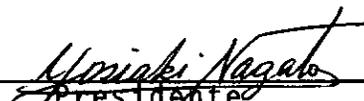
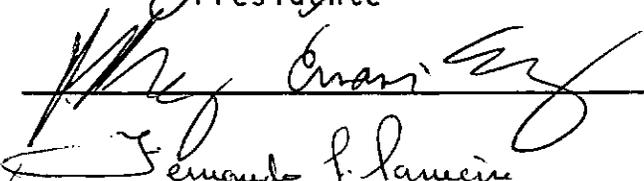


EFICIÊNCIA DE ARMADURAS DE BLOCOS  
SOBRE DUAS ESTACAS METÁLICAS

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  
  
\_\_\_\_\_  
Fernando P. Lancini  
  
\_\_\_\_\_

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 Diaz 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 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
$l$	distância entre os eixos das estacas

$\ell_b$	comprimento de ancoragem
$\ell_{ext}$	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 1INTRODUÇÃO

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.

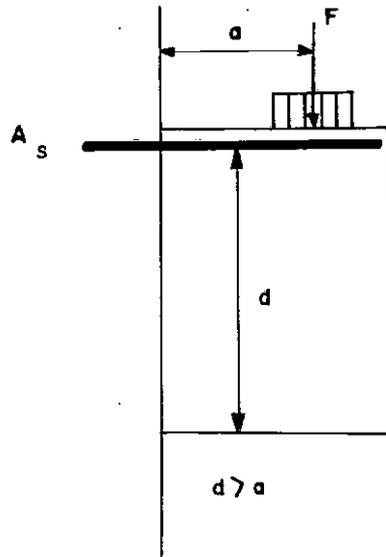


Fig. 1.1 - Consolo Curto

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.



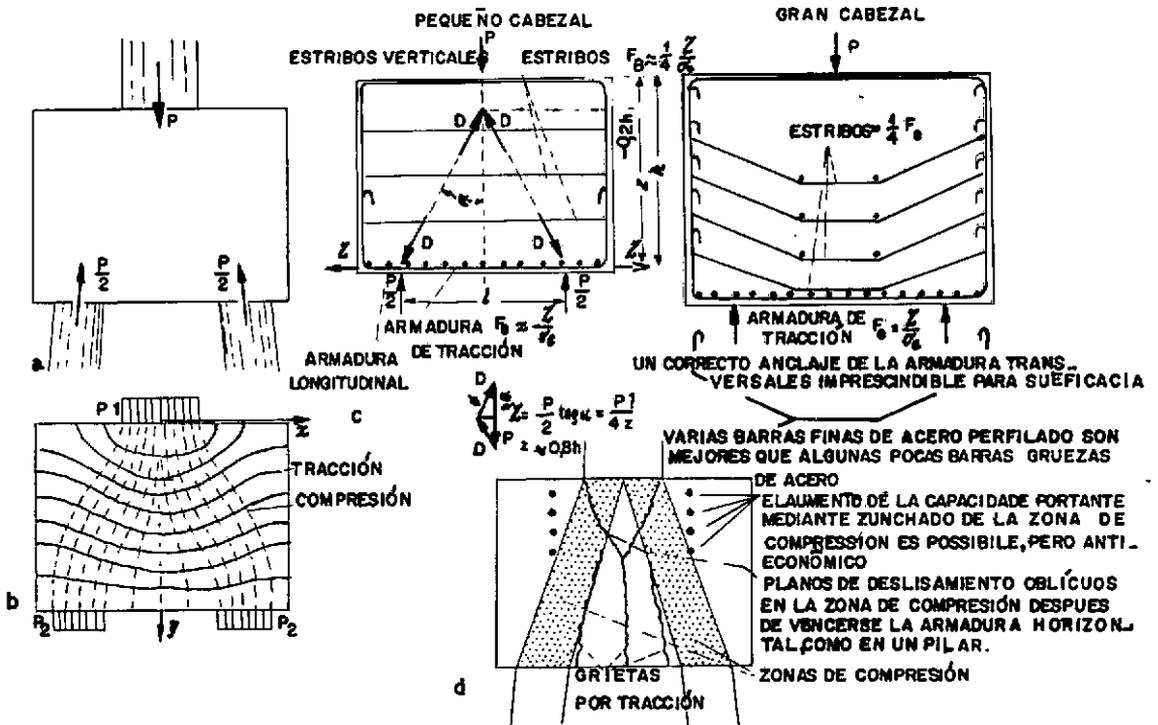


Fig. 2.2 a - d - SOLICITAÇÃO E ARMAÇÃO DE BLOCOS SOBRE DOIS APOIOS

a) DISPOSIÇÃO E CARGA

b) ISOSTATICAS 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 recomenda es internacionais CEB-FIP-72 limitam inferiormente o raio de curvatura atendendo a:

a) do ponto de vista do aço (R51,41): o raio de curvatura mínimo depende das características do aço (ductibilidade e eventual envelhecimento), e deve ser tal que permita a retifica o (desdobramento) sem danos;

b) do ponto de vista do concreto (R.51,42 e R.51,522 b): o raio de curvatura mínimo   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   situa o da armadura estar no estado limite último da peça a tensão inferior   de escoamento característica são previstas algumas redu es 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  $\geq \ell_b - \Delta\ell_b$ , 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  $\ell_b/3$ ,  $10\phi$  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).

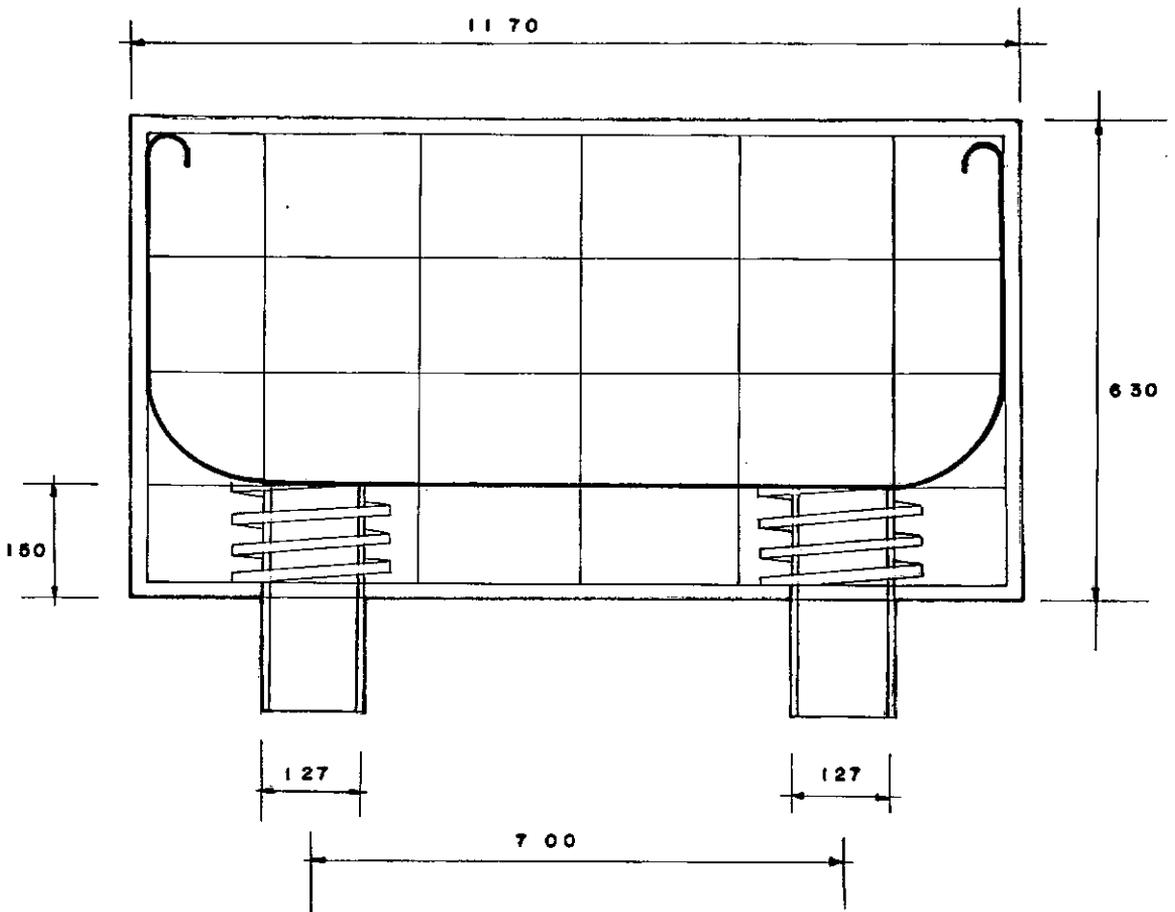


Fig. 3.1 - Um dos modelos construídos (dimensões em milímetros)

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

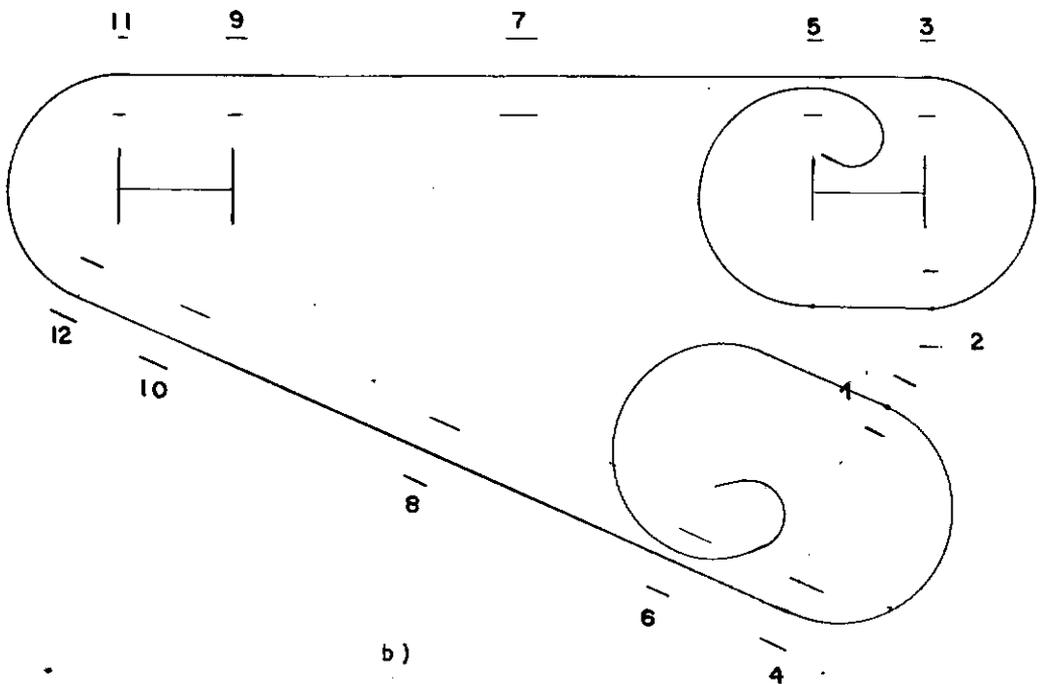
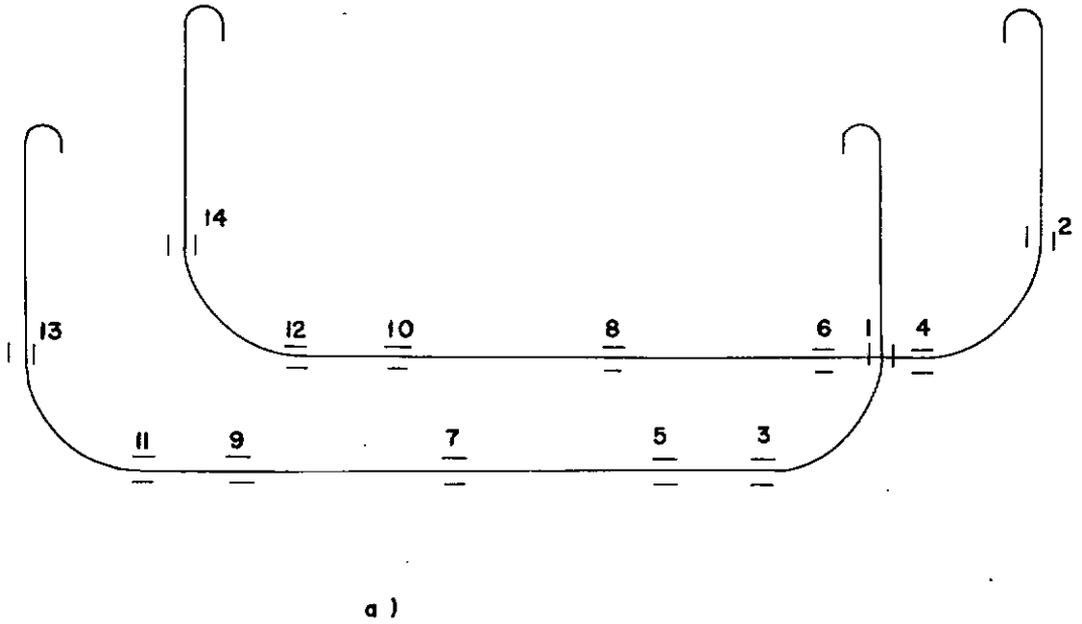


Fig. 3.2 - Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência

caso de uma eventual falha da peça pela estaca, como aconteceu em um prévio ensaio, e também para detectar, por instalação de extensômetros aos pares, a existência de momento fletor parasita decorrente de mal funcionamento do aparelho de apoio (Fig. 3.3).

