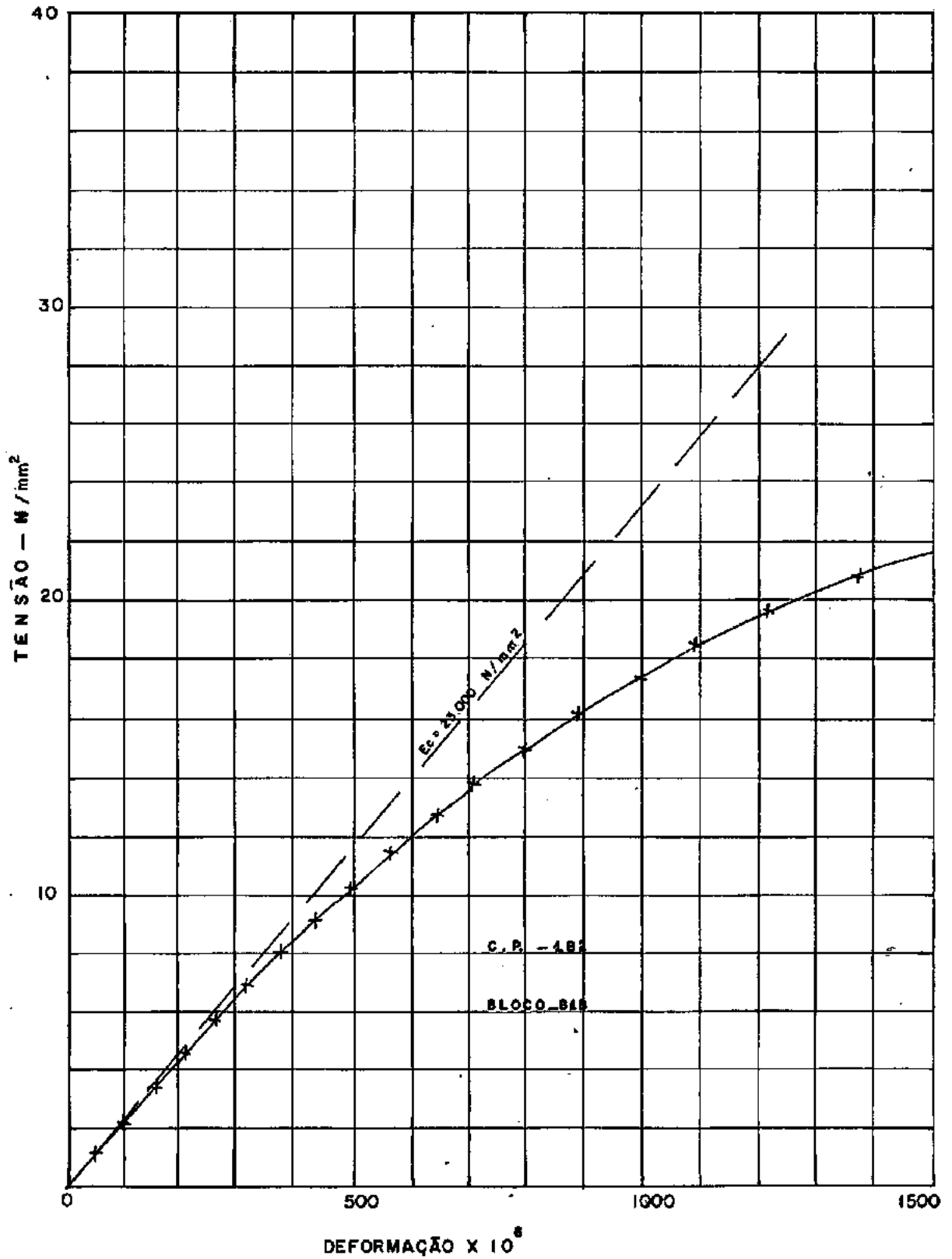


Fig. 4.2 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.

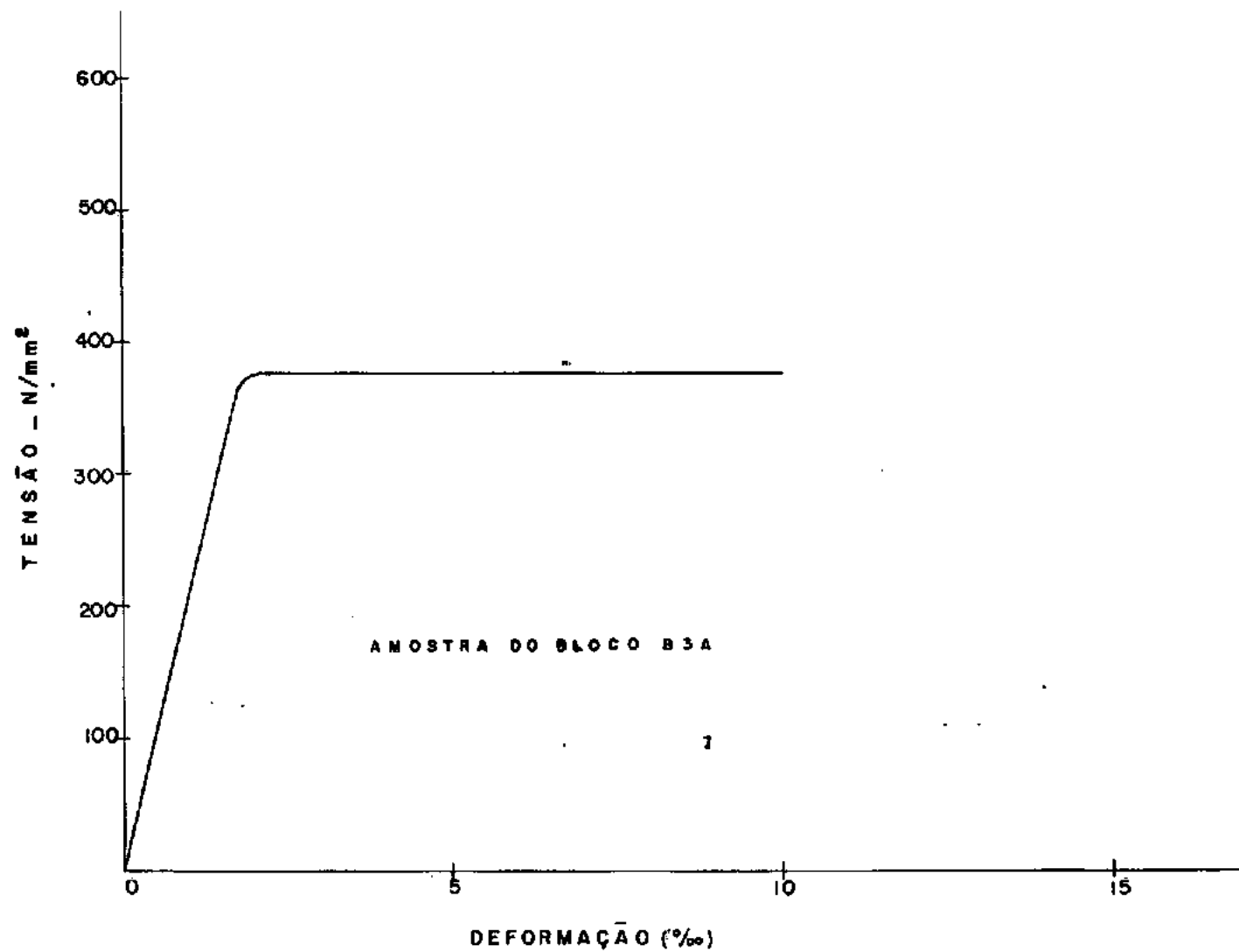


Fig. 4.3 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO



## 4.2 - Dimensionamento

### 4.2.1 - Bloco

O método das bielas (cálculo como treliça) nos fornece a seguinte configuração para dimensionamento (Fig. 4.4):

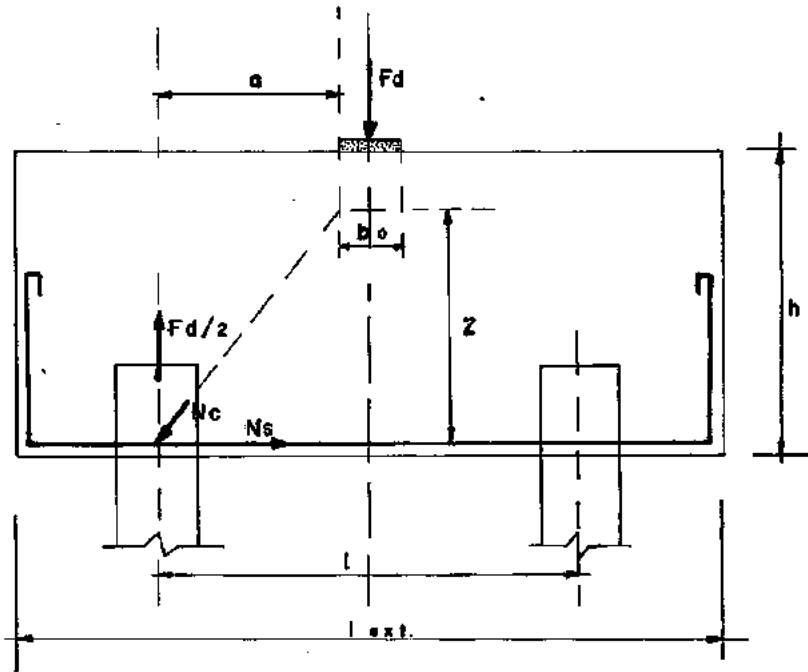


Fig. 4.4 - Esquema de carregamento

No caso de um consolo curto, considera-se o braço de alavanca de carga,  $a$ , indo do ponto de aplicação da carga à face da coluna onde se acha engastado o consolo. No caso de blocos há autores que tomam  $a$  indo do centróide da seção transversal da estaca ao centróide da seção transversal do pilar (Ver Fig. 2.2.c). Ou-

tros autores tomam a indo do centróide da seção transversal da es taca ã face do pilar, e outros ainda tomam valores intermediários para a. No nosso trabalho adotamos o a indicado na Figura 4.4.

Da Figura 4.4 tiramos  $N_s = \frac{F_d/2 \times a}{z}$ , porém,  $A_s = \frac{N_s}{f_{yd}}$ .

Substituindo-se  $N_s$  pelo seu valor, teremos finalmente:

$$A_s = \frac{F_d \times a}{2 \times f_{yd} \times z}$$

Franz manda tomar  $z = 0,8h$  para o cálculo de  $A_s$  e adotar uma armadura horizontal distribuída verticalmente (armadura de costura),  $A_{se}$  pelo menos igual a  $\frac{1}{4}$  de  $A_s$ .

Para nosso trabalho, com  $b = 250\text{mm}$ ,  $c = 20\text{mm}$ ,  $F_u = 300\text{KN}$ ,  $\gamma_s = \gamma_c = 1$  e  $f_{yd} = 380 \text{ N/mm}^2$  (adotou-se para  $f_{yd}$  um va lor aproximadamente igual ao maior de  $f_y$  obtido nos ensaios do a- ço utilizado, visando garantir o escoamento da armadura no estado limite último) temos:

$$z = 0,80 h = 400\text{mm} \quad a = 300\text{mm}$$

$$A_s = \frac{300 \times 300 \times 10^3}{2 \times 380 \times 400} = 296 \text{ mm}^2 \rightarrow 4\phi 3/8" \text{ CA-24}$$

$$A_{se} = \frac{1}{4} 296 = 74\text{mm}^2 \rightarrow 4\phi 3/16" \text{ CA-24}$$

Como a utilização de 4 barras de  $\phi 3/16"$  implicasse em

se dispor de apenas duas camadas de armadura distribuída ao longo da altura do bloco, foram utilizadas 10 barras  $\phi 3/16''$  (5 camadas) nos blocos do grupo 2 e 8  $\phi 3/16''$  (4 camadas) nos blocos do grupo 1 (incluídas as barras construtivas dos bordos superior e inferior), aço CA-50A.

Verificação quanto ao esmagamento da biela:

$$\sigma_{wd} = \frac{V_d}{b_w \times d} \leq 0,2 f_{ccd} \quad (\text{CEB})$$

Para  $F_d = 600$  KN (majorado 100% para evitar ruptura por esmagamento da biela).

$$f_{ccd} = f_{cck} / \gamma_c$$

$$0,2 f_{ccd} = 0,2 \times \frac{20}{1,5} = 2,7 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{wd} = \frac{F_d/2}{b \times d} = 2,5 \text{ N/mm}^2$$

$$2,5 \text{ N/mm}^2 < 2,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{satisfaz}$$

#### 4.2.2 - Estaca

$F_d/2 = 300$ KN (majorado de 100% para evitar escoamento do perfil)

$$F_d/2 = A_{sp} \times f_{yd}$$

Adotou-se  $f_{yd} = 240 \text{ N/mm}^2$ .

$A_{sp} = 1250 \text{ mm}^2 \rightarrow$  perfil I5" (14.8kg/m)

#### 4.2.3 - Comprimento de ancoragem da armadura principal (CEB)

$$\ell_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{\bar{\sigma}_{bd}} \qquad f_{ccd} = \frac{f_{cck}}{\gamma_c} = 13,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bd} = 0,28 \sqrt{f_{ccd}} \approx 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\ell_b = 700 \text{ mm} \quad \text{gancho} \rightarrow \Delta \ell_b = 25\phi = 250 \text{ mm}$$

Comprimento de ancoragem reta ( $\ell_b - \Delta \ell_b$ ) = 450mm

#### 4.2.4 - Fretagem

Para fretagem do topo da estaca, embutido no bloco, tomou-se aço CA-24,  $\phi 3/8"$  e passo de 40mm para a hélice (Figura 4.5).

