

ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS  
DEFORMAÇÕES DEVIDO À FLEXÃO EM  
LAJES DE CONCRETO ARMADO

João Luiz Campagnolo

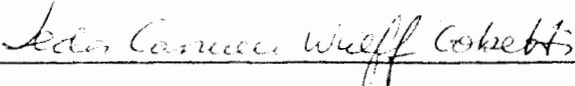
ANÁLISE EXPERIMENTAL DAS  
DEFORMAÇÕES DEVIDO À FLEXÃO EM  
LAJES DE CONCRETO ARMADO

João Luiz Campagnolo

Tese apresentada ao Corpo Docente do Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para a obtenção do título de "MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL".

Porto Alegre  
Estado do Rio Grande do Sul - Brasil  
Abril/1980

Esta tese foi julgada adequada para a obtenção do título de "MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL" e aprovada em sua forma final pelo Orientador e pelo Curso de Pós-Graduação.



---

Profa. Leda Carmen Wulff Gobetti  
Orientadora

---

Prof. José S. Gomes Franco  
Coordenador do Curso

Este trabalho é dedicado a  
meus pais Francisco e Diva e irmãos  
Carlos, Paulo, Jorge e Eugenio

## AGRADECIMENTOS

À professora Leda C. W. Gobetti pela dedicação e apoio na orientação incansável deste trabalho.

Aos professores Ivo Wolff e Dario L. Klein pela cooperação no desenvolvimento teórico e experimental.

Ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na pessoa de seu coordenador Prof. José S. Gomes Franco, pelo incentivo e apoio dado no transcórre deste trabalho.

A Paulo F. Bueno, Luiz F. Lanfredi, José Ernane C. V. Leite e Rudimar A. Chies, pela colaboração na montagem e desenvolvimento dos ensaios experimentais.

À Sra. Carmen L. Z. Rodrigues pelo cuidadoso trabalho de datilografia.

À Srta. Lenira Corsetti, pela preparação das referências bibliográficas.

Ao CNPq e CNEN pela concessão da bolsa de estudos.

A Fundação de Ciência e Tecnologia (CIEN TEC) na pessoa do engenheiro Alfieri F. Gobetti pela colaboração para a realização de alguns ensaios e equipamentos cedidos.

À minha noiva Silvana Rech pelo apoio e afeto em todos os momentos.

A todos os colegas e amigos que de alguma forma colaboraram para a realização deste trabalho.

A todos os professores e funcionários do Curso de Pós-Graduação pelas amizades feitas ao longo do Curso.

## SINOPSE

Neste trabalho, realiza-se um estudo experimental das deformações devido à flexão em uma laje em concreto armado simplesmente apoiada, submetida a um carregamento uniformemente distribuído.

Inicialmente, desenvolve-se o cálculo das deformações devido à flexão em lajes de acordo com as recomendações das Normas NB-1/78, Código-Modelo CEB/78 e DIN 1045 (Caderno 240). A seguir, descreve-se o protótipo construído em concreto armado de dimensões 4.30 x 3.30 x 0.06 m com seu sistema de carregamento, como também, os ensaios preliminares realizados e os equipamentos utilizados.

Finalmente, expõem-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais e algumas comparações com resultados teóricos.

## SYNOPSIS

The object of this work is to study experimentally the bending deflection of a simply supported reinforced concrete slab submitted to a uniform distributed loading.

Initially, the determination of bending deflections in slabs are obtained accordingly the recommendations of ABNT- Code (NB-1/78), MODEL- Code (CEB/78) and DIN 1045 (Comment 240). Next, the test specimen, built in reinforced concrete with dimensions 4.30 x 3.30 x 0.06 m, the loading system as well the preliminary tests and equipment used, are described.

Finally, results obtained in the experimental work and some comparisons with theoretical results are presented.

## SUMÁRIO

	Pág.
CAPÍTULO 1	
INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2	
RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS NB-1, CEB E DIN PARA O CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDO À FLEXÃO.....	5
2.1. Recomendações da Norma NB-1.....	6
2.1.1. Considerações.....	6
2.1.2. Cálculo da flecha.....	9
2.1.2.1. Ações de curta duração...	9
2.1.2.2. Ações de longa duração...	9
2.1.3. Roteiro para o cálculo da flecha..	10
2.1.3.1. Carregamento.....	10
2.1.3.2. Cálculo da flecha inicial.....	10
2.1.3.3. Cálculo da flecha devido ao carregamento de longa duração.....	11
2.1.4. Exemplo.....	15
2.2. Recomendações do Código-Modelo CEB-1978..	19
2.2.1. Considerações.....	19
2.2.2. Características dos materiais.....	23
2.2.2.1. Módulo de deformação do concreto.....	23
2.2.2.2. Resistência à tração.....	23
2.2.3. Roteiro para o cálculo da flecha de acordo com o Boletim Nº 81.....	24
2.2.3.1. Cálculo da flecha instantânea.....	24



2.2.3.2.	Cálculo da flecha devido ao carregamento de longa duração.....	27
2.2.4.	Exemplo.....	29
2.3.	Recomendações da Norma DIN.....	32
2.3.1.	Considerações.....	32
2.3.2.	Verificação simplificada da limitação da flecha.....	33
2.3.3.	Características dos materiais.....	35
2.3.3.1.	Módulo de deformação do concreto.....	35
2.3.3.2.	Resistência à tração na flexão do concreto.....	35
2.3.4.	Cálculo da flecha máxima e mínima... 37	
2.3.4.1.	Valor básico da flecha... 37	
2.3.4.2.	Valores de cálculo da flecha no instante $t=0$ ... 37	
2.3.4.3.	Valores de cálculo da flecha no instante $t \rightarrow \infty$ ... 40	
2.3.5.	Valores prováveis da flecha..... 44	
2.3.6.	Exemplo..... 46	

### CAPÍTULO 3

MONTAGEM E PREPARAÇÃO DO PROTÓTIPO.....	52
3.1. Dimensões do protótipo.....	52
3.2. Dimensionamento da armadura.....	56
3.2.1. Dimensionamento da laje do protótipo.....	56
3.2.2. Dimensionamento das vigas de contorno.....	61
3.2.3. Dimensionamento dos pilares e sapatas.....	64
3.2.4. Detalhamentos.....	66

3.3. Formas.....	66
3.4. Concretagem.....	70
3.5. Cura.....	79
3.6. Retirada das formas.....	80
3.7. Dispositivo de carregamento do protótipo..	80
3.8. Instrumentação do protótipo.....	84

## CAPÍTULO 4

ENSAIOS PRELIMINARES E EQUIPAMENTOS.....	91
4.1. Dispositivo de medidas das deformações verticais.....	91
4.2. Ensaios realizados no concreto.....	96
4.2.1. Compressão simples.....	97
4.2.1.1. Valor característico da resistência do concreto..	101
4.2.2. Ensaio brasileiro.....	103
4.2.2.1. Resistência característica do concreto à compressão diametral.....	107
4.2.3. Módulo de deformação-curva tensão deformação.....	108
4.2.4. Coeficiente de Poisson.....	119
4.2.5. Ensaio de tração na flexão.....	124
4.2.6. Peso específico do concreto.....	125
4.3. Ensaios realizados na armadura.....	125
4.4. Aparelhagem de medição e equipamentos....	126
4.4.1. Deflectômetros mecânicos.....	126
4.4.2. Clinômetro de nível de bolha.....	127
4.4.3. Elongômetros.....	128
4.4.4. Strain Gages.....	129
4.4.5. Strain Indicators.....	130

CAPÍTULO 5	
ENSAIOS NO PROTÓTIPO.....	131
5.1. Descrição e resultados dos ensaios.....	131
5.2. Comparações com os resultados teóricos...	170
CAPÍTULO 6	
CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	177
APÊNDICE A.....	181
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	239

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

## 1. INTRODUÇÃO

O alto custo dos materiais utilizados em estruturas de concreto armado, destacando-se entre eles a madeira das formas, tem levado os projetistas a reduzirem ao máximo a rigidez dos elementos das estruturas, resultando vigas e lajes com vãos significativos. Por outro lado, os projetos arquitetônicos cada vez mais arrojados exigem também estruturas bem mais esbeltas. O projetista de estruturas deverá, então, preocupar-se com a capacidade de utilização dos elementos da estrutura e não apenas com a capacidade resistente; sendo assim, deverá ser feita a verificação dos estados limites de utilização, que, de acordo com a Norma NB-1/78, consiste em verificar o estado de formação de fissuras e o estado de deformação excessiva.

Os inconvenientes decorrentes de deformações excessivas são de várias naturezas. Em geral, devem ser consideradas as possibilidades de danos nos revestimentos e nas alvenarias. Também é preciso lembrar que os deslocamentos exagerados das peças estruturais constituem sinais de alarme para os usuários da construção, pois tais deslocamentos são frequentemente interpretados como indícios de um estado de colapso. O simples efeito psicológico de insegurança decorrente de flechas excessivas deve ser, portanto, evitado.

Tratando-se de material homogêneo e isotrópico, o cálculo das deformações é facilmente obtido através da Teoria da Elasticidade. No caso de concreto armado, material não homogêneo, pode-se calcular igualmente com suficiente precisão as deformações no Estádio I (concreto não fissura

do). Para as deformações no Estádio II (concreto fissurado) o problema torna-se mais complexo, neste caso considera-se a seção transversal constituída da área de concreto comprimida acrescida da armadura, excluindo-se a área de concreto tracionada.

As Normas recomendam, através de fórmulas empíricas, a não verificação das flechas em lajes de edifícios, desde que a altura da laje não seja inferior a um certo valor pré-fixado. Pelas comparações feitas neste trabalho verificou-se o grande exagero nas alturas obtidas, resultando em grande desperdício econômico. Isto ocorre, por exemplo, devido ao aumento em 1 cm na espessura de uma laje, que corresponderá a um acréscimo de carga de  $25 \text{ Kgf/m}^2$ , resultando também acrescidas as cargas nas vigas de contorno, nos pilares e nas fundações da estrutura.

Para uma melhor comprovação do funcionamento das lajes submetidas a cargas de serviço, e uma possível comparação com os resultados obtidos através das Recomendações das Normas, verificou-se a necessidade de recorrer à técnica experimental.

Com essa finalidade, ensaiou-se um protótipo de uma laje em concreto armado, simplesmente apoiada em 4 vigas de contorno com carga uniformemente distribuída, conforme mostra a fig. 1.1. As dimensões externas  $4,30 \times 3,30 \text{ m}$  do protótipo da laje foram escolhidas por serem estas as dimensões normalmente encontradas nas estruturas correntes.

No Capítulo 2 descrevem-se as Recomendações das Normas NB-1, CEB e DIN para o cálculo das deformações devido à flexão em lajes de concreto armado.

No Capítulo 3 estão detalhados todos os passos seguidos para a construção do protótipo, bem como o sistema de carregamento utilizado.

Apresenta-se no Capítulo 4 a descrição dos en-

saios paralelos necessários para a determinação das propriedades do concreto utilizado na construção do protótipo, como também descreve-se o dispositivo de medida das deformações verticais e os equipamentos de medição utilizados no ensaio.

No Capítulo 5 faz-se uma descrição de como foram procedidos os ensaios no protótipo. Apresentam-se também os resultados obtidos nos diversos ensaios realizados referentes às deformações verticais da laje e das vigas do protótipo, como também os giros das vigas de contorno em função do carregamento. Fazem-se também, neste Capítulo, comparações com alguns resultados teóricos.

Finalmente no Capítulo 6 são descritas as conclusões do trabalho e apresentam-se algumas sugestões para futuras pesquisas.



Fig. 1.1 - Vista geral do protótipo



## CAPÍTULO 2

RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS NB-1,  
CEB E DIN PARA O CÁLCULO DAS  
DEFORMAÇÕES DEVIDO À FLEXÃO.

## 2. RECOMENDAÇÕES DAS NORMAS NB-1, CEB E DIN PARA O CÁLCULO DAS DEFORMAÇÕES DEVIDO À FLEXÃO,

Neste capítulo desenvolvem-se as recomendações das Normas para o cálculo das deformações devido à flexão em lajes.

A NB-1 permite, salvo cálculo mais rigoroso, que o procedimento de cálculo das flechas instantâneas em lajes seja considerado apenas no Estádio I. E para a consideração da carga de longa duração, a curvatura final seja calculada com a deformação final do concreto três vezes a inicial.

O Código Modelo CEB/FIP-78 recomenda o procedimento indicado no Boletim nº 81 - Deformações<sup>(45)</sup>, no qual a rigidez da seção será considerada no Estádio I para o caso da seção não estar fissurada e o Estádio II quando ela estiver fissurada, modificando desta maneira a sua rigidez à flexão. Para o cálculo das deformações devido ao carregamento de longa duração, o CEB fixa um acréscimo na flecha instantânea, que depende do tempo em que a estrutura entra em carga, do clima e da umidade relativa em que se encontra a estrutura.

Devido ao grande número de parâmetros que se necessita para o cálculo das deformações por flexão, a Norma DIN recomenda o cálculo de três valores distintos de flechas. Um valor máximo com pouca probabilidade de ser excedida, um valor provável da flecha, que é o caso na qual se tenha estimado corretamente os parâmetros de influência, e um valor da flecha mínimo, quando é considerada toda a seção de concreto.

## 2.1. Recomendações da Norma NB-1.

### 2.1.1. Considerações.

A Norma NB-1/78 estabelece para as lajes de edifícios, no item 4.2.3.1:

Na determinação das deformações devido à flexão considerar-se-ã apenas, salvo cálculo rigoroso, a peça no Estádio I, sendo obedecidas as seguintes limitações:

- a) as flechas medidas a partir do plano que contém os apoios, quando atuarem todas as ações, não devem ultrapassar 1/300 do vão teórico, exceto no caso de balanços em que a limitação será 1/150 do comprimento teórico do balanço.
- b) para as cargas acidentais, a flecha não deverá ser superior a 1/500 do vão teórico e 1/250 no caso de balanços.

Permite a Norma NB-1 a dispensa do cálculo das flechas em lajes de edifícios, desde que a altura útil "d" da laje não seja inferior ao valor  $\frac{l}{\Psi_2 \cdot \Psi_3}$ , assim:




































$$d \geq \frac{l}{\Psi_2 \cdot \Psi_3} \quad 2.1.1 (a)$$

onde:

- l = o vão menor nas lajes armadas em cruz,  
 $\Psi_2$  e  $\Psi_3$  = valores obtidos na NB-1, em função da vinculação e da tensão de cálculo da armadura utilizada na laje, conforme mostra as tabs. 2.1 a 2.3.

Condições de vinculação da laje	$\Psi_2$
Simplesmente apoiada	1,0
Contínuas	1,2
Duplamente engastada	1,7
Em balanço	0,5

Tab. 2.1 - Valores de  $\Psi_2$  para lajes armadas em uma só direção.

$l_y \backslash l_x$					
	 2,2 1,7	 2,0 1,7	 1,9 1,7	 1,7 1,7	 1,7 1,7
	 2,0 1,4	 1,9 1,4	 1,7 1,4	 1,4 1,3	 1,3 1,3
	 1,9 1,2	 1,7 1,1	 1,6 1,1	 1,1 1,0	 1,0 1,0
	 1,7 0,5	 1,4 0,5	 1,1 0,5	 0,7 0,5	 0,6 0,5
	 1,7 0,5 <sup>x</sup>	 1,3 0,5 <sup>x</sup>	 1,0 0,5 <sup>x</sup>	 0,6 0,5 <sup>x</sup>	 0,5 <sup>x</sup> 0,3 <sup>x</sup>

Tab. 2.2 - Valores de  $\Psi_2$  para lajes armadas em duas direções

sendo:

$l_y$  = vão menor,

$l_x$  = vão maior,

nº superior:  $\psi_2$  para  $l_x/l_y = 1$

nº inferior:  $\psi_2$  para  $l_x/l_y = 2$ , podendo usar a razão maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco,

para  $1 < l_x/l_y < 2$ : interpolar linearmente.

Tensão na armadura para a solicitação de cálculo em $\text{Kgf/cm}^2$	Valores de $\psi_3$	
	Em vigas e lajes nervuradas	Em lajes maciças
2150	25	35
2800	22	33
3500	20	30
4350	17	25
5200	15	20

Tab. 2.3 - Valores de  $\psi_3$  em função da tensão de cálculo da armadura utilizada.

Para as lajes com mais de 4,00 m de vão teórico, que suportam paredes na direção do vão suscetíveis de fissuração, as alturas úteis mínimas calculadas com o emprego da fórmula 2.1.1 (a), deverão ser multiplicadas por 1/4 (1 em metros).

## 2.1.2. Cálculo da flecha.

### 2.1.2.1. Ações de curta duração.

De acordo com a NB-1, na falta de determinação experimental, o módulo de deformação para a ação de curta duração é tomado o módulo secante, que é dado pela expressão:

$$E_c = 0,9 \times 21000 \sqrt{f_{cj}} \text{ (Kgf/cm}^2\text{)} \quad 2.1.2.1 \text{ (a)}$$

sendo:  $E_c = 6600 \sqrt{f_{cj}} \text{ MPa}$

$$f_{cj} = f_{ck} + 35 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f_{cj} = f_{ck} + 3,5 \text{ MPa}$$

### 2.1.2.2. Ações de longa duração.

Para levar em conta o efeito da deformação lenta, a Norma permite avaliar a flecha final devida as ações de longa duração (peso próprio, revestimentos, parcela da carga acidental, etc.), multiplicando a flecha imediata pela relação entre as curvaturas final e inicial. A curvatura é calculada pela fórmula:

$$\frac{l}{r} = \frac{|\epsilon_c| + \epsilon_s}{d} \quad 2.1.2.2 \text{ (a)}$$

Supondo  $\epsilon_s$  constante e  $\epsilon_c$  final igual a 3 vezes o valor inicial. No caso de ações de longa duração, aplica das 6 meses ou mais após a concretagem,  $\epsilon_c$  final pode ser tomado 2 vezes seu valor inicial.

### 2.1.3. Roteiro para o cálculo da flecha.

#### 2.1.3.1. Carregamento.

O carregamento será dividido em:

- a) carga total =  $g + q$
- b) carga de longa duração =  $g + xq$

sendo:

$g$  = carga permanente

$q$  = carga acidental

$xq$  = parcela da carga acidental de longa duração, a NB-1 fixa no item 5.4.2.2 o valor do coeficiente  $x = 0,7$  para as estruturas de edifícios e  $0,5$  para as demais.

#### 2.1.3.2. Cálculo da flecha inicial.

A flecha inicial  $f_0$  será calculada segundo a equação:

$$f_0 = \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_c \cdot I} \quad 2.1.3.2 \text{ (a)}$$

sendo:

$\beta$  = coeficiente que depende das condições de vinculação e da distribuição do carregamento, conforme tab. 2.4,

$l$  = vão menor da laje,

$M$  = momento elástico, devido ao carregamento total,

$E_c$  = módulo de deformação secante do concreto, conforme eq. 2.1.2.1 (a),

$I$  = momento de inércia da seção, Leonhardt<sup>(28)</sup> recomenda quando  $\rho \leq 0,5\%$ , calcular apenas com a seção de concreto, para  $\rho > 0,5\%$ , adotar a seção homogeneizada  $A_h = A_c + (\alpha-1)A_s$  e o valor correspondente de  $I_h$ .

$\rho = \frac{A_s}{bd}$  = taxa geométrica de armadura,

$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$  = relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto.

### 2.1.3.3. Cálculo da flecha devido ao carregamento de longa duração

$$f_\infty = R \cdot f_o \cdot \frac{(g + xq)}{(g + q)} + f_o \cdot \left[ 1 - \frac{(g + xq)}{(g + q)} \right] \quad 2.1.3.3 (a)$$

onde:

$f_o$  = flecha inicial, conforme eq. 2.1.3.2 (a),

$R$  = coeficiente que leva em consideração o efeito da deformação lenta, sendo calculado conforme a equação:

$$R = \frac{(1/r)_2}{(1/r)_1} \quad 2.1.3.3 (b)$$

$(1/r)_1$  = curvatura inicial,

$$(1/r)_1 = \frac{|\epsilon_c| + \epsilon_s}{d} \quad 2.1.3.3 (c)$$



$(1/r)_2$  = curvatura final,

$$(1/r)_2 = \frac{3 |\epsilon_c| + \epsilon_s}{d} \quad 2.1.3.3 \text{ (d)}$$

sendo:

$\epsilon_c$  = deformação específica do concreto à compressão,

$\epsilon_s$  = deformação específica do aço.

Para o cálculo das deformações específicas do concreto e do aço, deve-se comparar o momento de cálculo com o momento de fissuração, calculado segundo a equação:

$$M_R = 0,259 \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{tk} \quad 2.1.3.3 \text{ (e)}$$

onde:

$f_{tk}$  = resistência a tração no concreto, conforme as eqs. 2.1.3.3 (n) e 2.1.3.3 (o).

a)  $M \ll M_R$ , quando a seção estiver funcionando no Estádio  $I_a$ :

$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - x}{x} \quad 2.1.3.3 \text{ (f)}$$

$$\epsilon_c = \frac{\sigma_c}{E_c} \quad 2.1.3.3 \text{ (g)}$$

onde:

$x$  = distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento do concreto, dado pela expres

são:

$$x = \frac{\frac{bh^2}{2} + \alpha \cdot A_s \cdot d}{bh + \alpha \cdot A_s} \quad 2.1.3.3 \text{ (h)}$$

$E_c$  = módulo de deformação secante do concreto,

$\sigma_c$  = tensão de compressão no concreto, conforme a equação:

$$\sigma_c = \frac{M \cdot x}{I_h} \quad 2.1.3.3 \text{ (i)}$$

$M$  = momento de serviço,

$I_h$  = momento de inércia da seção homogeneizada:

$$I_h = \frac{b}{3} [x^3 + (h - x)^3] + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad 2.1.3.3 \text{ (j)}$$

b)  $M \approx M_R$ , quando a seção estiver funcionando no Estádio  $I_b$ ; conforme item 4.2.1 da NB-1/78.

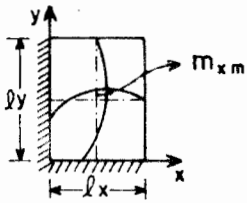
$$\epsilon_c = 2,46 \frac{f_{tk}}{E_c} \quad 2.1.3.3 \text{ (l)}$$

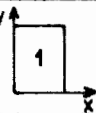
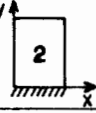
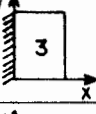
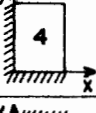
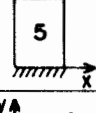
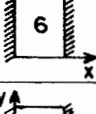
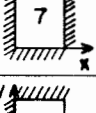
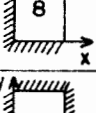
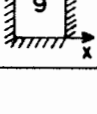
$$\epsilon_s = \epsilon_c \frac{d - 0,378 h}{0,378 h} \quad 2.1.3.3 \text{ (m)}$$

A Norma recomenda para a resistência à tração no concreto  $f_{tk}$ , na falta de determinação experimental, os seguintes valores:

$$f_{tk} = \frac{f_{ck}}{10} \quad \text{para } f_{ck} \leq 180 \text{ Kgf/cm}^2 \quad 2.1.3.3 \text{ (n)}$$

$$f_{tk} = 0,06 f_{ck} + 7 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{para } f_{ck} > 180 \text{ Kgf/cm}^2 \quad 2.1.3.3 \text{ (o)}$$

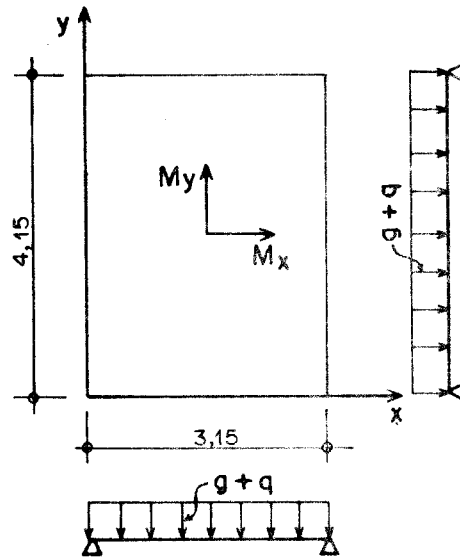


$l_y/l_x$	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
	0,1104	0,1079	0,1065	0,1055	0,1053	0,1053
	0,1147	0,1105	0,1079	0,1065	0,1060	0,1064
	0,0874	0,0858	0,0849	0,0841	0,0834	0,0834
	0,0897	0,0870	0,0856	0,0847	0,0842	0,0838
	0,1213	0,1133	0,1092	0,1077	0,1068	0,1055
	0,0678	0,0654	0,0641	0,0634	0,0628	0,0629
	0,0691	0,0665	0,0647	0,0638	0,0634	0,0637
	0,0932	0,0888	0,0866	0,0858	0,0846	0,0840
	0,0719	0,0680	0,0659	0,0649	0,0637	0,0633

Tab. 2.4 - Coeficiente  $\beta$

#### 2.1.4. Exemplo - Laje construída em protótipo simplesmente apoiada.

- Sistema Estático:



- Dimensões geométricas:

-  $l_x = 3,15\text{m}$ ,  $l_y = 4,15\text{m}$ ,  $h = 0,06\text{m}$

- Materiais:

a) Aço: CA-60B

b) Concreto:  $f_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$

- Cargas:

a) Cargas de longa duração

- Peso próprio =  $2500 \times 0,06 = 150 \text{ Kgf/m}^2$
- Revestimento =  $70 \text{ Kgf/m}^2$
- Reboco =  $20 \text{ Kgf/m}^2$
- Carga acidental  $150x$ , para  
 $x = 0,7$  =  $105 \text{ Kgf/m}^2$
- $(g + xq) = 345 \text{ Kgf/m}^2$

b) Carga de curta duração

- Carga acidental  $150(1-x) = 45 \text{ Kgf/m}^2$

c) Carga total

$$g + q = 390 \text{ Kgf/m}^2$$

- Determinar:

A flecha inicial da laje sob carga instantânea e sob carga de longa duração.

- Momentos de serviço e armadura:

$M_x = 261 \text{ Kgf m/m}$  sendo  $A_{sx} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  para uma armadura de diâmetro  $\phi = 4,6 \text{ mm}$  cada  $10,7 \text{ cm}$ .

$M_y = 163 \text{ Kgf m/m}$  com  $A_{sy} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m}$  para um diâmetro  $\phi = 4,2 \text{ mm}$  cada  $13,0 \text{ cm}$ .

- Cálculo da flecha inicial.

Através da eq. 2.1.3.2 (a):

$$f_0 = \beta \cdot l^2 \frac{M}{E_c \cdot I}$$

sendo:

$\beta = 0,107$ , obtido da tab. 2.4, pela relação entre os vãos  $l_y/l_x = 1,317$ , interpolando entre 1,2 e 1,4.