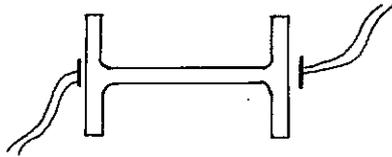


Fig. 3.3 - Esquema da instalação de extensômetros elétricos de resistência para o perfil

c) Flecha

Foram medidos deslocamentos com flexímetros (sensibilidade de 0,01mm) nas posições segundo a Fig. 3.4. Finalidade: determinar a flecha no meio do vão.

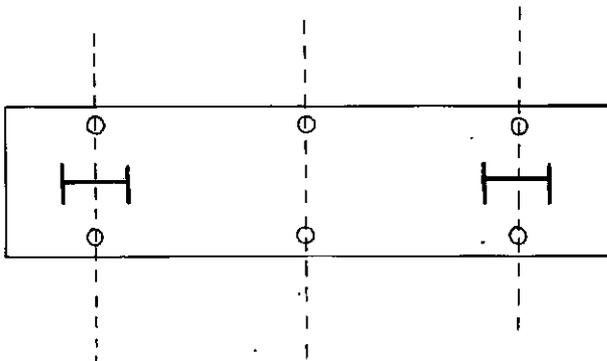


Fig. 3.4 - Pontos de medição de deslocamentos na face inferior do bloco

## d) Rotação

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

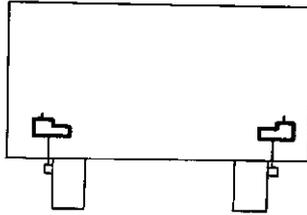


Fig. 3.5 - Posicionamento dos clinômetros

## e) Deslocamento total entre estacas

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

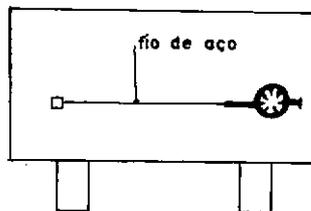


Fig. 3.6 - Montagem usada para medição do deslocamento total entre estacas

f) Deslocamento longitudinal dos apoios

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

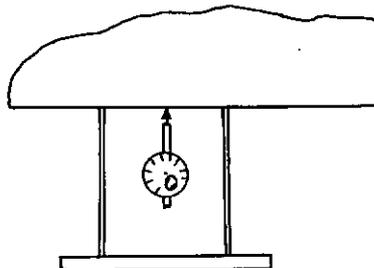


Fig. 3.8 - Posicionamento do flexímetro para medição do deslocamento relativo estaca-bloco

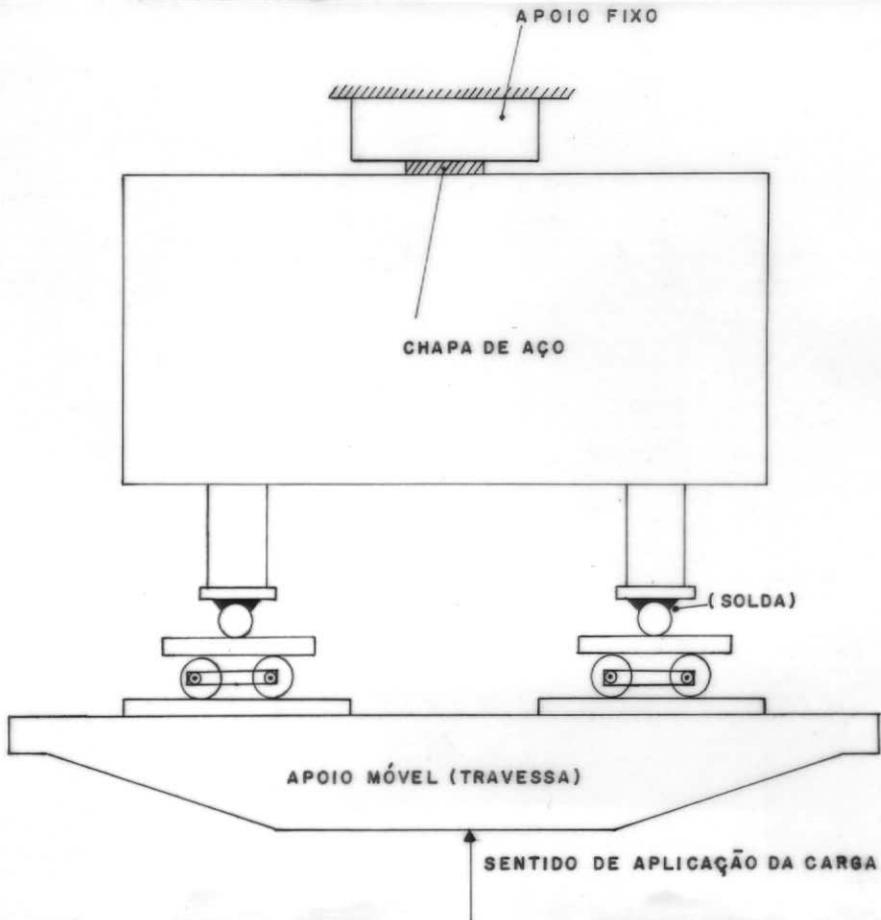
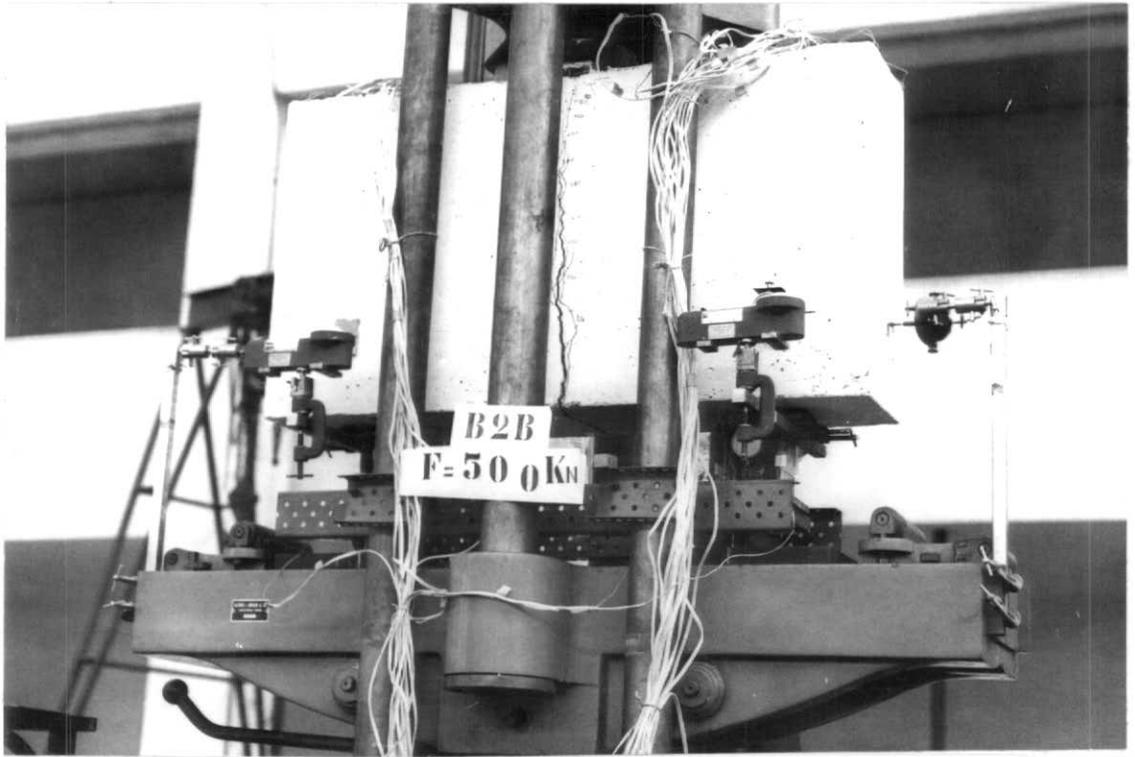


Fig. 3.9 - Esquema de montagem e aplicação de carga

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 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)

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

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

(continua)

(continuação)

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

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

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

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

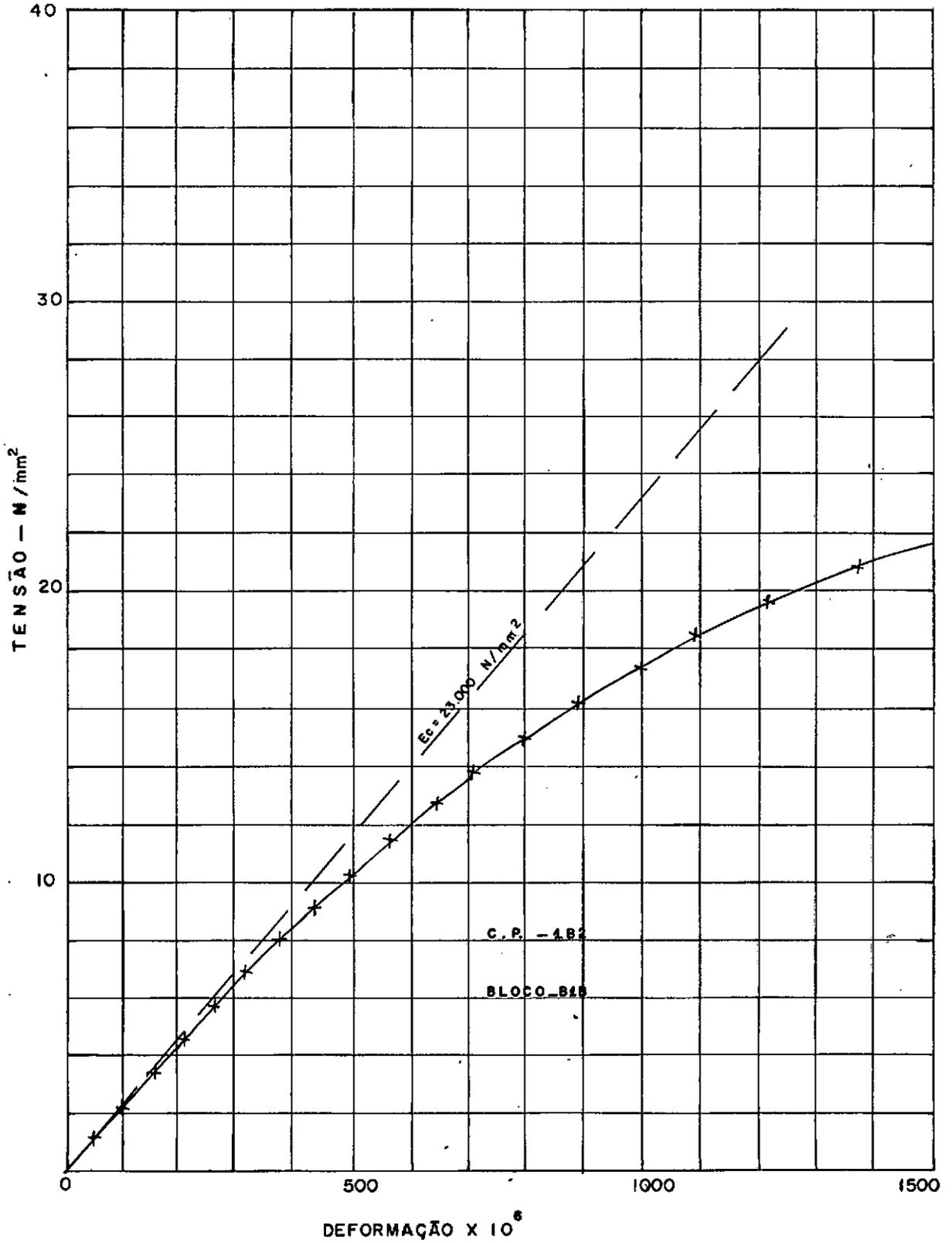


Fig. 4.2 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO CONCRETO.