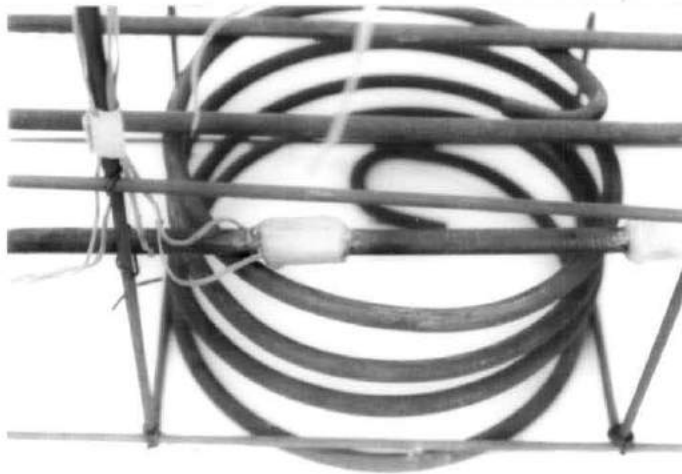
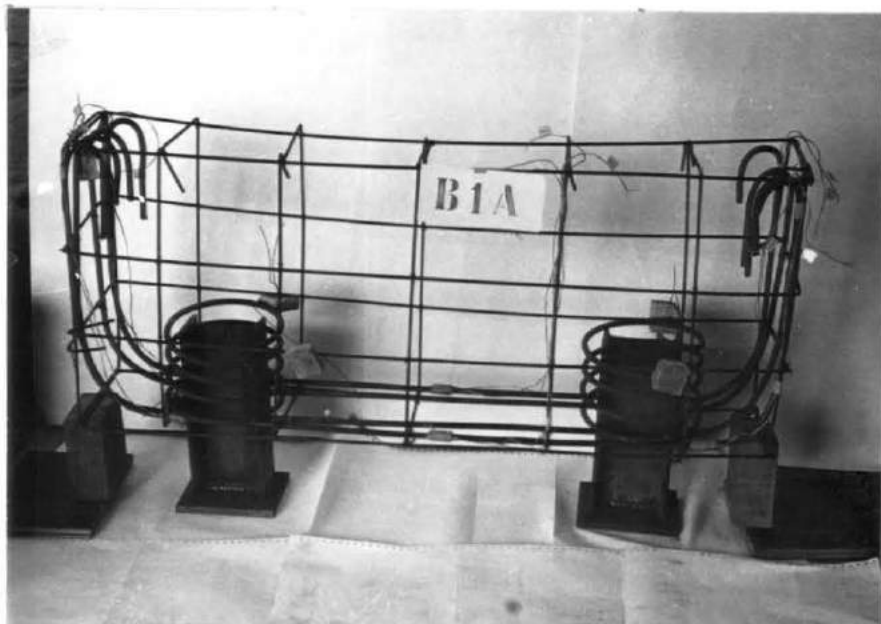


Figura 4.5

Fretagem

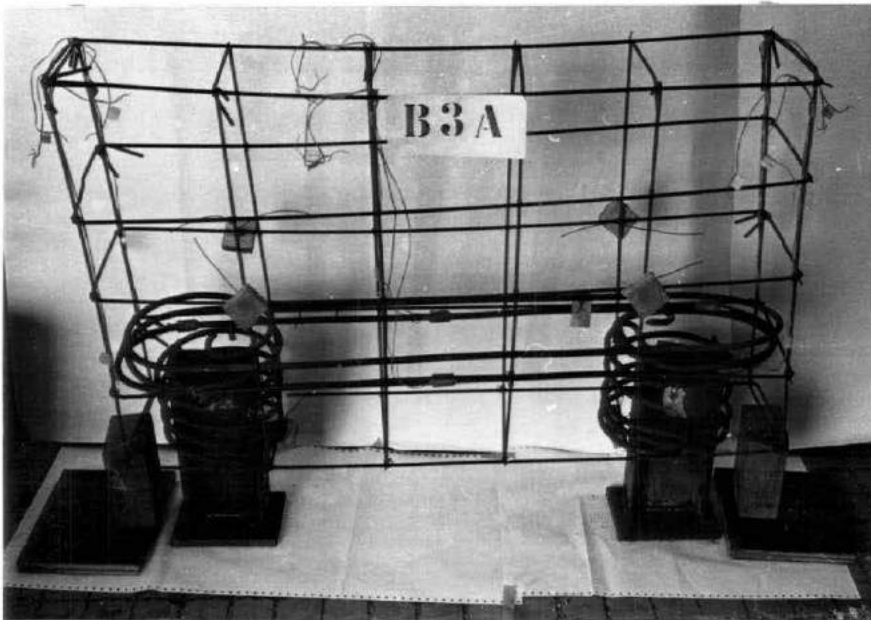
A Tabela 4.4 e a Figura 4.6 dão as características e detalhes de armação, respectivamente, para todos os modelos. A idade indicada na Tabela 4.4 é a idade correspondente ao ensaio do bloco, e a resistência à compressão média do concreto dada na mesma tabela é a resistência corrigida para aquela idade para corpos de prova rompidos em idades diferentes.

B1A e B1B



B2A e B2B

Fig. 4.6 - Detalhes de armação dos blocos



B3A e B3B



B4A e B4B

| Bloco | Armadura Principal  |                          |                            |                            | Concreto |                    |         |                                |               | Estaca                    |
|-------|---------------------|--------------------------|----------------------------|----------------------------|----------|--------------------|---------|--------------------------------|---------------|---------------------------|
|       | barras<br>$\phi$ mm | $A_s$<br>mm <sup>2</sup> | $f_y$<br>N/mm <sup>2</sup> | $f_u$<br>N/mm <sup>2</sup> | b<br>mm  | $\ell_{ext}$<br>mm | h<br>mm | $f_{ccm}$<br>N/mm <sup>2</sup> | idade<br>dias | comp. de<br>engaste<br>mm |
| B1A   | 4 $\phi$ 10,0       | 316                      | 329                        | 467                        | 250      | 1170               | 500     | 27                             | 47            | 150                       |
| B1B   | 4 $\phi$ 9,8        | 300                      | 340                        | 508                        | 250      | 1170               | 500     | 25                             | 33            | 150                       |
| B2A   | 4 $\phi$ 10,0       | 312                      | 329                        | 485                        | 250      | 1170               | 630     | 39                             | 85            | 150                       |
| B2B   | 4 $\phi$ 9,9        | 308                      | 331                        | 435                        | 250      | 1170               | 630     | 22                             | 36            | 150                       |
| B3A   | 4 $\phi$ 10,1       | 320                      | 375                        | 546                        | 250      | 1070               | 630     | 29                             | 91            | 150                       |
| B3B   | 4 $\phi$ 10,0       | 312                      | 320                        | 490                        | 250      | 1070               | 630     | 26                             | 43            | 150                       |
| B4A   | 4 $\phi$ 10,1       | 320                      | 338                        | 471                        | 250      | 1070               | 500     | 31                             | 89            | 150                       |
| B4B   | 4 $\phi$ 9,9        | 308                      | 286                        | 422                        | 250      | 1070               | 500     | 23                             | 41            | 150                       |

Tabela 4.4 - Características dos blocos

Nota: A distância entre eixos das estacas ( $\ell = 700$ mm),  $\bar{e}$  a mesma para todos os modelos.



Características das estacas metálicas - Perfil I

| Tamanho nominal |              | larg.<br>da<br>mesa<br>mm | esp.<br>da<br>alma<br>mm | área<br>cm <sup>2</sup> | peso<br>kg/m |
|-----------------|--------------|---------------------------|--------------------------|-------------------------|--------------|
| pol             | mm           |                           |                          |                         |              |
| 5 x 3           | 127,0 x 76,2 | 76,2                      | 5,33                     | 18,8                    | 14,8         |

CAPÍTULO 5RESULTADOS5.1 - Resultados Gerais5.1.1 - Resistência

Com a intenção de se fazer uma análise comparativa entre as capacidades resistentes dos modelos com os dois tipos de armadura utilizados, e entre estas resistência e as esperadas, calculadas segundo Franz, foi construída a Tabela 5.1. A carga última do bloco segundo Franz é:

$$F_u = \frac{2 \times f_{yd} \times A_s \times z}{a} ,$$

com  $\gamma_s = 1$  e  $z = 0,8h$ , conforme foi visto no item 4.2.1. Na Tabela 5.1 é apresentada também a carga última dos blocos calculados como vigas. Para isso foi considerado, na determinação da carga última da peça, o diagrama de cálculo do CEB-FIP para o concreto, com  $\gamma_c = 1$  e a resistência à compressão do concreto não multiplicada por 0,85 por se tratar de carga de curta duração. Como o estado limite último considerado foi o de deformação plástica excessiva da armadura, utilizou-se o esquema da Figura 5.1

para a determinação da carga última da peça, com  $\gamma_s = 1$ . Ainda para fins de comparação, foram calculadas as cargas últimas dos blocos segundo as recomendações do CEB-FIP levando-se em conta a armadura de costura (estribos horizontais). As características dos blocos foram tiradas da Tabela 4.4, tomando-se  $d = 480$  mm. Tensão de escoamento do aço dos estribos igual a  $600$  N/mm<sup>2</sup> e  $a = 300$  mm.

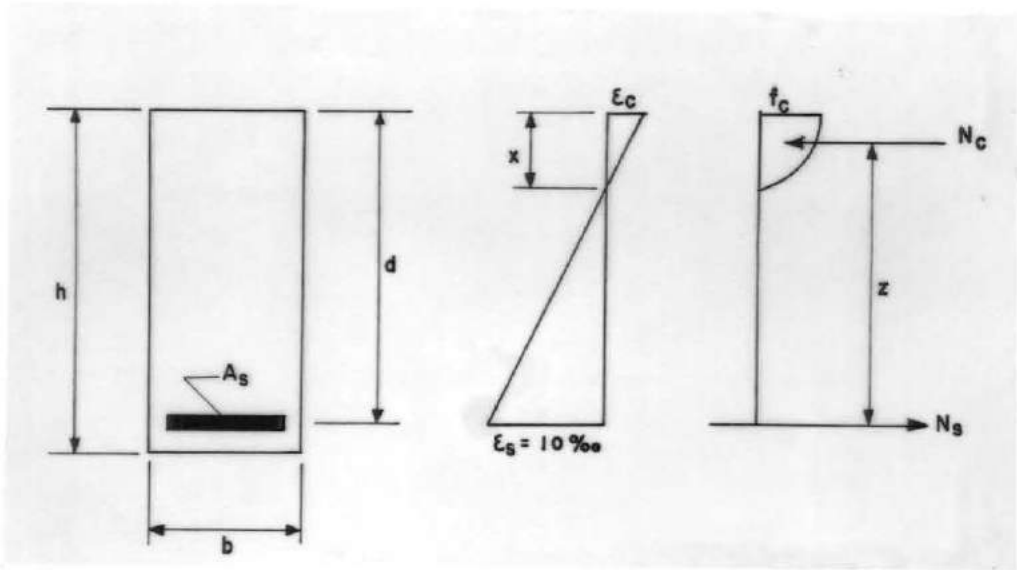


Figura 5.1 - Esquema para verificação do bloco como viga.

| Bloco | $F_{ccm}$         | $F_y$             | $F_{obs}$ | FRANZ      |               | CEB-FIP    |               | CEB-FIP*   |               |
|-------|-------------------|-------------------|-----------|------------|---------------|------------|---------------|------------|---------------|
|       | N/mm <sup>2</sup> | N/mm <sup>2</sup> | (KN)      | $F_u$ (KN) | $F_{obs}/F_u$ | $F_u$ (KN) | $F_{obs}/F_u$ | $F_u$ (KN) | $F_{obs}/F_u$ |
| B1A   | 27                | 329               | 465       | 277        | 1,68          | 323        | 1,44          | 453        | 1,03          |
| B1B   | 25                | 340               | 520       | 272        | 1,91          | 317        | 1,64          | 446        | 1,17          |
| B2A   | 39                | 329               | 568       | 274        | 2,04          | 321        | 1,77          | 539        | 1,05          |
| B2B   | 22                | 331               | 500       | 272        | 1,84          | 316        | 1,58          | 529        | 0,95          |
| B3A   | 29                | 375               | 610       | 320        | 1,91          | 373        | 1,64          | 587        | 1,04          |
| B3B   | 26                | 320               | 494       | 266        | 1,86          | 310        | 1,59          | 525        | 0,94          |
| B4A   | 31                | 338               | 490       | 288        | 1,70          | 337        | 1,45          | 467        | 1,05          |
| B4B   | 23                | 286               | 415       | 235        | 1,77          | 274        | 1,51          | 403        | 1,03          |

\*  $F_u$  calculado levando-se em conta a armadura de costura.

Tabela 5.1 - Dados relativos à resistência.

### 5.1.2 - Fissuração

A Tabela 5.2 apresenta os dados relativos à fissuração.

A Figura 5.2 mostra o desenvolvimento das fissuras nos modelos com os acréscimos de carga. As cargas aqui assinaladas estão expressas em KN.