$l = 315$  cm, menor vão da laje,

$M = 26100$  Kgf cm, momento de serviço,

$E_c = 277128$  Kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de deformação do concreto, obtido da eq. 2.1.2.1 (a),

$I = 1800$  cm<sup>4</sup>, momento de inércia da seção,

$$f_0 = 0,556 \text{ cm}$$

- Cálculo da flecha devido a carga de longa duração.

Através da eq. 2.1.3.3 (a):

$$f_{\infty} = R \cdot f_0 \frac{(g + xq)}{(g + q)} + f_0 \left[ 1 - \frac{(g + xq)}{(g + q)} \right]$$

onde:

$f_0 = 0,55$  cm, flecha inicial,

$$(g + q) = 390 \text{ Kgf/m}^2$$

$$(g + xq) = 345 \text{ Kgf/m}^2$$

$$R = \frac{(1/r)_2}{(1/r)_1} = \text{coeficiente que leva em consideração o efeito da deformação lenta.}$$

Comparação do momento de fissuração, conforme eq. 2.1.3.3 (e), com o momento de serviço:

$$M_R = 168 \text{ Kgf m/m, para } f_{tk} = 18 \text{ Kgf/cm}^2$$

Como o momento de serviço ( $M = 261 \text{ Kgf m/m}$ ) é maior que o momento de fissuração ( $M_R = 168 \text{ Kgf m/m}$ ), a seção estaria funcionando no Estádio II, mas a Norma NB-1 permite, para o caso de lajes, calcular apenas no Estádio I. Para fins de comparação, calcularemos nos dois casos:

19) A seção funcionando no Estádio I<sub>b</sub>:

a) Deformações específicas do concreto e do aço, calculadas através das eqs. 2.1.3.3 (1) e 2.1.3.3 (m):

$$\epsilon_c = 0,159 \%$$

$$\epsilon_s = 0,191 \%$$

b) Curvaturas inicial e final, obtidas através das eqs. 2.1.3.3 (c) e 2.1.3.3 (d):

$$(1/r)_1 = 0,700 \times 10^{-4}$$

$$(1/r)_2 = 1,336 \times 10^{-4}$$

c) Coeficiente R, conforme eq. 2.1.3.3 (b):

$$R = 1,908$$

d) Cálculo da flecha final:

$$f_{\infty} = 0,99 \text{ cm}$$

29) A seção funcionando no Estádio II:

a) Cálculo da flecha inicial, quando o mo-

mento de serviço for maior que o momento de fissuração e com percentagem baixa de armadura, será:

$$f_0 = 2,55 \text{ cm}$$

b) As curvaturas inicial e final para o Estado II, serão:

$$(1/r)_1 = 3,836 \times 10^{-4}$$

$$(1/r)_2 = 5,32 \times 10^{-4}$$

c) O coeficiente R, conforme eq. 2.1.3.3(b):

$$R = 1,387$$

d) A flecha final será:

$$f_\infty = 3,42 \text{ cm}$$

## 2.2. Recomendações do Código-Modelo CEB - 1978.

### 2.2.1. Considerações.

Permite o Código-Modelo a dispensa da verificação das flechas, se a esbeltez das lajes não exceder a certos valores:

a) Para as lajes armadas em uma ou duas direções:

$$\frac{\alpha \cdot l}{h} \leq 30 \quad 2.2.1 (a)$$

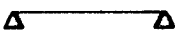
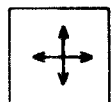
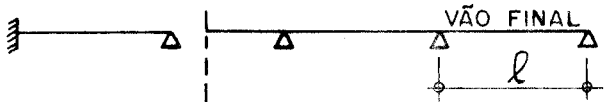
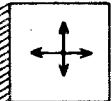
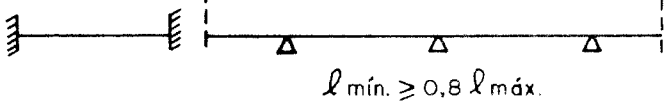
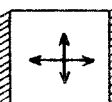
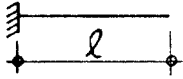
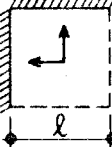
b) Para as lajes portantes de paredes cuja a es-



tabilidade é afetada pelas flechas:

$$\frac{\alpha \cdot l}{h} \leq \frac{150}{\alpha l} \quad 2.2.1 (b)$$

sendo  $\alpha$  tirado da tab. 2.5.

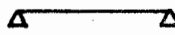
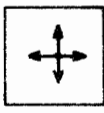
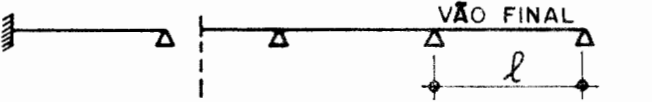
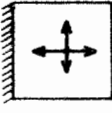
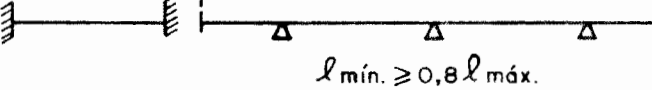
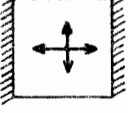
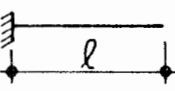
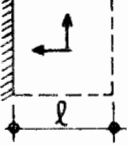
SISTEMA ESTÁTICO		$\alpha$
		1,0
		0,8
		0,6
		2,4

Tab. 2.5 - Valores de  $\alpha$

O Boletim de Informação do CEB130<sup>(15)</sup> propõe uma modificação nos valores de  $\alpha$  para as lajes hiperestáticas, conforme mostra a tab. 2.6. Uma outra solução do Boletim seria continuar com os valores de  $\alpha$  propostos pelo Código-Modelo, mas, alterando a expressão 2.2.1 (b), para evitar que o coeficiente  $\alpha$  intervenha ao quadrado, assim ficaria:

$$\frac{l}{h} \leq \frac{150}{\alpha \cdot l}$$

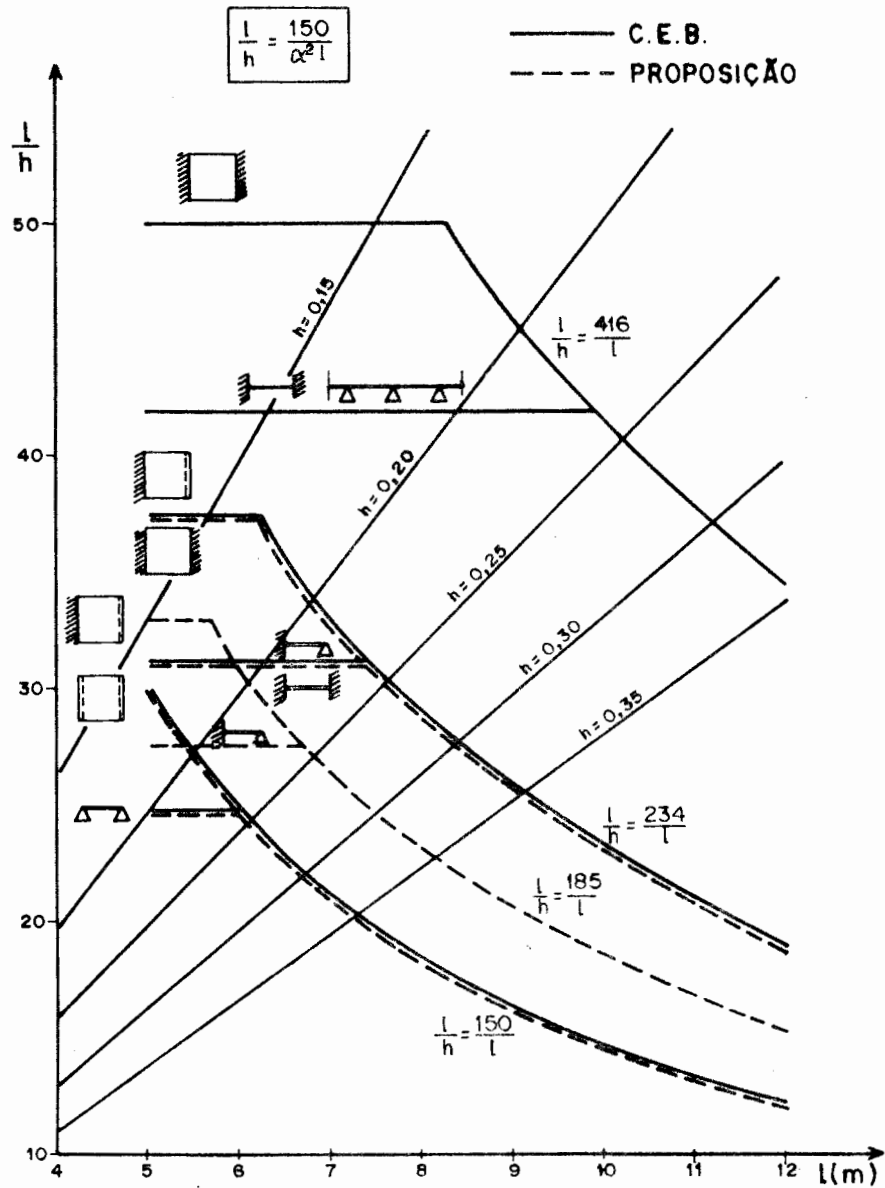
2.2.1 (c)

SISTEMA ESTÁTICO		$\alpha$
		1,0
		0,9
		0,8
		3,0

$l_{\text{mín.}} \geq 0,8 l_{\text{máx.}}$

Tab. 2.6 - Valores de  $\alpha$  modificados

Uma comparação entre a nova proposta do Boletim 130 e a do Código-Modelo pode ser visto no gráf. 2.1.



Gráf. 2.1 - Comparações entre a nova proposta e o Código-Modelo/78

## 2.2.2. Características dos materiais.

### 2.2.2.1. Módulo de deformação do concreto.

Uma estimativa do valor médio do módulo de deformação secante  $E_{cm}$ , a partir da resistência característica à compressão, pode ser obtido através da tab. 2.7:

$f_{ck}$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	120	160	200	250	300	350	400	450	500
$E_{cm} \times 10^3$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	262	278	293	309	324	338	350	362	373

Tab. 2.7 - Módulo de deformação do concreto

A tabela acima corresponde a fórmula:

$$E_{cm} = 44.672 \sqrt[3]{f_{ck} + 81,57} \quad 2.2.2.1 (a)$$

### 2.2.2.2. Resistência à tração.

A tab. 2.8 fornece, conforme o Código-Modelo, a resistência à tração  $f_{ct}$  no concreto, a partir da resistência característica à compressão:

$f_{ck}$	120	160	200	250	300	350	400	450	500
$f_{ctk0,05}$	11,8	14,2	16,2	18,6	20,8	22,9	24,9	26,8	28,6
$f_{ctm}$	15,8	19,2	22,2	25,8	29,1	32,3	35,3	38,2	40,9
$f_{ctk0,95}$	19,7	24,2	28,2	33,0	37,4	41,7	45,7	49,5	53,2

Tab. 2.8 - Resistência à tração no concreto em Kgf/cm<sup>2</sup>

O valor de  $f_{ct_m}$  corresponde a fórmula:

$$f_{ct_m} = 0,65 f_{ck}^{2/3} \quad 2.2.2.2 (a)$$

A escolha do valor de  $f_{ct}$  a introduzir no cálculo, depende do tipo de problema, como:

$f_{ct_{k0,05}}$  = para a verificação do estado limite de formação de fissuras,

$f_{ct_m}$  = para o cálculo de contra-flechas,

$f_{ct_{k0,95}}$  = para o cálculo de efeitos das ações indiretas.

2.2.3. Roteiro para o cálculo da flecha de acordo com o Boletim Nº 81, conforme recomenda o Código-Modelo/78.

2.2.3.1. Cálculo da flecha instantânea.

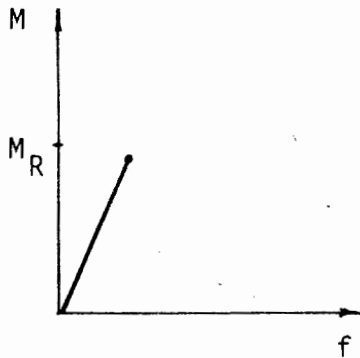
A rigidez a considerar para o cálculo da flecha, devido às deformações provenientes da flexão, depende do valor do momento de serviço relacionado ao valor do momento de fissuração, calculado através da equação:

$$M_R = \frac{1}{6} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ct} \quad 2.2.3.1 (a)$$

onde  $f_{ct} = \left(0,6 + \frac{0,4}{\sqrt{h}}\right) \cdot f_{ct_{k0,05}}$  sendo h em metros.

O coeficiente  $\left(0,6 + \frac{0,4}{\sqrt{h}}\right) \geq 1$ , corresponde ao acréscimo da relação da resistência à tração simples para a resistência à tração na flexão, sendo significativo em peças de pequena altura.

a)  $M < M_R$ , para percentagens de armaduras muito baixas:



$$f_0 = \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_{cm} \cdot I} \quad 2.2.3.1 (b)$$

onde:

$\beta$  = coeficiente que depende das condições de vinculação e da distribuição do carregamento, conforme tab. 2.4,

$l$  = menor vão da laje,

$M$  = momento fletor de serviço,

$E_{cm}$  = módulo de deformação do concreto, conforme tab. 2.7,

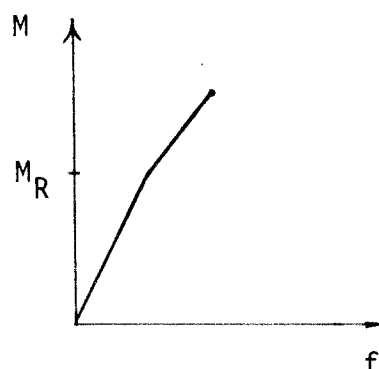
$I$  = momento de inércia da seção do concreto. Quando  $\rho > 0,5\%$  considerar a seção homogeneizada

$$I_h = I (1 + 10 \rho^r)$$

$\rho^r = \frac{A_s}{bh}$  = taxa geométrica de armadura da seção total do concreto.

b)  $M > M_R$ , mas com percentagens de armaduras baixas, caso comum em lajes:

$$f_0 = \beta \cdot l^2 \cdot \left[ \frac{M_R}{E_{cm} \cdot I} + \frac{4}{3} \frac{M - M_R}{E_s \cdot A_s \cdot z (d-x)} \right] \leq \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_s \cdot A_s \cdot z (d-x)} \quad 2.2.3.1 (c)$$



sendo:

$E_S$  = módulo de deformação do aço,

$A_S$  = área da seção transversal da armadura tracionada,

$z$  = braço interno de alavanca, conforme expressão:

$$z = d - \frac{x}{3} \quad 2.2.3.1 (d)$$

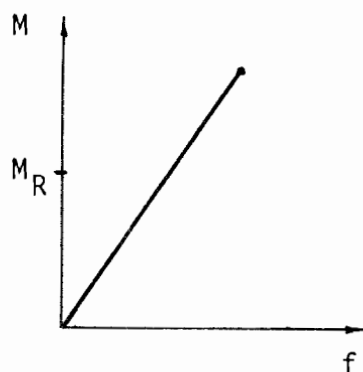
$x$  = distância da linha neutra ao ponto de maior encurtamento do concreto, conforme expressão:

$$x = d \left( -\alpha\rho + \sqrt{\alpha^2\rho^2 + 2\alpha\rho} \right) \quad 2.2.3.1 (e)$$

$\alpha = \frac{E_S}{E_C}$  = relação entre os módulos de deformação do aço e do concreto,

$\rho = \frac{A_S}{bd}$  = taxa geométrica de armadura.

c)  $M \gg M_R$ , com percentagens de armaduras muito altas. Neste caso a influência do Estádio I pode ser desprezada. A deformação  $\tilde{\epsilon}$  é calculada com a rigidez apenas no Estádio II.



$$f_0 = \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_s \cdot A_s \cdot z(d-x)} \quad 2.2.3.1 (f)$$

### 2.2.3.2. Cálculo da flecha devido ao carregamento de longa duração.

A flecha final sob carga de longa duração é constituída das parcelas da deformação instantânea e das deformações devidas à deformação lenta e à retração. É calculada a partir das expressões:

$$f_1 = k_1 \cdot f_0 \cdot \left( \frac{g_{pp}}{g + q} \right) \quad 2.2.3.2 (a)$$

$$f_2 = k_2 \cdot f_0 \cdot \left( \frac{g_R + xq}{g + q} \right) \quad 2.2.3.2 (b)$$

$$f = f_1 + f_2 \quad 2.2.3.2 (c)$$

onde:

$f$  = flecha final devido ao carregamento de longa duração,

$f_1$  = flecha final devida apenas a parcela de peso próprio,

$f_2$  = flecha final devida a parcela da carga perma



nente excetuando o peso próprio mais a parcela da carga acidental,

$k$  = coeficiente tirado da tabela 2.9, em função do tempo em que a estrutura entra em carga e do clima,

$g$  = carga total permanente,

$g_{pp}$  = carga permanente devida ao peso próprio,

$q$  = carga total acidental,

$g_R = g - g_{pp}$  = carga total permanente menos a carga de peso próprio,

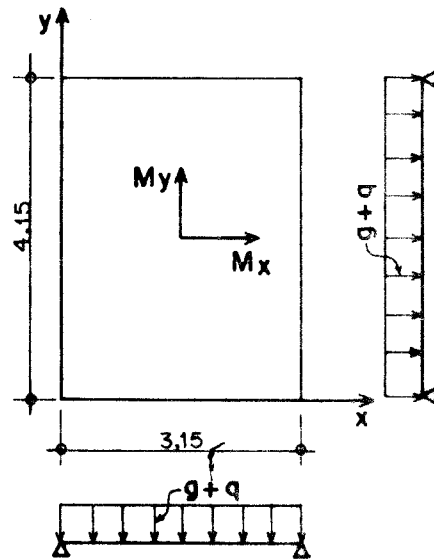
$x_q$  = parcela permanente da carga acidental, normalmente toma-se  $x = 0,7$ .

Clima \ Armadura	Seco	Temperado	Tempo de Carregamento
$A'_S = 0$	$f = 3f_0 = f_0 + 2f_0$	$f = 2f_0 = f_0 + f_0$	Após a execução
	$f = 2f_0 = f_0 + f_0$	$f = 1,5f_0 = f_0 + 0,5f_0$	6 meses após execução
$A'_S \geq \frac{1}{2} A_S$	$f = f_0 + 1,2f_0$	$f = f_0 + 0,6f_0$	Após a execução
	$f = f_0 + 0,6f_0$	$f = f_0 + 0,3f_0$	6 meses após execução
$A'_S > A_S$	$f = f_0 + 0,8f_0$	$f = f_0 + 0,4f_0$	Após a execução
	$f = f_0 + 0,4f_0$	$f = f_0 + 0,2f_0$	6 meses após execução

Tab. 2.9 - Valores de  $k$

### 2.2.4. Exemplo - Laje construída em protótipo simplesmente apoiada.

- Sistema Estático:



- Dimensões geométricas:

-  $l_x = 3,15\text{m}$ ,  $l_y = 4,15\text{m}$ ,  $h = 0,06\text{m}$

- Materiais:

a) Aço: CA-60B

b) Concreto:  $f_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$

- Cargas:

- Peso próprio =  $2500 \times 0,06 = 150 \text{ Kgf/m}^2$

- Revestimento	=	70 Kgf/m <sup>2</sup>
- Reboco	=	20 Kgf/m <sup>2</sup>
- Carga acidental	=	150 Kgf/m <sup>2</sup>
Carga Total (g + q)	=	<u>390 Kgf/m<sup>2</sup></u>

- Classificação das cargas:

a)  $g_{pp} = 150 \text{ Kgf/m}^2$  - carga permanente devido ao peso próprio,

b)  $(g_R + xq) = 90 + 0,7 \times 150 = 195 \text{ Kgf/m}^2$  - parcela restante da carga permanente mais a parcela da carga acidental aplicada em permanente.

- Cronograma de colocação das cargas:

A carga permanente devido ao peso próprio ( $g_{pp}$ ), considerar em carga logo após a desforma, a parcela restante da carga permanente ( $g_R + xq$ ), considerar em carga somente 6 meses após a concretagem.

- Condições climáticas:

A construção situa-se numa zona de clima temperado.

- Determinar:

A flecha inicial da laje sob carga instantânea e sob carga de longa duração.

- Momentos de serviço e armadura:

$$M_x = 261 \text{ Kgf m/m sendo } A_{s_x} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ para}$$

uma armadura de diâmetro  $\phi = 4,6$  mm cada 10,7 cm.

$M_y = 163$  Kgf m/m com  $A_{s_y} = 1,04$  cm<sup>2</sup>/m para um diâmetro  $\phi = 4,2$  mm cada 13,0 cm.

- Cálculo da flecha inicial:

Comparação do momento de fissuração, eq. 2.2.3.1 (a), com o momento de serviço: Como o momento de serviço ( $M = 261$  Kgf m/m) é maior que o momento de fissuração ( $M_R = 128$  Kgf m/m), mas como a percentagem de armadura da laje é baixa ( $\rho = 0,304\%$ ), usaremos a expressão 2.2.3.1(c):

$$f_0 = \beta \cdot l^2 \left[ \frac{M_R}{E_{cm} \cdot I} + \frac{4}{3} \frac{M - M_R}{E_s \cdot A_s \cdot z (d - x)} \right]$$

onde:

$\beta = 0,107$ , obtido da tabela 2.4,

$l = 315$  cm, menor vão da laje,

$M = 26100$  Kgf cm, momento de serviço,

$M_R = 12800$  Kgf cm, momento de fissuração,

$E_{cm} = 285500$  Kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de deformação do concreto, obtido da tab. 2.7,

$I = 1800$  cm<sup>4</sup>, momento de inércia da seção,

$E_s = 2.100.000$  Kgf/cm<sup>2</sup>, módulo de deformação do aço,

$A_s = 1,52$  cm<sup>2</sup>, taxa de armadura,

$z = 4,68$  cm, obtido da eq. 2.2.3.1 (d),

$x = 0,95$  cm, obtido da eq. 2.2.3.1 (e),

$d = 5,0$  cm, altura útil da seção.

$$f_0 = 3.37 \text{ cm} < \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_s \cdot A_s \cdot z (d - x)}$$

- Cálculo da flecha devido a carga de longa duração:

Através das equações 2.2.3.2 (a) a 2.2.3.2 (c):

$$f_1 = k_1 \cdot f_0 \left( \frac{g_{pp}}{g + q} \right)$$

$$f_1 = 2,59 \text{ cm}$$

para  $k_1 = 2,0$ , tab. 2.9, coeficiente para clima temperado, com carregamento logo após a execução.

$$f_2 = k_2 \cdot f_0 \left( \frac{g_R + xq}{g + q} \right)$$

$$f_2 = 2,52 \text{ cm}$$

para  $k_2 = 1,5$ , tab. 2.9, carregamento 6 meses após a execução.

A flecha final será:

$$f = f_1 + f_2 = 5,11 \text{ cm}$$

2.3. Recomendações da Norma DIN 1045 (Caderno 240).

2.3.1. Considerações.

No par. 17.7.2, a Norma DIN permite, em forma

simplificada, a possibilidade ou não da verificação da flecha em elementos submetidos à flexão, mediante a verificação da limitação da esbeltez de flexão.

Quando não se faz a verificação da limitação da flecha, mediante a limitação da esbeltez, é imprescindível o cálculo da mesma.

O caderno 240 propõe um método de cálculo para determinar o valor da flecha, pelo qual calculam-se os valores mínimos, máximos e o valor provável da flecha  $f_0$  no tempo  $t = 0$  e  $f_\infty$  no tempo  $t \rightarrow \infty$ , a partir dos valores básicos nos Estádios I e II.

Em geral é preciso conhecer o valor teórico máximo da flecha (por ex., sob consideração de tolerâncias em peças vizinhas) e, muitas vezes, o valor teórico médio (por ex., para contra flechas em formas). As vezes, porém, os valores mínimos da flecha também podem ser determinantes (por ex., para evitar contra flechas demasiadamente grandes e permanentes).

Para elementos de concreto armado com pouca % de armadura, o valor provável da flecha aproxima-se cada vez mais ao valor mínimo da mesma, porque neste caso, sob a carga de serviço, é pouco provável uma passagem ao Estádio II. Recomenda-se para simplificar, quando a percentagem de armadura  $\rho < 0,6\%$ , adotar o valor da flecha resultante do Estádio I como valor provável e estimar os valores máximos e mínimos mediante o aumento ou a redução em 20%.

### 2.3.2. Verificação simplificada da limitação da flecha.

Para a verificação simplificada da limitação da flecha, segundo a esbeltez a flexão, a Norma DIN 1045, par. 17.7.2, dispensa o cálculo da mesma quando:

- a) em elementos submetidos à flexão:

$$\frac{l_i}{d} \leq 35 \quad 2.3.2 \text{ (a)}$$

b) em elementos portantes de paredes divisórias:

$$\frac{l_i}{d} \leq \frac{150}{l_i} \quad 2.3.2 \text{ (b)}$$

sendo:

$l_i$  = vão equivalente,

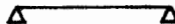
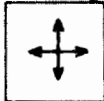

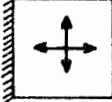

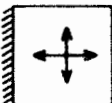
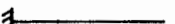
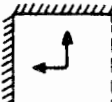
$d$  = altura útil da seção.

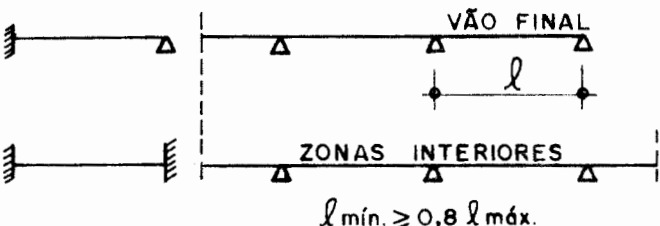
O vão equivalente  $l_i$ , de elementos submetidos à flexão, pode-se calcular mediante a equação abaixo, com o vão  $l$  do elemento em questão:

$$l_i = \alpha \cdot l \quad 2.3.2 \text{ (c)}$$

Para os casos frequentes de vigas de um vão, lajes retangulares armadas em um sentido e lajes com armadura cruzada, livremente apoiadas ou engastadas nos apoios, com altura construtiva constante e com carga uniformemente distribuída, os valores de  $\alpha$  são dados na tabela 2.10.

No caso de lajes apoiadas nos quatro lados, toma-se o vão equivalente menor. Em lajes apoiadas em três lados deve-se tomar o vão equivalente na direção do lado não apoiado.

SISTEMA ESTÁTICO		$\alpha$
		1,0
		0,8
		0,6
		2,4



Tab. 2.10 - Valores de  $\alpha$  para determinar o vão equivalente

### 2.3.3. Características dos materiais.

#### 2.3.3.1. Módulo de deformação do concreto.

Para o cálculo das deformações do concreto, tem-se como base o módulo de deformação constante.