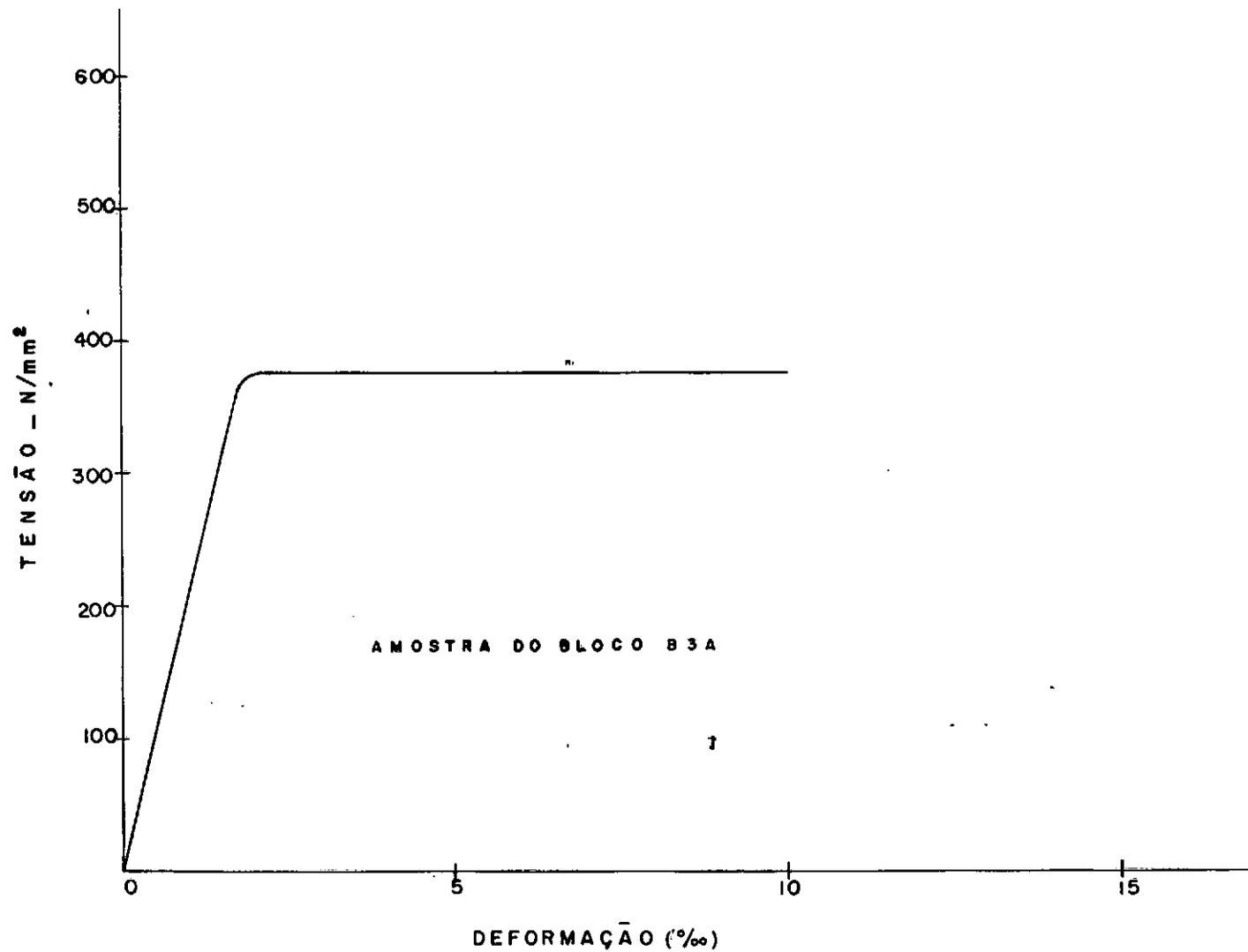


Fig. 4.3 - DIAGRAMA TENSÃO-DEFORMAÇÃO DO AÇO

## 4.2 - Dimensionamento

### 4.2.1 - Bloco

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

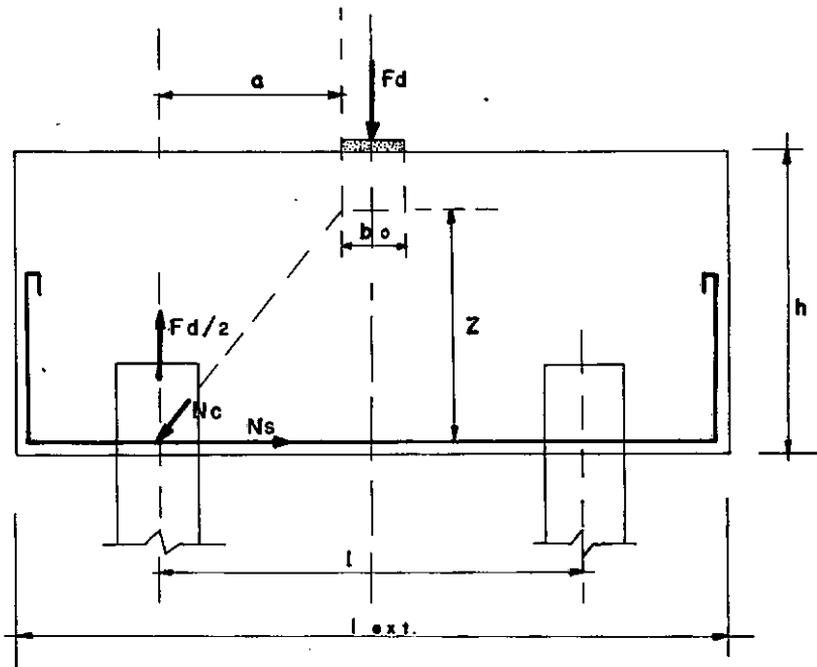


Fig. 4.4 - Esquema de carregamento

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 à 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 ado-  
tar 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  $F_d = 600 \text{ KN}$  (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

$F_d/2 = 300 \text{ KN}$  (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)

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

$$\sigma_{bd} = 0,28 \sqrt{f_{ccd}} \cong 1,0 \text{ N/mm}^2$$

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

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

#### 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).

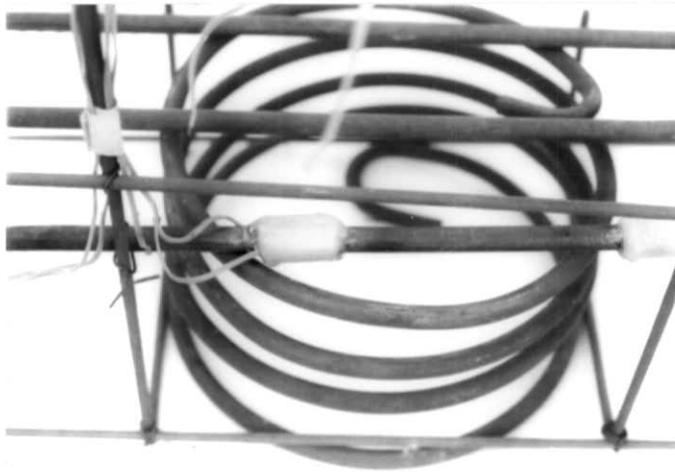
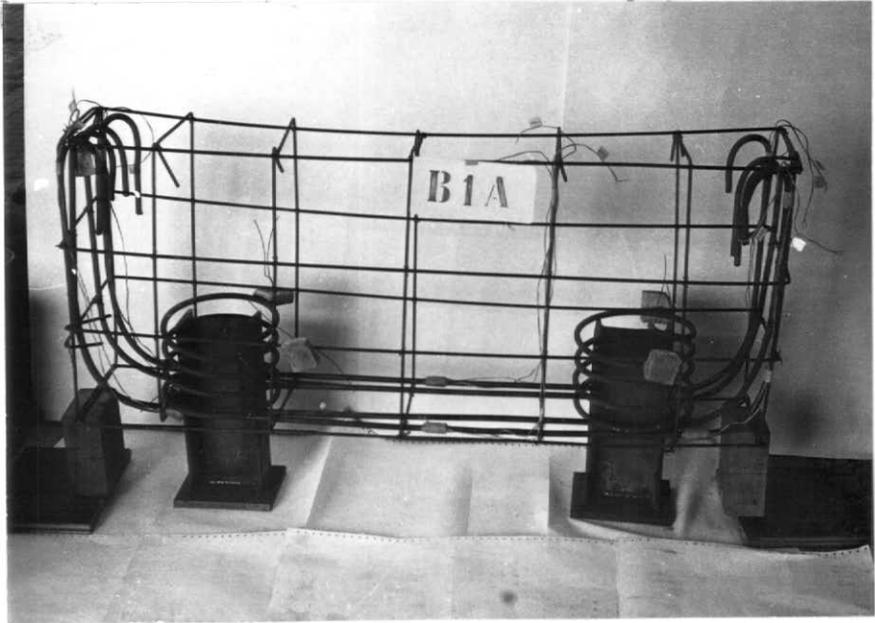


Figura 4.5

Fretagem

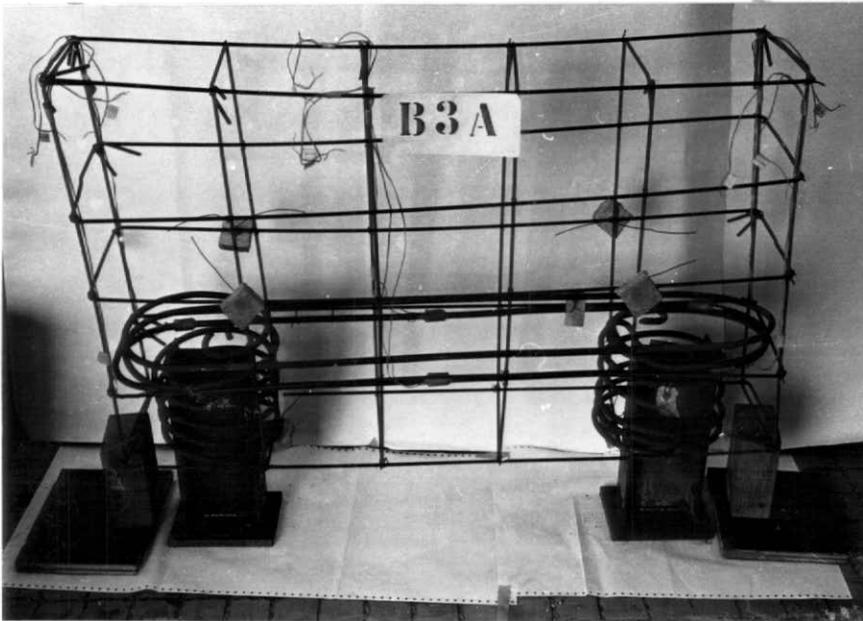
A Tabela 4.4 e a Figura 4.6 dão as características e detalhes de armação, respectivamente, para todos os modelos. A idade indicada na Tabela 4.4 é a idade correspondente ao ensaio do bloco, e a resistência à compressão média do concreto dada na mesma tabela é a resistência corrigida para aquela idade 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 $\phi$ mm	$A_s$ mm <sup>2</sup>	$f_y$ N/mm <sup>2</sup>	$f_u$ N/mm <sup>2</sup>	b mm	$\ell_{ext}$ mm	h mm	$f_{ccm}$ N/mm <sup>2</sup>	idade dias	comp. de engaste 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. da mesa mm	esp. da alma mm	área cm <sup>2</sup>	peso 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.

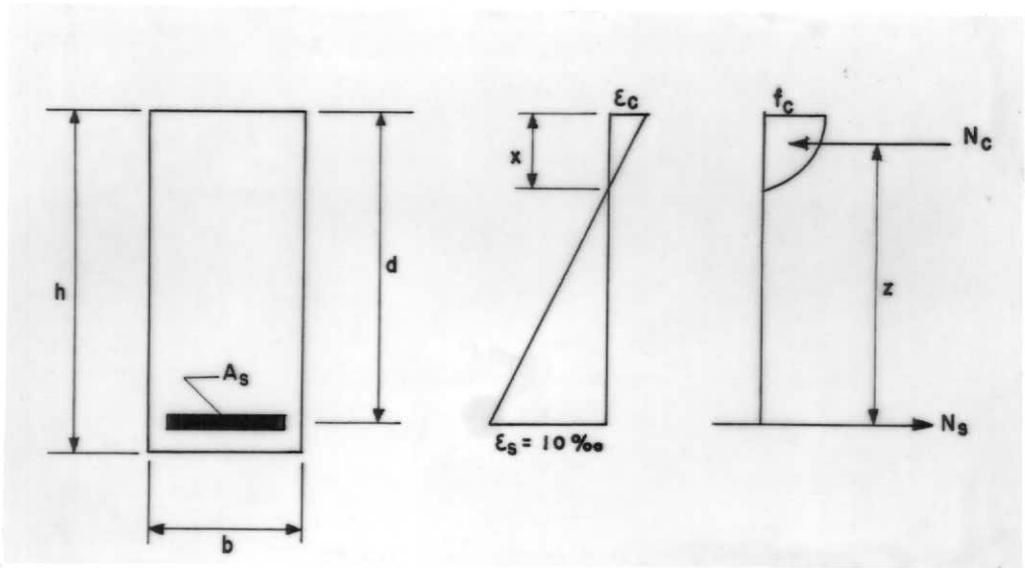


Figura 5.1 - Esquema para verificação do bloco como viga.

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.