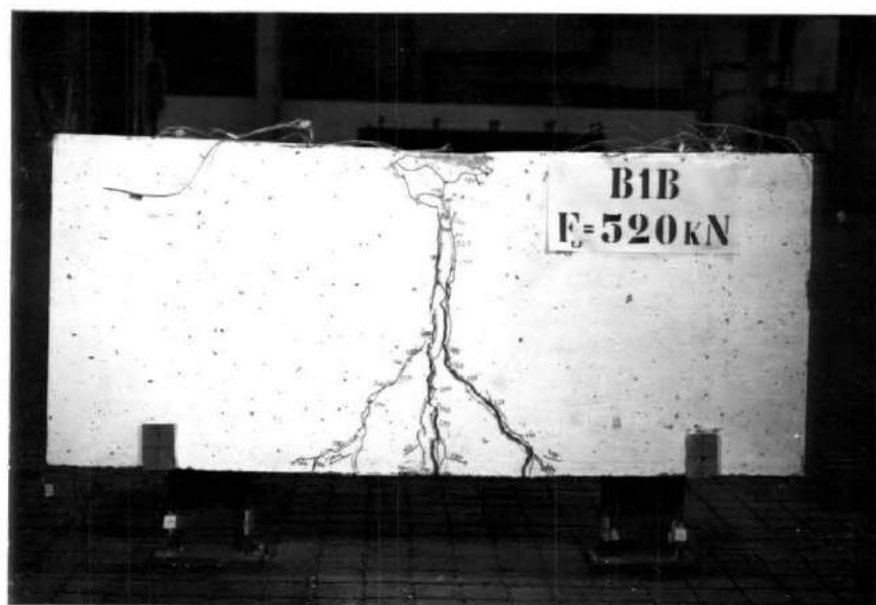


Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B1A e B1B

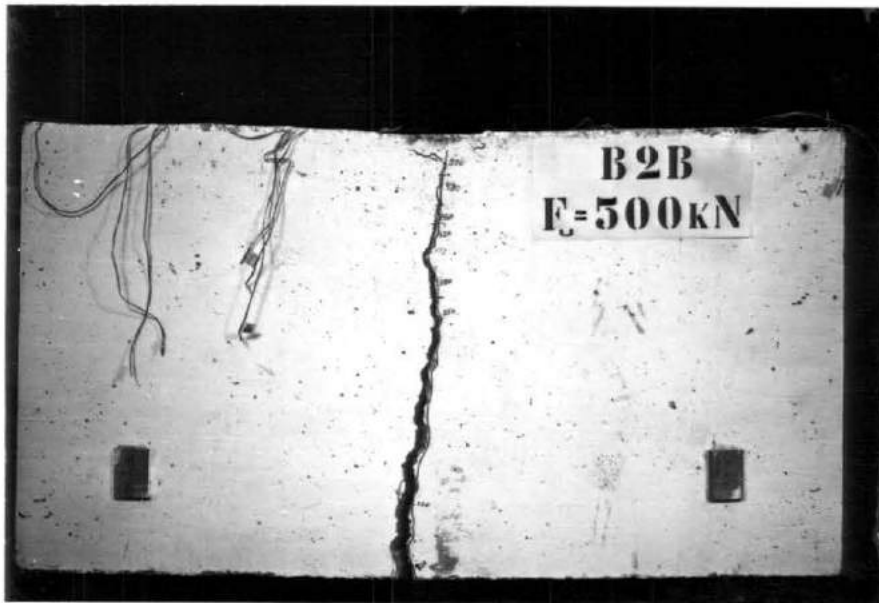


Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B2A e B2B



Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B3A e B3B



Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B4A e B4B



| Bloco | $F_r$ (KN) | $F_r/F_{obs}$ | $F_r/F_u$<br>( $z \leq 0,8h$ ) |
|-------|------------|---------------|--------------------------------|
| B1A   | 260        | 0,57          | 0,94                           |
| B1B   | 260        | 0,50          | 0,96                           |
| B2A   | 330        | 0,58          | 1,20                           |
| B2B   | 320        | 0,64          | 1,18                           |
| B3A   | 350        | 0,57          | 1,09                           |
| B3B   | 320        | 0,65          | 1,20                           |
| B4A   | 290        | 0,59          | 1,01                           |
| B4B   | 230        | 0,55          | 0,98                           |

Tabela 5.2 - Dados relativos à fissuração

### 5.1.3 - Deformação na armadura

Na Tabela 5.3 é apresentado um resumo dando para as posições segundo a figura 5.3, a deformação da armadura em percentagem da deformação de escoamento atingida no instante em que se deu por esgotada a capacidade resistente da peça (e.l.u).

Na Figura 5.4 estão plotadas as curvas carga-deformação da armadura principal nas posições segundo a Figura 3.2 (numeração que acompanha as extremidades de cada curva).

5.1.4 - Flecha e Rotações

Na Figura 5.5 estão representadas as curvas carga-flecha no meio do vão.

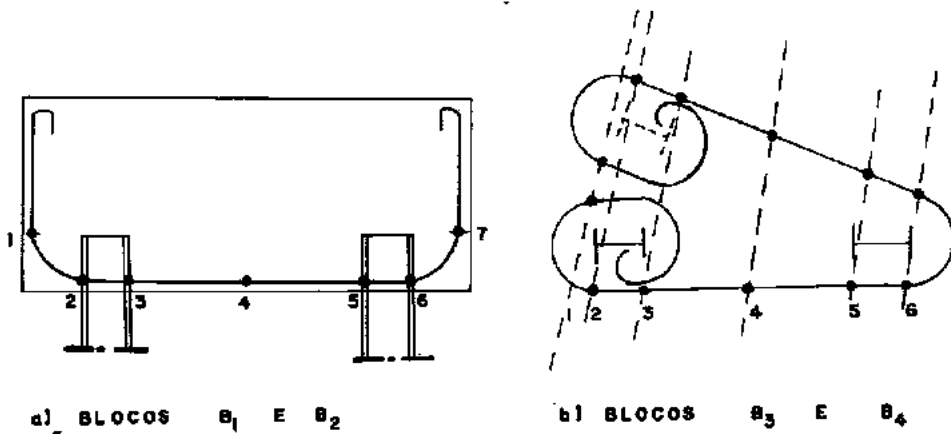


Figura 5.3 - Regiões de leituras de deformação na armadura

| Regiões<br>Bloco | 1 | 2  | 3  | 4   | 5  | 6   | 7 |
|------------------|---|----|----|-----|----|-----|---|
| B1A              |   | 2  |    | 100 |    | 3   |   |
| B1B              | 1 | 24 | 43 | 100 | 57 | 25  | 2 |
| B2A              |   | 2  |    | 100 |    | 4   |   |
| B2B              | 0 | 22 | 36 | 100 | 35 | 18  | 0 |
| B3A              |   | 4  |    | 100 |    | 44  |   |
| B3B              | 3 | 17 | 28 | 100 | 15 | 4   |   |
| B4A              |   | 5  |    | 100 |    | 100 |   |
| B4B              | 0 | 2  | 18 | 100 | 6  | 3   |   |

Tabela 5.3 - Deformação da armadura em percentagem da deformação de escoamento no e.l.u.

As curvas carga rotação estão representadas na Figura 5.6.

#### 5.1.5 - Resistência e Comportamento da conexão entre o bloco e a extremidade engastada da estaca

Na Figura 5.7 estão plotados os gráficos carga total na peça (tensão na estaca) - penetração da estaca no bloco. A penetração foi tirada por diferença de leitura do flexímetro fixado no perfil e apontado para o bloco e a do extensômetro multiplicado por 105mm, distância esta do ponto de fixação do flexímetro ao