A tab. 2.11 nos fornece os valores dos módulos de deformação e a resistência à tração na flexão do concreto, aos 7 e 28 dias, bem como a relação dos módulos de deformação entre o aço e o concreto, conforme a Norma DIN 1045, par. 16.2.2.

#### 2.3.3.2. Resistência à tração na flexão do concreto.

A resistência à tração na flexão do concreto, aos 28 dias, pode-se calcular mediante a seguinte equação:



$$f_{ctF} = 0,67 \sqrt[3]{f_{cj}^2} \quad 2.3.3.2 (a)$$

sendo:

$f_{ctF}$  = resistência à tração na flexão do concreto aos 28 dias em  $\text{Kgf/cm}^2$ .

$f_{cj}$  = resistência à compressão do concreto aos 28 dias em  $\text{Kgf/cm}^2$ .

	Idade do Concreto	Qualidade do Concreto				
		170	255	340	425	510
Resistência $f_{cj}$ do concreto em $\text{Kgf/cm}^2$		170	255	340	425	510
Resistência à tração na flexão $f_{ctF}$	7 dias	15	20	24	28	32
Módulo de deformação do concreto		195.000	225.000	255.000	277.500	292.500
$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$		10,8	9,3	8,2	7,6	7,2
Resistência à tração na flexão $f_{ctF}$	28 dias	20	27	32	38	43
Módulo de deformação do concreto		260.000	300.000	340.000	370.000	390.000
$\alpha = \frac{E_s}{E_c}$		8,1	7,0	6,2	5,7	5,4

Tab. 2.11 - Resistência à compressão, tração e módulo de deformação do concreto

### 2.3.4. Cálculo da flecha máxima e mínima.

#### 2.3.4.1. Valor básico da flecha.

O valor básico da flecha  $f_b$  é calculado segundo a expressão:

$$f_b = \beta \cdot l^2 \cdot \frac{M}{E_c \cdot I} \quad 2.3.4.1 (a)$$

sendo:

$f_b$  = valor básico da flecha na flexão, segundo a Teoria da Elasticidade,

$\beta$  = coeficiente que depende das condições de vinculação e da distribuição do carregamento, conforme tab. 2.4,

$l$  = menor vão da laje,

$M$  = momento de serviço,

$E_c$  = módulo de deformação do concreto, conforme tab. 2.11,

$I$  = momento de inércia da seção.

#### 2.3.4.2. Valores de cálculo da flecha no instante $t = 0$ .

Para o cálculo do valor mínimo da flecha ( $f^I$ ), parte-se do Estádio I (total colaboração do concreto na zona tracionada); para o cálculo do valor máximo ( $f^II$ ) considera-se o Estádio II puro (nenhuma colaboração do concreto na zona tracionada). Para o instante  $t = 0$ , isto é, no momento em que se atua a carga, determinam-se os valores correspondentes  $fo^I$  e  $fo^II$  mediante as equações:

$$fo^I = x_0^I \cdot f_b \quad 2.3.4.2 (a)$$

$$f_{oII} = \chi_{oII} \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot f_b \quad 2.3.4.2 (b)$$

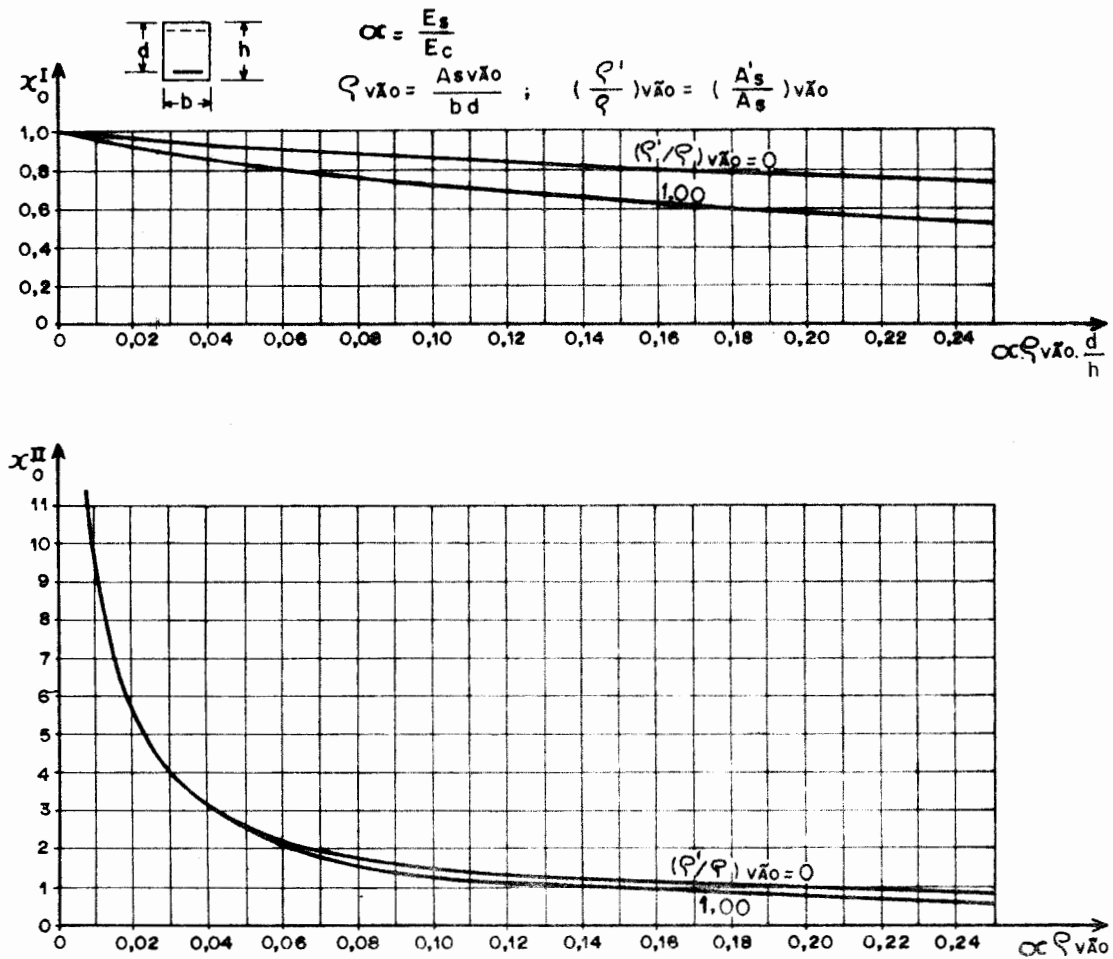
onde:

$f_{oI}$ ,  $f_{oII}$  = valor da flecha mínima e máxima no instante  $t = 0$ ,

$f_b$  = valor básico da flecha, calculado conforme eq. 2.3.4.1 (a),

$\chi_{oI}$ ,  $\chi_{oII}$  = coeficientes de correção, que consideram a quantidade de armadura no elemento, conforme tab. 2.12,

$d$ ,  $h$  = altura útil e total da seção.



Tab. 2.12 - Coef. de correção  $x_0^I$  e  $x_0^{II}$

2.3.4.3. Valores de cálculo da flecha no instante  $t \rightarrow \infty$ .

Os valores mínimos e máximos da flecha por flexão, no tempo  $t \rightarrow \infty$ , isto é, ao final da deformação lenta e da retração, calculam-se através das equações:

$$f_{\infty}^I = f_0^I + f_{0D}^I \cdot x_k^I \cdot \varphi^{\infty} + \alpha_s \cdot x_s^I \cdot \frac{\epsilon_{s\infty}}{h} \cdot l^2 \quad 2.3.4.3 (a)$$

$$f_{\infty}^{II} = f_0^{II} + f_{0D}^{II} \cdot x_k^{II} \cdot \varphi^{\infty} + \alpha_s \cdot x_s^{II} \cdot \frac{\epsilon_{s\infty}}{d} \cdot l^2 \quad 2.3.4.3 (b)$$

onde:

$f_{\infty}^I, f_{\infty}^{II}$  = valores das flechas mínima e máxima, no tempo  $t \rightarrow \infty$ ,

$f_0^I, f_0^{II}$  = valores das flechas mínima e máxima, no instante  $t = 0$ , conforme eq. 2.3.4.2 (a) e 2.3.4.2 (b),

$f_{0D}^I, f_{0D}^{II}$  = valores das flechas obtidas das eq. 2.3.4.2(a) e 2.3.4.2 (b), considerando apenas para o cálculo da flecha básica  $f_b$  a carga de longa duração,

$x_k^I, x_k^{II}$  = coeficientes de correção, que consideram a influência da % e distribuição da armadura no cálculo da flecha devido à deformação lenta, conforme tab. 2.13,

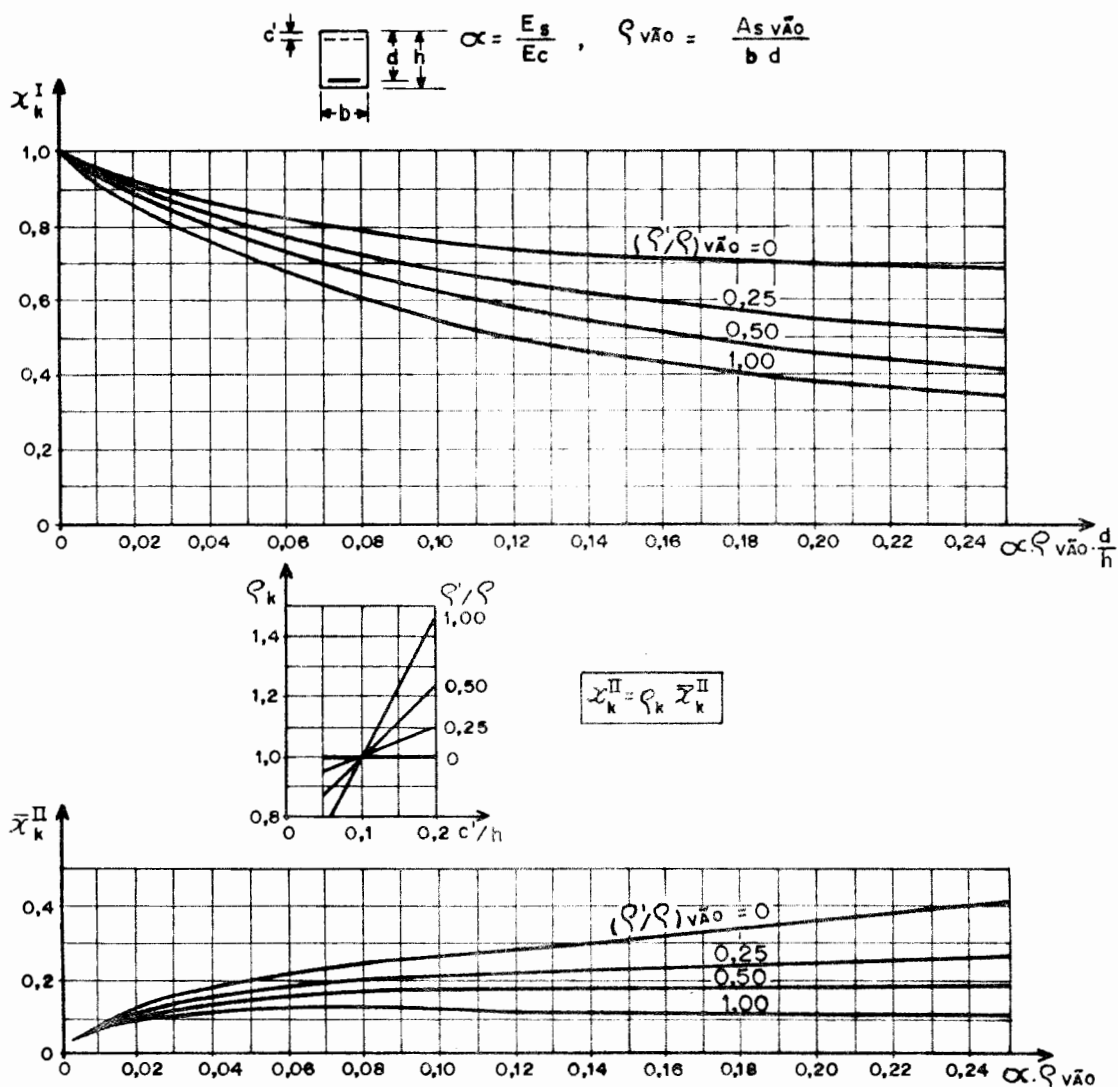
$\varphi^{\infty}, \epsilon_{s\infty}$  = valor final do coeficiente da deformação lenta e da retração, conf. tab. 2.14,

$\alpha_s$  = coeficiente para a consideração do sistema estático no cálculo da deformação por flexão devido à retração, depende do grau de engastamento do elemento, conf. tab. 2.15,

$x_s^I, x_s^{II}$  = coeficientes de correção, que consideram a

influência da % e distribuição da armadura no cálculo da flecha devido à retração, conforme tab. 2.16,

$l$  = menor vão da laje.



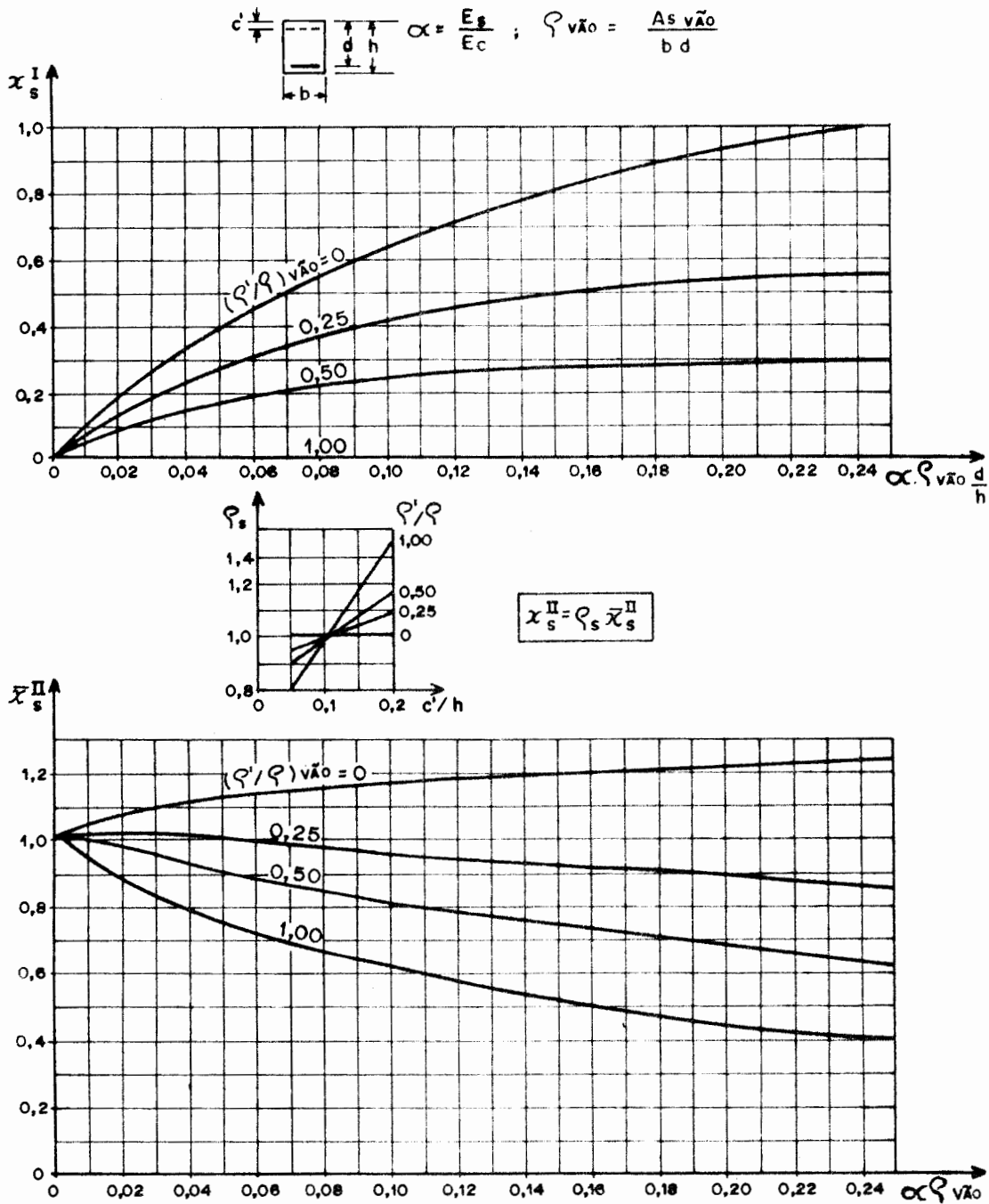
Tab. 2.13 - Coef. de correção  $x_k^I$  e  $x_k^{II}$

Situação da peça estrutural	Umidade Relativa do ar Média(%)	Valor final da retração $\epsilon_{S\infty}$		Valor final da def. lenta $\varphi^\infty$	
		Para valores de consist. do concreto			
		Consist. Média e Forte	Consist. Fraca	Consist. Média e Forte	Consist. Fraca
Na água	-	-	-	1,0	1,5
Ar muito úmido	90	$10 \cdot 10^{-5}$	$15 \cdot 10^{-5}$	1,5	2,2
Ar livre	70	$25 \cdot 10^{-5}$	$37 \cdot 10^{-5}$	2,0	3,0
Ar seco	40	$40 \cdot 10^{-5}$	$60 \cdot 10^{-5}$	3,0	4,5

Tab. 2.14 - Coeficiente da retração  $\epsilon_{S\infty}$  e da deformação lenta  $\varphi^\infty$

	Sistema Estático	$\alpha_s$
1	Simplesmente Apoiado	0,125
2	Engastado em um ou ambos os lados	0,053
3	Em balanço	0,50

Tab. 2.15 - Coeficiente  $\alpha_s$



Tab. 2.16 - Coef. de correção  $x_s^I$  e  $x_s^{II}$



### 2.3.5. Valores prováveis da flecha.

O valor provável da flecha situa-se entre os valores mínimos e máximos, porque parte da laje está no Estádio II, enquanto outras partes permanecem sem fissuras e são calculados conforme as equações:

$$f_0 = f_0^{\text{II}} - \frac{M_{R_0}}{M} (f_0^{\text{II}} - f_0^{\text{I}}) \quad 2.3.5 (a)$$

$$f_\infty = f_\infty^{\text{II}} - \frac{M_{R_\infty}}{M} (f_\infty^{\text{II}} - f_\infty^{\text{I}}) \quad 2.3.5 (b)$$

onde:

$f_0, f_\infty$  = valor provável das flechas nos tempos  $t = 0$  e  $t \rightarrow \infty$ ,

$f_0^{\text{I}}, f_0^{\text{II}}$  = valor mínimo e máximo das flechas, no instante  $t = 0$ , obtido das eqs. 2.3.4.2 (a) e 2.3.4.2 (b)

$f_\infty^{\text{I}}, f_\infty^{\text{II}}$  = valor mínimo e máximo das flechas no instante  $t \rightarrow \infty$ , conforme eqs. 2.3.4.3 (a) e 2.3.4.3 (b),

$M$  = momento de serviço atuante,

$M_{R_0}$  = momento de fissuração, no tempo  $t = 0$ , calculado conforme eq.:

$$M_{R_0} = \frac{1}{6} \rho_M \cdot f_{ct_F} \cdot b \cdot h^2 \quad 2.3.5 (c)$$

$\rho_M$  = coeficiente que leva em consideração a quantidade de armadura, conforme tab. 2.17,

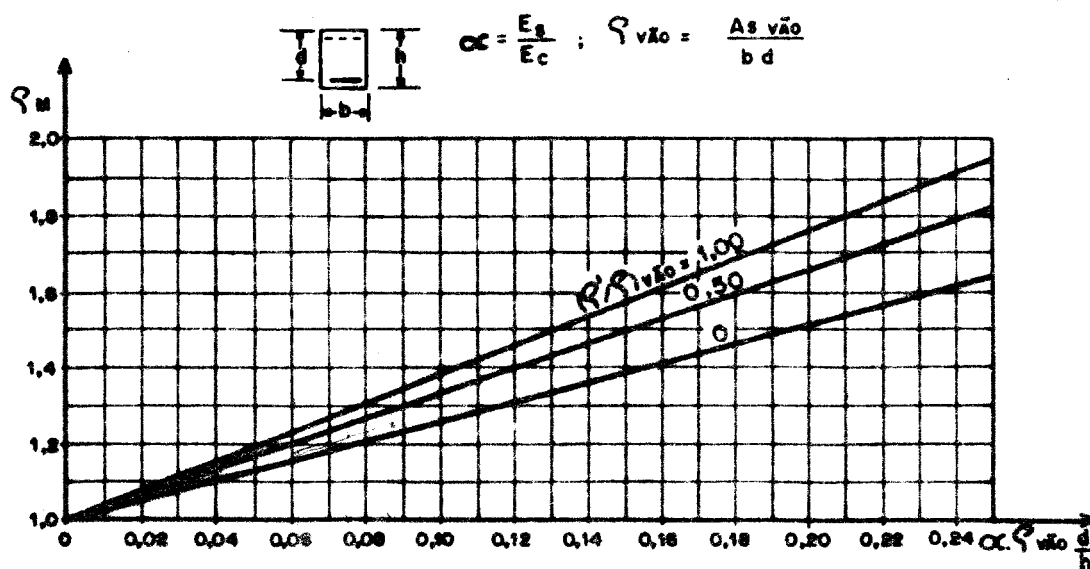
$M_{R_\infty}$  = momento de fissuração, no tempo  $t \rightarrow \infty$ , calculado

lado a partir do valor de  $M_{R0}$ :

$$M_{R_{\infty}} = 0,80 M_{R0} \quad 2.3.5 (d)$$

$f_{ct_F}$  = resistência à tração na flexão do concreto, conforme tab. 2.11.

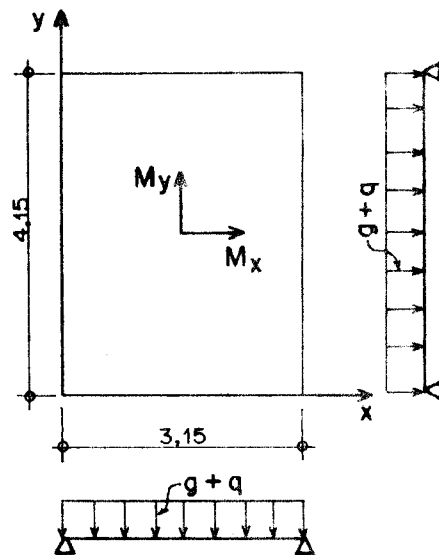
Os valores de cálculo mínimo e máximo  $f_{\infty}^I$  e  $f_{\infty}^II$  ou então  $f_{\infty}^I$  e  $f_{\infty}^II$  para o cálculo do valor provável devem ser calculados com igual intensidade de carga.



Tab. 2.17 - Coeficiente  $\alpha_M$

### 2.3.6. Exemplo - Laje construída em protótipo - Simplesmente apoiada.

- Sistema Estático:



- Dimensões Geométricas:

-  $l_x = 3,15\text{m}$ ,  $l_y = 4,15\text{m}$ ,  $h = 0,06\text{m}$

- Materiais:

a) Aço: CA-60B

b) Concreto:  $f_{cj} = 217 \text{ Kgf/cm}^2$

$f_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$

- Cargas:

a) Cargas de longa duração

- Peso próprio:  $2500 \times 0,06 = 150 \text{ Kgf/m}^2$
- Revestimento  $= 70 \text{ Kgf/m}^2$
- Reboco  $= 20 \text{ Kgf/m}^2$
- Carga acidental  $150x$ ,  
para  $x = 0,7$   $= 105 \text{ Kgf/m}^2$
- $(g + xq) = 345 \text{ Kgf/m}^2$

b) Cargas de curta duração.

- Carga acidental,  $150(1-x) = 45 \text{ Kgf/m}^2$

c) Carga total.

- $g + q = 390 \text{ Kgf/m}^2$

- Determinar:

Os valores mínimos, máximos e o valor provável da flecha  $f_0$  no tempo  $t = 0$  e  $f_\infty$  no tempo  $t \rightarrow \infty$ .

- Momentos de serviço e armadura;

$M_x = 261 \text{ Kgf m/m}$  sendo  $A_{sx} = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m}$  para uma armadura de diâmetro  $\phi = 4,6 \text{ mm}$  cada  $10,7 \text{ cm}$ .

$M_y = 163 \text{ Kgf m/m}$  com  $A_{sy} = 1,04 \text{ cm}^2/\text{m}$  para um diâmetro  $\phi = 4,2 \text{ mm}$  cada  $13,0 \text{ cm}$ .

- Cálculo do valor básico da flecha:

Conforme eq. 2.3.4.1 (a):

$$f_b = \beta \cdot l^2 \frac{M}{E_c \cdot I}$$

onde:

$$\beta = 0,107, \text{ obtido da tab. 2.4,}$$

$$l = 315 \text{ cm, menor vão da laje,}$$

$$M = 26100 \text{ Kgf cm, momento de serviço,}$$

$$E_c = 277412 \text{ Kgf/cm}^2, \text{ m\u00f3dulo de deforma\u00e7\u00e3o do concreto, correspondente a } f_{cj} = 217 \text{ Kgf/cm}^2, \text{ obtido da tab. 2.11, interpolando entre os valores 170 e 250 Kgf/cm}^2 \text{ de } f_{cj},$$

$$I = 1800 \text{ cm}^4, \text{ momento de in\u00e9rcia da se\u00e7\u00e3o.}$$

$$f_b = 0,55 \text{ cm}$$

- C\u00e1lculo da flecha m\u00ednima e m\u00e1xima no instante  $t = 0$ .

Conforme eqs. 2.3.4.2 (a) e 2.3.4.2 (b):

$$f_o^I = x_o^I \cdot f_b$$

$$f_o^{II} = x_o^{II} (h/d)^3 \cdot f_b$$

onde:

$$f_b = 0,55 \text{ cm, valor b\u00e1sico da flecha,}$$

$$x_o^I = 0,96 \text{ e } x_o^{II} = 5,0, \text{ coeficientes obtido da tab. 2.12.}$$

$$f_o^I = 0,53 \text{ cm}$$

$$f_o^{II} = 4,75 \text{ cm}$$

- Cálculo da flecha mínima e máxima no instante  $t \rightarrow \infty$ .