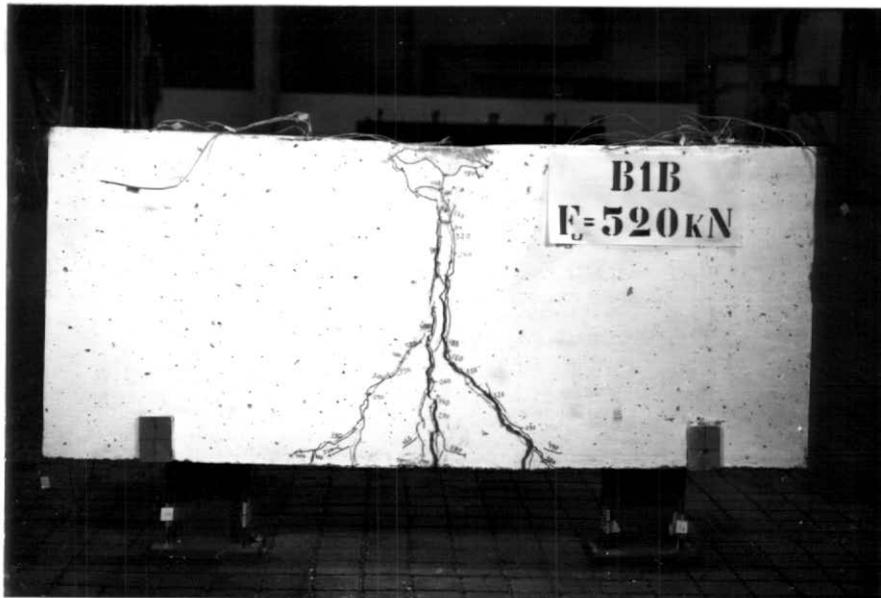


Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B1A e B1B

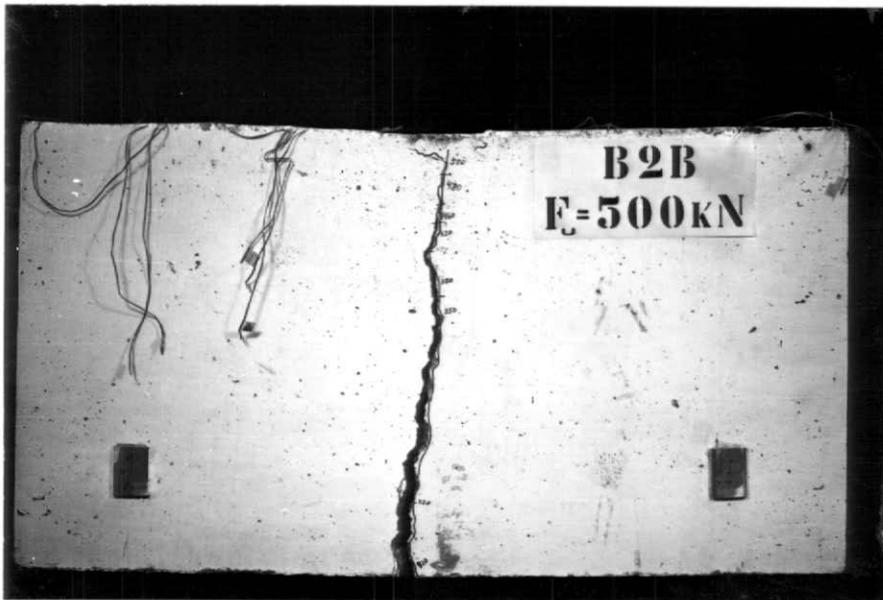


Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B2A e B2B



Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B3A e B3B

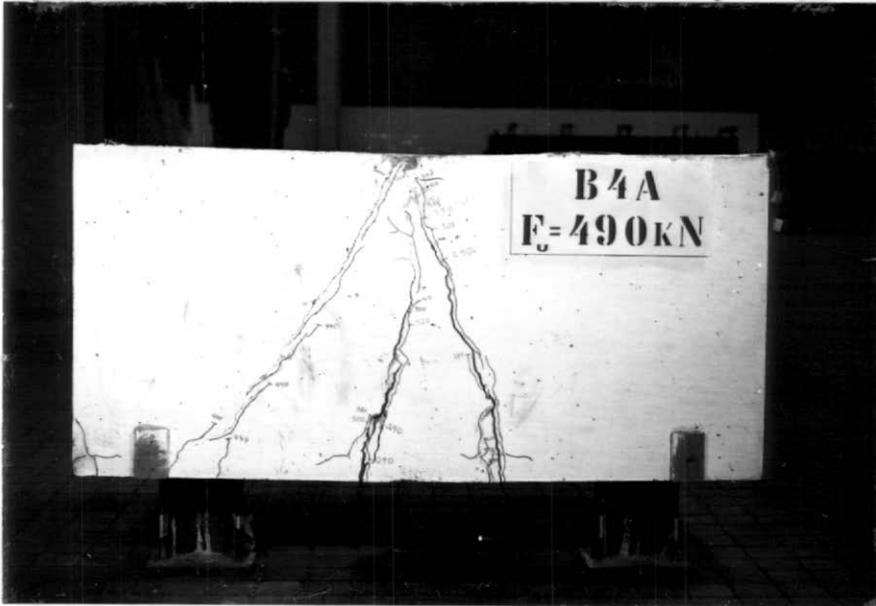


Figura 5.2 - Fotos das fissuras - modelos B4A e B4B

Bloco	$F_r$ (KN)	$F_r/F_{obs}$	$F_r/F_u$ ( $z = 0;8h$ )
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.