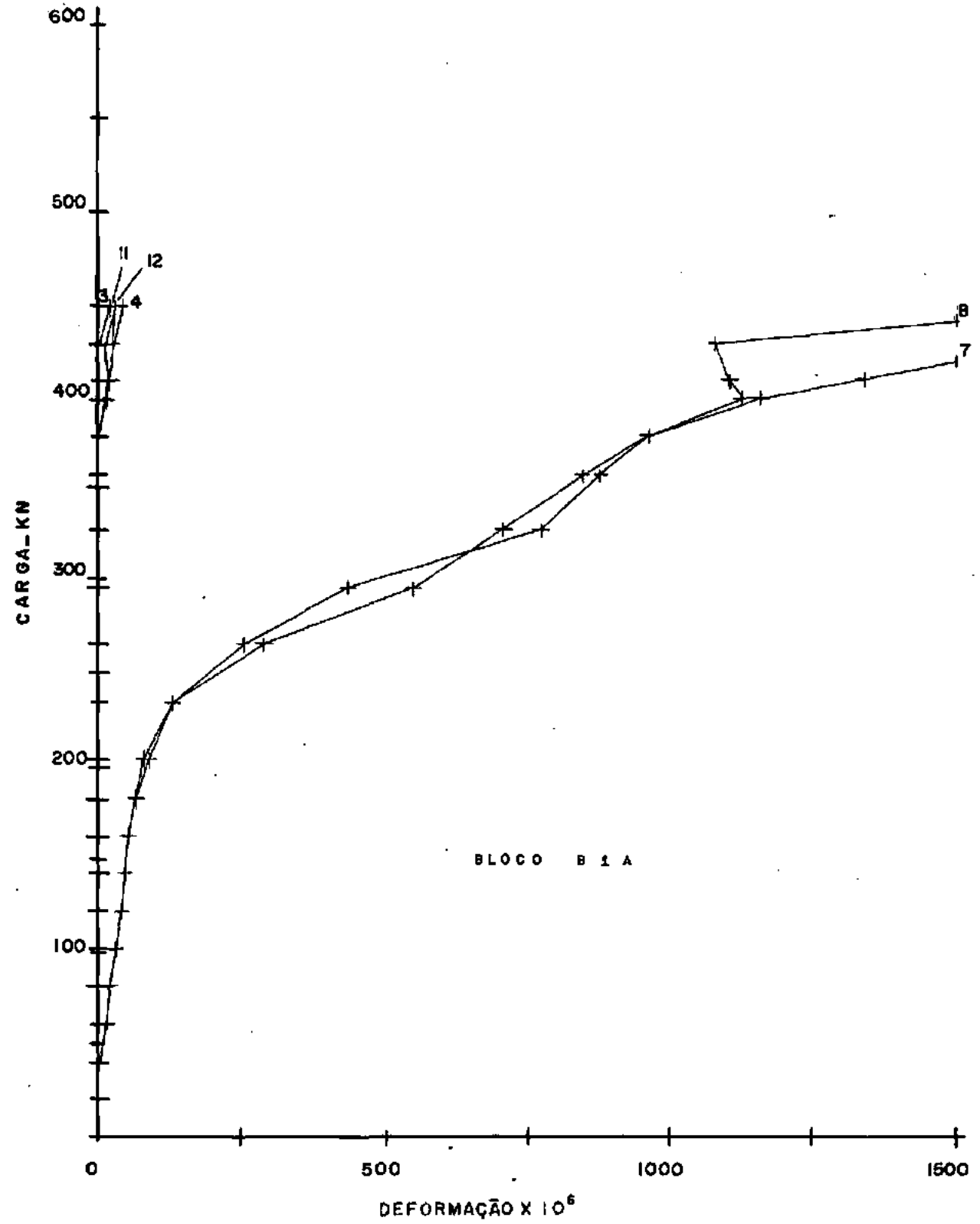


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

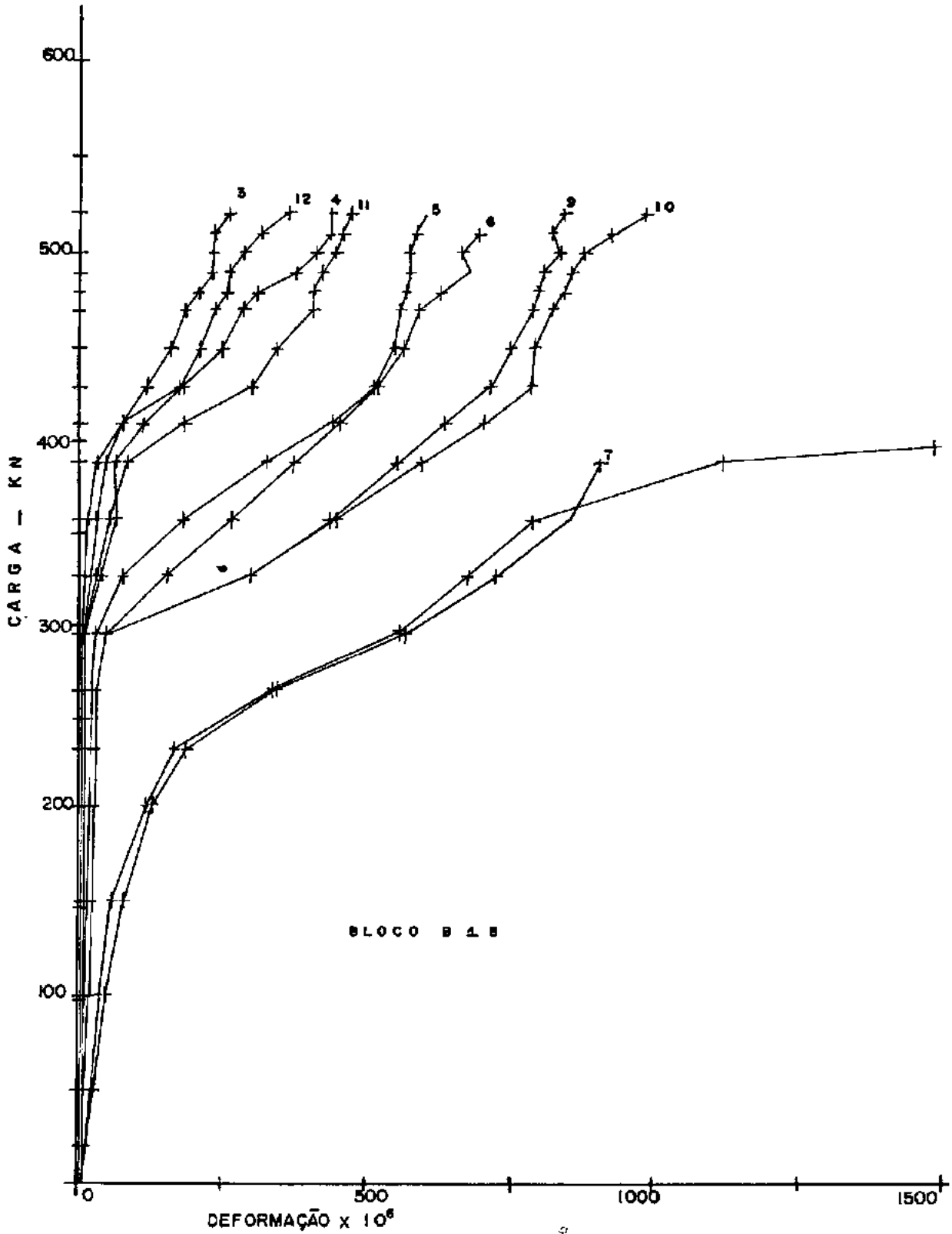


Fig. 5.4 — DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

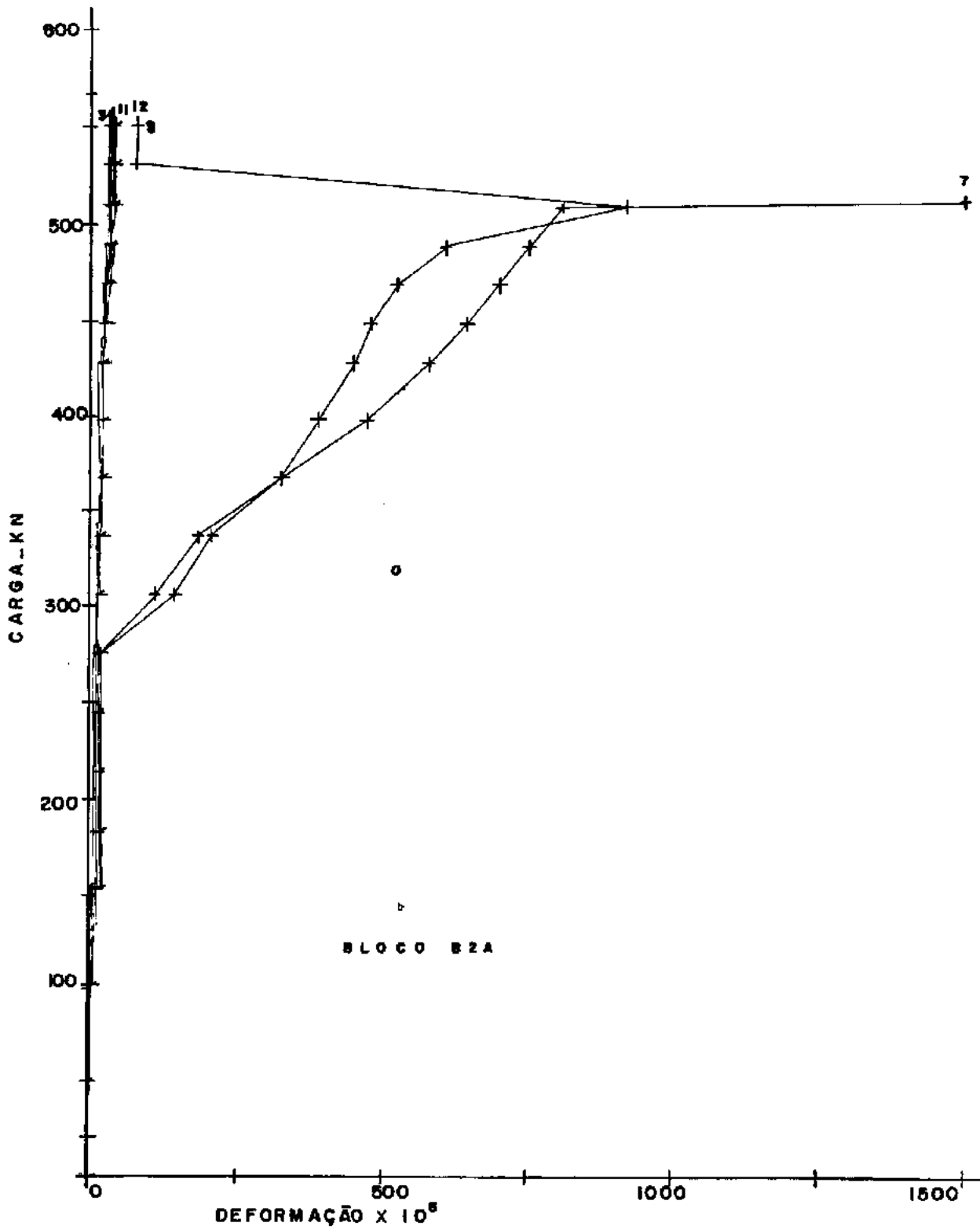


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

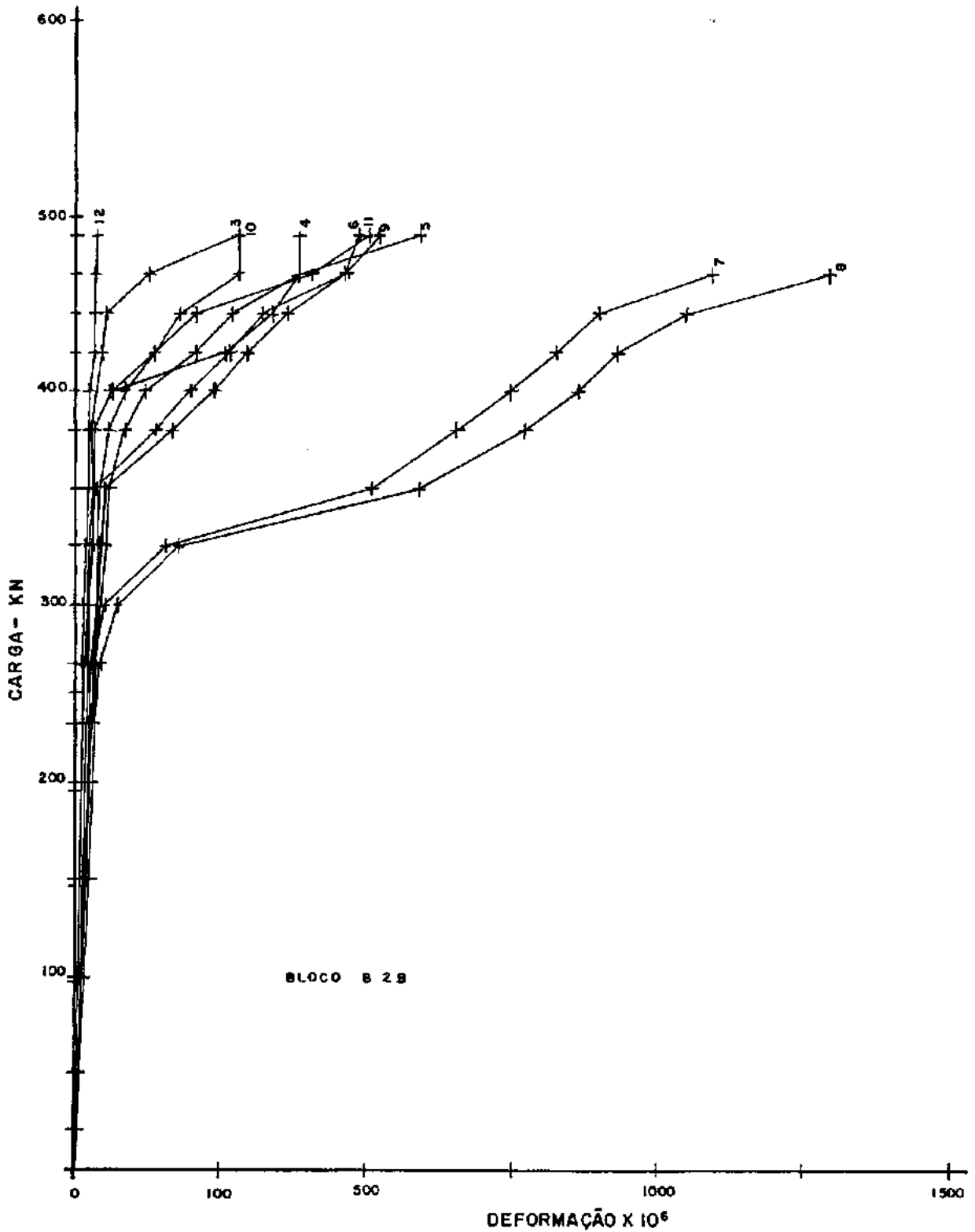


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

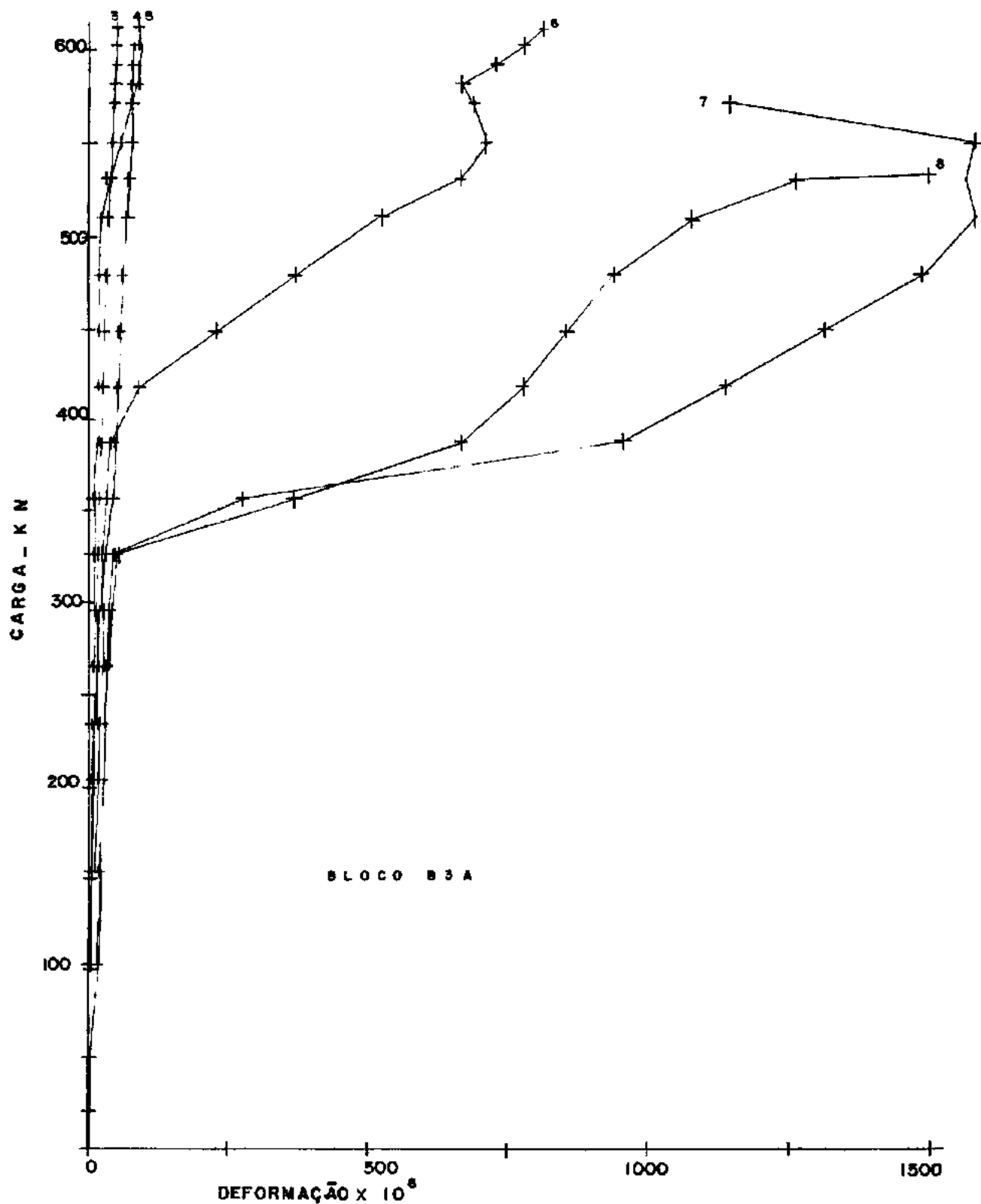