Conforme eqs. 2.3.4.3 (a) e 2.3.4.3 (b):

$$f_{\infty}^I = f_0^I + f_{0D}^I \chi_k^I \varphi^{\infty} + \alpha_s \cdot \chi_s^I \cdot \frac{\epsilon_{s\infty}}{h} \cdot l^2$$

$$f_{\infty}^{II} = f_0^{II} + f_{0D}^{II} \chi_k^{II} \varphi^{\infty} + \alpha_s \cdot \chi_s^{II} \cdot \frac{\epsilon_{s\infty}}{d} \cdot l^2$$

onde:

$f_0^I = 0,53$  cm, valor da flecha mínima em  $t = 0$ ,

$f_0^{II} = 4,75$  cm, valor da flecha máxima em  $t = 0$ ,

$f_{0D}^I = 0,47$  cm, obtido da eq. 2.3.4.2 (a), considerando para o cálculo de  $f_b$  apenas a carga de longa duração,

$f_{0D}^{II} = 4,23$  cm, obtido da eq. 2.3.4.2 (b), considerando apenas a carga de longa duração,

$\chi_k^I = 0,94$  e  $\chi_k^{II} = 0,15$ , coeficientes obtidos da tab. 2.13,

$\varphi^{\infty} = 2,0$  e  $\epsilon_{s\infty} = 25 \cdot 10^{-5}$ , coeficientes de deformação lenta e retração, obtidos da tab. 2.14, para uma construção ao ar livre e uma umidade relativa média de 70%, para um concreto de consistência média,

$\alpha_s = 0,125$ , coeficiente conforme tab. 2.15,

$\chi_s^I = 0,18$  e  $\chi_s^{II} = 1,08$ , coeficientes conforme tab. 2.16,

$l = 315$  cm, menor vão da laje.

$$f_{\infty}^I = 1,51 \text{ cm}$$

$$f_{\infty}^{II} = 6,69 \text{ cm}$$

- Cálculo dos valores prováveis da flecha nos tempos  $t = 0$  e  $t \rightarrow \infty$ .

Conforme eqs. 2.3.5 (a) e 2.3.5 (b):

$$f_0 = f_0^{II} - \frac{M_{R_0}}{M} (f_0^{II} - f_0^I)$$

$$f_{\infty} = f_{\infty}^{II} - \frac{M_{R_{\infty}}}{M} (f_{\infty}^{II} - f_{\infty}^I)$$

onde:

$f_0^I = 0,53 \text{ cm}$  e  $f_0^{II} = 4,75 \text{ cm}$ , valor mínimo e máximo da flecha em  $t = 0$ ,

$f_{\infty}^I = 1,51 \text{ cm}$  e  $f_{\infty}^{II} = 6,69 \text{ cm}$ , valor mínimo e máximo da flecha em  $t \rightarrow \infty$ ,

$M = 26100 \text{ Kgf cm}$ , momento de serviço,

$M_{R_0} = 15500 \text{ Kgf cm}$ , momento de fissuração no tempo  $t = 0$ , conforme eq. 2.3.5 (c),

$M_{R_{\infty}} = 12400 \text{ Kgf cm}$ , momento de fissuração no tempo  $t \rightarrow \infty$ , conforme eq. 2.3.5 (d)

$$f_0 = 2,24 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = 4,22 \text{ cm}$$

- Aproximação simplificada do cálculo da flecha.

Como a laje apresenta uma % pequena de armadura ( $\rho = 0,304\% < 0,6\%$ ), pode-se fazer uma simplificação no método exposto. Toma-se o valor da flecha máxima no Estádio I como o valor provável e os valores máximo e mínimo serão obtidos pelo acréscimo e redução de 20% respectivamente, como segue:

$$f_b = f_{\infty}^I = 1,51 \text{ cm}$$

$$f_o = 0,8 \times 1,51 = 1,21 \text{ cm}$$

$$f_{\infty} = 1,2 \times 1,51 = 1,81 \text{ cm}$$



CAPÍTULO 3

MONTAGEM E PREPARAÇÃO  
DO PROTÓTIPO.

### 3. MONTAGEM E PREPARAÇÃO DO PROTÓTIPO.

No capítulo anterior, fez-se um estudo teórico comparativo entre as Normas NB-1, CEB e DIN das deformações devido à flexão em lajes de concreto armado. Como há muitas considerações entre uma teoria e outra, verificou-se a necessidade de recorrer à técnica experimental para comparar com os resultados obtidos através do procedimento teórico descrito no capítulo 2.

Com essa finalidade, ensaiou-se um protótipo de uma laje em concreto armado de 3,15 x 4,15 m, simplesmente apoiada em 4 vigas de contorno. Foram feitos ensaios com carga uniformemente distribuída, onde foram medidas deformações verticais através de deflectômetros, colocados em diversos pontos da laje e das vigas, giros nas vigas de contorno, deformações nos pilares e em algumas barras da armadura através de strain-gages.

#### 3.1. Dimensões do protótipo.

Nas figs. 3.1 à 3.3 estão dadas as dimensões principais do protótipo.

As dimensões 4,30 x 3,30 m do protótipo da laje foram escolhidas por serem estas normalmente encontradas em estruturas correntes.

Outro parâmetro importante do protótipo, depois de fixadas as dimensões úteis, foi a espessura da laje. A Norma NB-1/78 fixa, no item 6.1.1.1, em 7 cm a espessura mínima em lajes de piso de estruturas normais.

Permitem as diversas Normas, conforme descrito no capítulo anterior, a dispensa do cálculo das flechas em lajes de edifícios, desde que a espessura da laje não seja inferior a um certo valor fixado.

A tab. 3.1 mostra as alturas mínimas necessárias

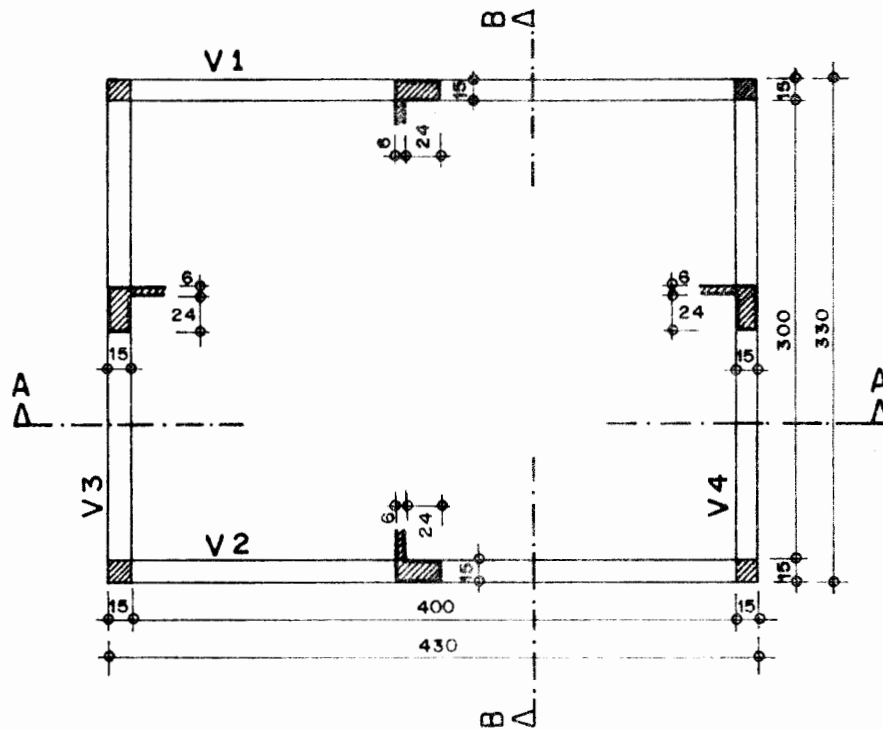


Fig. 3.1 - Planta baixa do protótipo

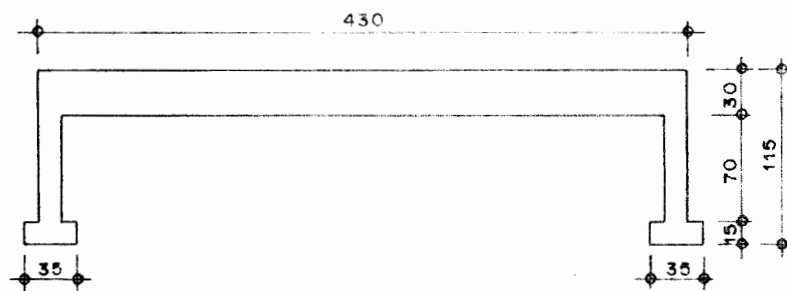


Fig. 3.2 - Corte A-A

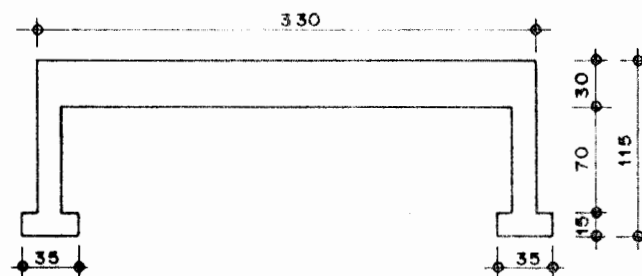


Fig. 3.3 - Corte B-B

pelos diversos métodos, que a laje do protótipo necessitaria em caso da não verificação da flecha.

MÉTODO	ALTURAS NECESSÁRIAS (cm)
NB-1/78	$d \geq 11,50$
CEB/78	$h \geq 10,50$
DIN 1045	$d \geq 9,0$
USUAL	$h = 8,0$
ADOTADO	$h = 6,0$

Tab. 3.1 - Alturas necessárias no protótipo

Como os valores obtidos através das Normas apresentam uma grande dispersão, e para essas dimensões do protótipo usualmente adota-se a espessura  $h = 8,0$  cm, optou-se por uma espessura total de  $6,0$  cm, de tal maneira que as flechas a ocorrerem sejam apreciáveis, facilitando assim a comparação entre os resultados teóricos e os experimentais.

As vigas de contorno do protótipo são de seção constante de  $0,15 \times 0,30$  m, apoiadas em 4 pilares com dimensões  $0,15 \times 0,15 \times 0,70$  m e assentes sobre 4 sapatas com  $0,35 \times 0,35 \times 0,15$  m. As figs. 3.4 e 3.5 mostram duas vistas do protótipo quando na desforma das laterais das vigas e dos pilares.

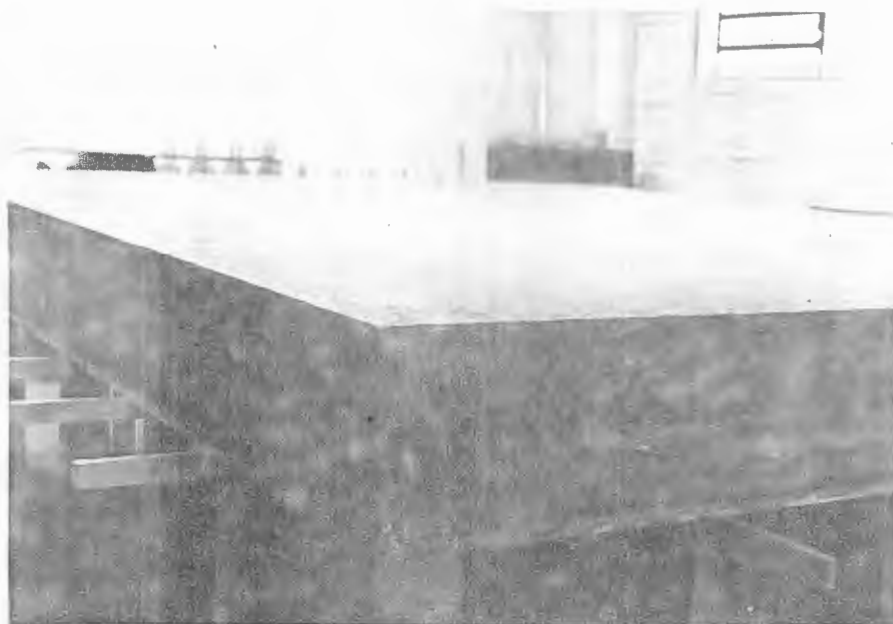


Fig. 3.4 - Vista do protótipo



Fig. 3.5 - Vista do protótipo

### 3.2. Dimensionamento da armadura.

#### 3.2.1. Dimensionamento da laje do protótipo.

##### a) Dimensões úteis

As dimensões úteis do protótipo são de 4,15x3,15m, conforme mostra a fig. 3.6.

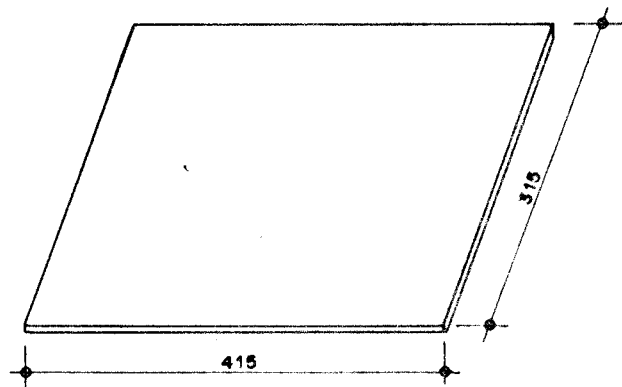


Fig. 3.6 - Dimensões úteis

##### b) Cargas

A carga de serviço para a laje do protótipo foi de  $p = 390 \text{ Kgf/m}^2$ , assim distribuída:

- peso próprio	=	150 $\text{Kgf/m}^2$
- revestimento	=	70 $\text{Kgf/m}^2$
- reboco	=	20 $\text{Kgf/m}^2$
- carga acidental	=	$\frac{150 \text{ Kgf/m}^2}{}$
p	=	$\frac{390 \text{ Kgf/m}^2}{}$

## c) Dimensionamento da laje

Os momentos máximos da laje do protótipo foram determinados pelo processo elástico, através das tabelas de R. Barės<sup>(12)</sup>, usando um coeficiente de Poisson para o concreto armado igual a  $\nu = 0,2$ , conforme recomendações da NB-1/78, item 8.2.6.

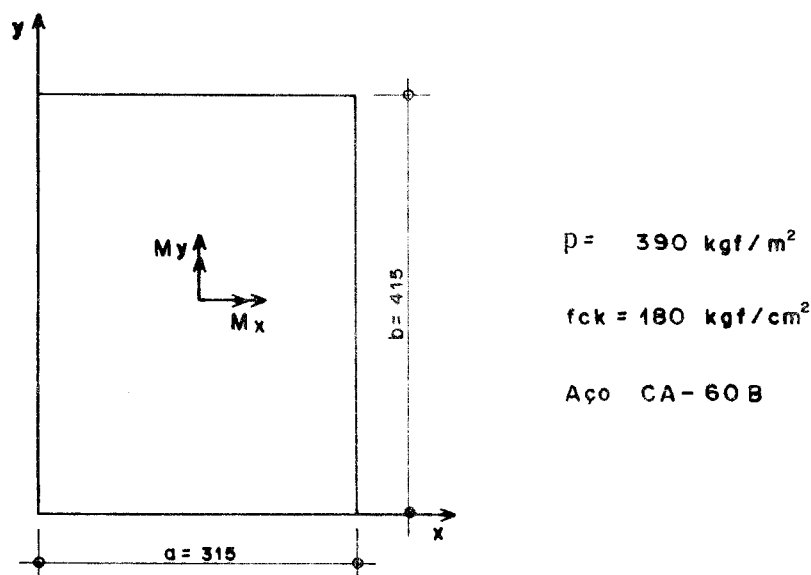


Fig. 3.7 - Esquema do protótipo

O momento máximo na direção do menor vão é  $M_x = 261 \text{ Kgf m/m}$ , para este momento e considerando uma altura útil  $d = 5,0 \text{ cm}$ , resultou em uma armadura  $A_s = 1,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ . No dimensionamento das armaduras foi usada a tabela DC 02.1.01 da Promon<sup>(32)</sup>.

Como no comércio de Porto Alegre não foram encon

tradas barras de diâmetro  $\phi = 4,0$  mm e nem de  $\phi = 5,0$  mm, usou-se para a direção de x uma armadura de diâmetro  $\phi = 4,6$  mm, resultando num espaçamento igual a 10,7 cm.

Para a direção y, o momento máximo no centro é  $M_y = 163$  Kgf m/m, para uma altura útil  $d = 4,56$  cm, resultou uma armadura  $A_s = 1,04$  cm<sup>2</sup>/m, onde usou-se uma armadura de diâmetro  $\phi = 4,2$  mm, espaçados de 13,0 cm.

A fig. 3.8 mostra o protótipo na fase final da colocação da armadura da laje. Na fig. 3.9 mostram-se as pastilhas que foram usadas para dar o recobrimento necessário na armadura, e as figs. 3.10 a 3.12 mostram as formas do protótipo prontas para a concretagem.

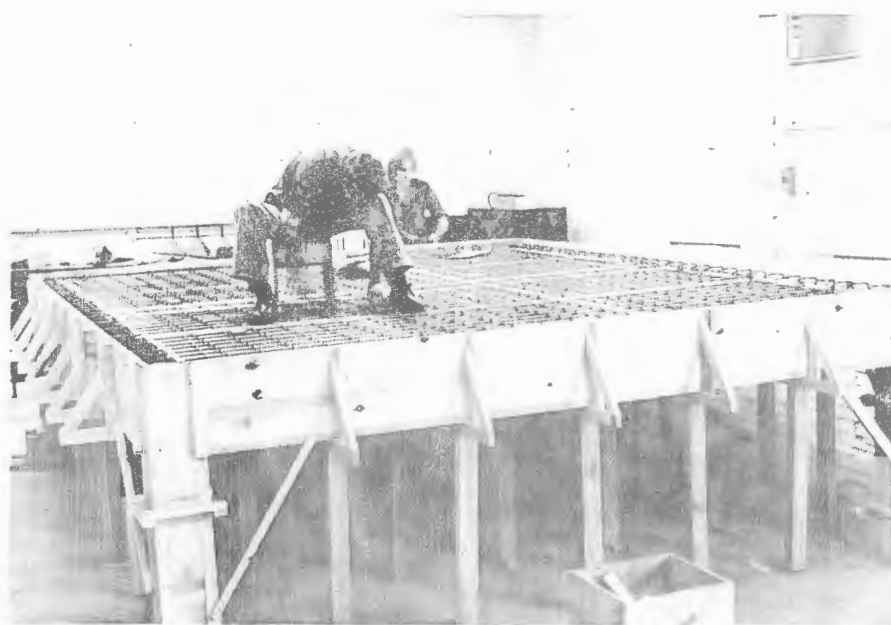


Fig. 3.8 - Colocação da armadura no protótipo



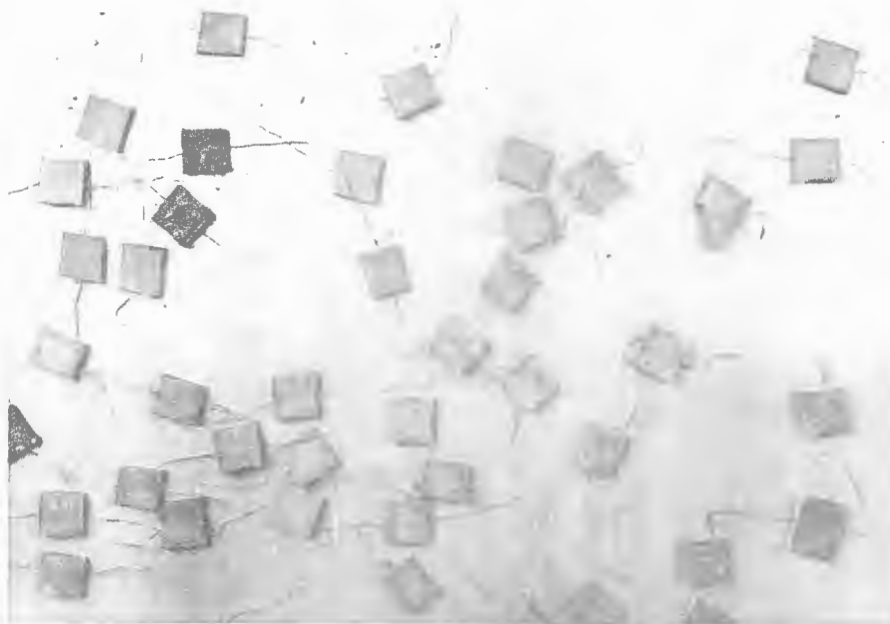


Fig. 3.9 - Pastilhas utilizadas para dar o recobrimento da armadura

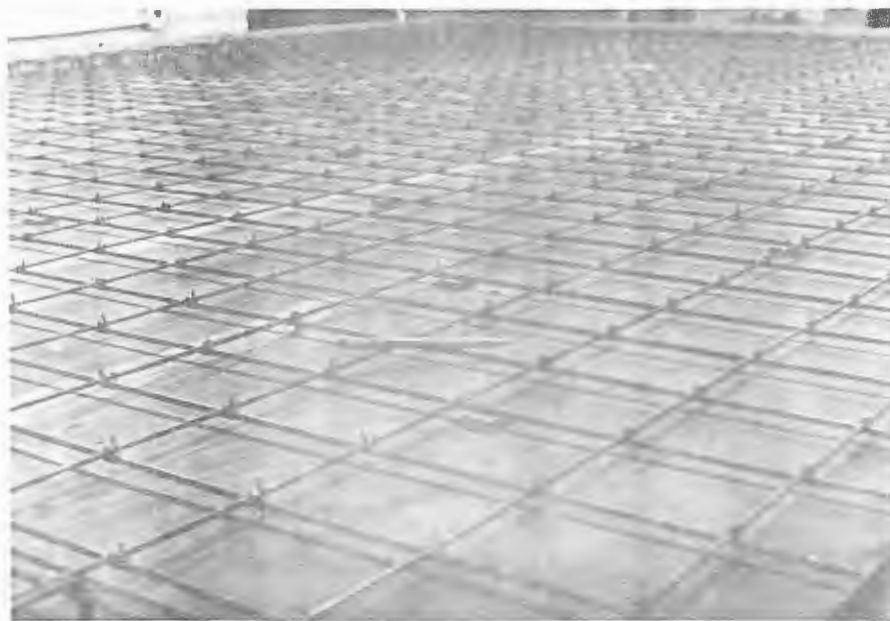


Fig. 3.10 - Vista da armadura do protótipo



Fig. 3.11 - Vista da armadura do protótipo

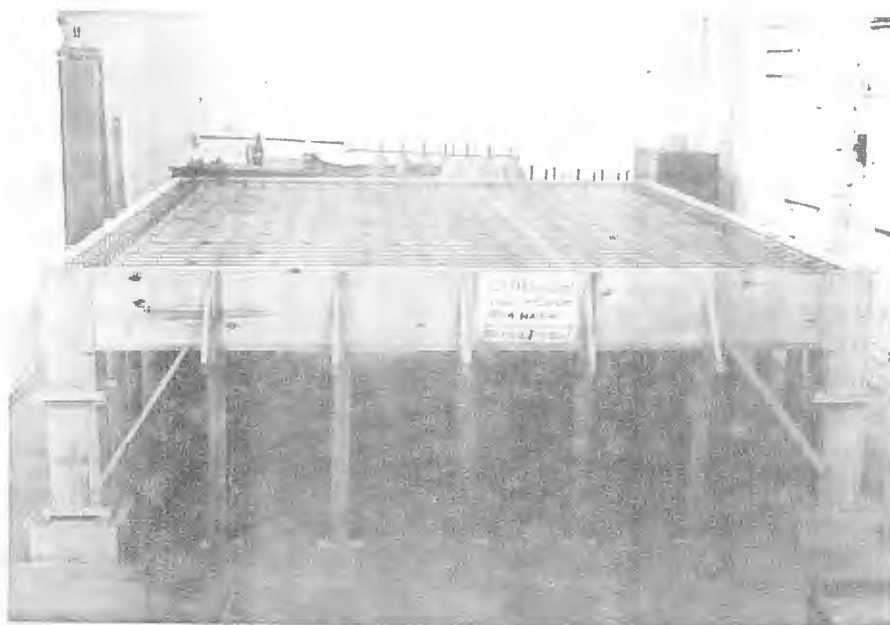


Fig. 3.12 - Formas prontas para a concretagem

### 3.2.2. Dimensionamento das vigas de contorno.

Para a composição das cargas das vigas de contorno tomou-se, além do peso próprio da viga, a reação da laje com sua carga máxima de ruptura e o peso da estrutura metálica de contenção d'água, descrita no item 3.7.

#### a) Dimensionamento das vigas $V_1 = V_2$

Para o dimensionamento destas vigas, considerou-se:

- peso próprio = 101,25 Kgf/m
- reação da laje = 928,75 Kgf/m
- peso da estrutura metálica = 50,00 Kgf/m
- p = 1080,00 Kgf/m
- $f_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$
- AÇO CA-50A.

O momento máximo positivo da viga é  $M_{\text{máx}} = 2325 \text{ Kgf.m}$ , que resultou numa armadura longitudinal  $A_s = 3,23 \text{ cm}^2$ , adotando-se 4  $\phi$  10 mm.

A armadura transversal adotada nas vigas  $V_1 = V_2$ , foi a de diâmetro  $\phi = 4,6 \text{ mm}$ , com um espaçamento de 13,5 cm, correspondente ao espaçamento máximo permitido pela NB-1/78, item 6.3.2.2, que é de 0,5 d. A fig. 3.13, mostra a armadura da viga  $V_1 = V_2$ .

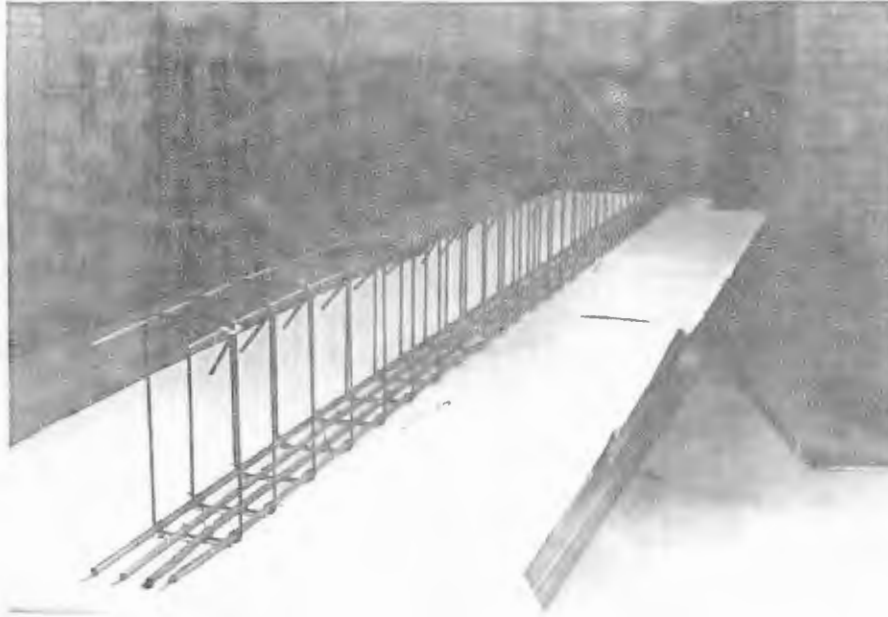


Fig. 3.13 - Viga  $V_1 = V_2$  do protótipo

b) Dimensionamento das vigas  $V_3 = V_4$ .