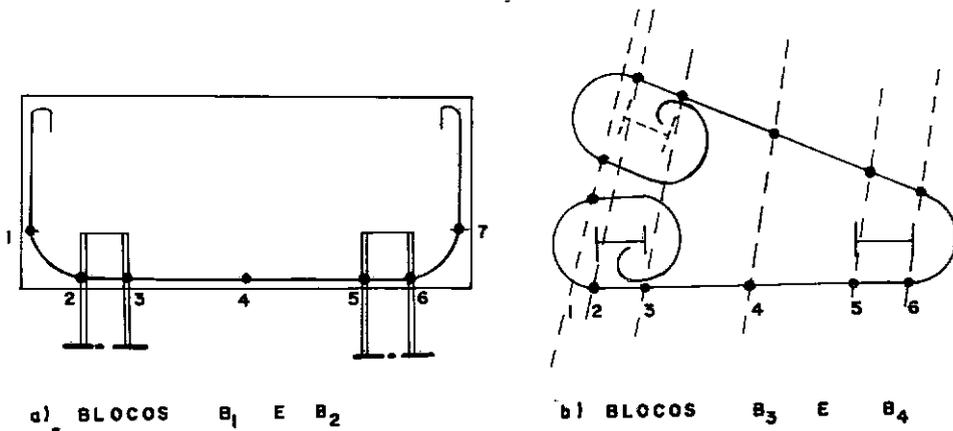


Figura 5.3 - Regiões de leituras de deformação na armadura

Regiões 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

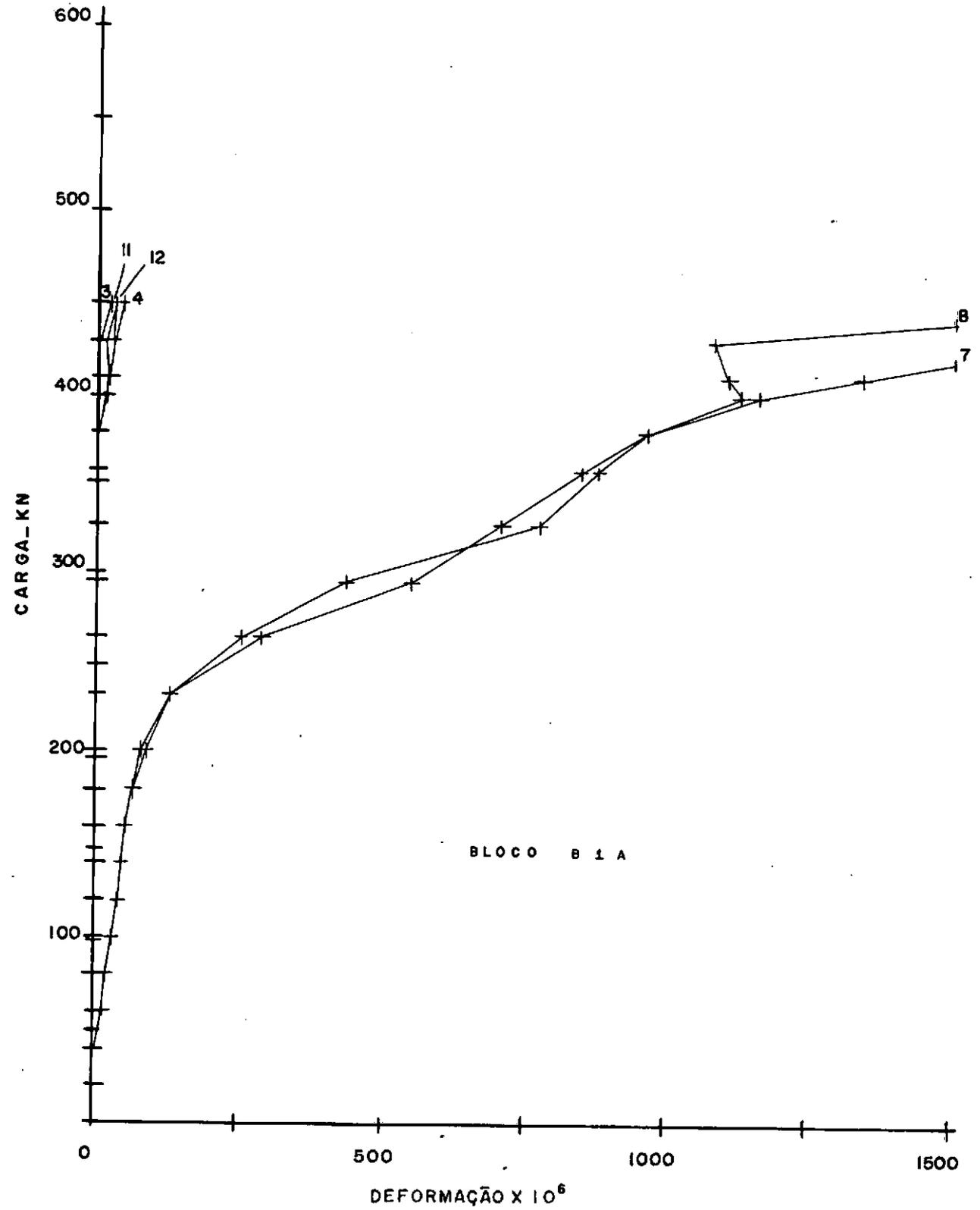


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

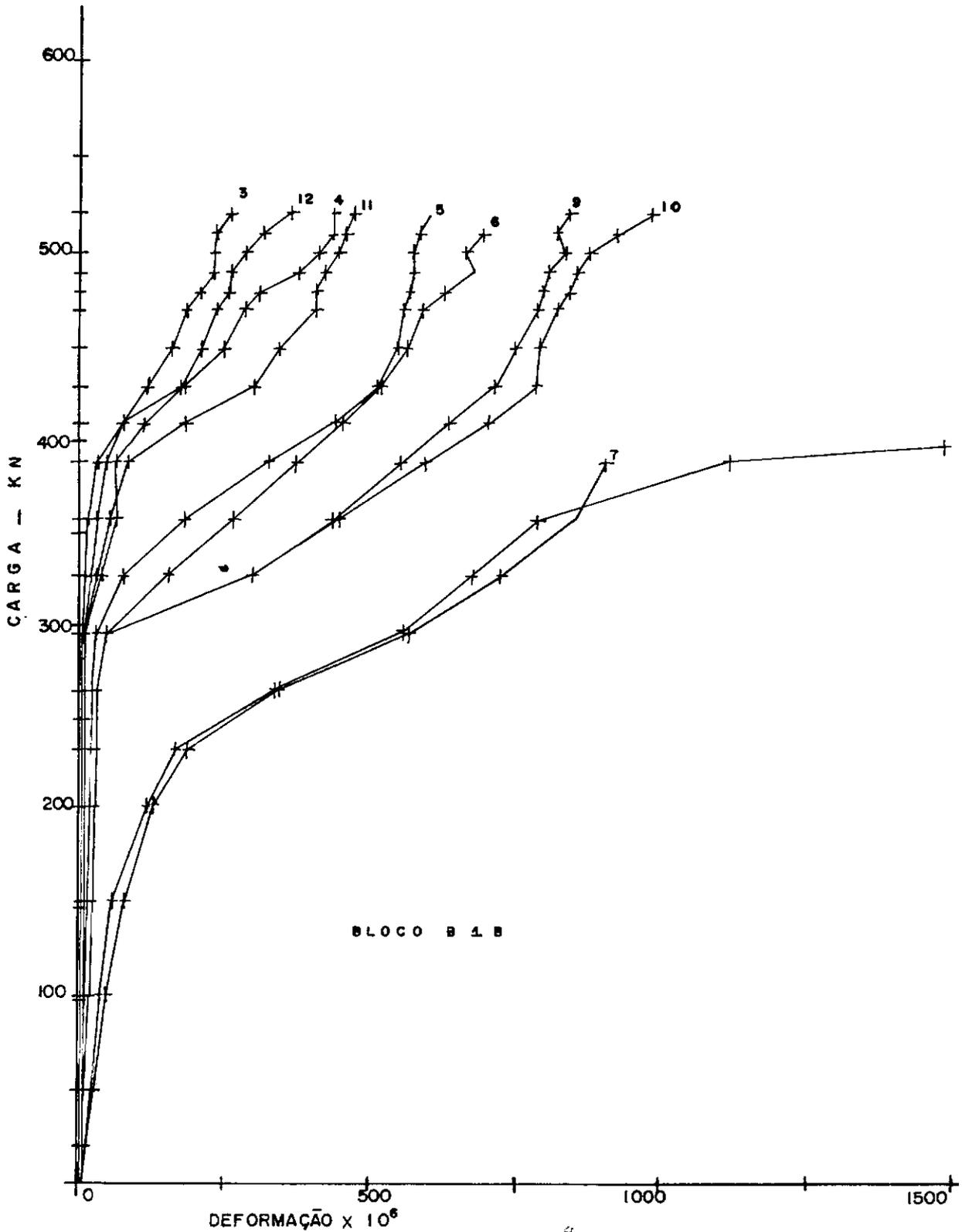


Fig. 5.4 — DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

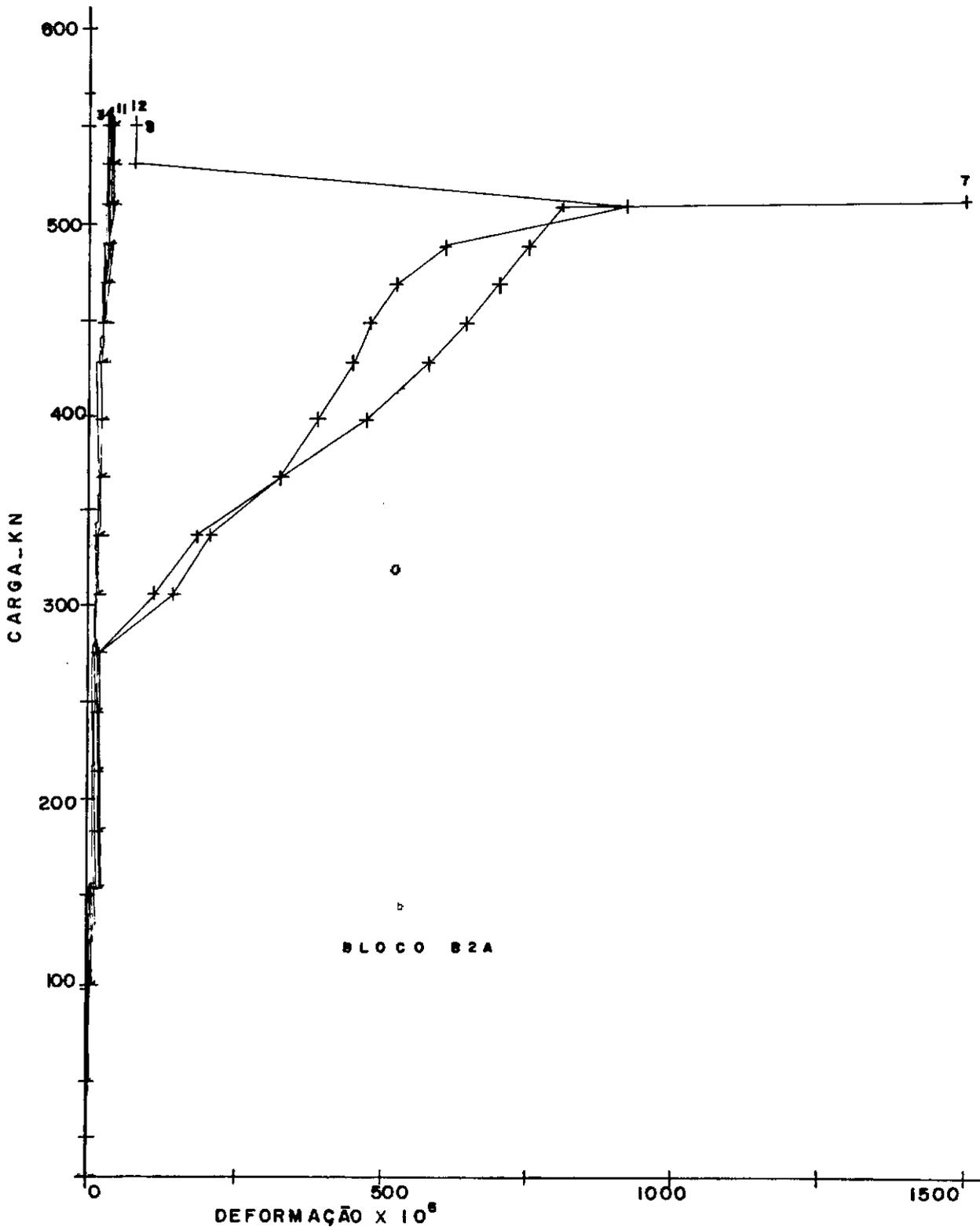


Fig. 5.4 \_ DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

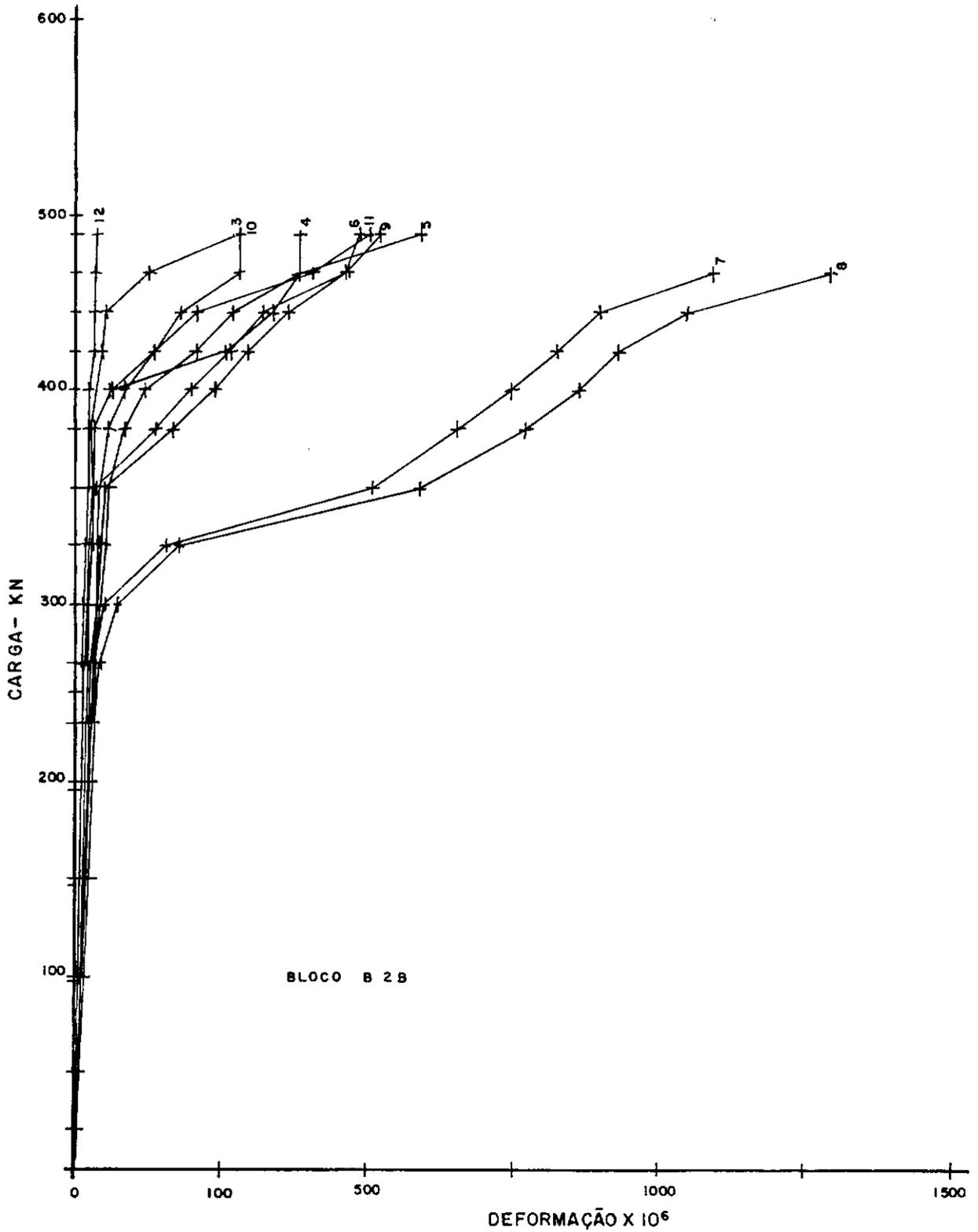


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