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL



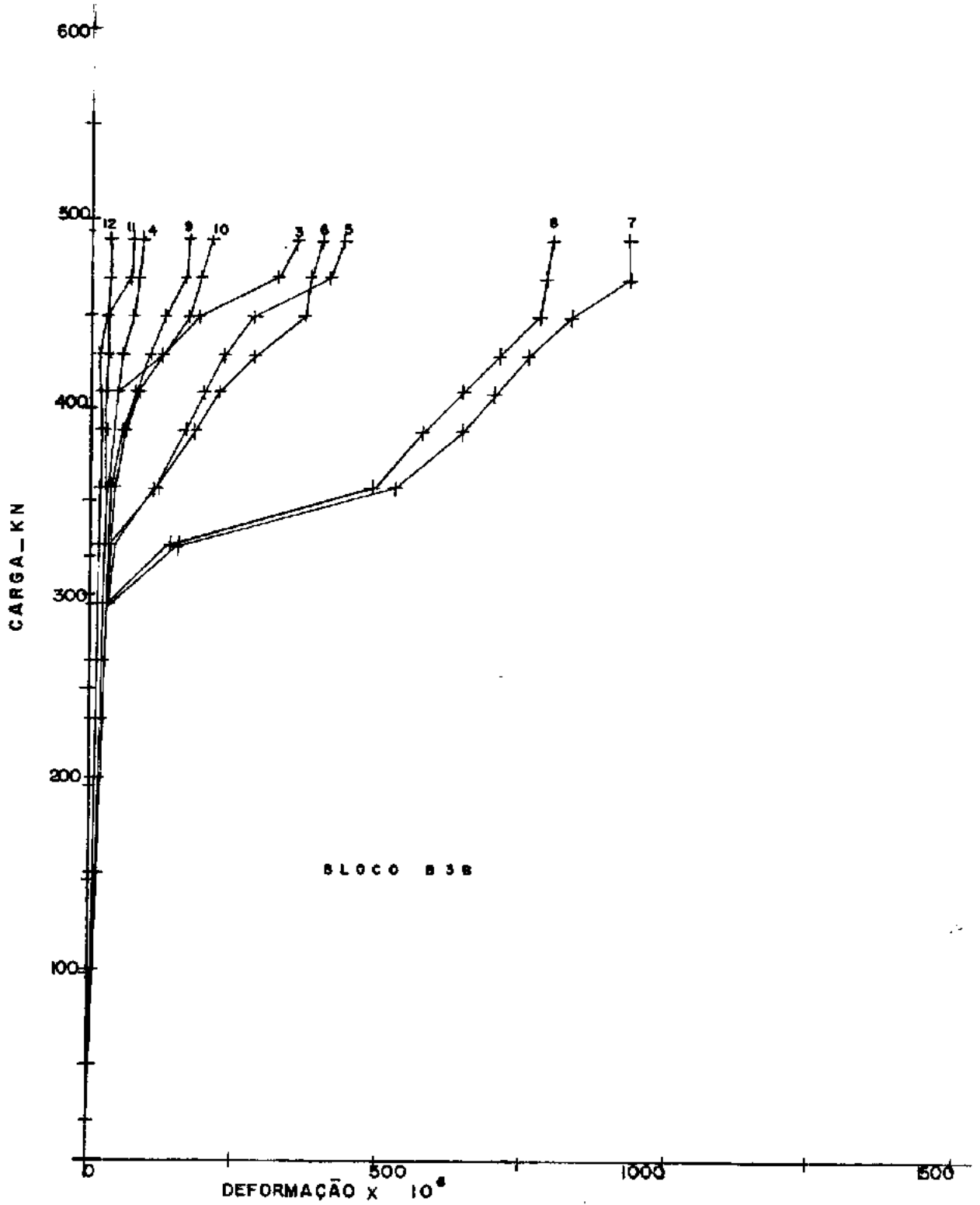


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

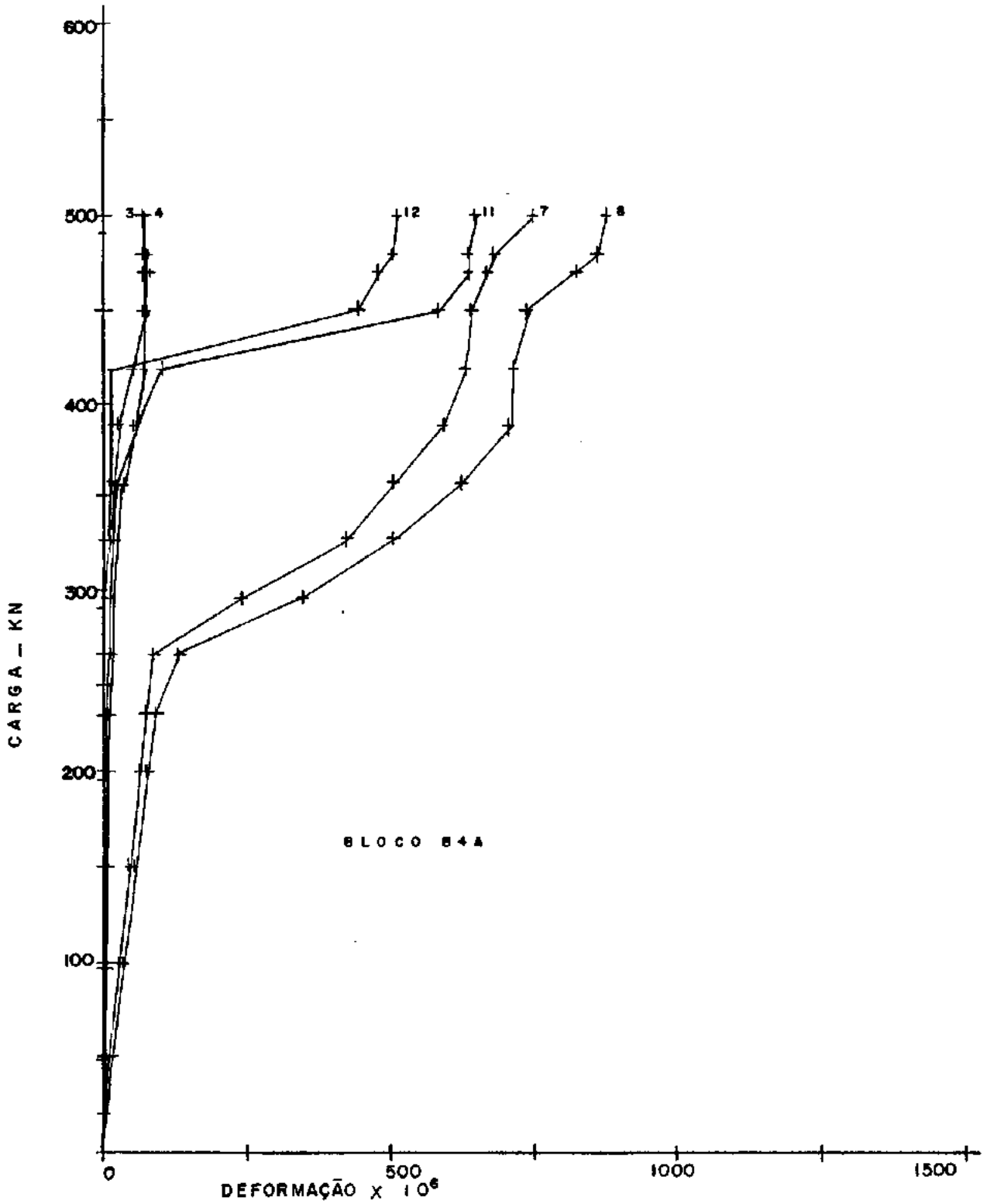


Fig. 5.4 — DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

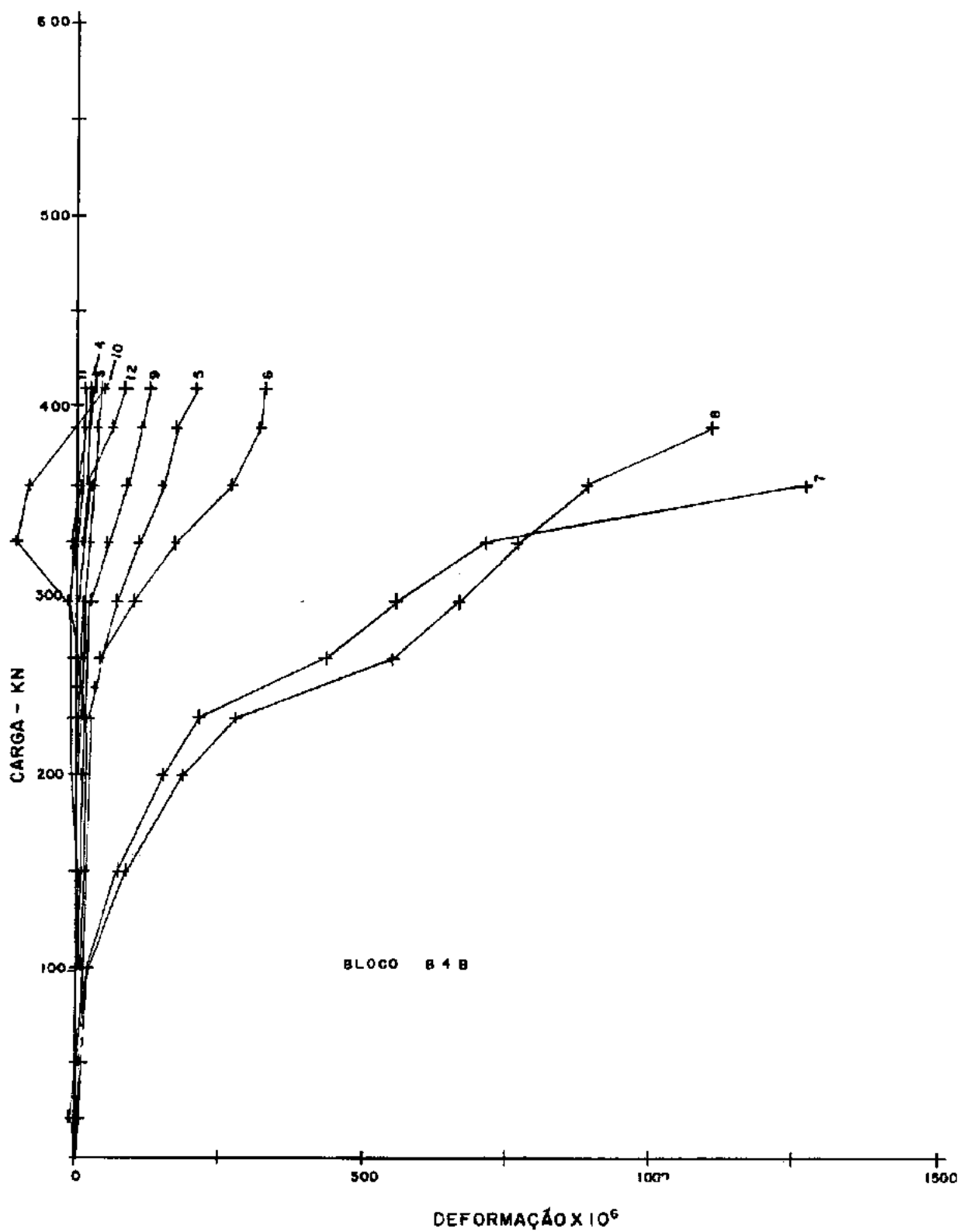


Fig. 5.4.- DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

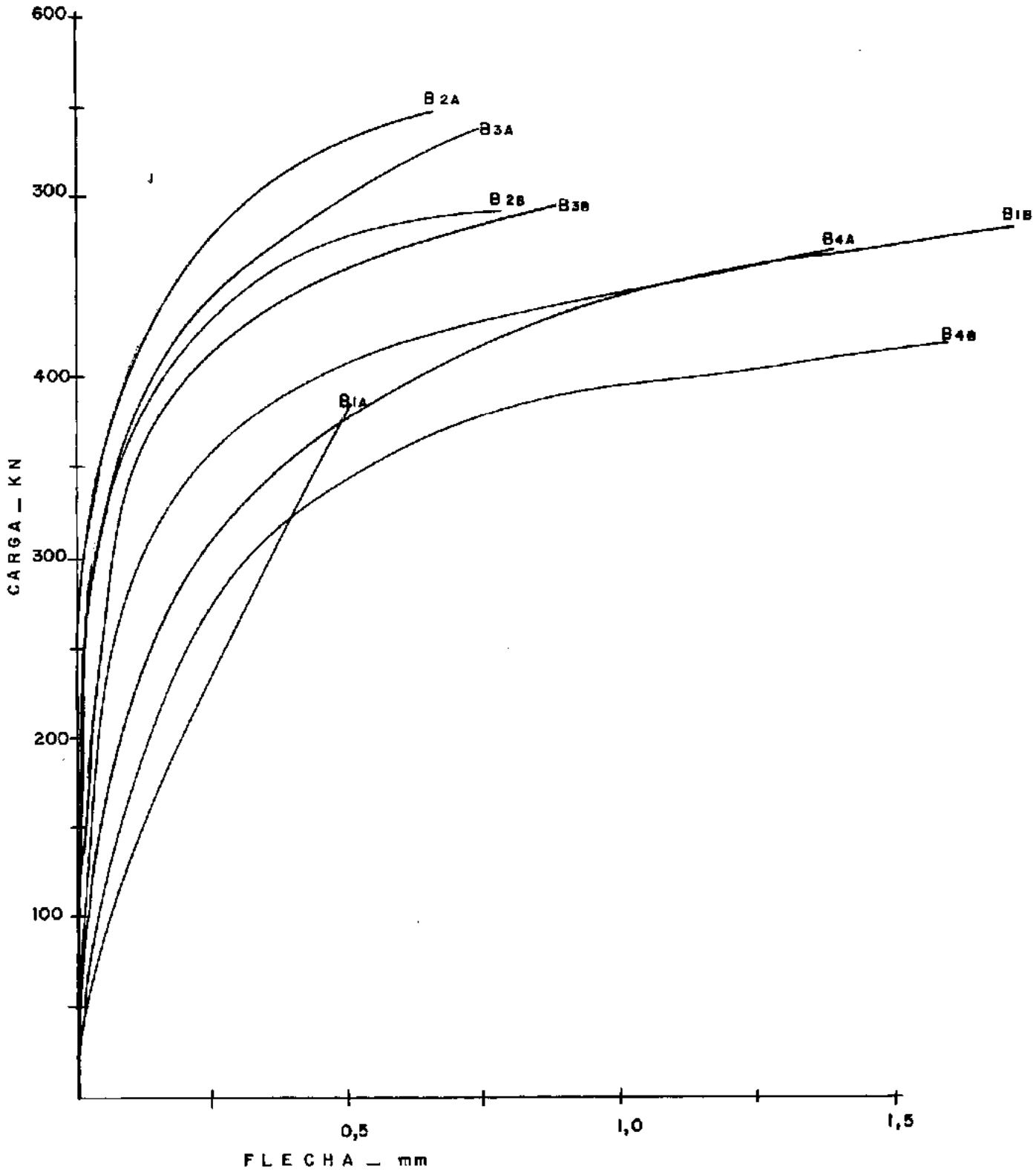


Fig. 5.5 - DIAGRAMA CARGA - FLECHA (CURVAS AJUSTADAS)