Para estas vigas considerou-se:

- peso próprio = 101,25 Kgf/m
  - reação da laje = 748,75 Kgf/m
  - peso da estrutura da piscina = 50,00 Kgf/m
- $$p = \frac{899,75}{1} \text{ Kgf/m} \approx 900,00 \text{ Kgf/m}$$

- $f_{ck} = 180 \text{ Kgf/cm}^2$

- AÇO CA-50A.

Neste caso o momento positivo máximo é  $M_{\text{m}\bar{\text{a}}\text{x}} = 1116 \text{ Kgfm}$ , que resultou numa armadura longitudinal  $A_s = 1,41 \text{ cm}^2$ , adotando-se 2  $\phi$  10 mm.

A armadura transversal adotada foi a mesma das vigas  $V_1 = V_2$ , estribos de diâmetro  $\phi = 4,6 \text{ mm}$  com um espaçamento de 13,5 cm.

A fig. 3.14 mostra a viga  $V_3 = V_4$  armada e a fig. 3.15 mostra uma das vigas dentro da forma do protótipo.

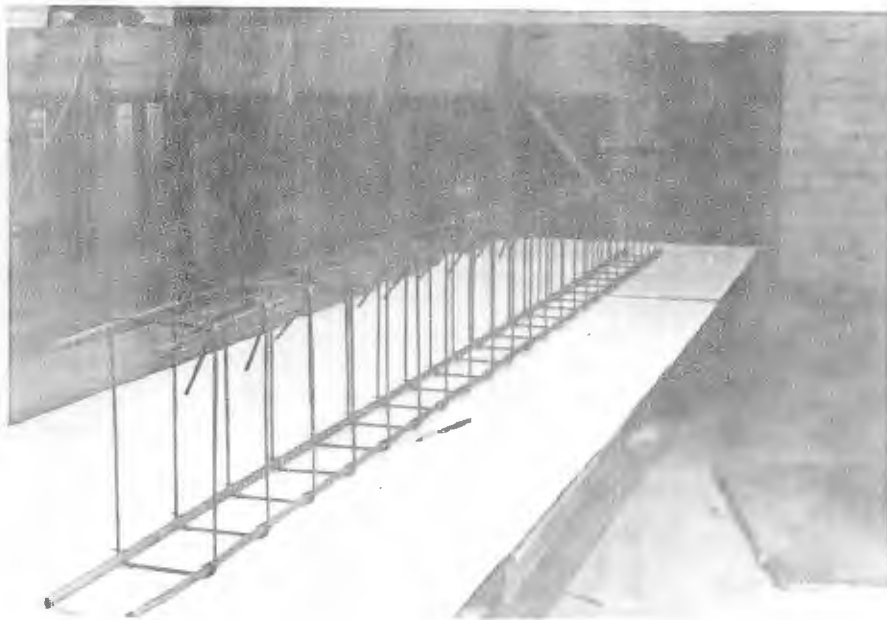


Fig. 3.14 - Viga  $V_3 = V_4$  do protótipo



Fig. 3.15 - Viga  $V_1 = V_2$  na forma do protótipo

### 3.2.3. Dimensionamento dos pilares e sapatas.

Para os pilares foram adotadas as dimensões  $0,15 \times 0,15$  m, com uma armadura longitudinal de  $4 \phi = 10,0$  mm e estribos de diâmetro  $\phi = 4,6$  mm, com um espaçamento de  $15,0$  cm. A fig. 3.16 mostra as armaduras dos pilares.

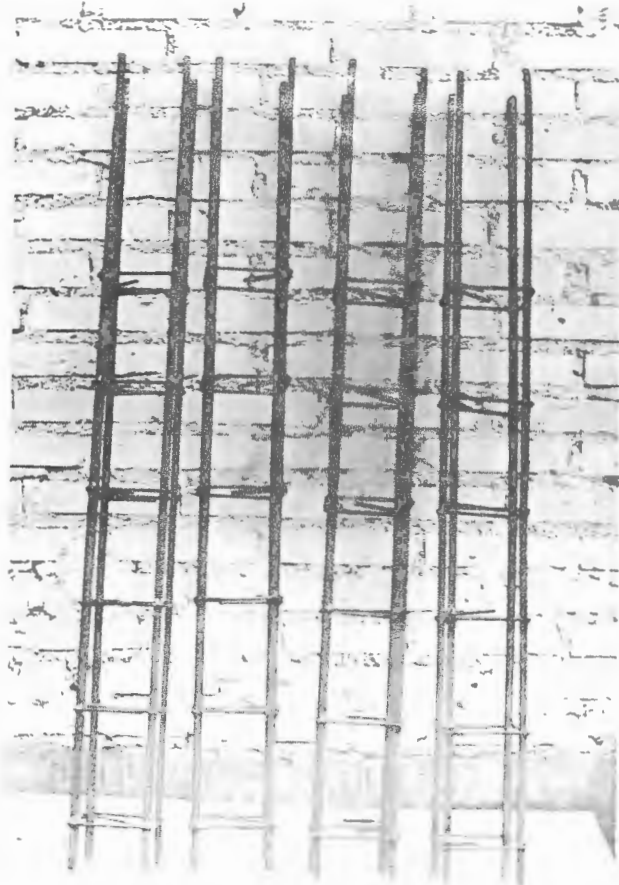


Fig. 3.16 - Armaduras dos pilares

As sapatas foram assentes sobre o próprio contra-piso armado do laboratório, com dimensões  $0,35 \times 0,35 \times 0,15$  m, armada com diâmetro  $\phi = 4,6$  mm, espaçadas de 8,0 cm nos dois sentidos, resultando uma tensão no piso de  $\sigma \approx 3,0 \text{ Kgf/cm}^2$ . A fig. 3.17 mostra as armaduras das sapatas.

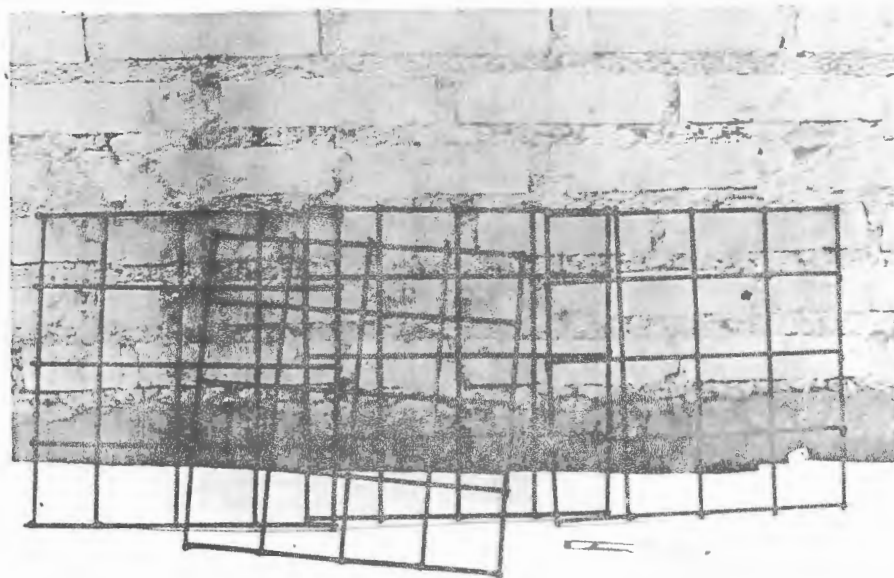


Fig. 3.17 - Armaduras das sapatas

#### 3.2.4. Detalhamentos.

As figs. 3.18 à 3.21 mostram os detalhamentos da laje, vigas, pilares e sapatas.

#### 3.3. Formas.

O protótipo foi construído com o auxílio de quatro formas distintas: as sapatas, os pilares, as vigas e a forma da laje. Nas figs. 3.22 e 3.23 mostram-se detalhes das formas do protótipo.

Nas sapatas, pilares e vigas usaram-se guias de 15 x 2.5 cm e para o assoalho da laje foram usadas chapas de compensado à prova d'água de 14 mm. Nas juntas das formas, para evitar que a água do concreto durante a concretagem percolasse, foi feito um rejuntamento com massa plástica.



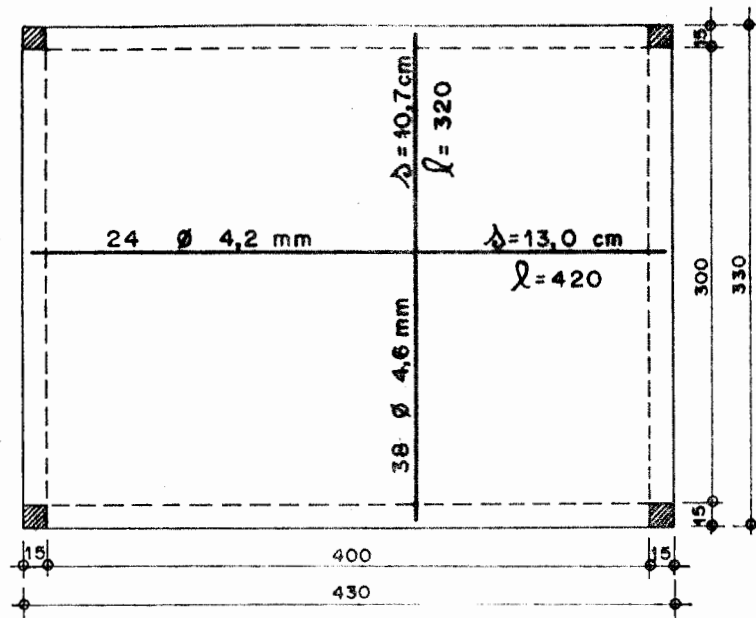


Fig. 3.18 - Detalhamento da armadura da laje

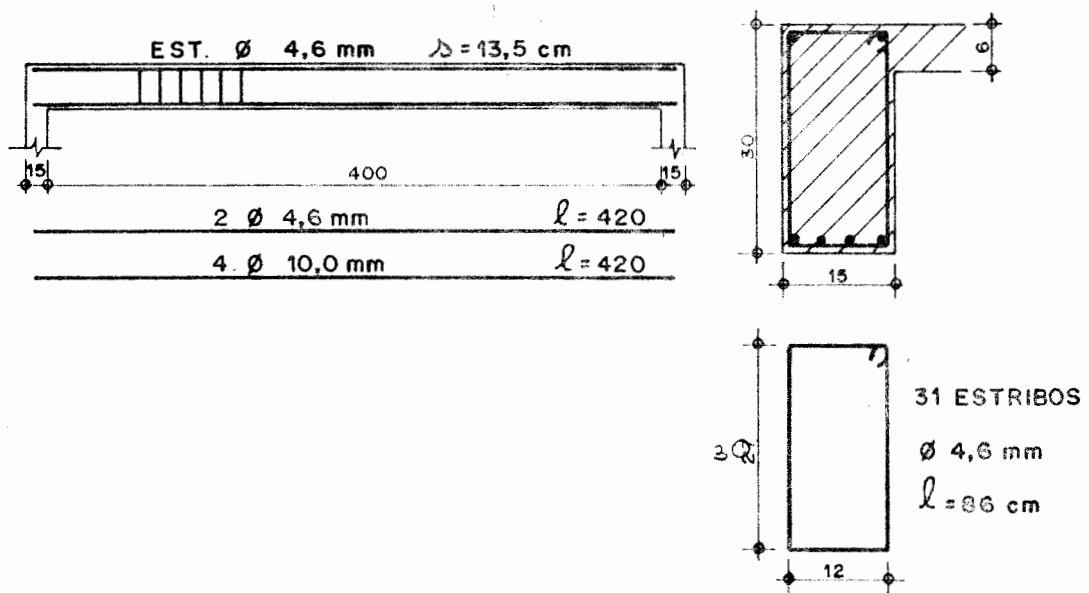


Fig. 3.19 - Detalhamento da armadura das vigas  $V_1 = V_2$

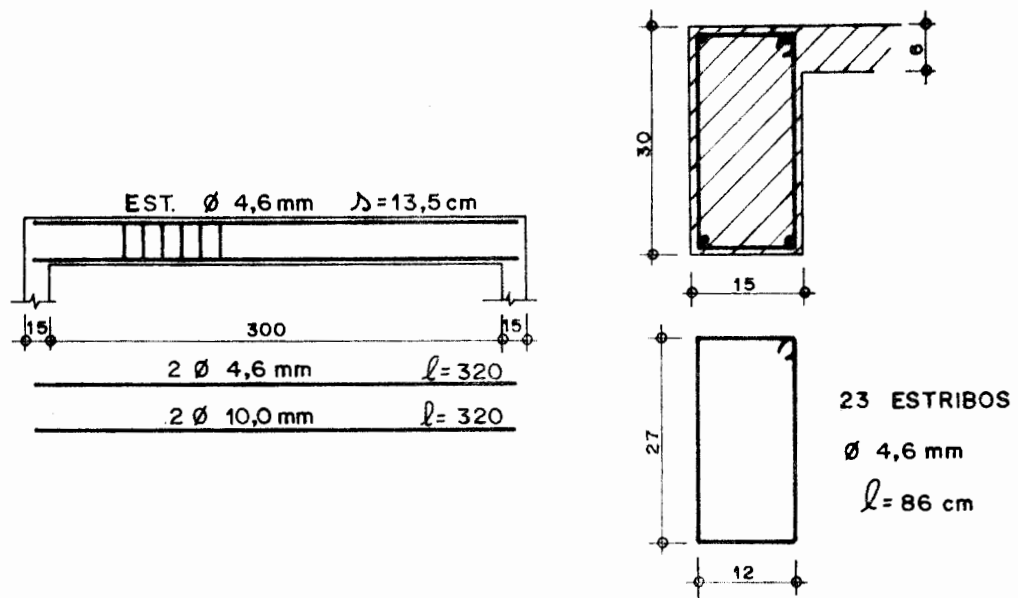


Fig. 3.20 - Detalhamento da armadura das vigas  $V_3 = V_4$

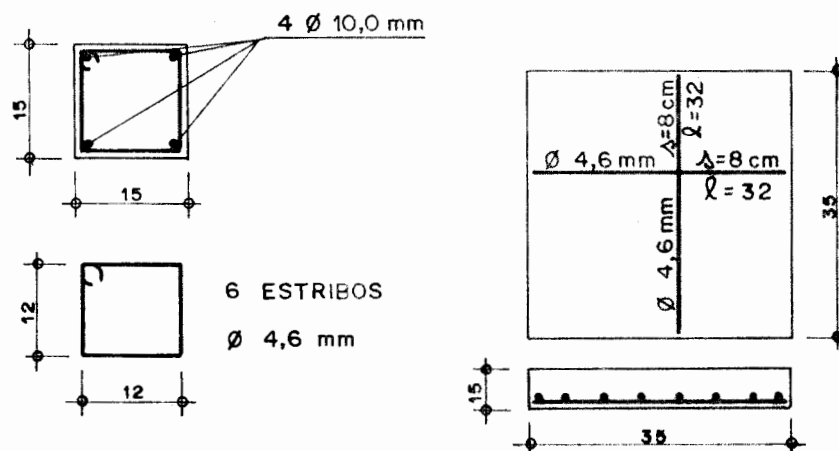


Fig. 3.21 - Detalhamento dos pilares e sapatas

Para as formas das vigas e laje foram usados para escoramentos pontaletes de 5 x 8 cm cada 50 cm, encunhados no piso. E para facilitar a desforma do protótipo, foi dada uma demão de Sika Top em todas as formas.

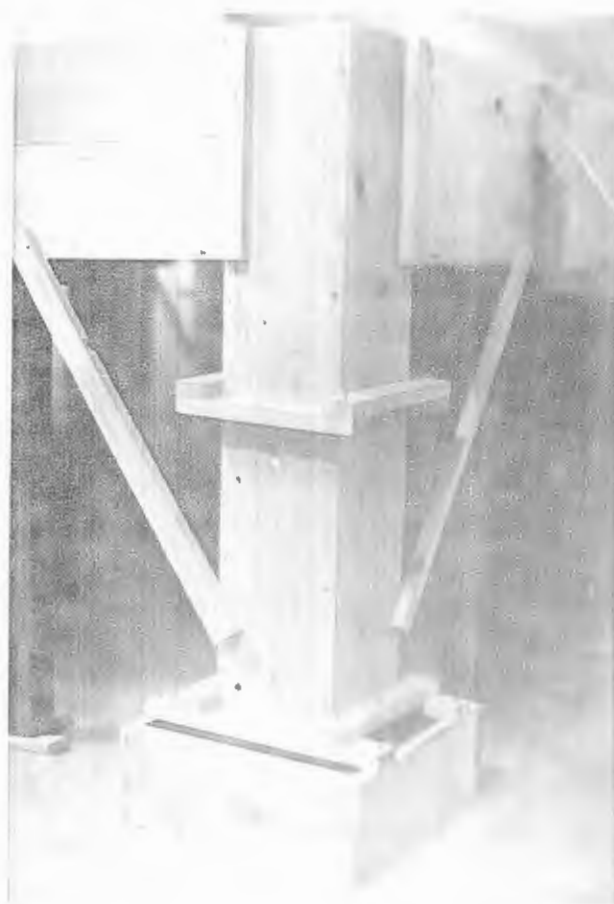


Fig. 3.22 - Formas da sapata e pilar



Fig. 3.23 - Formas das vigas e da laje

#### 3.4. Concretagem.

A dosagem do concreto usada para a concretagem do protótipo foi obtida através de uma série de ensaios realizados no laboratório, e é constituída das seguintes quantidades de materiais:

- consumo de cimento	$C = 345,18 \text{ Kg/m}^3$
- areia normal	$= 814,62 \text{ Kg/m}^3$
- brita Nº 1	$= 994,12 \text{ Kg/m}^3$
- água	$= 200,20 \text{ l/m}^3$
- fator água-cimento a/c	$= 0,58 \%$
- fator água-materiais secos A	$= 9,3 \%$

As características de cada material utilizado na dosagem são mostradas nas tabelas 3.2 a 3.4.

Finura	Resíduo retido na peneira normal de 0,075 mm de abertura = 3,55 %		
Pega	Início: 3h e 45min Fim : 8h e 35min		
Expansibilidade	A frio: 0,2 mm A quente (5 horas): 0,0 mm		
Resistência à Compressão	Argamassa normal plástica obtida com 0,481 cm <sup>3</sup> de água, por grama de cimento.	Idade (Dias)	Medida de 6 C.P. (Kgf/cm <sup>2</sup> )
		3	152
		7	205
		28	307

Tab. 3.2 - Característica do cimento

A mistura foi executada mecanicamente, por meio de uma betoneira de queda livre, conforme mostra a fig. 3.24. Sabe-se que esta betoneira não dá boa homogeneidade no concreto, mas é a normalmente usada em obras correntes, por isso optou-se por ela.

Na dosagem, todos os materiais foram medidos em peso, fig. 3.25; e a água em litros através de uma proveta, corrigindo as quantidades de agregado miúdo e da água, em função de determinações do teor de umidade dos agregados.

A trabalhabilidade do concreto era verificada através de ensaios de abatimento "slump test", realizado em cada betonada e procurou-se ter um abatimento numa faixa de 3,0 a 6,0 cm, fig. 3.26, que foi a trabalhabilidade considerada satisfatória para o concreto vibrado. O concreto usado no protótipo foi vibrado com um vibrador tipo mangote, para se obter um melhor adensamento.

Peneiras aberturas normais	76	50	38	25	19	9,5	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	0,15	S I A S	Módulo finura	φ <sub>max</sub> (mm)	Massa Esp. Abs.
	Material retido (Kg)																
							6,5	24,0	39,5	81,5	367,5	460,0	23,0	100,2	1,76	2,4	2,62
% em peso	Retido						1	2	4	8	37	46	2	100			
	Acumu- lado						1	3	7	15	52	98	100	176			

Tab. 3.3 - Características da areia

Peneiras aberturas normais	76	50	38	25	19	9,5	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	<	S I A I S	Módulo finura	φ Max (mm)	Massa Esp. Abs.
	50	38	25	19	9,5	4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	0,15					
Material retido (Kg)					271,0	315,5	5,0							591,5			
Retido					46	53	1							100			
% em Acumu- lado					46	99	100	100	100	100	100	100	100	100	745		

Tab. 3.4 - Características da brita



Fig. 3.24 - Betoneira utilizada para mistura



Fig. 3.25 - Dosagem realizada em peso



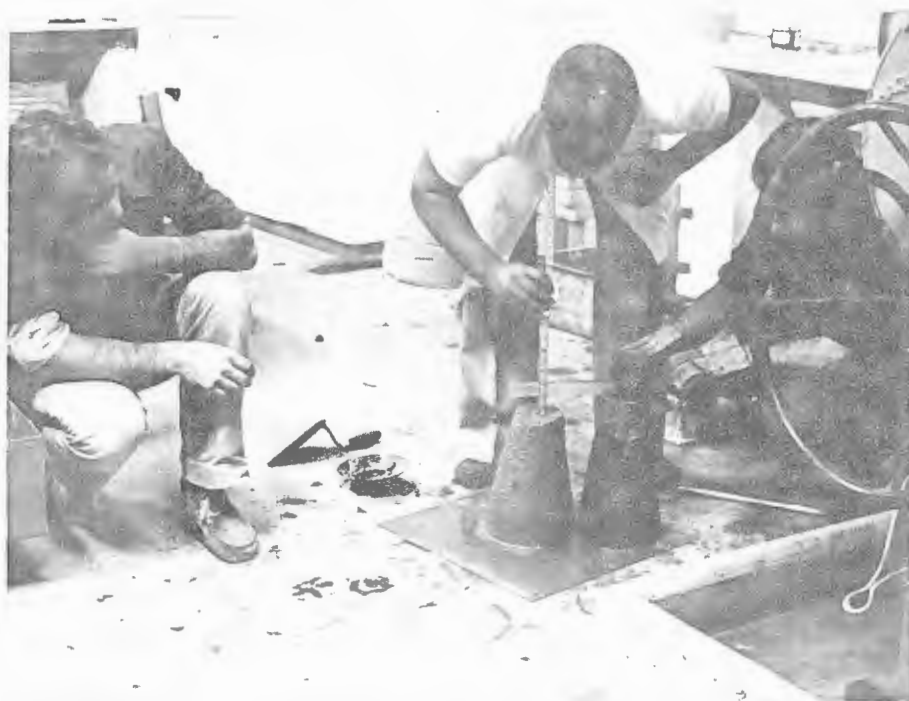


Fig. 3.26 - Ensaio de abatimento

A concretagem do protótipo foi dividida em duas etapas. Uma primeira etapa consistiu na concretagem das quatro sapatas e dos quatro pilares, já que o volume da mistura acrescida de 6 corpos de prova somava  $0,20 \text{ m}^3$ , foi executada em duas betonadas de  $0,10 \text{ m}^3$  cada, devido à capacidade da betoneira.

A segunda etapa, que consistia na concretagem das quatro vigas de contorno e da laje do protótipo, figs. 3.27 e 3.28, o volume da mistura somava  $1,670 \text{ m}^3$ , que foi dividido em 23 betonadas de  $0,073 \text{ m}^3$  cada uma.

Nesta etapa haviam três participantes encarregados da pesagem e da mistura dos materiais, um encarregado na execução dos corpos de prova e do "slump test", dois no transporte do concreto da betoneira até o protótipo, que

era feito em caixas de plástico de 0,40 x 0,60 x 0,26 m de tamanho, enquanto outros três encarregavam-se na deposição e no adensamento do concreto no protótipo.

A parte superior da laje foi adensada e nivelada com o auxílio de uma régua de alumínio tipo caixão de 0,04 x 0,08 m de dimensões externas.

Durante este processo, que durou aproximadamente cinco horas, foram moldados 26 corpos de prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, conforme mostra a fig. 3.29.

A tab. 3.5 nos dá os respectivos valores do "slump test" de cada betonada e o nº de corpos de prova que foram moldados.



Fig. 3.27 - Concretagem dos pilares

Nº BETONADA	"SLUMP TEST" (cm)	Nº CORPOS PROVA MOLDADOS
1 <sup>a</sup>	3,5	2
2 <sup>a</sup>	5,5	- 2
3 <sup>a</sup>	4,5	2
4 <sup>a</sup>	5,0	- 2
5 <sup>a</sup>	-	2
6 <sup>a</sup>	4,5	- 2
7 <sup>a</sup>	4,0	2
8 <sup>a</sup>	5,5	1
9 <sup>a</sup>	-	2
10 <sup>a</sup>	5,5	- 2
11 <sup>a</sup>	4,5	2
12 <sup>a</sup>	5,0	-
13 <sup>a</sup>	3,5	2
14 <sup>a</sup>	5,5	-
15 <sup>a</sup>	-	2
16 <sup>a</sup>	6,0	1
17 <sup>a</sup>	-	2
18 <sup>a</sup>	6,5	- 2
19 <sup>a</sup>	6,5	2
20 <sup>a</sup>	4,0	2
21 <sup>a</sup>	3,5	- 2
22 <sup>a</sup>	5,0	2
23 <sup>a</sup>	-	- 2

Tab. 3.5 - Resultados do "SLUMP TEST"



Fig. 3.28 - Concretagem da laje



Fig. 3.29 - Corpos de prova moldados

### 3.5. Cura.

O processo de cura foi realizado colocando-se sacos de aniação úmidos sobre toda a superfície da laje, conforme mostra a fig. 3.30. Este processo foi mantido durante os 10 primeiros dias.

Terminada a concretagem houve, durante a noite, uma queda brusca de temperatura, de aproximadamente  $10^{\circ}\text{C}$ , o que determinou o aparecimento de uma fissura visível na face superior da laje, ao longo da junção viga-laje, que após o processo de cura deixou de ser visível.

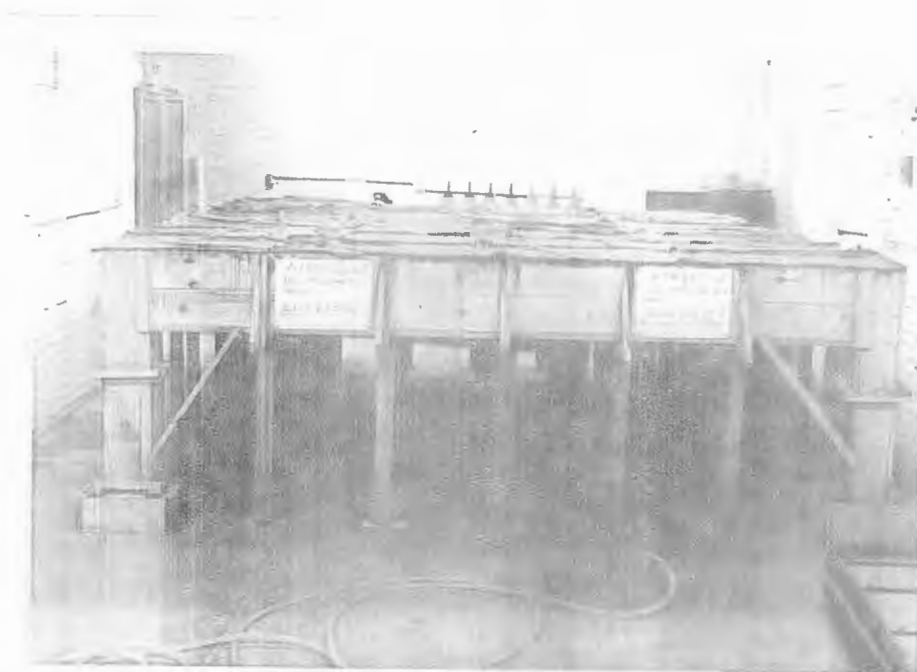


Fig. 3.30 - Processo de cura do concreto

### 3.6. Retirada das formas.

Quatorze dias ap<sup>o</sup>s o t<sup>er</sup>mino da concretagem, foram retiradas as formas das sapatas, pilares e laterais das vigas. Como foi utilizado desformante, a desforma n<sup>ao</sup> apresentou dificuldades, tendo ocorrido apenas pequenas quebras nos cantos dos pilares.