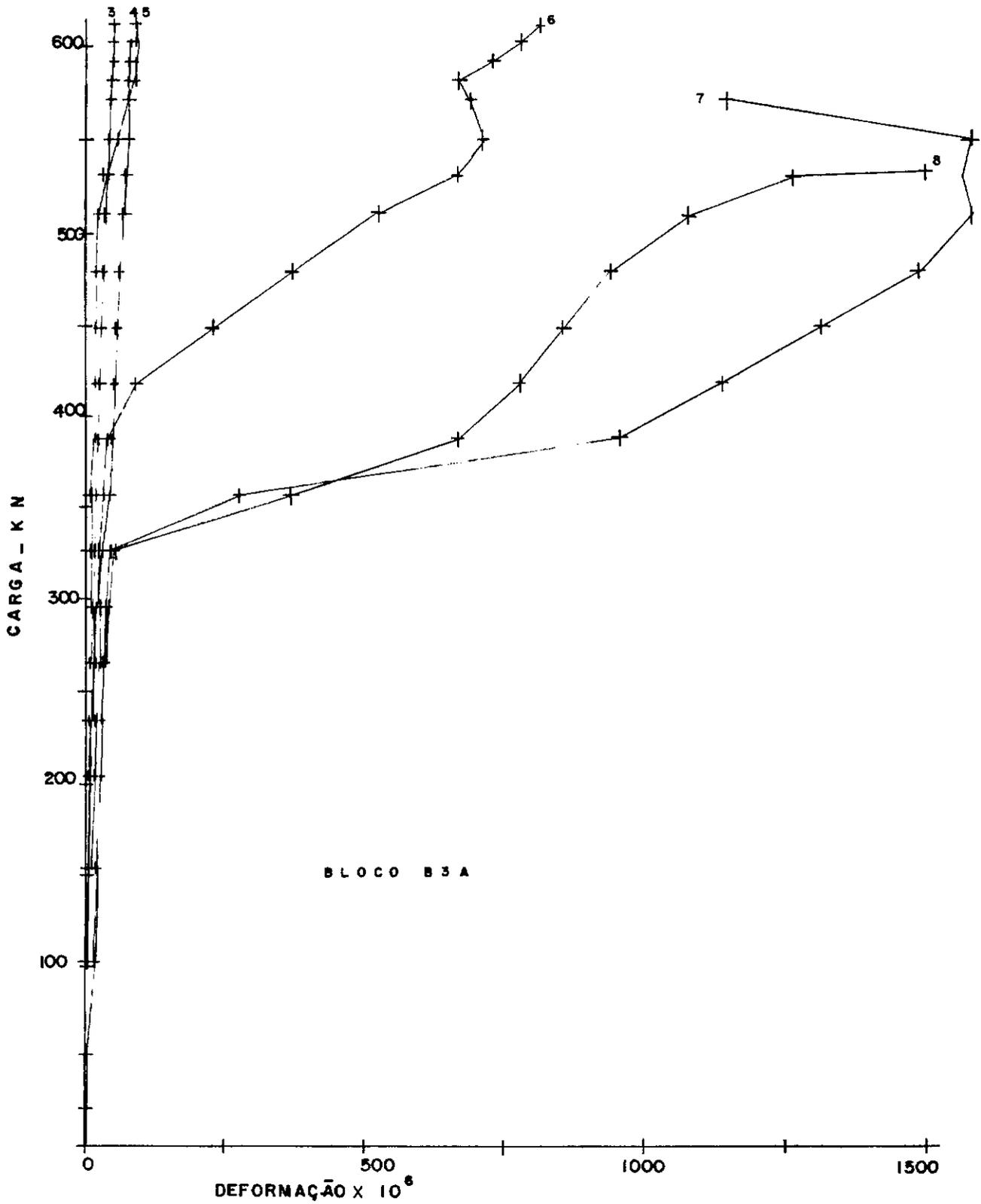


Fig. 5.4 — DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

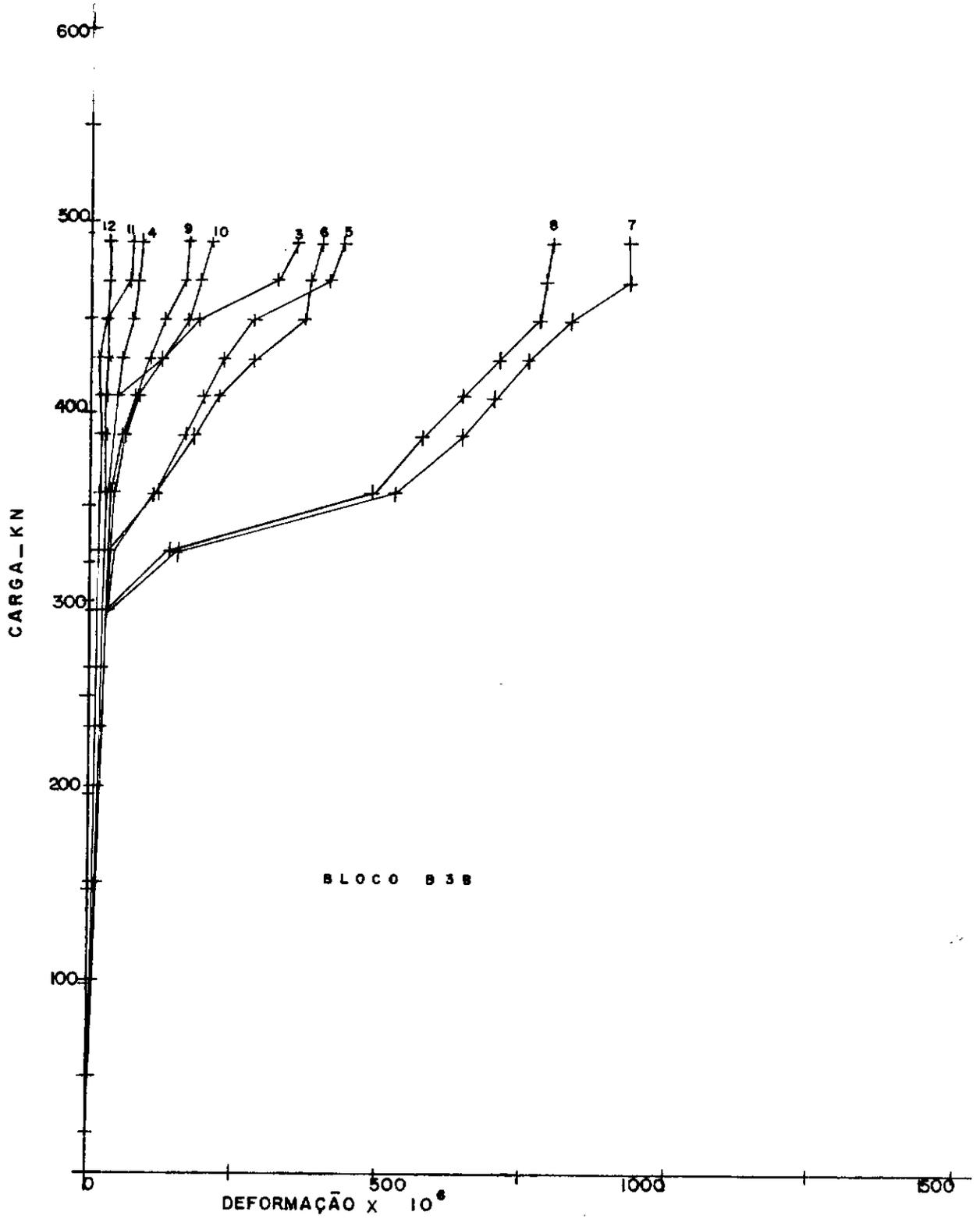


Fig. 5.4 - DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

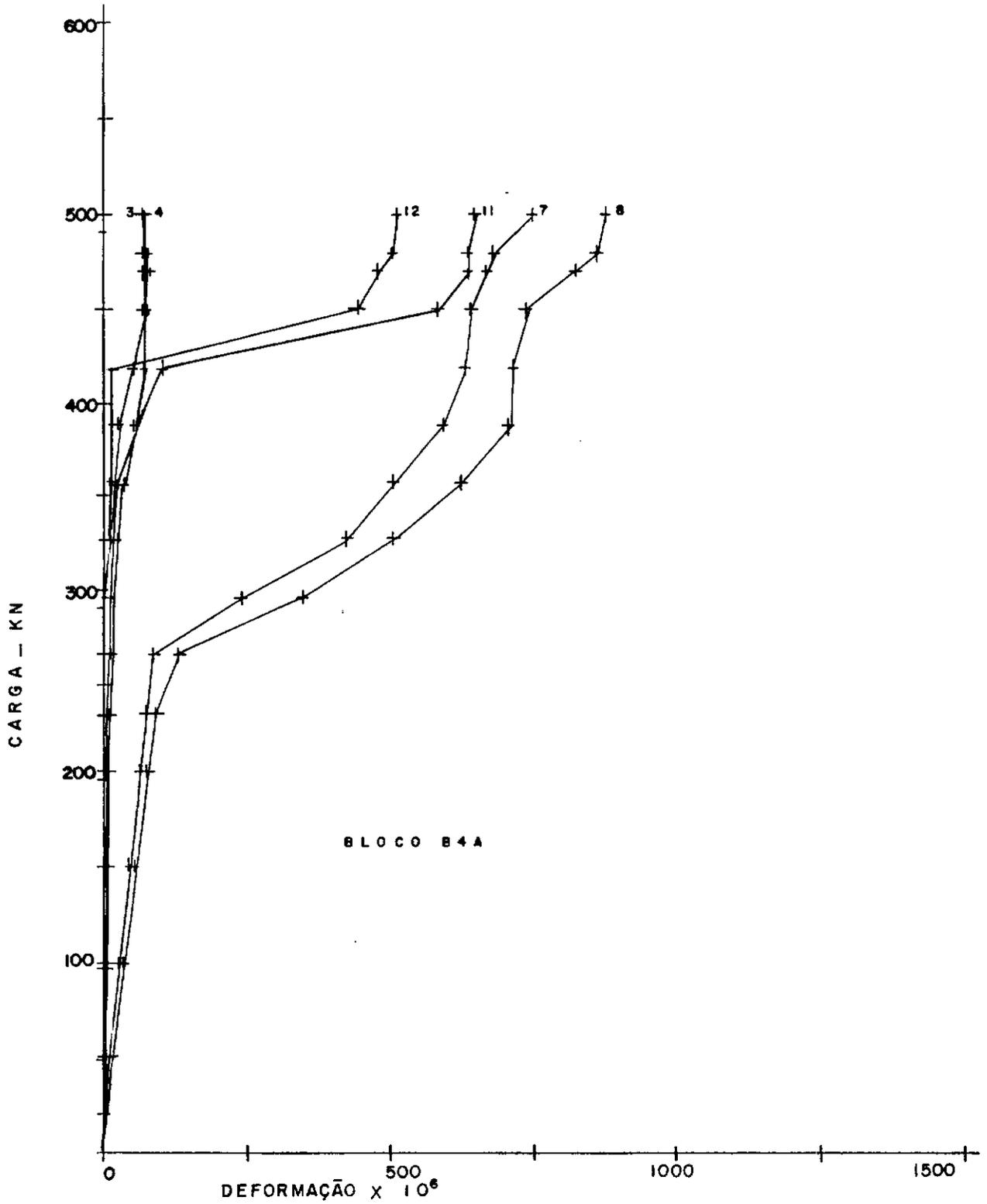


Fig. 5.4 — DIAGRAMA CARGA-DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

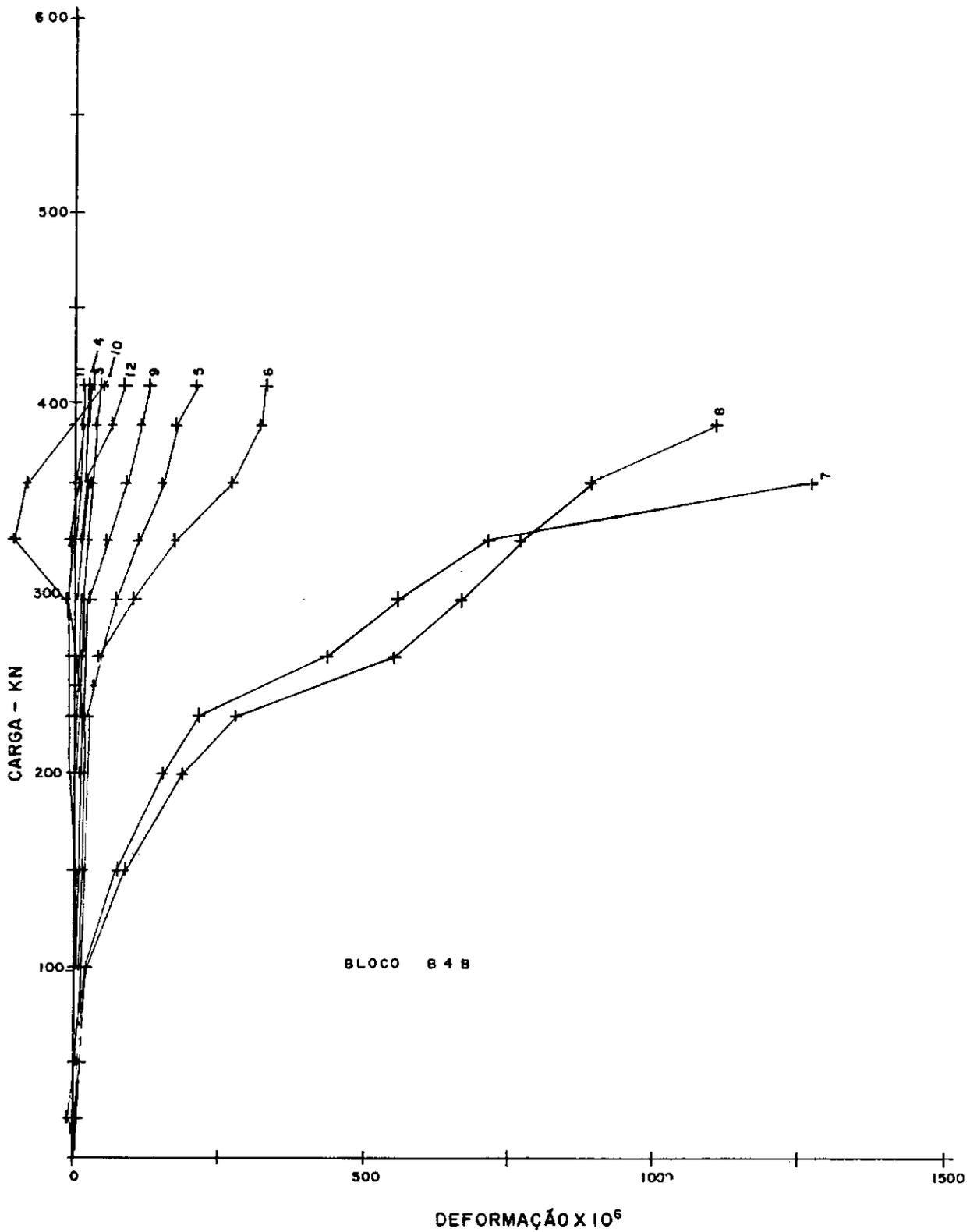


Fig. 5.4.- DIAGRAMA CARGA - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA PRINCIPAL

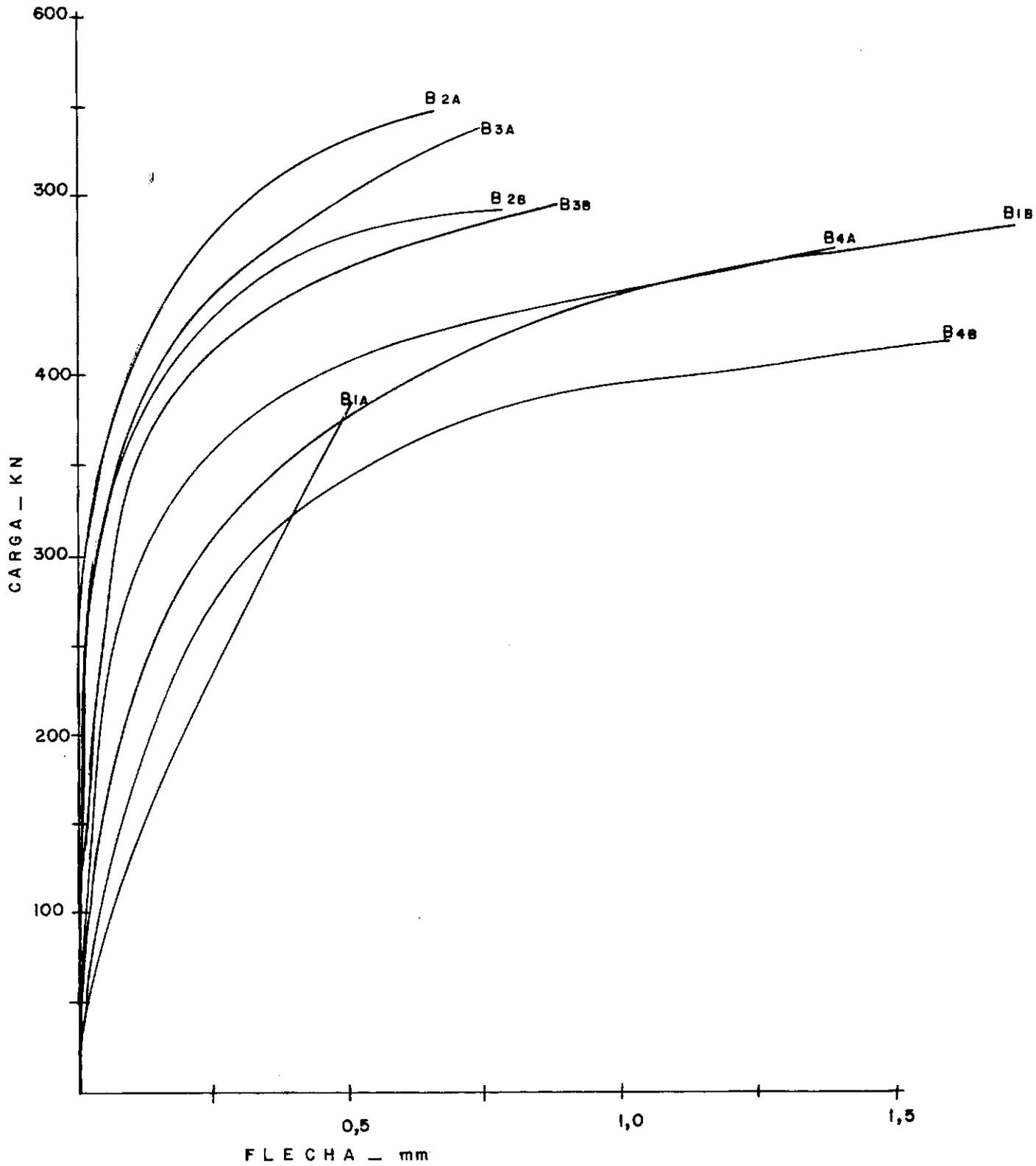


Fig. 5.5 - DIAGRAMA CARGA - FLECHA (CURVAS AJUSTADAS)