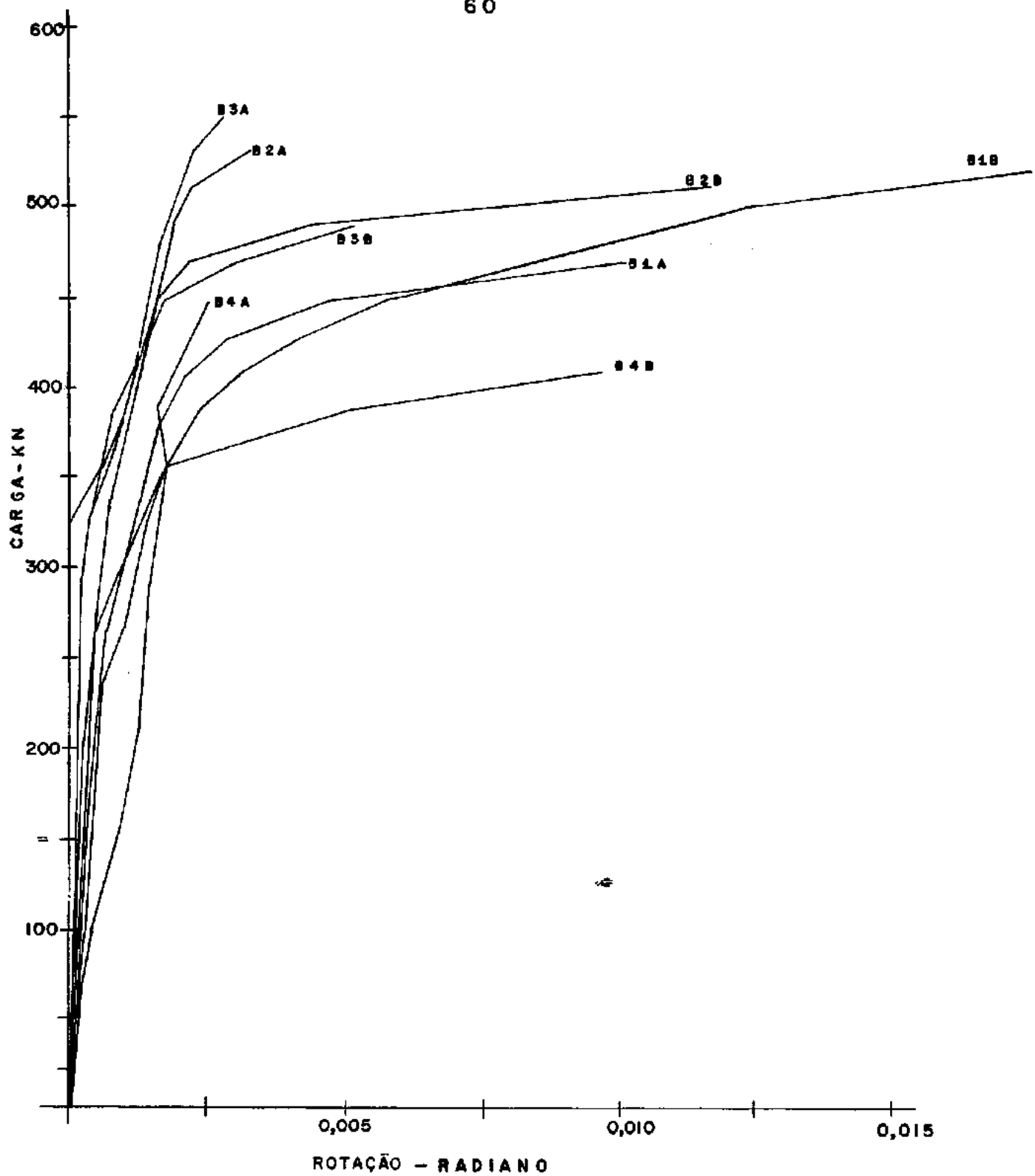


Fig. 5.6 - DIAGRAMA CARGA - ROTAÇÃO

bloco:

$$\text{penetração} = (\Delta\ell)_i - 105 \times \varepsilon_i$$

$(\Delta\ell)_i$  = leitura do flexímetro no instante  $i$  - leitura inicial

$\varepsilon_i$  = deformação do perfil no instante  $i$

Na tabela 5.4 são apresentados os dados relativos à penetração das estacas para a tensão na estaca igual a 100 N/mm<sup>2</sup>

| Bloco | $f_{ccm}$<br>N/mm <sup>2</sup> | Penetração (mm) |      |
|-------|--------------------------------|-----------------|------|
|       |                                | Estaca          |      |
|       |                                | 1               | 2    |
| B1A   | 27                             | 0,05            | 0,05 |
| B1B   | 25                             | 0,03            | 0,04 |
| B2A   | 39                             | 0,05            | 0,03 |
| B2B   | 22                             | 0,05            | 0,05 |
| B3A   | 29                             | 0,03            | 0,05 |
| B3B   | 26                             | 0,07            | 0,06 |
| B4A   | 31                             | 0,04            | 0,05 |
| B4B   | 23                             | 0,06            | 0,05 |

Tabela 5.4 - Dados relativos à penetração da estaca no bloco para a tensão na estaca igual a 100 N/mm<sup>2</sup>

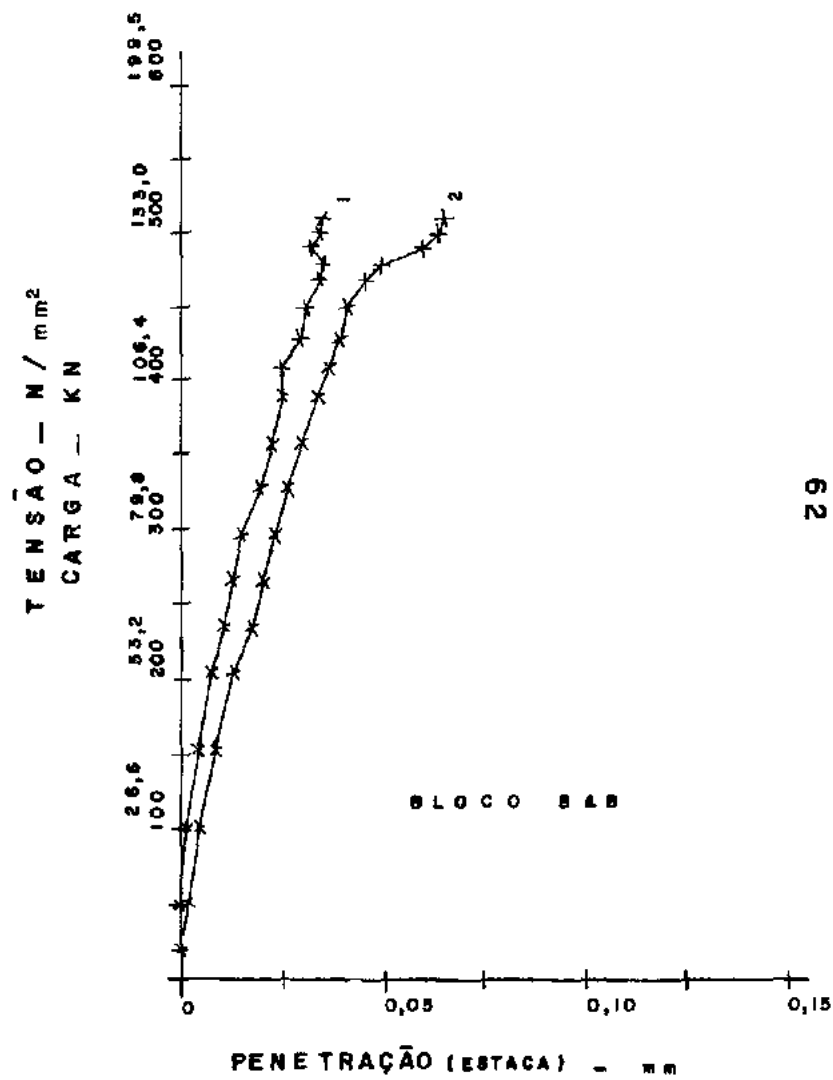
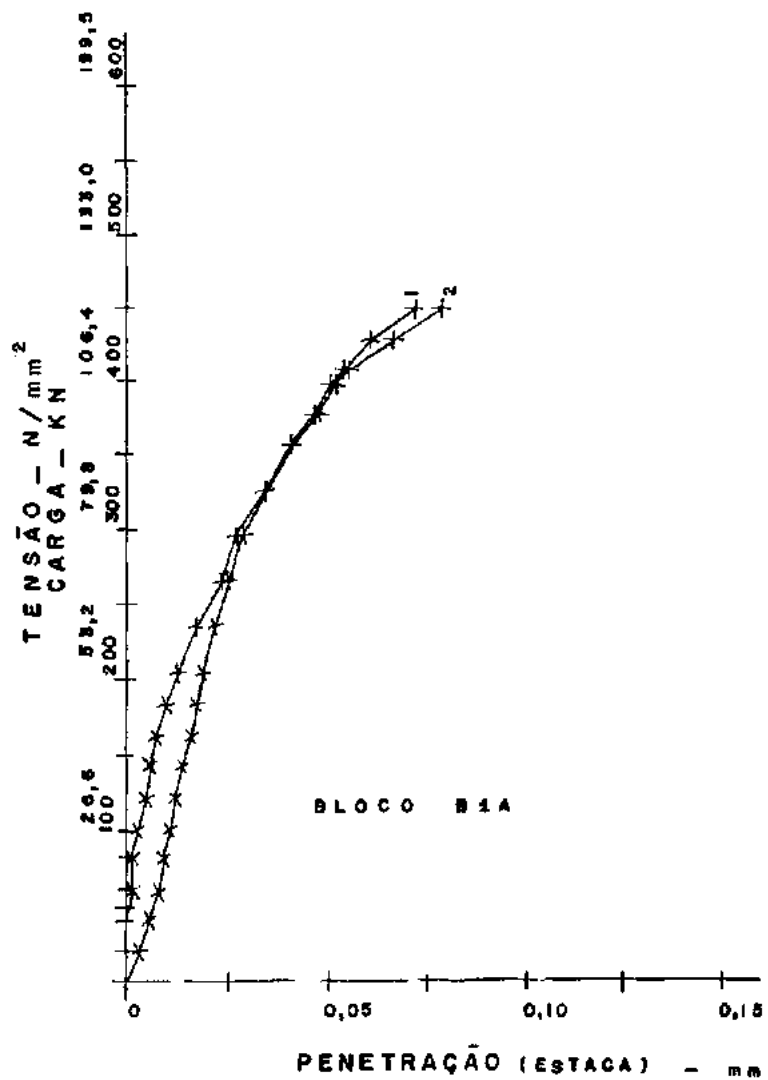


Fig. 5.7 - DIABRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

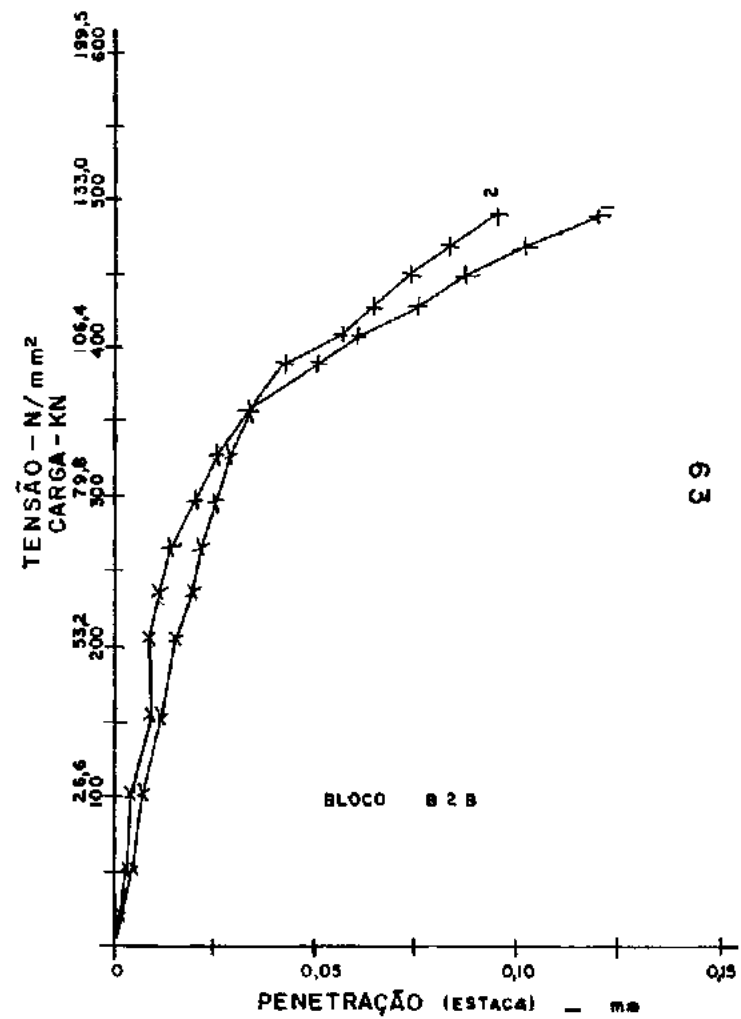
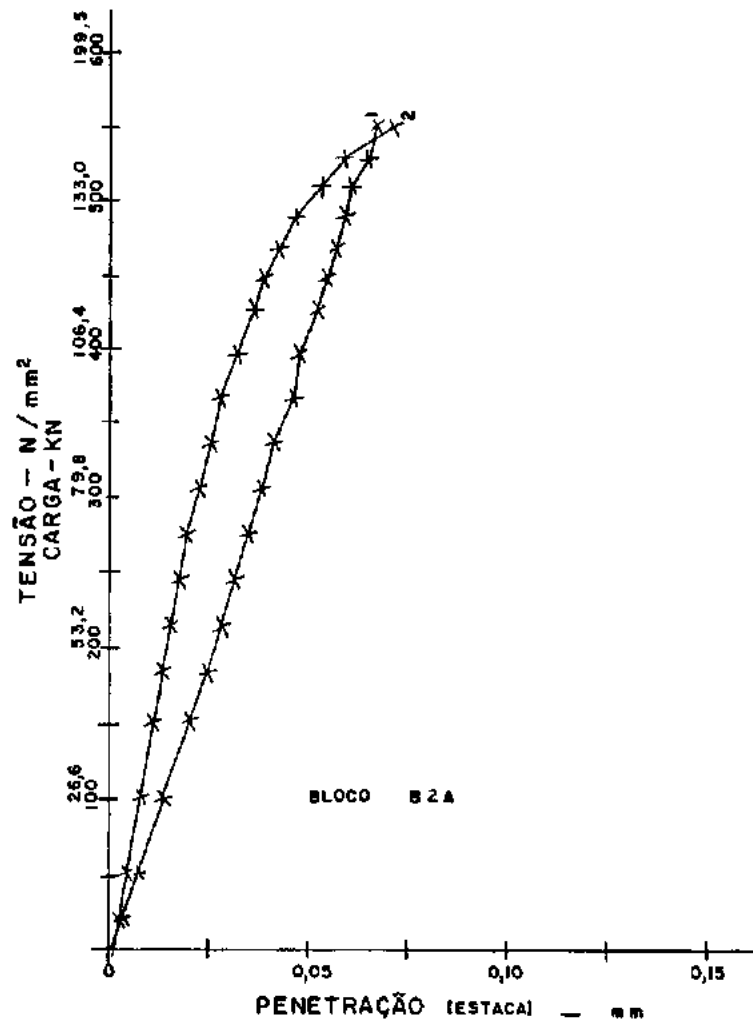