Aos vinte dias ap<sup>o</sup>s a concretagem, completou-se a desforma das partes inferiores das vigas e do fundo da laje. A superf<sup>ic</sup>ie externa da laje e vigas estava em perfeitas condi<sup>ç</sup>oes.

Para melhor visualizar as fissuras no concreto, durante o carregamento, foi dada uma dem<sup>ao</sup> de tinta cal branca em toda a superf<sup>ic</sup>ie externa do prot<sup>o</sup>tipo.

### 3.7. Dispositivo de carregamento do prot<sup>o</sup>tipo.

A carga atuante no prot<sup>o</sup>tipo da laje  $\bar{e}$  constitu<sup>id</sup>a de: peso pr<sup>o</sup>prio, carga acidental, revestimento e reboco, todas distribu<sup>id</sup>as uniformemente na superf<sup>ic</sup>ie da laje.

Existe uma grande dificuldade em se produzir uma carga perfeitamente uniforme e principalmente em ensaios desta natureza. A melhor maneira para simular este carregamento foi atrav<sup>es</sup> de peso em  $\bar{a}$ gua.

A vantagem da utiliza<sup>ç</sup>ao da  $\bar{a}$ gua  $\bar{e}$  que esta tem as seguintes caracter<sup>is</sup>ticas:

- precis<sup>ao</sup> na carga,
- facilidade de se chegar na carga prevista atrav<sup>es</sup> de v<sup>ar</sup>ios est<sup>ag</sup>ios de carregamento,
- facilidade de descarregamento,
- baixo custo.

Para este carregamento construiu-se uma estrutura

metálica constituída de quatro painéis forrados com compensado na parte interna, que montados formam uma piscina sem fundo, conforme mostra as figs. 3.31 e 3.32.

Tomando a forma interna da piscina, foi colocado uma lona plástica impermeável de 200 microns de espessura formando um reservatório. Para evitar o contato direto da lona com a superfície da laje, devido às imperfeições no concreto ou mesmo grãos de areia que poderia afetar na impermeabilidade da lona, colocou-se uma camada de espuma de 10 mm de espessura entre a superfície da laje do protótipo e a lona plástica.

Antes de montar a piscina sobre o protótipo foram feitos vários testes de carga com a provável carga que posteriormente seria aplicada ao protótipo da laje, fig.3.34, como foram constatadas deformações excessivas nos centros dos painéis de aço estes foram enrijecidos, através de tirantes de diâmetro  $\phi = 1/2"$ , tanto na parte superior como na inferior dos painéis.

Montada a estrutura da piscina sobre o protótipo, para melhor controlar os diversos níveis d'água, correspondentes aos diversos estágios de carregamento, montou-se um dispositivo especial, baseado no princípio dos vasos comunicantes, através do qual podiam-se ler os níveis d'água sobre uma escala graduada. Tal dispositivo mostra-se na fig. 3.33.

A entrada d'água foi feita através de duas mangueiras de diâmetro  $\phi = 1/2"$ , numa razão aproximada de  $1,6\text{m}^3/\text{h}$ , e o descarregamento também através de duas mangueiras de  $\phi = 7/8"$  de diâmetro, com vazão aproximadamente igual ao carregamento.

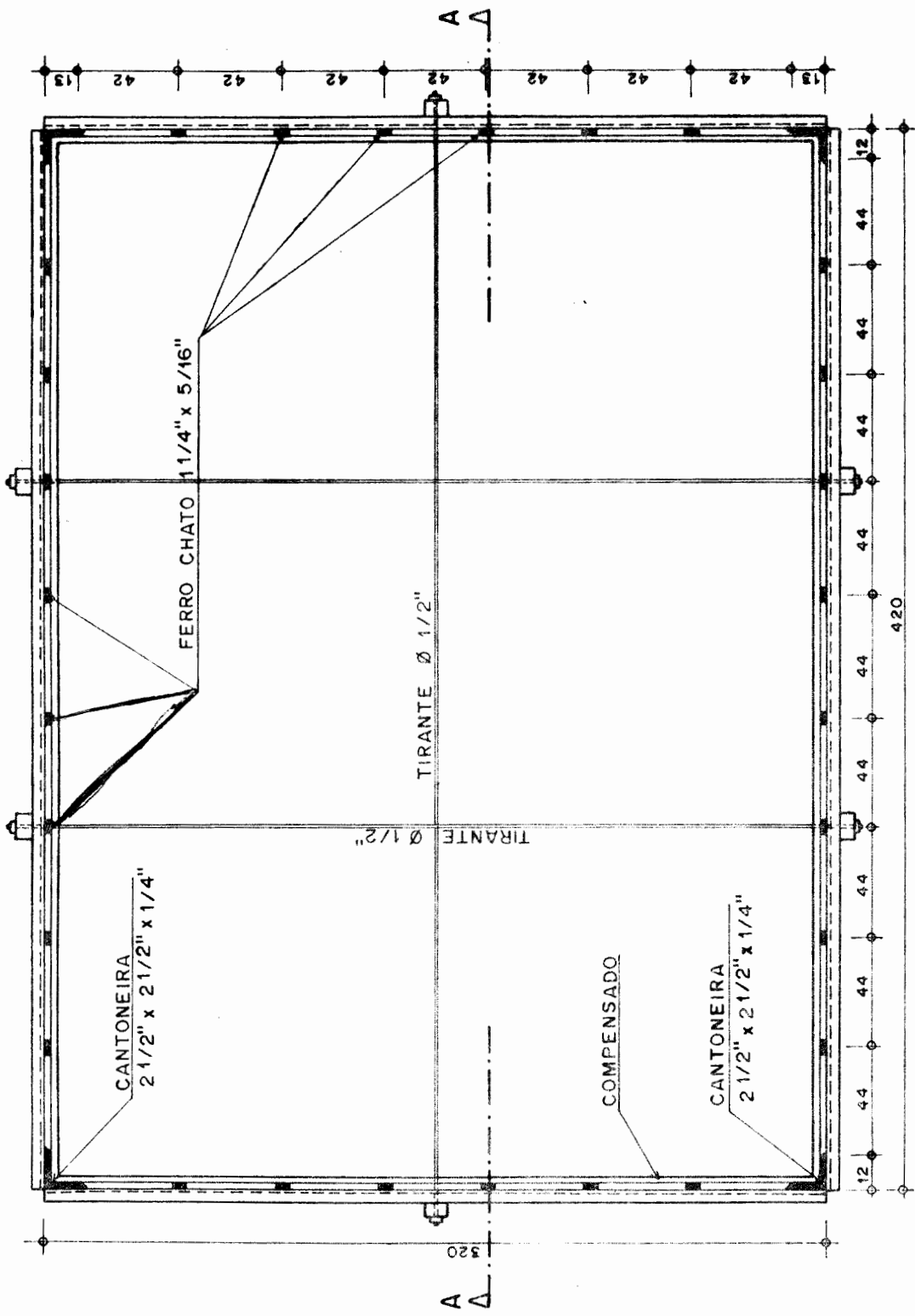


Fig. 3.31 - Planta baixa da piscina



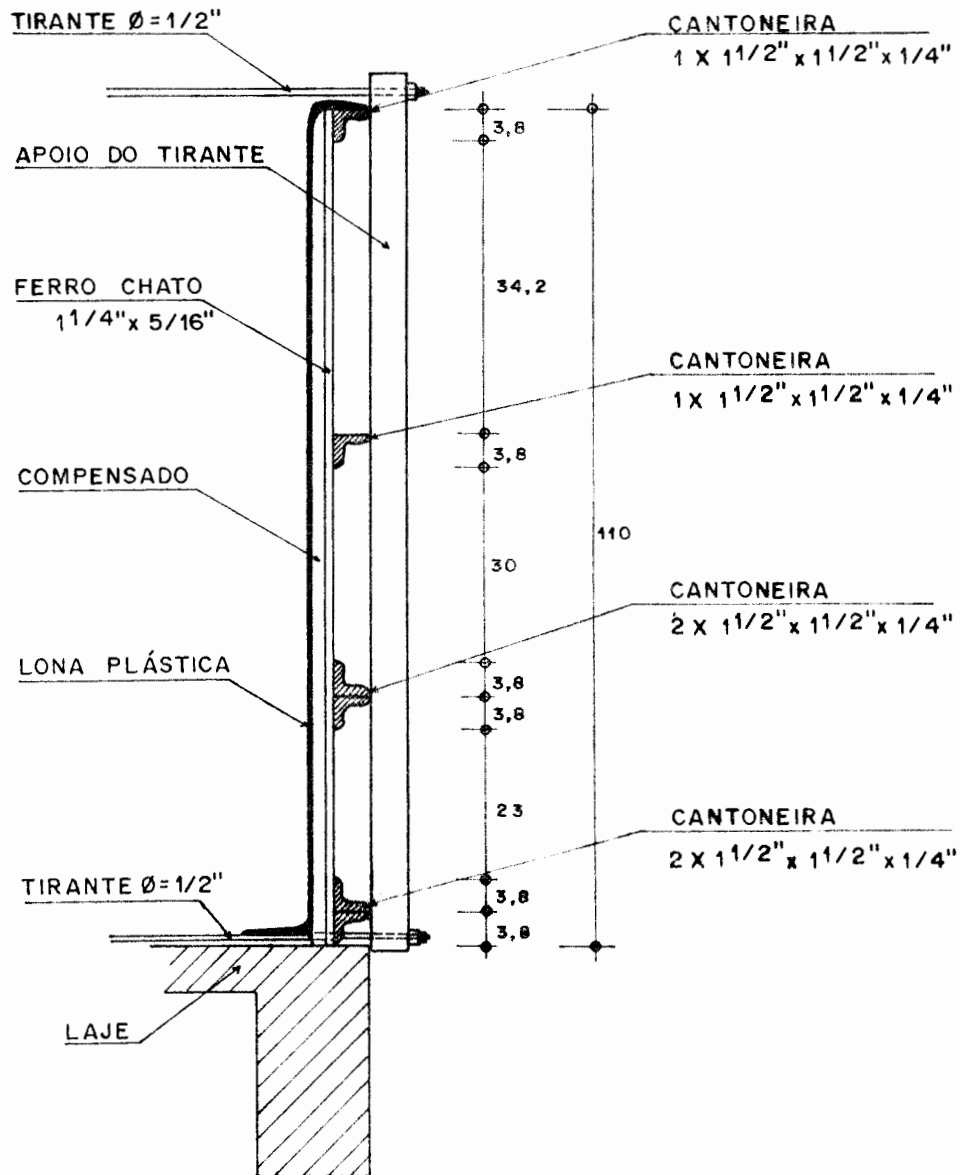


Fig. 3.32 - Corte A-A da piscina

### 3.8. Instrumentação do protótipo.

#### a) Deflectômetros

Com a finalidade de avaliar os deslocamentos do protótipo, na direção normal à superfície, foram colocados 23 deflectômetros. A disposição destes mostra-se na fig. 3.35, sendo que:

- 17 relógios na parte inferior da laje,
- 4 relógios nos centros das vigas de contorno,
- 2 relógios nas sapatas de apoio.

A fig. 3.36 mostra um detalhe da colocação de um deflectômetro na sapata e a fig. 3.37 mostra uma vista do conjunto dos deflectômetros no protótipo.

#### b) Clinômetros

Com a finalidade de medir os giros das vigas de contorno, colocaram-se 4 clinômetros nas faces laterais, conforme fig. 3.35.

Na fig. 3.38 tem-se um detalhe da colocação do aparelho na lateral da viga.

#### c) Elongômetros

As deformações dos pilares foram medidas em 16 pontos, conforme mostra a fig. 3.35.

Na fig. 3.39 mostra-se um detalhe da posição de leitura das deformações no pilar.

#### d) Strain Gages

Foram instrumentadas 3 barras da armadura, na direção do menor vão, com strain gages. A fig. 3.40 mostra as

barras prontas para serem colocadas no protótipo.

Para proteger os strain gages no interior da massa de concreto, usou-se um dispositivo conforme mostra a fig. 3.41, nos quais a proteção de borracha era um pedaço de mangueira transparente.

A fig. 3.35 mostra a posição das barras no protótipo e a fig. 3.42 tem-se uma barra da armadura instrumentada na sua posição no protótipo.



Fig. 3.33 - Dispositivo de leitura dos níveis d'água

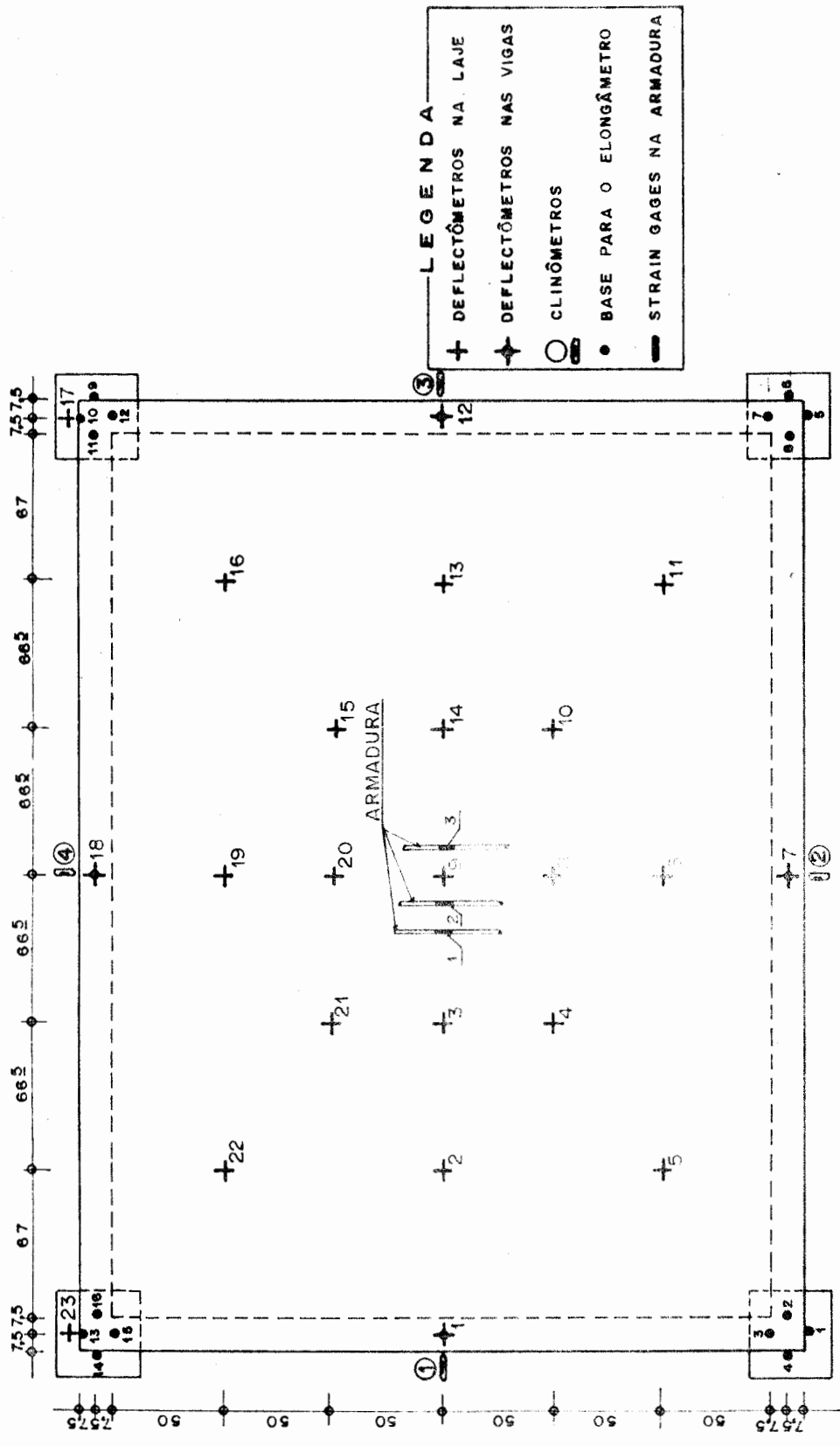


Fig. 3.35 - Posição dos Deflectômetros, Clinômetros, Elongômetros e Strain Gages no protótipo



Fig. 3.34 - Prova de carga na piscina



Fig. 3.36 - Detalhe da colocação do deflectômetro na sapata



Fig. 3.37 - Conjunto dos deflectômetros no protótipo



Fig. 3.38 - Detalhe da colocação do clinômetro na lateral da viga

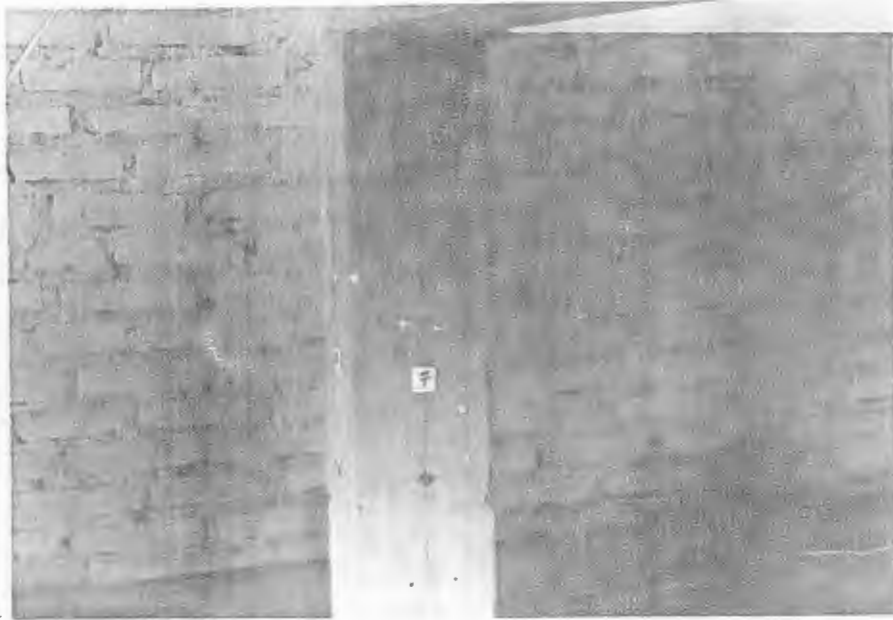


Fig. 3.39 - Posição da leitura  
do elongômetro

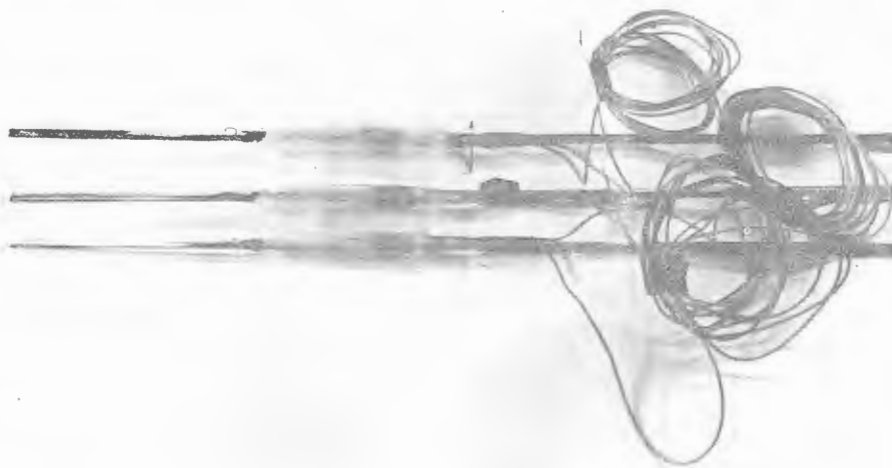


Fig: 3.40 = Barras da armadura instrumentadas  
com strain gages

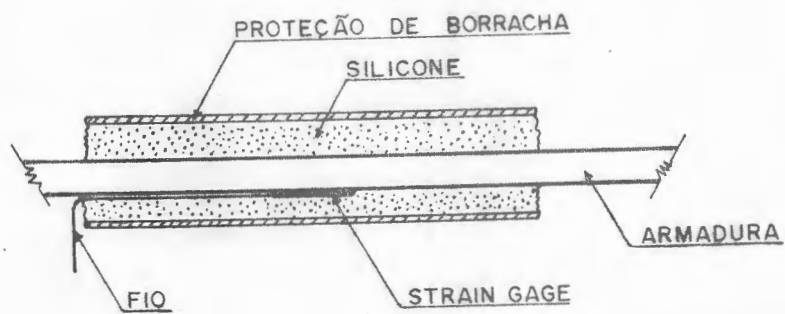


Fig. 3.41 - Dispositivo de proteção dos Strain Gages



Fig. 3.42 - Barra da armadura instrumentada no protótipo



CAPÍTULO 4

ENSAIOS PRELIMINARES  
E EQUIPAMENTOS.

#### 4. ENSAIOS PRELIMINARES E EQUIPAMENTOS.

Neste capítulo faz-se uma descrição dos ensaios complementares necessários para a determinação das propriedades fundamentais do concreto utilizado na construção do protótipo, isto é: resistência à compressão simples, resistência à compressão diametral, módulo de deformação longitudinal e transversal e o peso específico do concreto.

Também descreve-se o dispositivo de medida das deformações verticais e do carregamento da laje, como também os equipamentos de medição utilizados no ensaio do protótipo.

##### 4.1. Dispositivo de medidas das deformações verticais.

As medidas das deformações verticais do protótipo foram determinadas por intermédio de um dispositivo constituído das seguintes partes, conforme mostra a fig. 4.1:

- a) um puxador, que foi fixado na armadura antes da concretagem, nos pontos onde seriam determinados os deslocamentos,
- b) um arame de aço CORDA-DE-PIANO com diâmetro de 0,6 mm, tendo em cada uma das extremidades um puxador,
- c) um peso cilíndrico de 5 Kg, fixo em sua parte superior um gancho e na parte inferior um parafuso milimétrico com autonomia de curso de 2 cm, fig. 4.2,
- d) um deflectômetro,
- e) uma base de concreto em forma de tronco-piramidal, que serve de apoio ao deflectômetro, fig. 4.3,

Com este dispositivo assegura-se que a leitura no deflectômetro corresponda ao deslocamento a medir no

protótipo nos pontos fixados. Na fig. 4.4, mostram-se os dispositivos de medidas montados no protótipo.

Com a finalidade de linearizar o arame, ou seja, eliminar suas deformações transversais, este foi pré-estricado por intermédio de um peso de 10 Kg, conforme mostra a fig. 4.5, antes de ser montado no dispositivo de medida.

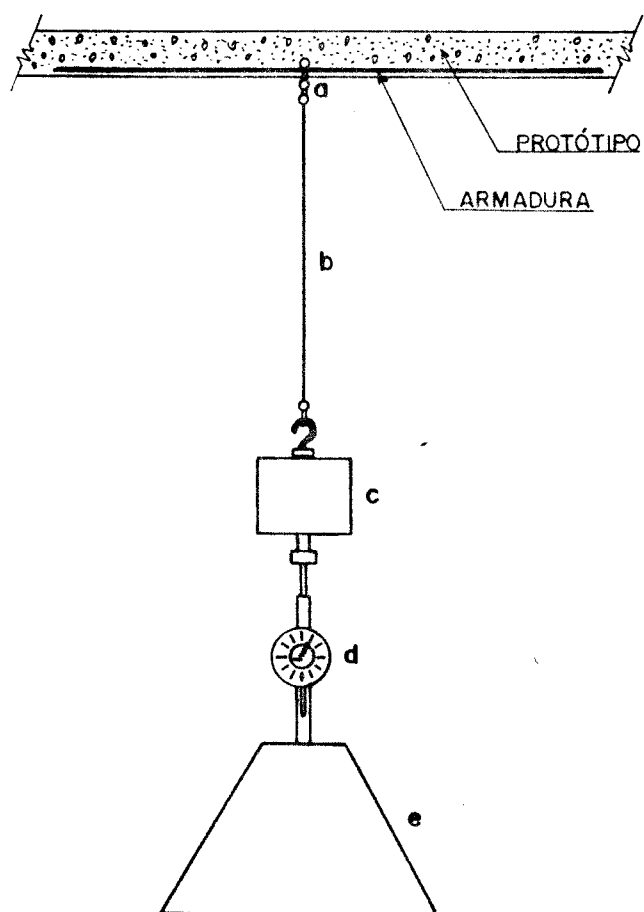


Fig. 4.1 - Esquema do dispositivo de medidas



Fig. 4.2 - Detalhe do peso de 5 Kg utilizado no dispositivo de medida

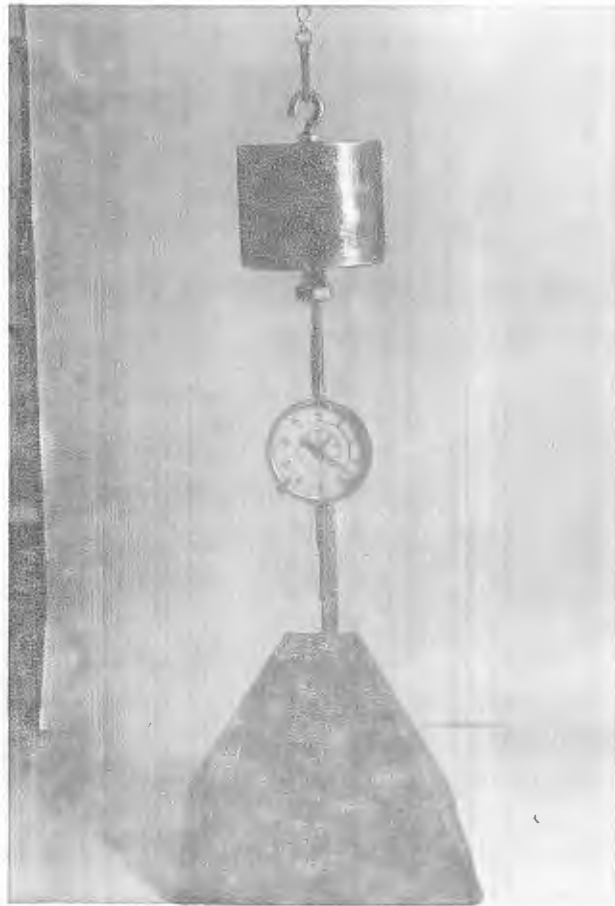


Fig. 4.3 - Vista do dispositivo montado



Fig. 4.4 - Dispositivos de medidas montados no protótipo



Fig. 4.5 - Linearização dos arames

Em ensaios realizados para verificar a influência da temperatura na variação do comprimento do arame, confirmou-se aproximadamente o valor teórico de  $1,36 \times 10^{-2} \text{ mm } ^\circ\text{C}^{-1} \text{ m}^{-1}$ , obtido da equação:

$$L = L_0 (1 + 13,6 \times 10^{-6} \Delta T) \quad 4.1 (a)$$

No dispositivo de medida usado, tendo o arame um comprimento inicial  $L_0 = 0,40 \text{ m}$  e para uma variação máxima de temperatura  $\Delta T = 5^\circ\text{C}$ , resulta em um acréscimo no comprimento do arame de  $2,72 \times 10^{-2} \text{ mm}$ , para o qual o erro máximo cometido nas leituras atinge a 2%, sendo o mesmo desprezado.