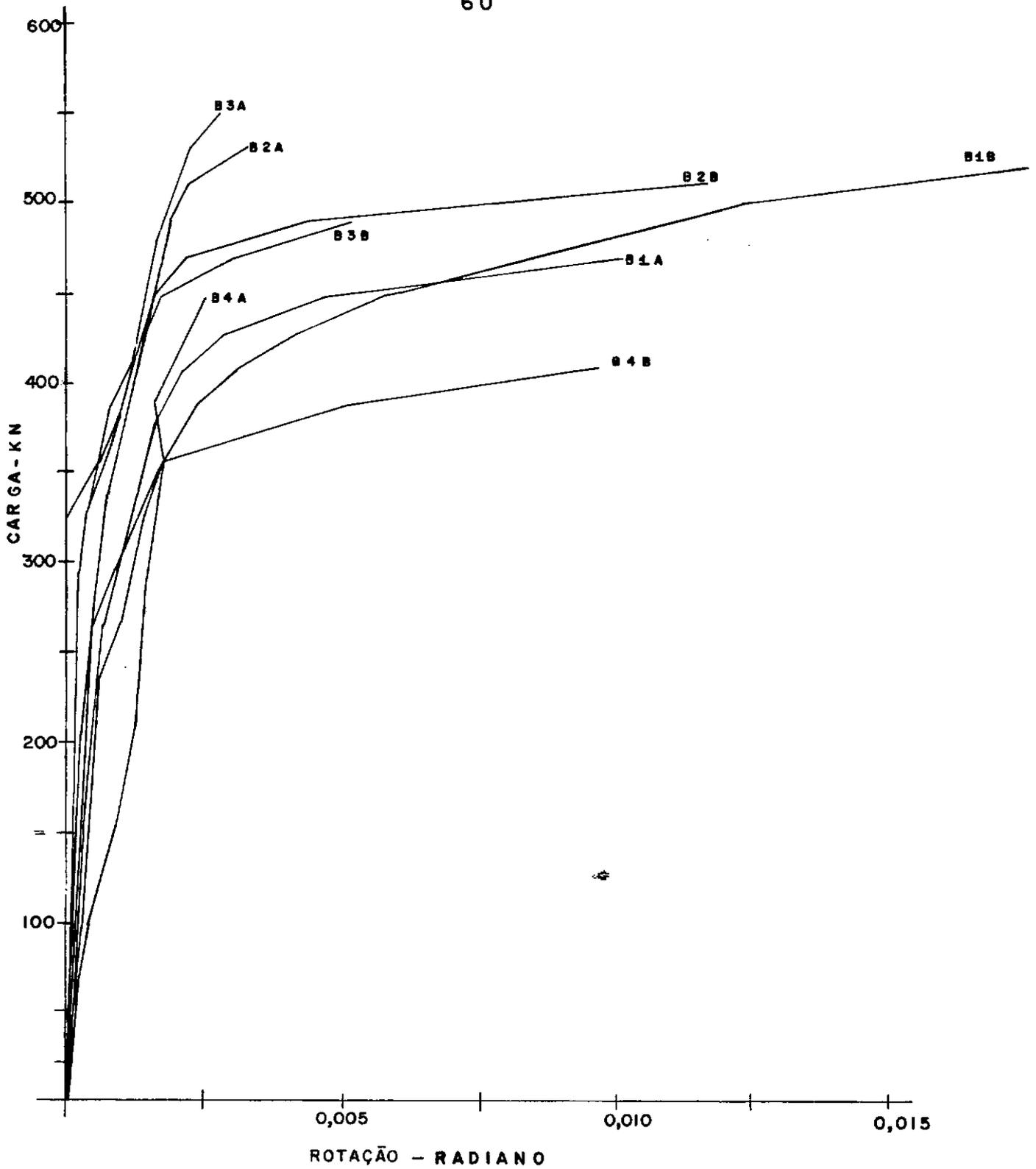


Fig. 5.6 - DIAGRAMA CARGA - ROTAÇÃO

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  $100 \text{ N/mm}^2$

Bloco	$f_{ccm}$ 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  $100 \text{ N/mm}^2$

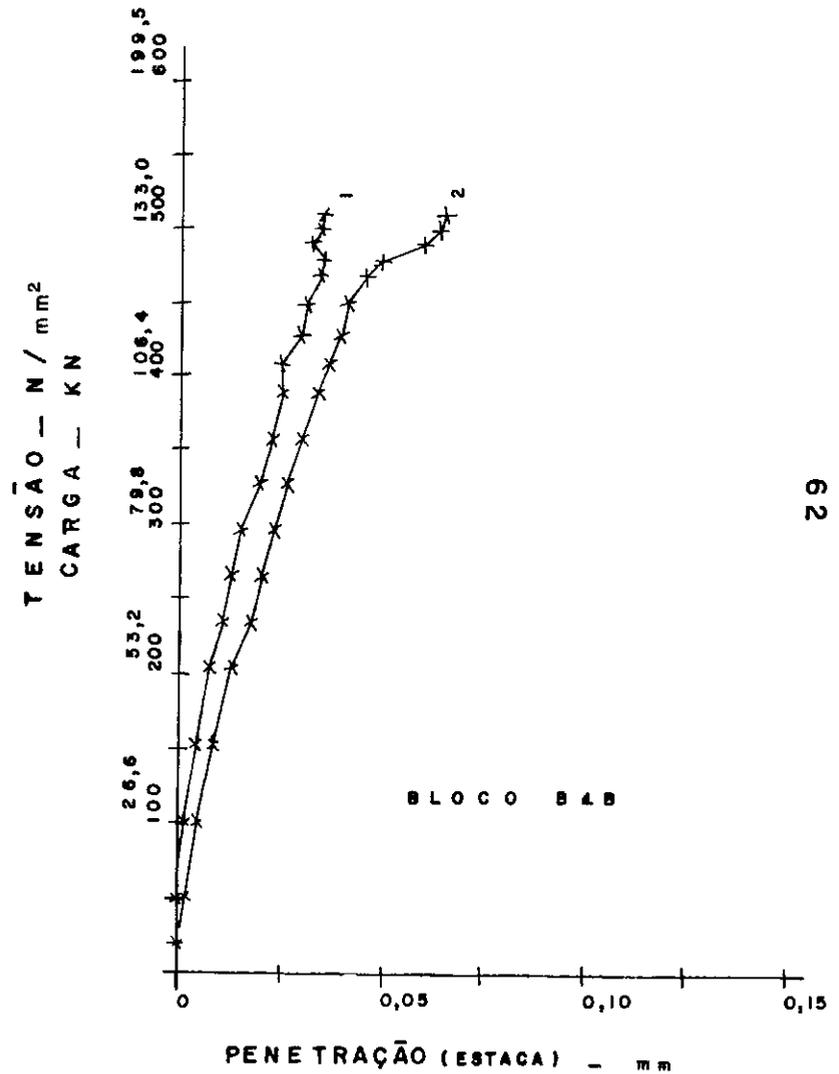
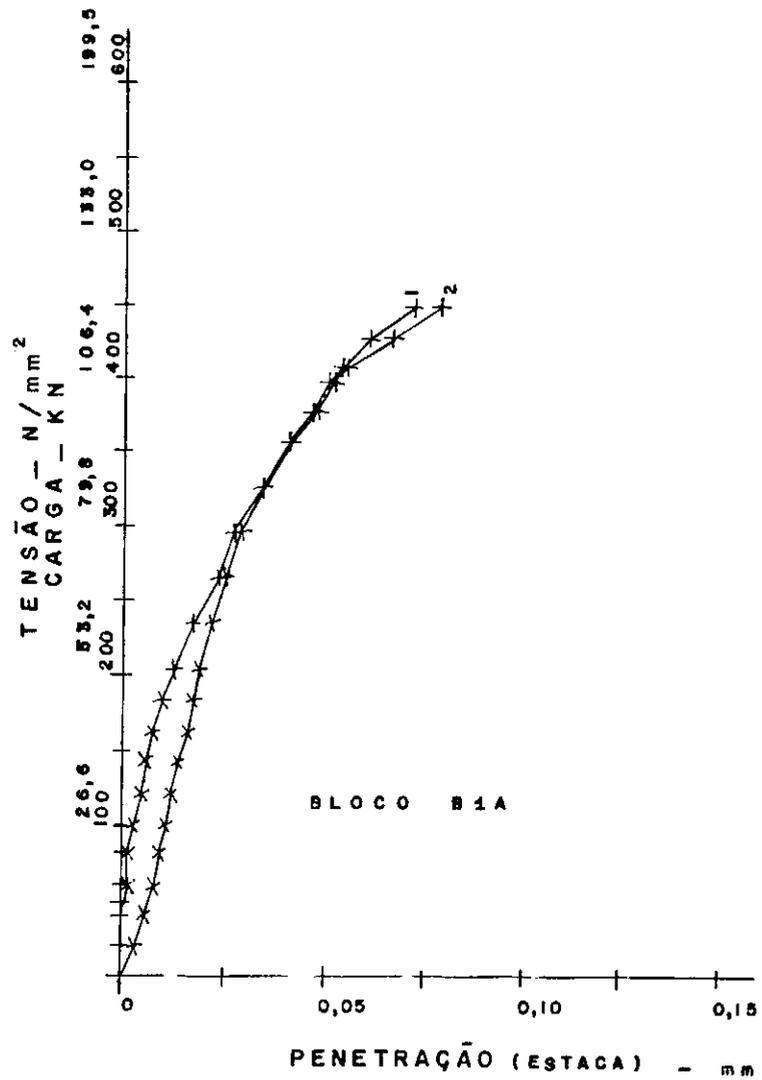


Fig. 5.7 — DIAGRAMA CARGA — PENETRAÇÃO (ESTACA)

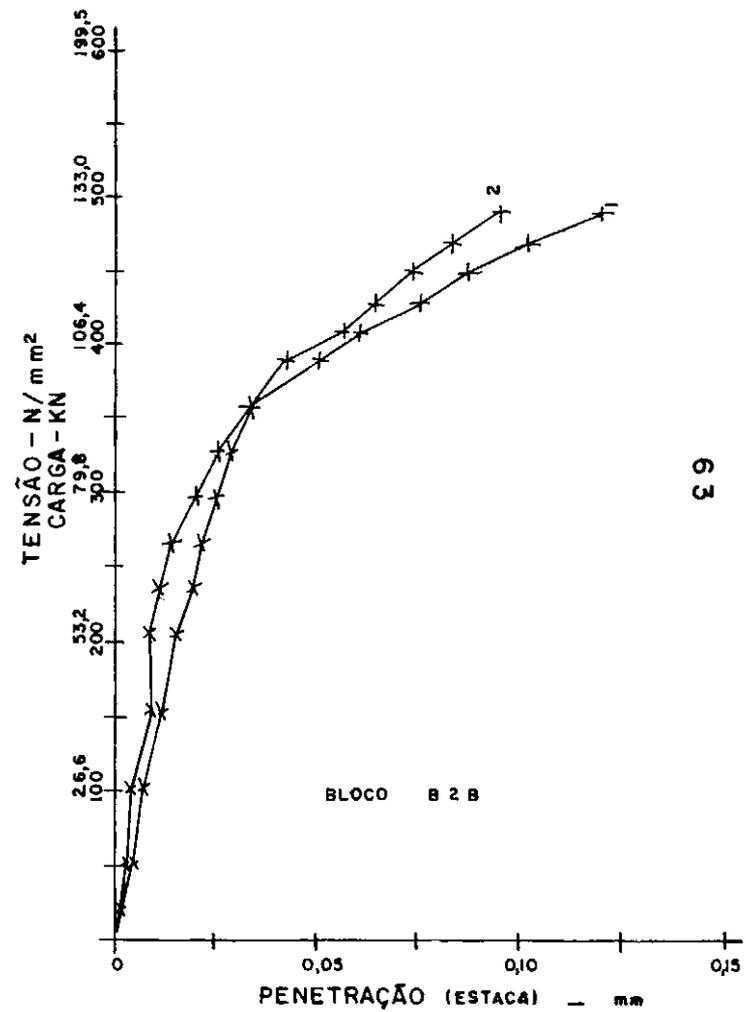
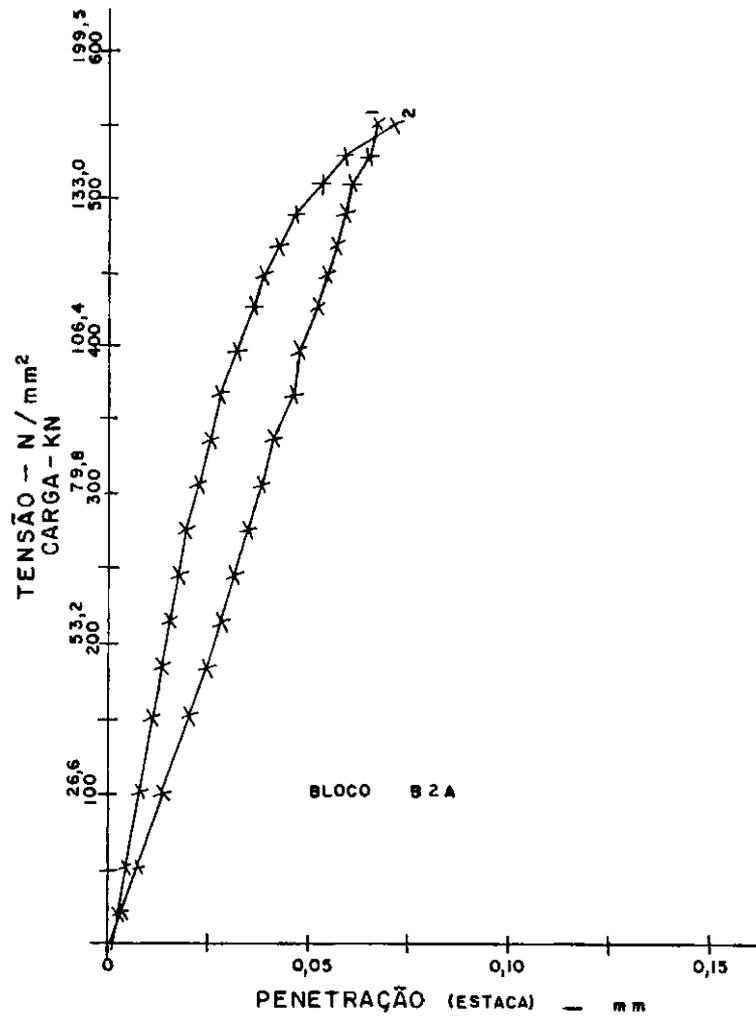