Fig. 5.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)



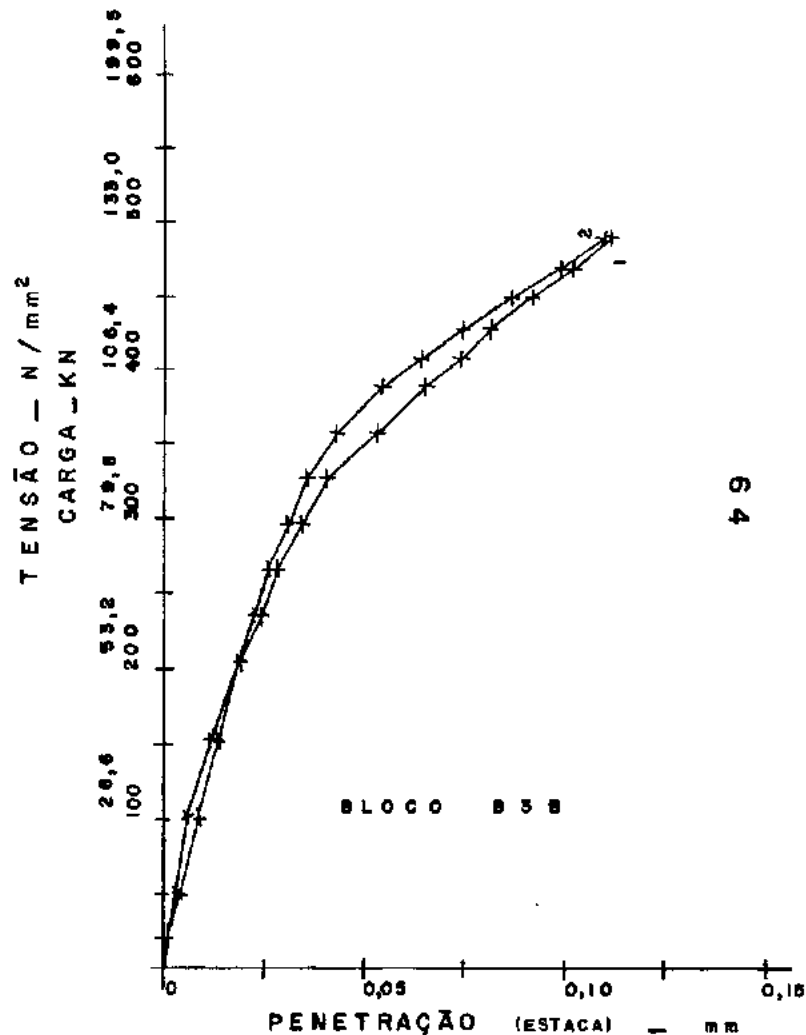
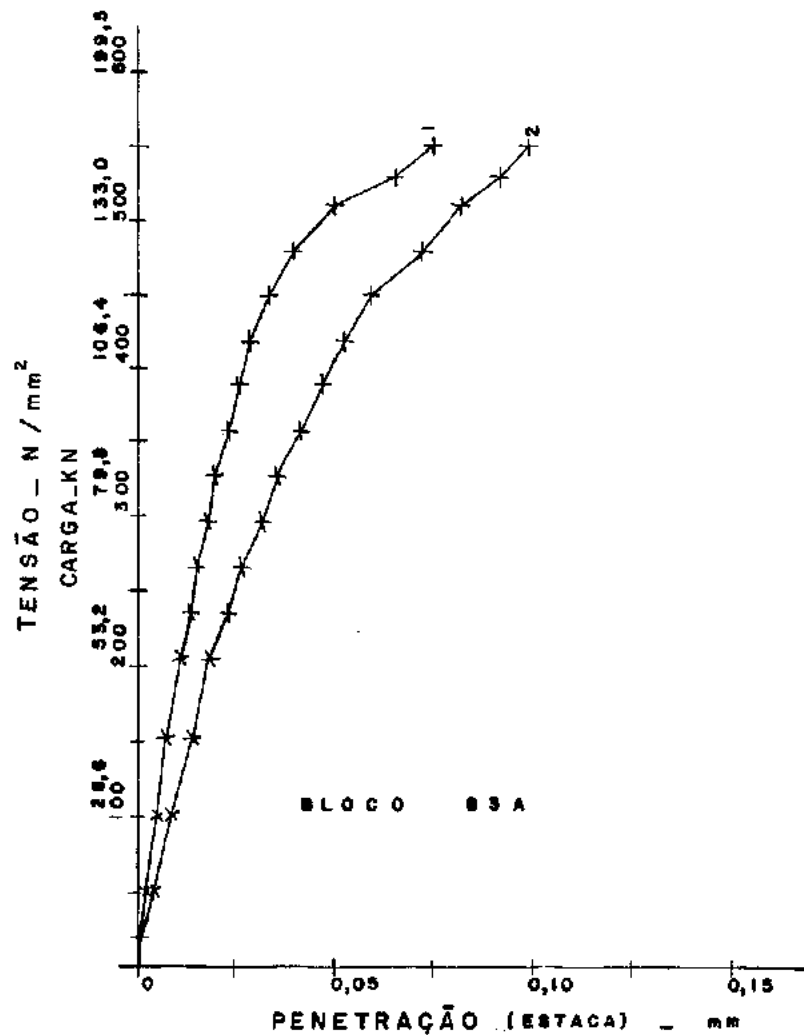


Fig. 5.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

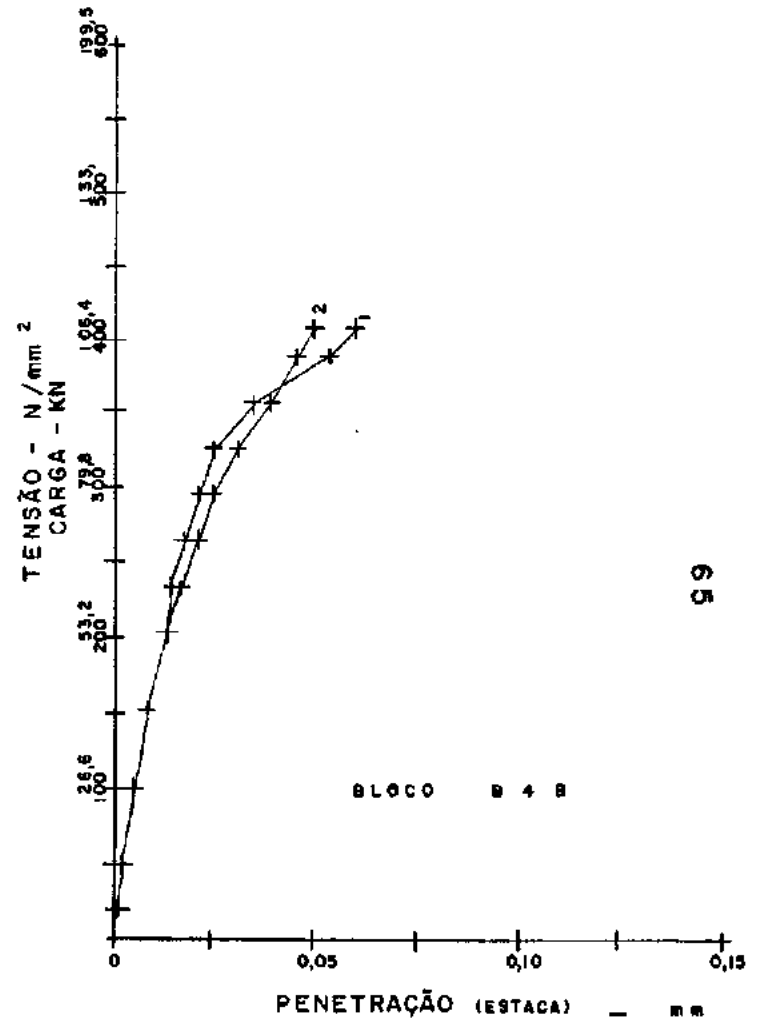
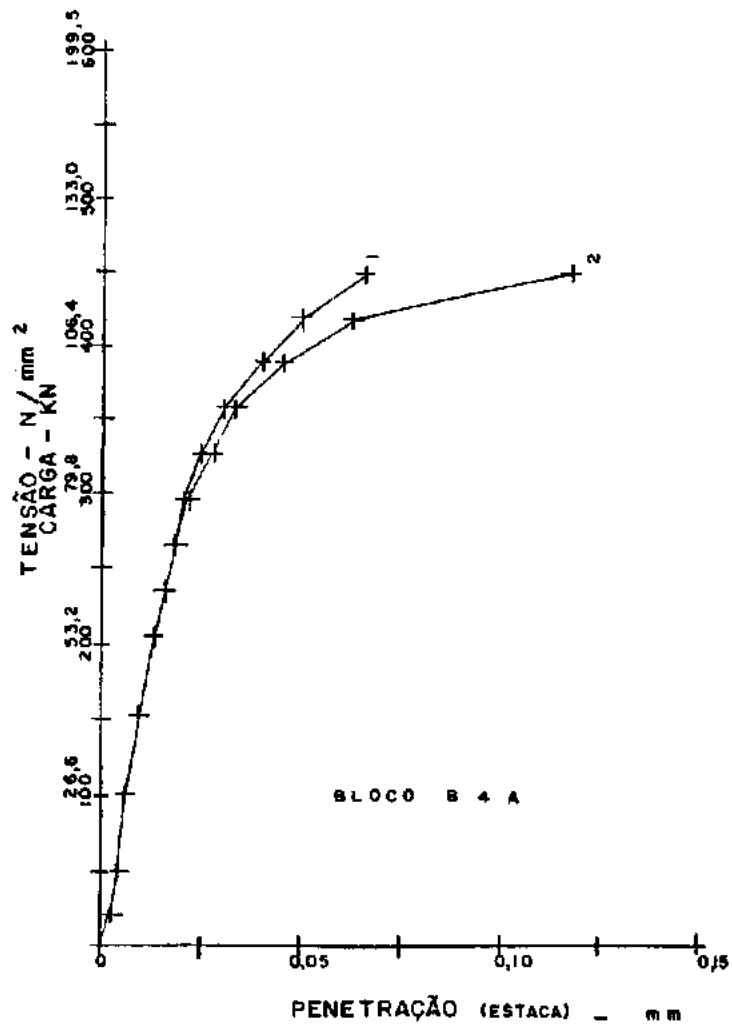


Fig. 9.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

### 5.1.6 - Deslocamento total entre estacas e deslocamento longitudinal dos apoios

Na Tabela 5.5 são apresentados os deslocamentos totais médios entre estacas, os deslocamentos longitudinais dos apoios (medidos ao nível da armadura principal, nas extremidades dos blocos) e os deslocamentos relativos entre os apoios, determinados a partir dos valores anteriores, para o último estágio comum de leitura (alguns flexímetros foram retirados antes do último estágio de leitura do ensaio).

| Bloco | Carga<br>(KN) | Deslocamentos (mm) |              |              |                     |
|-------|---------------|--------------------|--------------|--------------|---------------------|
|       |               | $\Delta \ell_m$    | $\Delta a_e$ | $\Delta a_d$ | $\Delta \ell_{ext}$ |
| B1A   | 449           | 1,93               | 1,25         | 0,40         | 1,65                |
| B1B   | 520           | 7,05               | 2,60         | 4,23         | 6,83                |
| B2A   | 550           | 1,73               | 1,45         | - 0,41       | 1,04                |
| B2B   | 490           | 1,60               | 0,21         | 0,86         | 1,07                |
| B3A   | 550           | 1,45               | - 0,03       | 0,93         | 0,90                |
| B3B   | 490           | 1,90               | 0,28         | 1,28         | 1,56                |
| B4A   | 449           | 2,73               | 1,71         | 1,06         | 2,77                |
| B4B   | 408           | 3,38               | 1,97         | 1,75         | 3,72                |

Tabela 5.5 - Deslocamentos totais médios entre estacas ( $\Delta \ell_m$ ), deslocamentos longitudinais dos apoios ( $\Delta a_e$  e  $\Delta a_d$ ) e deslocamentos relativos entre os apoios ( $\Delta \ell_{ext}$ ).

## 5.2 - Análise dos Resultados

### 5.2.1 - Resistência

A Tabela 5.1 mostra que houve muito pouca diferença entre as resistências dos modelos. Os blocos com armadura passando sobre o topo das estacas apresentaram leve aumento de resistência em relação aos com armadura passando pelo bordo inferior do bloco, devido provavelmente à maior influência da armadura de costura na resistência dos blocos com a armadura principal passando sobre o topo das estacas.

Comparando-se as resistências teóricas com as observadas observa-se grande diferença entre elas. O valor médio de  $F_{obs}/F_u$  (resistência observada/resistência teórica) foi de 1,84 para  $F_u$  calculado segundo Franz, 1,58 para  $F_u$  calculado segundo as recomendações do CEB-FIP e 1,03 para  $F_u$  calculado da mesma forma mas levando-se em conta a influência da armadura de costura. Fica evidenciado assim que a armadura de costura é responsável pela grande diferença entre  $F_{obs}$  e  $F_u$ , e que o cálculo segundo as recomendações do CEB-FIP é correto, sendo o cálculo segundo Franz ( $z = 0,8h$ ) bastante conservador no que se refere à resistência da peça. Deve-se enfatizar que no dimensionamento dos blocos não se leva em conta a armadura de costura. Neste trabalho utilizou-se uma armadura de costura maior do que a recomendada por Franz, devido a problemas de bitola mínima disponível e de dis

tribuição dessa armadura.

Quanto à influência do tipo de ancoragem na capacidade resistente do bloco, não se evidenciou nenhuma diferença de comportamento entre os dois tipos utilizados (ancoragem vertical e ancoragem horizontal ou em laço).