#### 4.2. Ensaios realizados no concreto.

Para o concreto utilizado na execução do protótipo foram executados os seguintes ensaios: compressão simples, compressão diametral, módulo de deformação longitudinal e transversal e tração na flexão. Na tab. 4.1 fornece-se para cada tipo de ensaio o número e a idade dos corpos de prova.

Elemento Estrut.	Nº corpos de prova	Idade (dias)	Compressão simples	Compressão Diametral	Módulo Deformação	Tração Flexão
Sapatas e Pilares	6	28	6			
Vigas e Laje	25	14	2	2		
		27	1	1		
		28	4	4		
		29			4	
		147	3	3	1	
Moldagem Adicional	11	28	4	4		1
		31			2	

Tab. 4.1 - Ensaios realizados no concreto

#### 4.2.1. Compressão simples.

Foram ensaiados à compressão simples 27 corpos de prova, em diferentes idades, dos quais 7 foram relativos aos ensaios para a determinação do módulo de deformação. Nas tabs. 4.2 à 4.4 encontram-se os resultados obtidos nos ensaios e os mesmos estão comparados no gráf. 4.1, com duas curvas de resistência do concreto em função da idade, conforme tabs. 4.5 e 4.6 fornecidas pelo CEB<sup>(30)</sup> e por Petersons<sup>(30)</sup>, respectivamente.

Elemento Estrutural	Idade (Dias)	Resist. à Compressão (Kgf/cm <sup>2</sup> )
Sapatas e Pilares	28	212
	28	209
	28	192
	28	203
	28	191
	28	269

Tab. 4.2 - Ensaios à compressão simples



Elemento Estrutural	Idade (Dias)	Resist. à Ruptura (Kgf/cm <sup>2</sup> )
Vigas e Lajes	14	141
	14	134
	21	164
	21	166
	27	210
	28	211
	28	208
	28	157
	28	216
	29 (M.D.)	219
	29 (M.D.)	232
	29 (M.D.)	224
	29 (M.D.)	238
	147	324
	147	318
	147	337
147 (M.D.)	339	

M.D. = resultado do ensaio do Módulo de Deformação

Tab. 4.3 - Ensaio à compressão simples

Elemento Estrutural	Idade (Dias)	Resist. à Compressão (Kgf/cm <sup>2</sup> )
Moldagem Adicional	28	204
	28	225
	28	230
	28	231
	31(M.D.)	241
	31(M.D.)	243

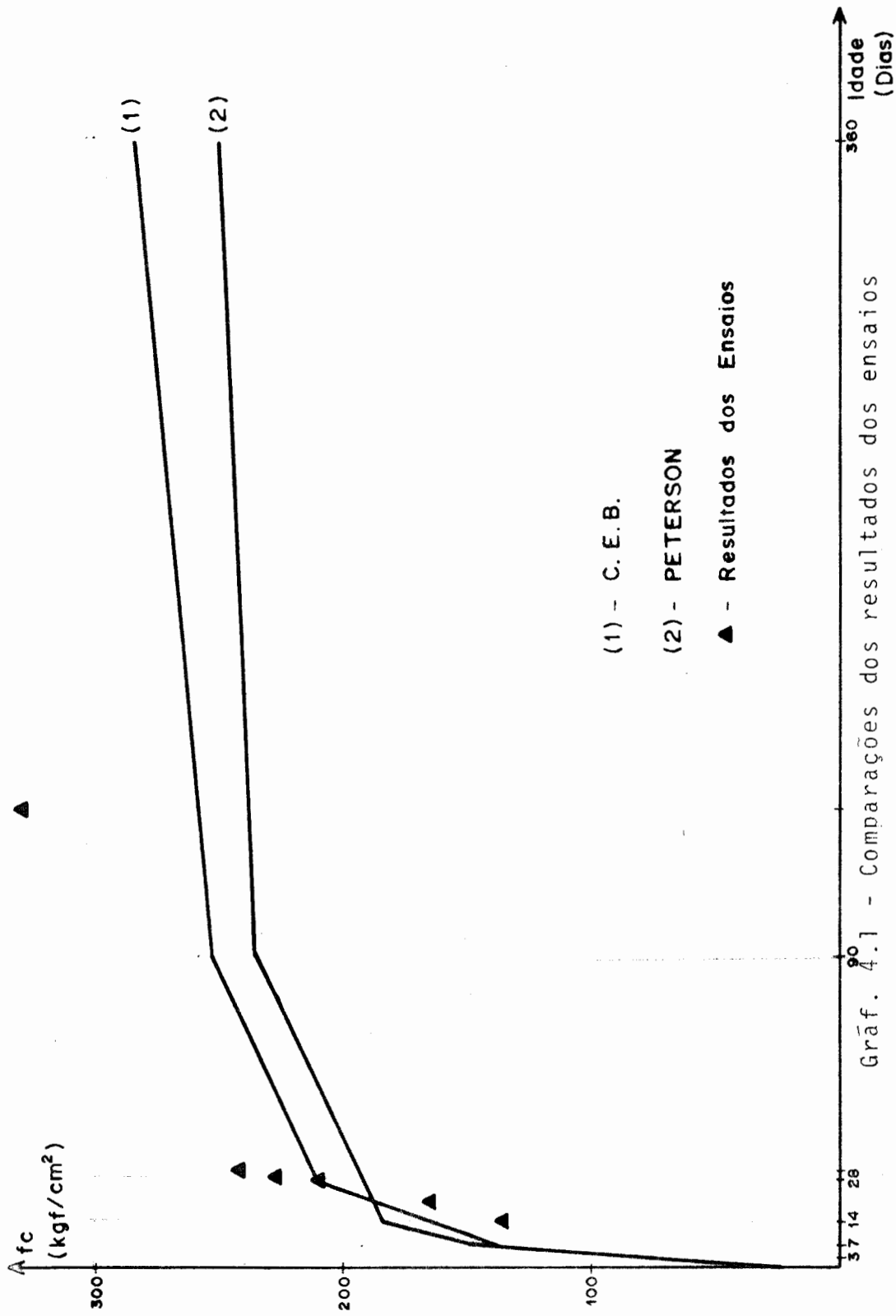
Tab. 4.4 - Ensaio à compressão simples

Tipo Cimento	Resistência Relativa				
	3 Dias	7 Dias	28 Dias	90 Dias	360 Dias
Normal	0,40	0,65	1,00	1,20	1,35

Tab. 4.5 - Influência da idade na resistência à compressão, segundo o CEB

Tipo Cimento	Resistência Relativa					
	7 Dias	14 Dias	28 Dias	3 Meses	1 Ano	> 2 Anos
Normal	0,70	0,88	1,00	1,12	1,18	1,20

Tab. 4.6 - Influência da idade na resistência à compressão, segundo Petersons



(1) - C. E. B.

(2) - PETERSON

▲ - Resultados dos Ensaios

Gráf. 4.1 - Comparações dos resultados dos ensaios  
à comp. simples em função da idade

#### 4.2.1.1. Valor característico da resistência do concreto.

Como por hipótese a resistência do concreto tem uma distribuição normal, fig. 4.6, uma primeira idéia seria tomar a resistência média  $f_{cj}$ . É fácil ver que este valor não caracteriza a resistência, pois num ensaio de vários corpos de prova, metade deles terão resistência inferior e metade superior a  $f_{cj}$ .

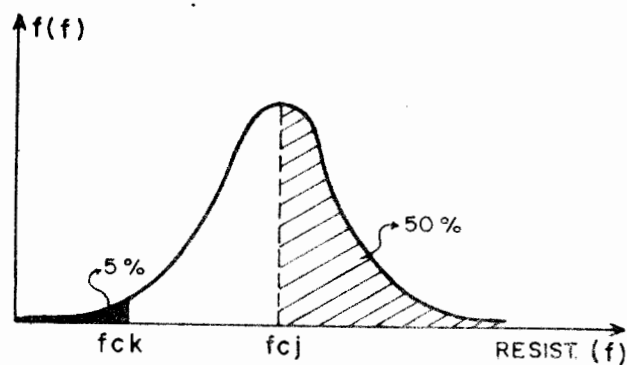


Fig. 4.6 - Distribuição normal

Se tomarmos um valor menor de  $f_{ck}$ , correspondente a um quantil de 5%, 95% dos corpos de prova terão resistência superior a  $f_{ck}$  e somente 5% terão resistência menor ou igual.

Para o quantil de 5%, considerando a distribuição normal, a resistência característica do concreto é definida:

$$f_{ck} = f_{cj} - 1,65 \delta \quad 4.2.1.1 (a)$$

Para o caso do protótipo, considerou-se para o cálculo da resistência característica os corpos de prova rompidos à compressão simples, compreendidos na idade de 27 a 31 dias, pois os primeiros ensaios realizados no protótipo foram em média executados nesta faixa de idade. Os resultados encontrados estão transcritos a seguir:

- $f_{cj} = 217,38 \text{ kgf/cm}^2$
- $\delta = 23,05 \text{ Kgf/cm}^2$
- $f_{ck} = 180,00 \text{ Kgf/cm}^2$

Nas figs. 4.7 e 4.8, mostram-se ensaios à compressão simples de 2 corpos de prova.

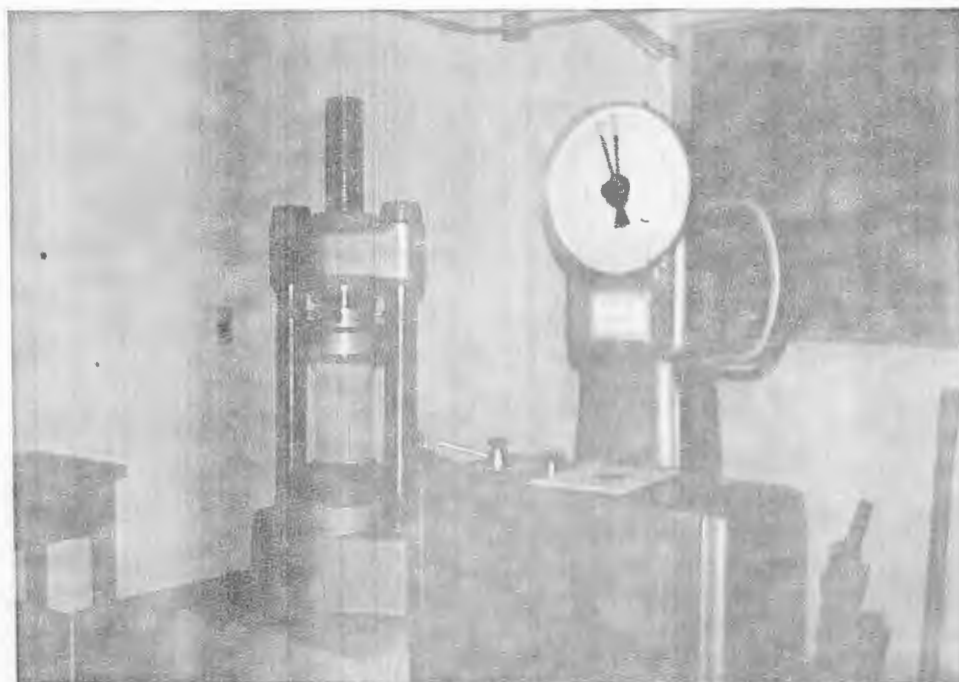


Fig. 4.7 - Ensaio de compressão simples



Fig. 4.8 - Corpo de prova rompido

#### 4.2.2. Ensaio brasileiro.

Foram ensaiados à compressão diametral 12 corpos de prova cilíndricos de diâmetro  $D = 15 \text{ cm}$  e altura  $l = 30 \text{ cm}$ , em diferentes idades, submetidos a fendilhamento, conforme figs. 4.9 e 4.10, pela aplicação de forças segundo duas geratrizes diametralmente opostas, cujos resultados encontram-se na tab. 4.7.

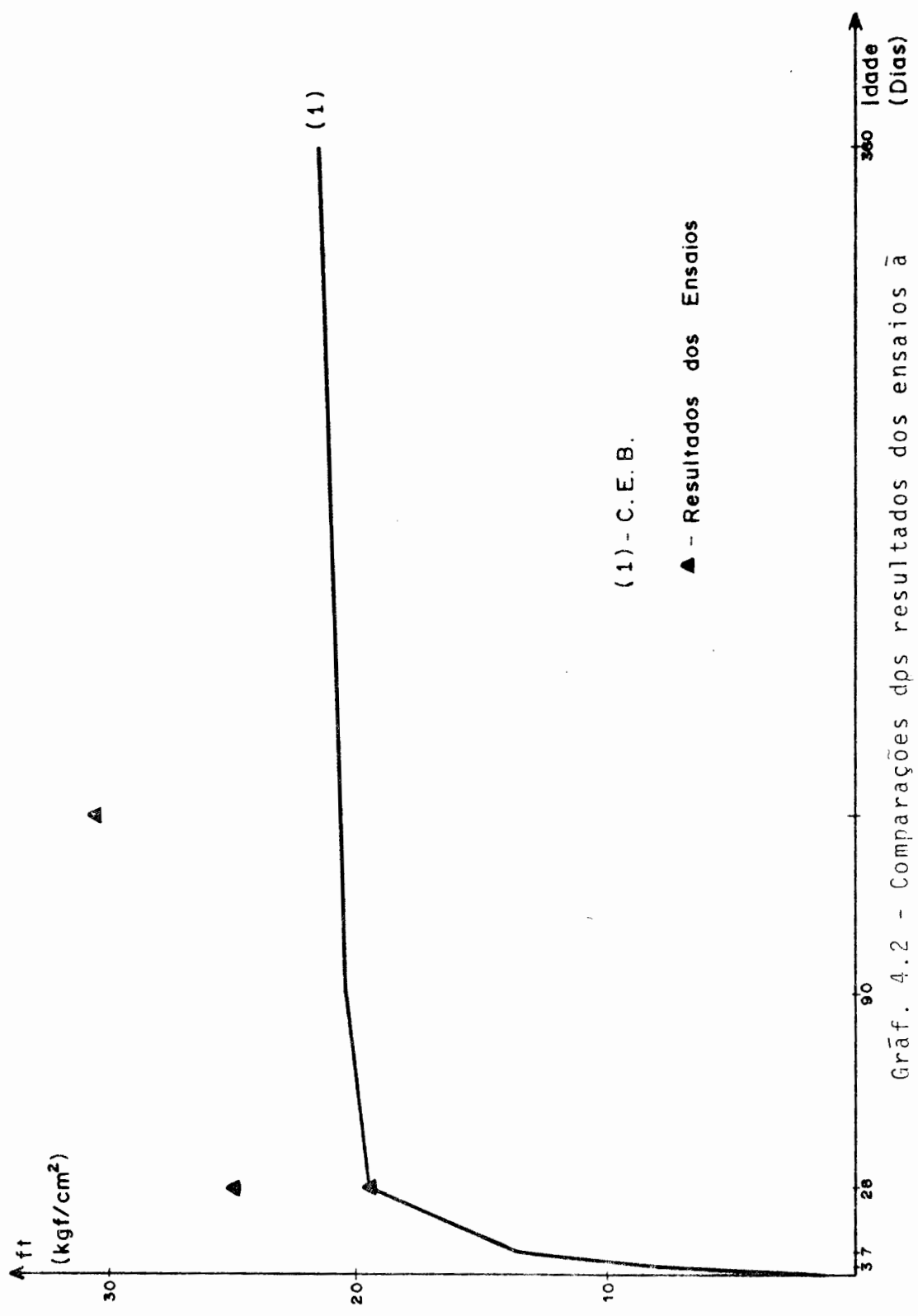
Elemento Estrutural	Idade (Dias)	Resistência $f_{tj}$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )
Vigas e Lajes	27	25,0
	28	19,4
	28	17,8
	28	17,1
	28	18,0
	147	29,3
	147	29,4
	147	32,7
Moldagem Adicional	28	19,4
	28	22,5
	28	18,0
	28	23,3

Tab. 4.7 - Ensaio à compressão diametral

No grãf. 4.2, comparou-se os resultados obtidos para a resistência do concreto à compressão diametral, em função da idade, conforme tab. 4.8, dada pelo CEB<sup>(35)</sup>.

Tipo de Cimento	Resistência Relativa				
	3 Dias	7 Dias	28 Dias	90 Dias	360 Dias
Normal	0,40	0,70	1,00	1,05	1,10

Tab. 4.8 - Influência da idade na resistência do concreto à compressão diametral



Gráf. 4.2 - Comparações dos resultados dos ensaios à compressão diametral em função da idade





Fig. 4.9 - Ensaio brasileiro

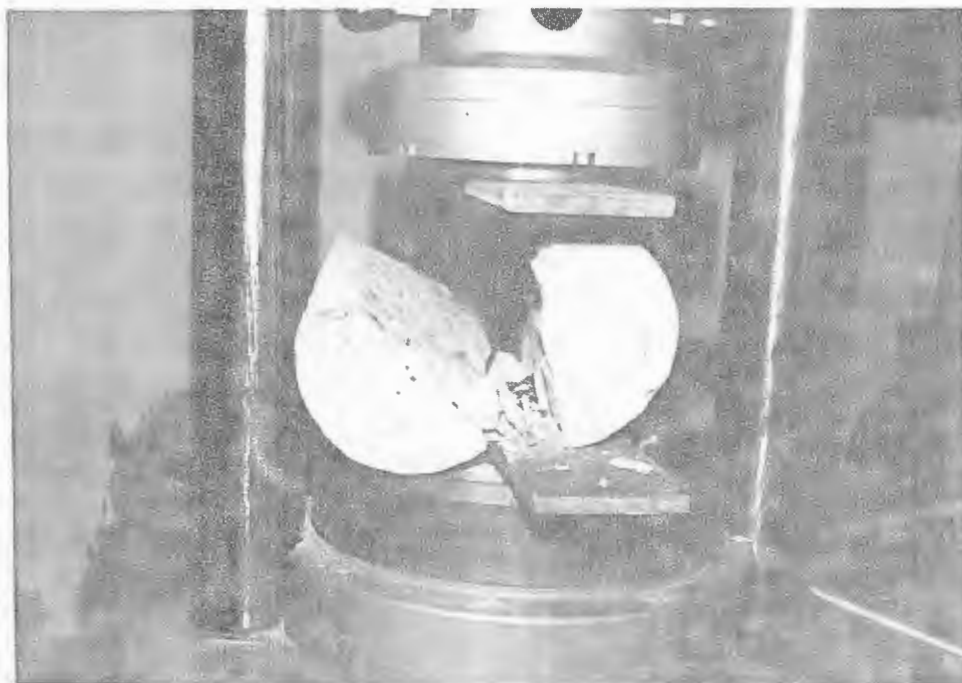


Fig. 4.10 - Corpo de prova rompido

#### 4.2.2.1 - Resistência característica do concreto à compressão diametral

Para o quantil de 5%, conforme o item 4.2.1.1, a resistência do concreto à compressão diametral  $\bar{e}$ , definida:

$$f_{tk} = f_{tj} - 1,65 \delta \quad 4.2.2.1 (a)$$

Para o cálculo do valor característico, considerou-se os corpos de prova rompidos aos 28 dias, cujos resultados estão transcritos a seguir:

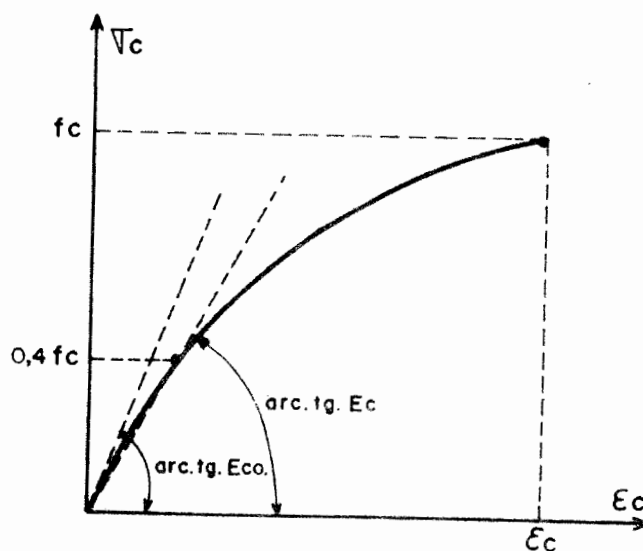
- $f_{tk} = 19,44 \text{ Kgf/cm}^2$
- $\delta = 2,28 \text{ Kgf/cm}^2$
- $f_{tk} = 15,70 \text{ Kgf/cm}^2$

#### 4.2.3. Módulo de deformação - curva tensão deformação

Para a determinação do módulo de deformação do concreto utilizado no protótipo, foram ensaiados 7 corpos de prova, em diferentes idades.

A curva tensão deformação foi obtida através de ensaios de curta duração, cujo tempo total de carregamento para cada corpo de prova foi na ordem de 30 minutos.

O ensaio constituiu-se na utilização de corpos de prova de diâmetro  $D = 15$  cm e altura  $l = 30$  cm, instrumentados com strain gages, colocados nas posições indicadas nas figs. 4.11 e 4.12, onde era aplicada uma carga axial, através de uma prensa de velocidade de carregamento controlada, sendo lidas as deformações específicas, conforme mostra a fig. 4.13. Foram obtidos os diagramas conforme mostra o gráf. 4.3.



Gráf. 4.3 - Curva tensão deformação do concreto

A partir do diagrama podem ser definidos os seguintes valores:

$E_{c0}$  = módulo de deformação inicial, correspondente à tangente do diagrama  $(\sigma, \epsilon)$  na origem do sistema de coordenadas.

$E_c$  = módulo de deformação secante, correspondente à tensão no concreto na razão de 40% da tensão de ruptura.

Para o caso do protótipo, considerou-se o módulo de deformação secante, tirado da relação:

$$E_c = \left( \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \right) \sigma_c = 0,4 f_c \quad 4.2.3 (a)$$

As curvas obtidas nestes ensaios encontram-se nos gráfs. 4.4 a 4.10 e os valores obtidos estão contidos na tab. 4.9.