Fig. 5.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

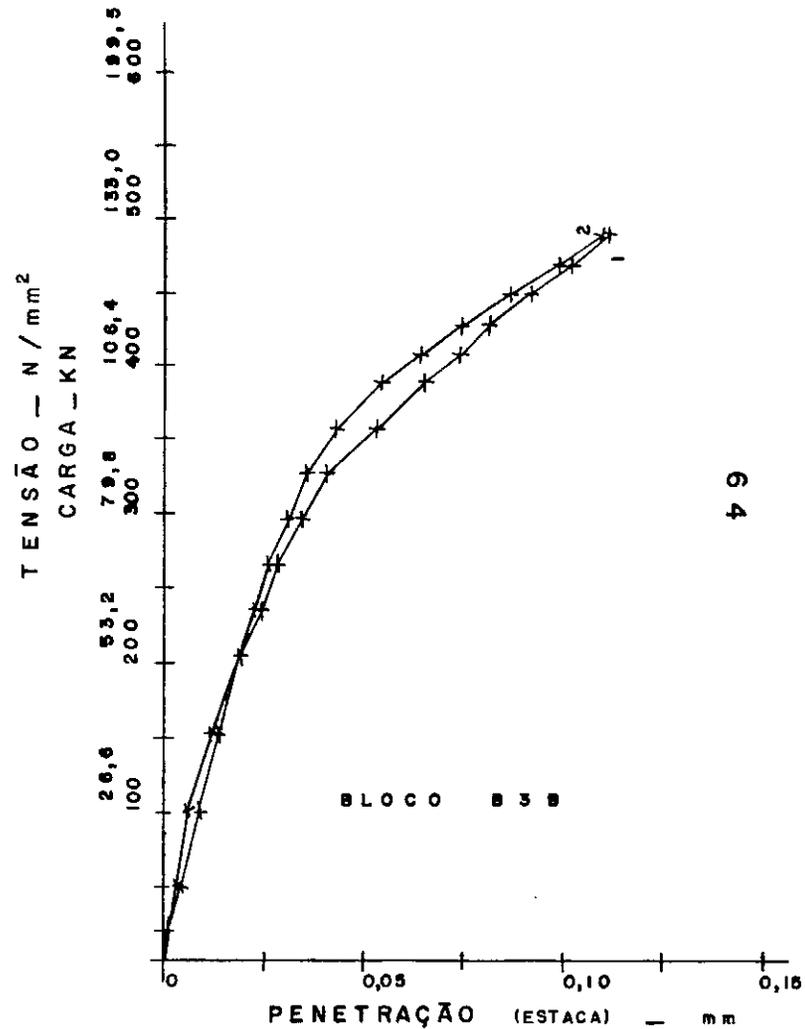
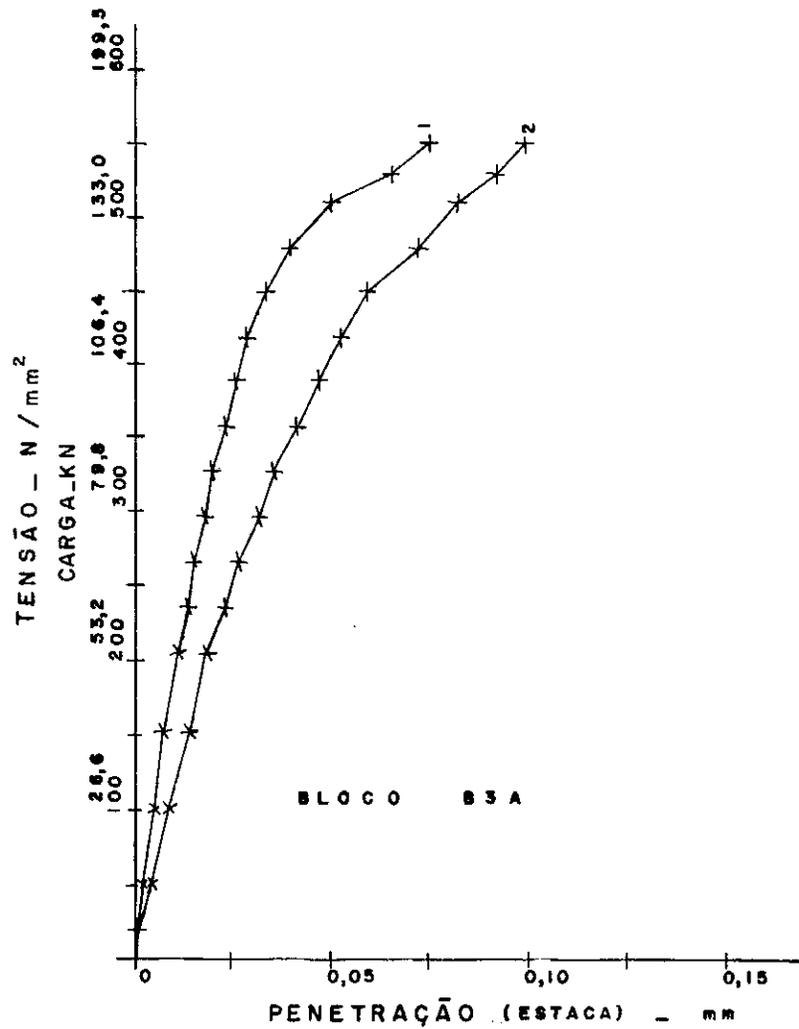


Fig. 5.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

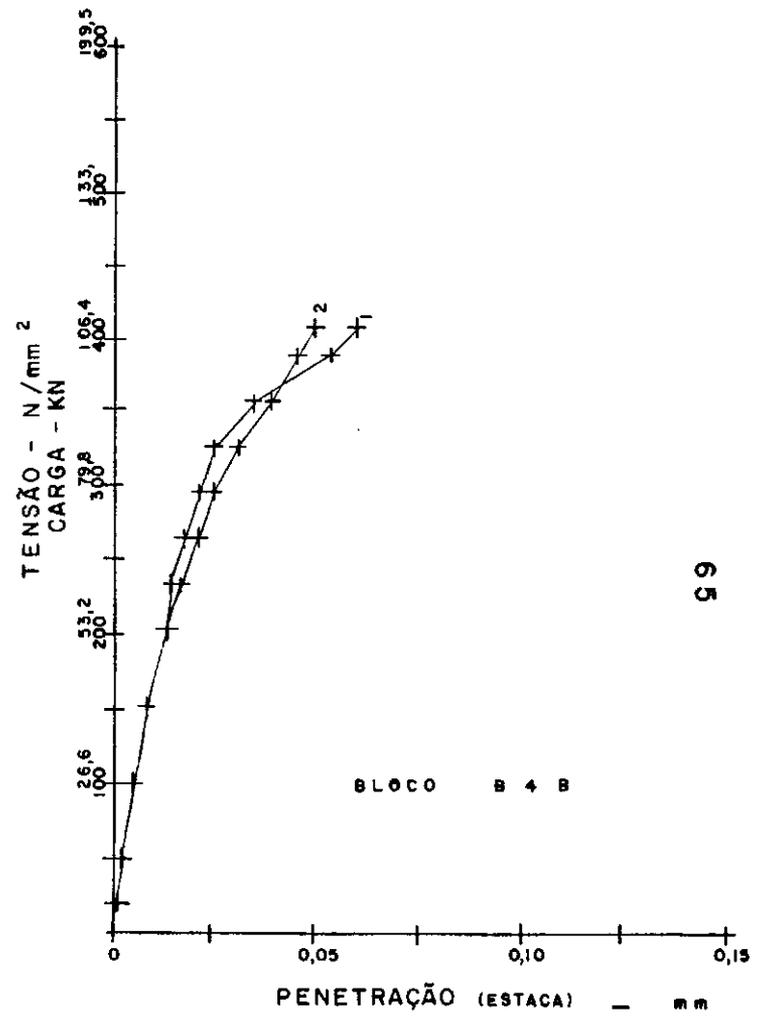
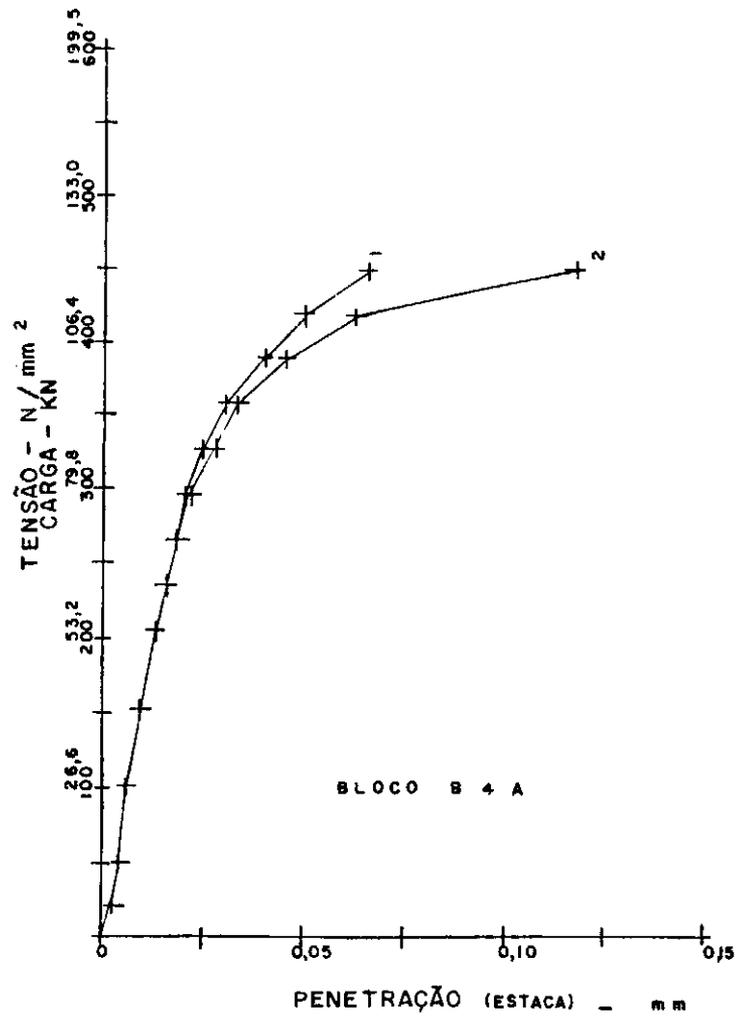


Fig. 9.7 - DIAGRAMA CARGA - PENETRAÇÃO (ESTACA)

### 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 (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.

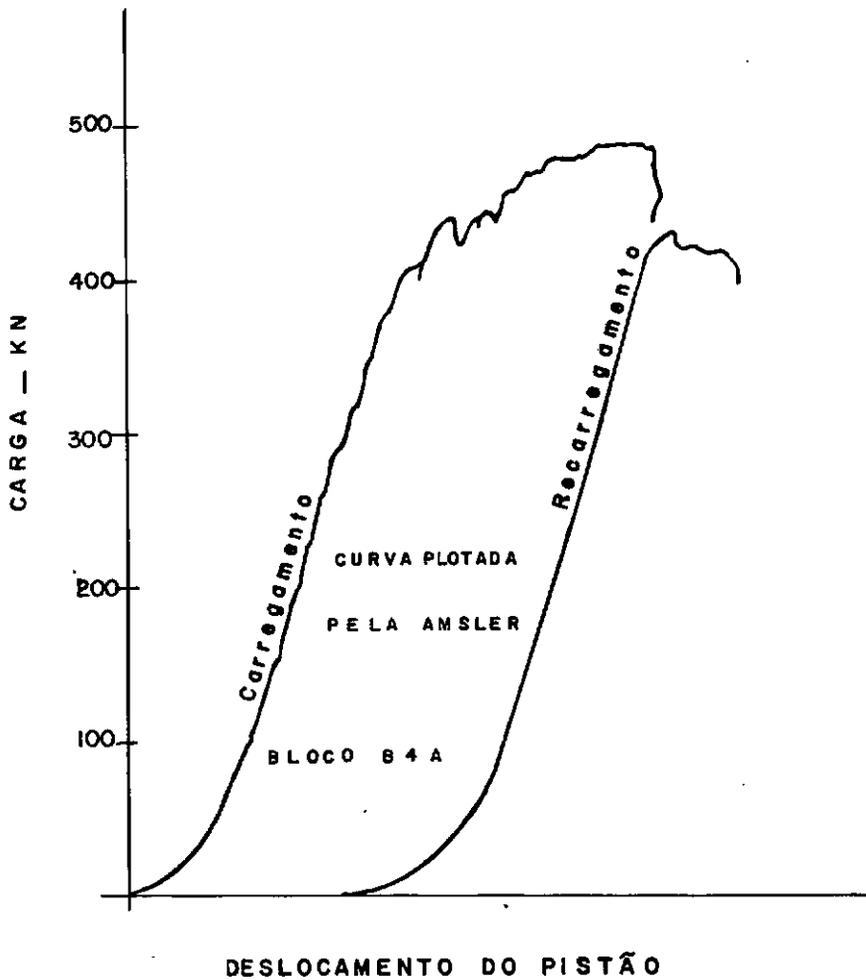


Figura 5.8 - Gráfico de ensaio - modelo B4A

### 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.

Cumprе 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  $\Delta \ell_y \approx 1\text{mm}$ . 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 fissura 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.