A análise da Tabela 5.1 indica uma influência sensível da instalação de extensômetros elétricos de resistência na armadura na resistência dos blocos, devido a eliminação da aderência aço-concreto num trecho razoável da armadura, causada pela cera de proteção do extensômetro. Os blocos de final B, que tinham mais extensômetros instalados do que os de final A, apresentaram resistência menor, à exceção do bloco B1B, que apresentou maior resistência do que o bloco B1A. Outro fator a ser considerado na análise da Tabela 5.1 é a variação das resistências do aço e do concreto.

### 5.2.2 - Fissuras

Como se vê na Tabela 5.2 a carga correspondente à primeira fissura oscila praticamente entre 50 e 65% da carga última da peça.

A abertura das fissuras foi acentuadamente maior que as

observadas em ensaios de flexão pura.

A propagação das fissuras (Fig. 5.2) em direção do apoio fixo foi rápida.

Apresenta-se a seguir o andamento das fissuras para o bloco B4A.

As primeiras fissuras deram-se no meio do vão, no bordo inferior do bloco com a carga de 290 KN (Fissuras de flexão).

As fissuras abriram-se bruscamente, tendo uma delas atingido imediatamente uma altura de aproximadamente  $2/3$  da altura do bloco.

Quando a carga atingiu 440 KN surgiu uma fissura que se estendeu da proximidade do apoio fixo à face da estaca, fissura esta de flexo-cortante.

Continuando a aumentar a carga, ao se atingir 490 KN houve uma queda brusca de carga simultaneamente com uma grande de formação devido provavelmente à ruptura de um estribo horizontal (armadura de costura). Recarregando-se tentou-se atingir a carga anterior, o que não foi possível (Fig. 5.8). Em todos os modelos ensaiados houve rompimento dos estribos horizontais próximos do bordo inferior. Somente neste modelo (B4A) houve fissuras influenciadas pelo cortante.

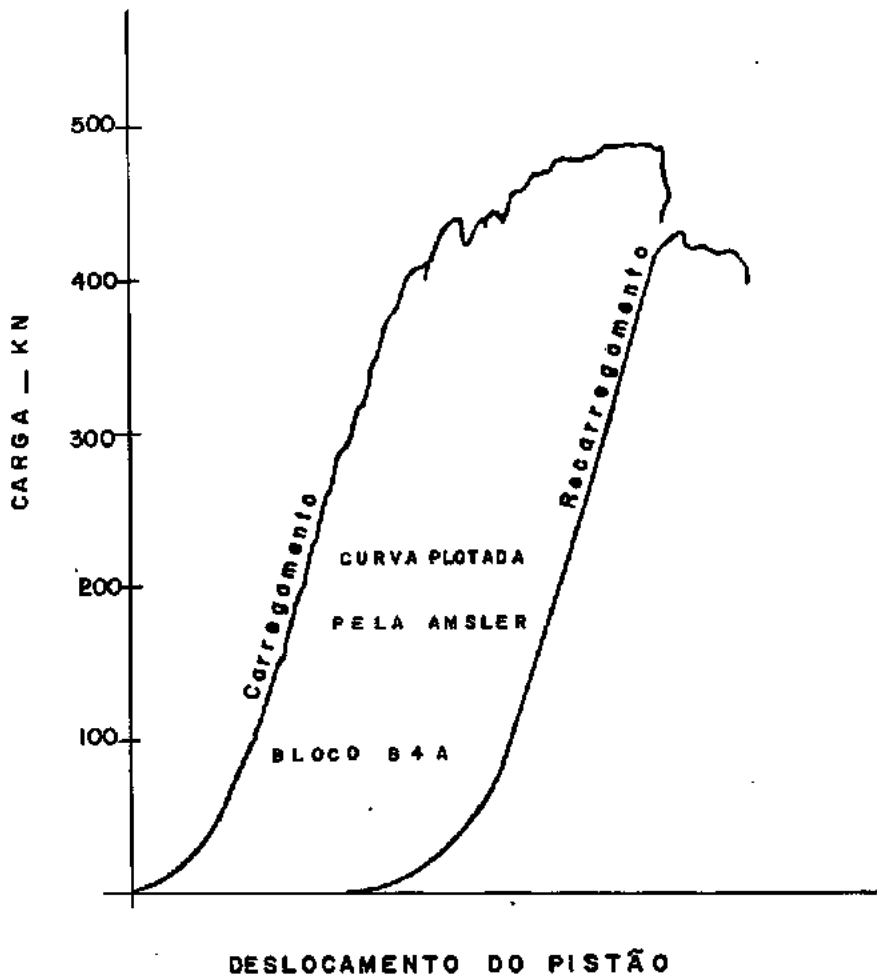


Figura 5.8 - Gráfico de ensaio - modelo B4A

### 5.2.3 - Rigidez

A análise da rigidez dos modelos foi feita através da relação carga-flecha, figura 5.5.

Por inspeção da figura 5.5 conclui-se que os modelos

cuja armadura principal passa sobre o topo das estacas são mais rígidos que aqueles cuja armadura passa pelo bordo inferior do bloco.

#### 5.2.4 - Comportamento da Armadura como Tirante

A análise da figura 5.4 e do resumo apresentado na tabela 5.3 mostra que apenas para alguns blocos a armadura principal aproximou-se um pouco do funcionamento como tirante. B1B, B2B, B3A, B3B, B4A. Este funcionamento seria seguido mais de perto se houvessem fissuras inclinadas, isto é, fissuras afetadas pelo esforço cortante. Para que isso ocorresse provavelmente bastaria aumentar a taxa mecânica da armadura.

Cumprê observar que a hipótese de que a tensão na armadura é praticamente constante até a estaca baseia-se em estudos elásticos (modelos fotoelásticos ou ensaios com vernizes frágeis). Quando o bloco fatura (fatura de flexão), a tensão na armadura nas imediações da fatura deve evidentemente ser maior do que em pontos afastados da fatura, onde o concreto continua tracionado. Nos modelos em que a armadura passa pelo topo das estacas, a altura total do bloco é maior e assim, antes da faturação do bloco, as tensões máximas no concreto são menores do que as correspondentes aos modelos com a armadura passando pelo bordo inferior do bloco, para uma mesma carga. Além disso a armadura, no primeiro caso, não se encontra na região de tensão máxima de tração no concreto, ra-



ção pela qual antes da fissuração do bloco a tensão na armadura é bem pequena e sensivelmente menor do que a tensão na armadura correspondente ao segundo caso, para a mesma carga, como se pode ver na Figura 5.4.

### 5.2.5 - Ancoragem

#### 5.2.5.1 - Ponto onde inicia a ancoragem

A Tabela 5.3 ainda presta uma colaboração na determinação deste ponto. Como se vê, pode ser tomado com relativa segurança o ponto correspondente a face interna da estaca como começo da ancoragem. Lembramos aqui a influência já comentada, da instalação de extensômetros elétricos de resistência na distribuição de tensões na armadura, influência esta evidenciada na figura 5.4 e na Tabela 5.3.

#### 5.2.5.2 - Funcionalidade

Como se vê pelos resultados os dois tipos de ancoragem funcionaram bem, apesar dos inconvenientes que cada um deles apresentam (7), como sejam:

Para armação em laço:

1) dado ao raio mínimo exigido por norma, em trechos curvos, a largura do bloco fica fortemente amarrada a este raio;

2. Redução da altura útil, se necessário utilizar várias camadas;

3. A qualidade da ancoragem depende muito da concretagem no apoio;

4. Dificulta a colocação da fretagem na extremidade da estaca com armadura no bordo inferior da peça;

5. Condiciona também o diâmetro da fretagem quando da armadura no bordo inferior do bloco.

A armadura com ancoragem no plano vertical apresenta os seguintes inconvenientes:

1) comprimento de ancoragem bastante grande com relação ao vão. Neste trabalho pela consideração da face externa da estaca como ponto de início da ancoragem a armadura prolongou-se até o bordo superior do bloco.

2) Para armadura passando pelo bordo inferior do bloco haverá uma grande redução da altura útil, pelo fato de se usar camadas superpostas de armadura.

#### 5.2.6 - Comportamento estaca-bloco

Através análise da figura 5.7, verificou-se que mesmo estando os perfis (estacas) a tensões altas, B3A, a penetração foi praticamente desprezível.

Na tabela 5.4 na qual é apresentada a penetração das estacas para a tensão de  $100 \text{ N/mm}^2$  na estaca, comumente usada, e a resistência do concreto, vê-se que a penetração foi em média igual a  $0,05\text{mm}$ , portanto, insignificante para esta taxa de trabalho. Faz-se importante aqui reforçar que os ensaios deste trabalho foram consideravelmente rápidos.

#### 5.2.7 - Deslocamento total entre estacas e deslocamento longitudinal dos apoios

O deslocamento total entre estacas antes da fissuração do bloco é praticamente nulo (relativamente à sensibilidade dos flexímetros) de acordo com a teoria, o que se confirmou experimentalmente. Após a fissuração o deslocamento aumenta e, na fase final do ensaio, pode-se ter uma idéia da tensão média na armadura através da medida desse deslocamento. Admitindo-se que  $f_{ym} = 330 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$  e que a tensão na armadura é constante até a estaca, o deslocamento entre estacas correspondente ao escoamento da armadura é  $\Delta l_y \cong 1\text{mm}$ . Como se pode ver na tabela 5.5, o deslocamento total médio entre estacas no final do ensaio foi sempre maior do que  $1\text{mm}$ , evidenciando o escoamento da armadura.

Quanto aos deslocamentos longitudinais dos apoios, os valores medidos foram normais, indicando um bom funcionamento dos apoios. O deslocamento relativo entre os apoios calculado a par

tir dos valores anteriores corresponde aproximadamente ao deslocamento total entre estacas. A tabela 5.4 mostra que houve uma boa correspondência entre os valores obtidos.

CAPÍTULO 6CONCLUSÕES

Dos ensaios realizados e da bibliografia consultada podemos tirar as seguintes conclusões:

1. Os dois tipos de armadura de bloco sobre duas estacas metálicas, analisados sob o ponto de vista da deformação plástica excessiva do aço como estado limite último, não apresentaram diferença acentuada de comportamento. O pequeno aumento de resistência dos blocos com armadura passando sobre o topo das estacas em relação aos com armadura passando pelo bordo inferior do bloco deve-se certamente à maior altura total e à presença da armadura construtiva ao nível do bordo inferior dos blocos no primeiro grupo, fatores não considerados no cálculo.

2. A instrumentação da armadura com extensômetros elétricos de resistência protegidos com cera afeta a distribuição de tensões na armadura pela eliminação local de aderência, afetando conseqüentemente a resistência última das peças. Essa influência será tanto maior quanto maior for a proporção entre o comprimento total dos trechos instrumentados e o comprimento total da armadura.

3. Quanto ao tipo de ancoragem, não se evidenciou nenhuma

diferença de eficiência entre a ancoragem vertical e a ancoragem horizontal (em laço).

4. Pode-se tomar como ponto de início da ancoragem a face interna da estaca, sendo conveniente iniciar a curvatura da armadura a partir da face externa da estaca para evitar a ruptura do canto.

5. Para garantir a ligação estaca-bloco não são necessários dispositivos especiais ligados à estaca mas é recomendável a utilização de uma fretagem no topo das estacas para confinamento do concreto.

6. A carga última teórica do bloco é aparentemente conservativa, tanto a calculada segundo Franz (método das bielas) como a calculada segundo as recomendações do CEB-FIP (cálculo como viga). Deve-se lembrar, porém, que o bloco fissa com uma carga que oscila entre 50 e 65% da carga última observada, e a abertura de fissura aumenta rapidamente. O coeficiente de segurança global deve ser tal que evite que o bloco fissure em serviço, e a armadura de costura, responsável pelo aparente excesso de segurança, deve ser sempre utilizada.

O dimensionamento dos blocos como vigas (segundo as recomendações do CEB-FIP) é mais racional do que pelo método das bielas (segundo Franz) pois leva em conta a resistência do concreto.

Evidentemente não se deverá levar em conta a influência da armadura de costura, no dimensionamento dos blocos.

7. Os ensaios realizados foram planejados de modo a garantir o escoamento da armadura, o que foi conseguido. O comportamento dos blocos cuja ruptura se dá por cortante (ruptura do concreto na biela comprimida) não foi analisado neste trabalho.

8. Em face dos resultados obtidos, aconselha-se a utilização da armadura passando pelo topo das estacas com ancoragem vertical, devido à maior facilidade de execução desse tipo de armadura. Aconselha-se ainda a utilização de armadura de costura na proporção sugerida por Franz, convenientemente distribuída pela altura do bloco.

BIBLIOGRAFIA

1. Associação Brasileira de Normas Técnicas:NB-1 e EB-3, 1967.
2. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Dosagem de Concreto", Instituto Nacional de Tecnologia, Rio de Janeiro, 1953.
3. Carneiro, Fernando Luiz Lobo B. - "Resistência do Esforço Cortante no Concreto Armado e Protendido", Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1964.
4. Comité Européen du Béton (CEB), Fédération Internationale de la Précontrainte (FIP)- Recommendations Internationales pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton, seconde édition. Redaction mai 1972.
5. Commission du Béton Armé et du Béton Précontrainte du Bureau Securitas: "Recommendations Provisoires Concernant des Parois-Flechies ("Poutres-cloisons") et les Consoles Courtes", Ann., I.T.B.T.P., nº 317, p.130-140, Mai 1974, Série Béton 139.
6. Franz, G. - "Tratado del Hormigón Armado", Tomo I, Barcelona, 1970.
7. Mautoni, M. - "Blocos sobre dois Apoios", Tese de Doutorado Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1971.
8. Montoya, P.S., Meseguer, A.G. e Cabré, F.M. - "Hormigón Armado", 7a. Edicion, Barcelona, 1973.



9. Niyogi, S. K., "Bearing Strength of Reinforced Concrete Blocks",  
Journal of Structural Division, A.S.C.E., vol. 101, n<sup>o</sup> ST5,  
Proc. Paper 11325, May, 1975, pp. 1125-1137.
10. State of Ohio Department of Highways: "Investigation of the  
Strength of the Connection Between a Concrete Cap and the  
Embedded End of a Steel H-Pile"; Research Report n<sup>o</sup> 1, De-  
cember, 1947.