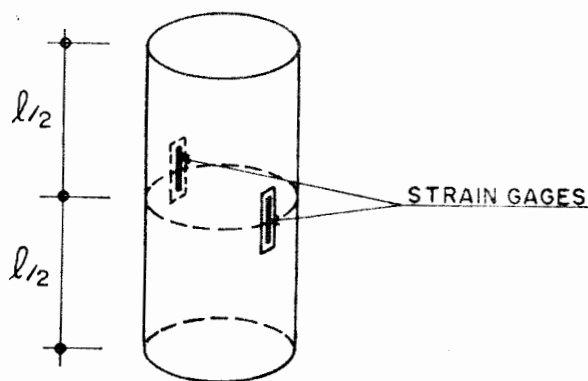


Fig. 4.11 - Posição dos Strain Gages para a det. mod. deformação longitudinal

C.P.	Idade (Dias)	Tensão Ruptura $f_c$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	0,4 $f_c$ (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Deform. ( $\times 10^{-6}$ )	Módulo de Deformação (Kgf/cm <sup>2</sup> )
1	29	238	95,2	294,0	323.809
2	29	219	87,6	349,0	251.003
3	29	224	89,6	381,9	234.616
4	29	232	92,8	328,6	282.410
5	31	243	97,2	358,3	271.281
6	31	241	96,4	325,9	295.796
7	147	339	135,6	290,5	466.781

Tab. 4.9 - Valores do módulo de deformação longitudinal do concreto



Fig. 4.12 - Corpos de prova prontos para ensaiar

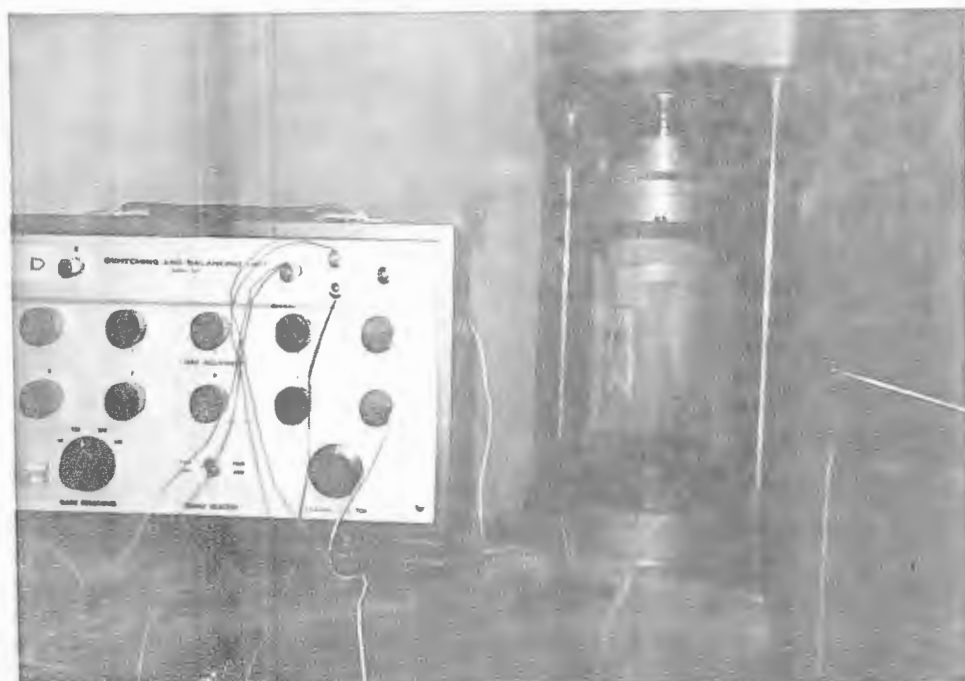
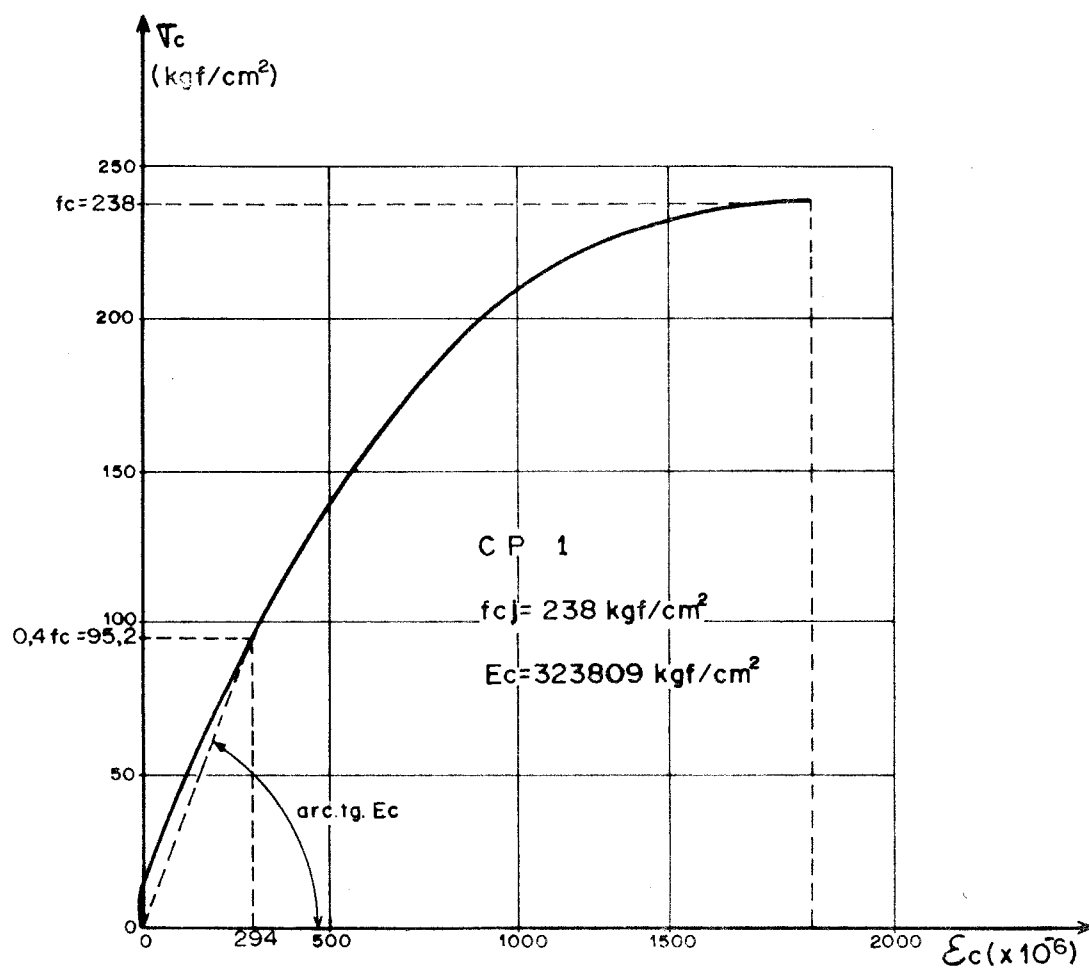
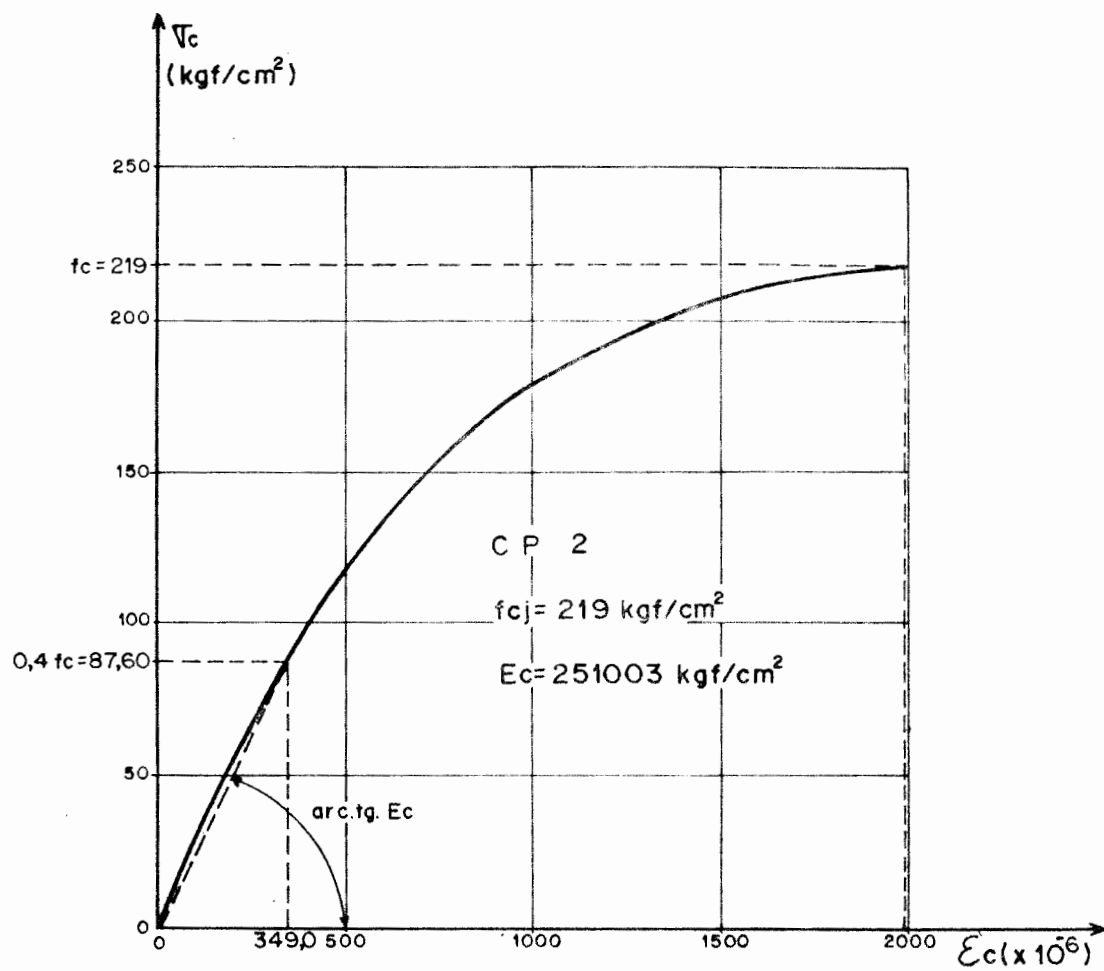


Fig. 4.13 - Ensaio do m3dulo de deformação

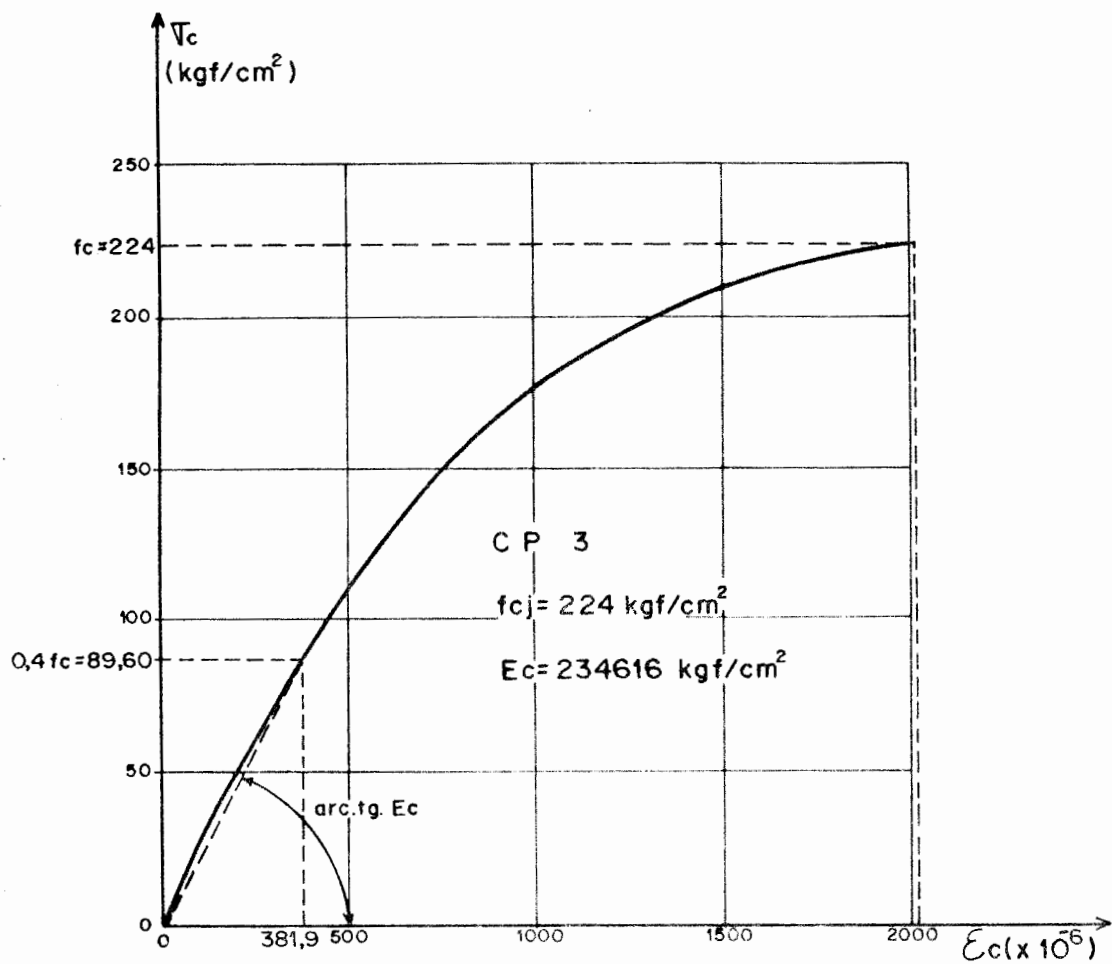


Gráf. 4.4 - Curva tensão deformação do concreto para det. mód. deformação long.

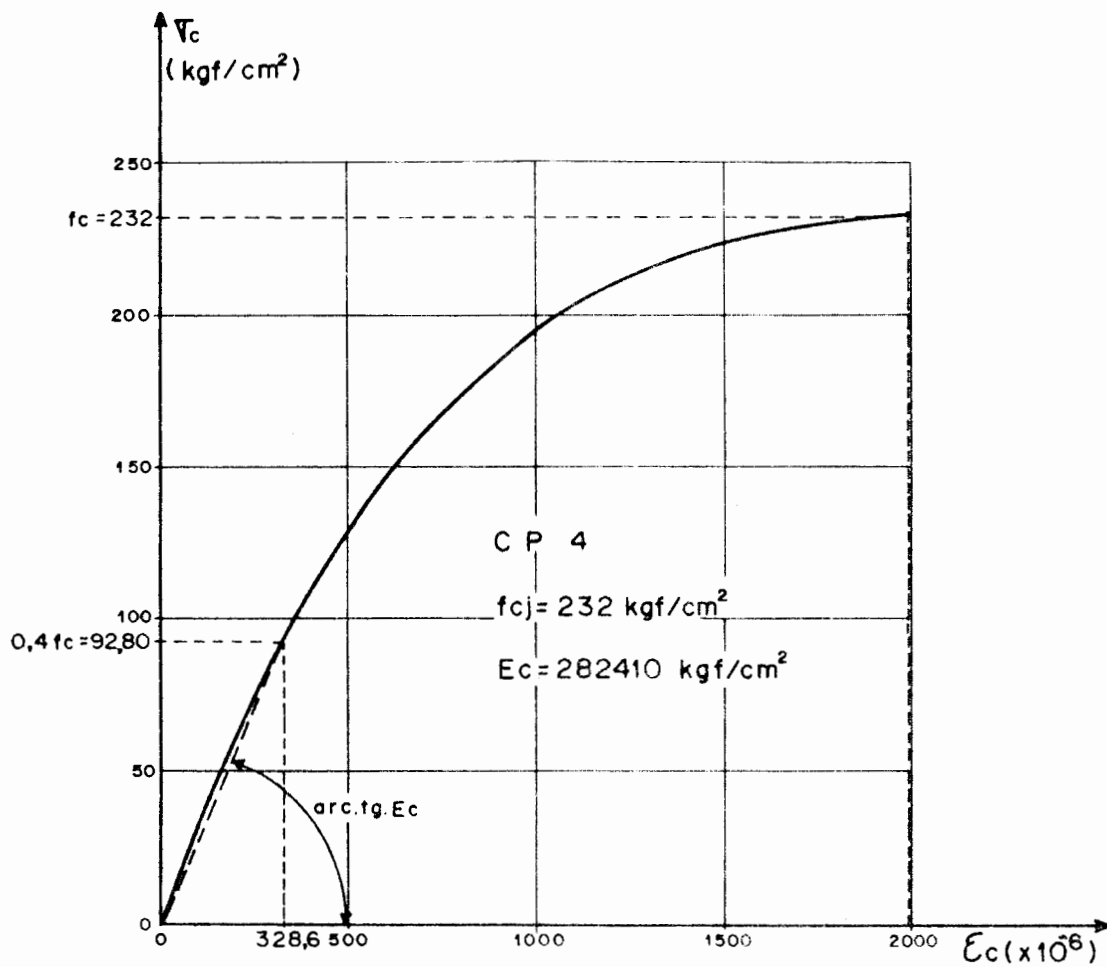


Gráf. 4.5 - Curva tensão deformação do concreto para det. m̄d. deformação long.

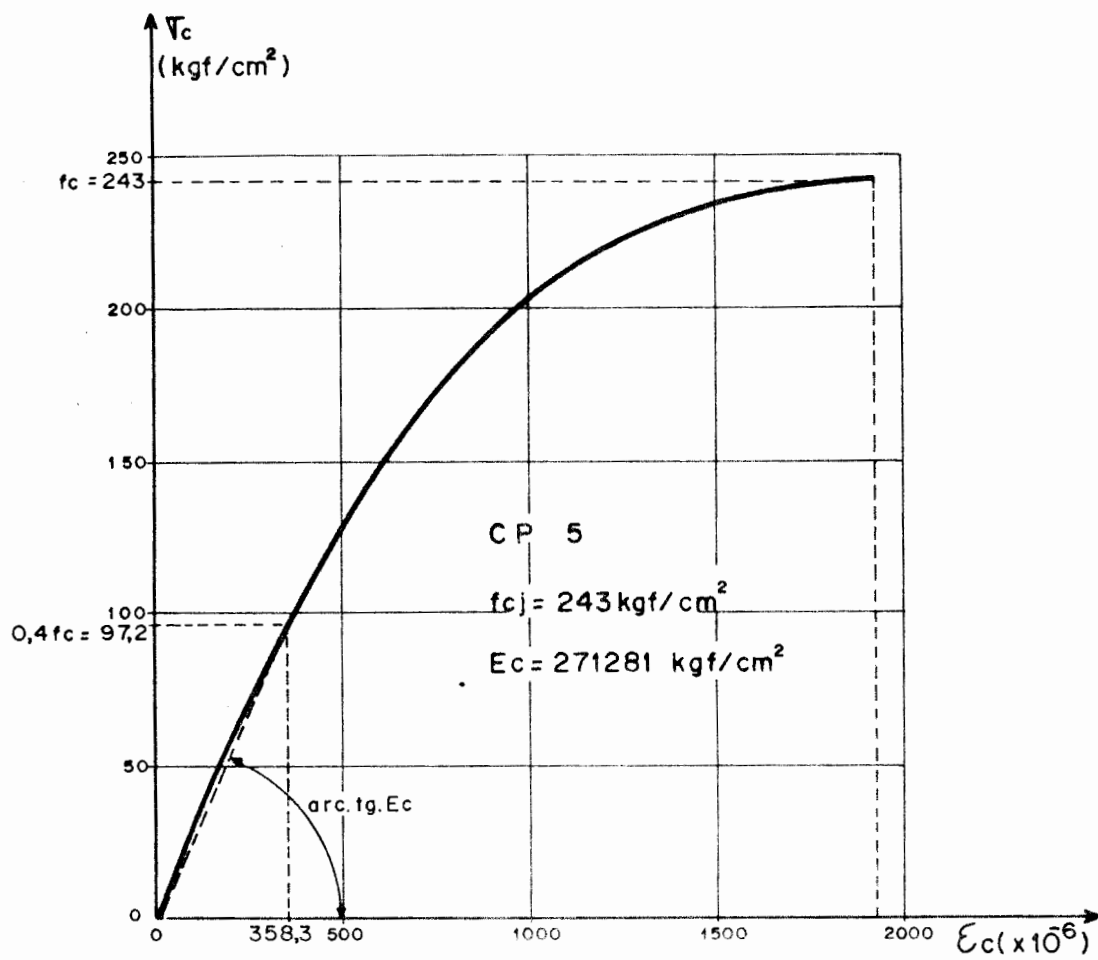




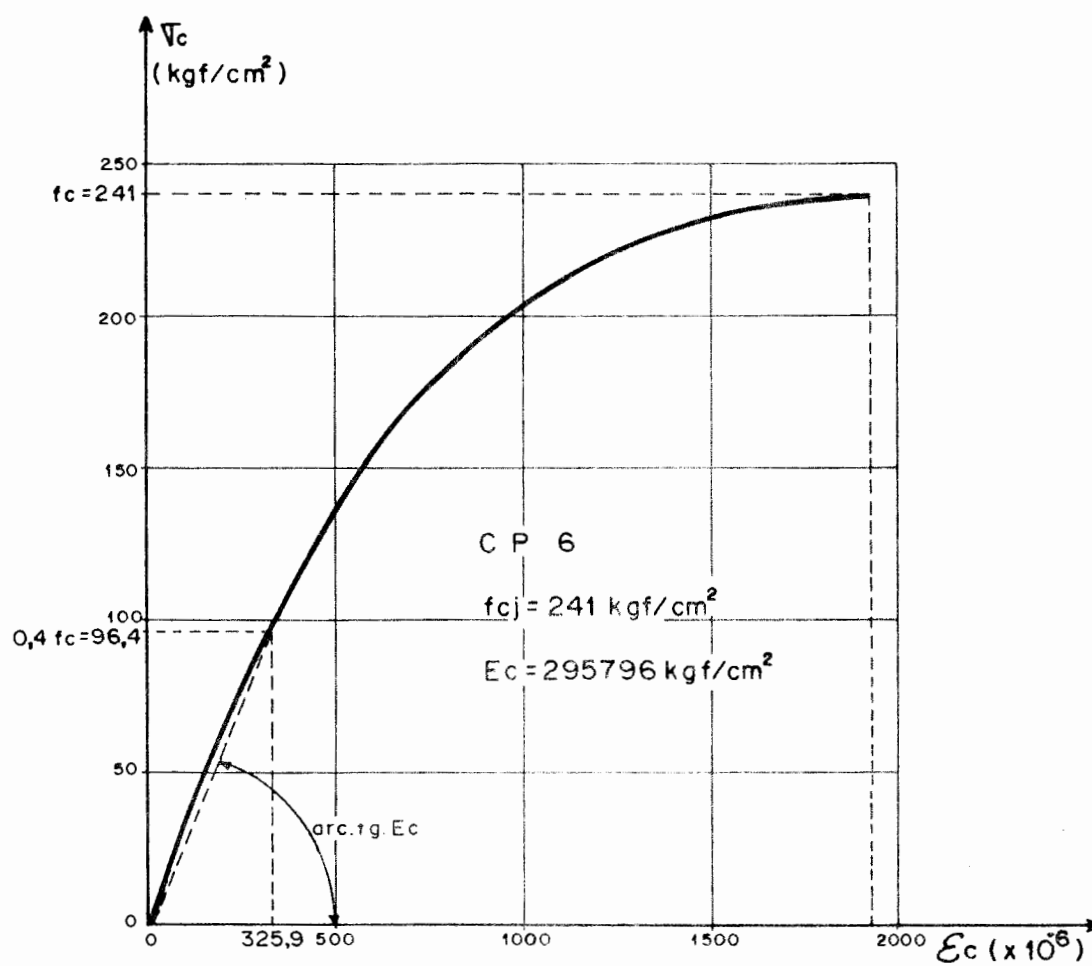
Gráf. 4.6 - Curva tensão deformação do concreto para det. mód. deformação long.



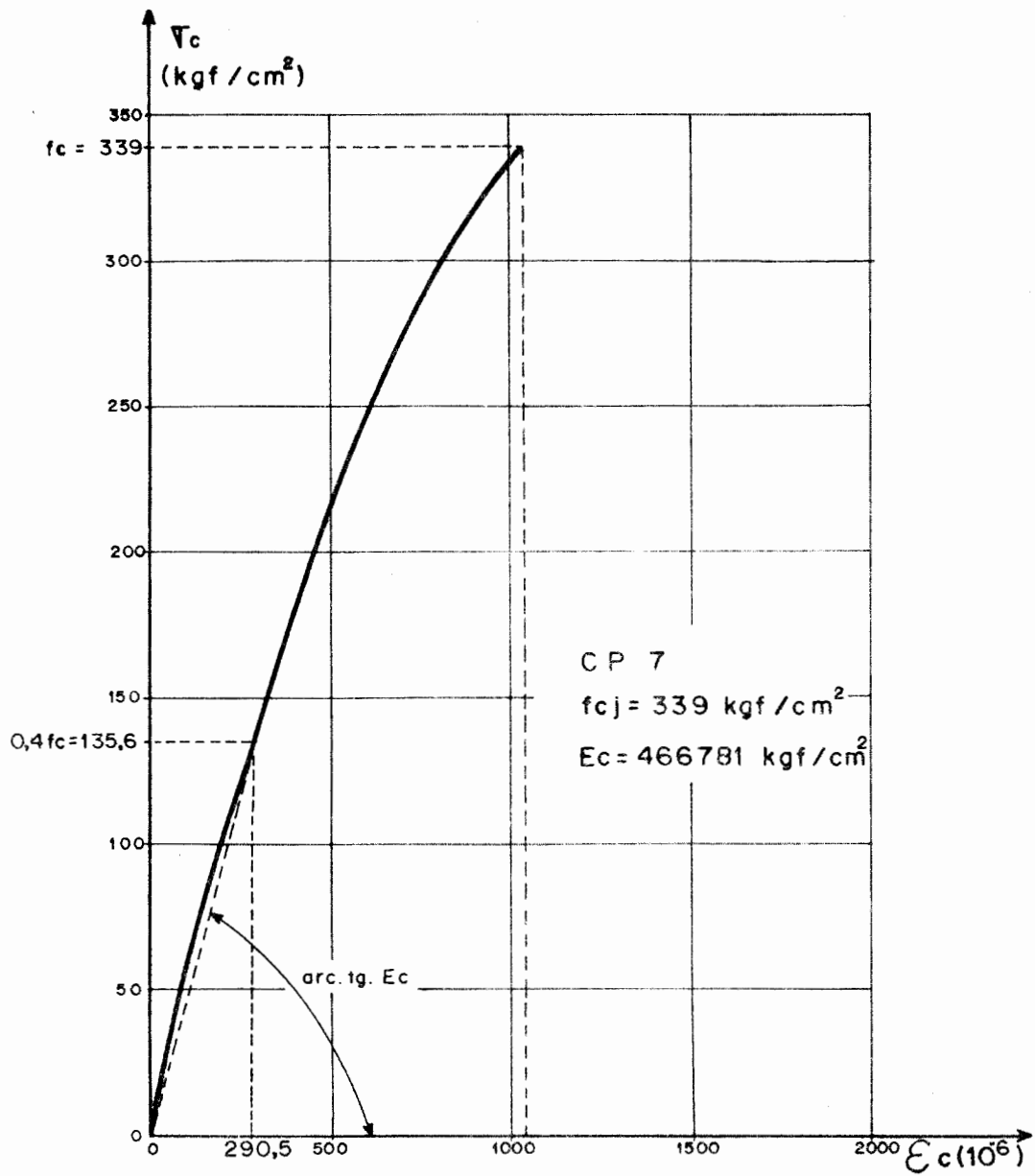
Gráf. 4.7 - Curva tensão deformação do concreto para det. m̄d. deformação long.



Gráf. 4.8 - Curva tensão deformação do concreto para def. mód. deformação long.



Gráf. 4.9 - Curva tensão deformação do concreto para det. mód. deformação long.



Gráf. 4.10 - Curva tensão deformação do concreto para det. mód. deformação long.

#### 4.2.4. Coeficiente de Poisson.

Os corpos de prova de números 2, 3 e 7 da tab. 4.9 foram instrumentados com quatro strain gages, colocados nas posições indicadas na fig. 4.14, para a determinação do coeficiente de Poisson.

Estes corpos de prova foram ensaiados conforme descrito no item 4.2.3 e determinaram-se os valores dos módulos de deformação longitudinal e transversal para uma tensão no concreto correspondente a 40% da tensão de ruptura, conforme mostra os gráfs. 4.11 a 4.13.

Na tab. 4.10 está contido os valores dos módulos de deformação longitudinal e transversal, bem como o correspondente valor do coeficiente de Poisson para cada corpo de prova ensaiado.

Nº C.P.	Idade (Dias)	Mod. Def. Long. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Mod. Def. Transv. (Kgf/cm <sup>2</sup> )	Coeficiente de Poisson
2	29	251.003	1.445.544	0.17
3	29	234.616	1.480.991	0.16
7	147	466.781	2.612.717	0.18

Tab. 4.10 - Valores do coeficiente de Poisson

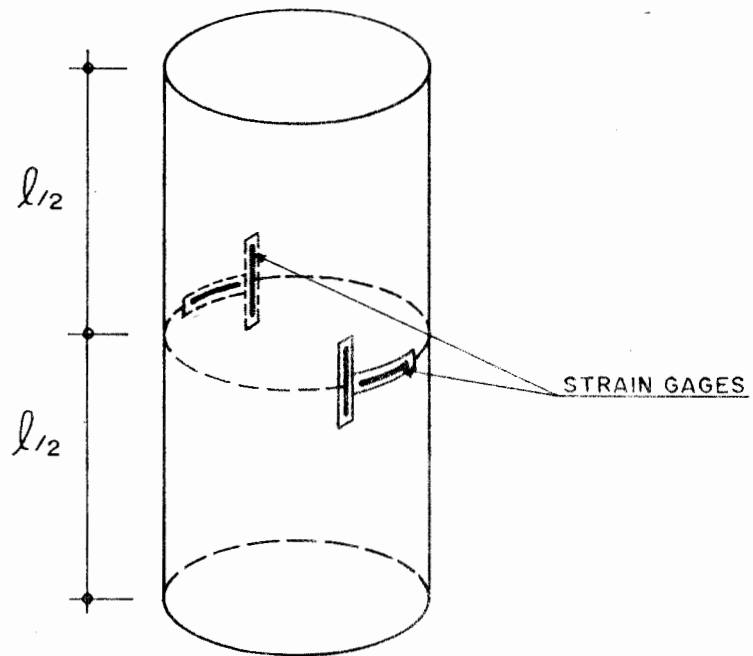
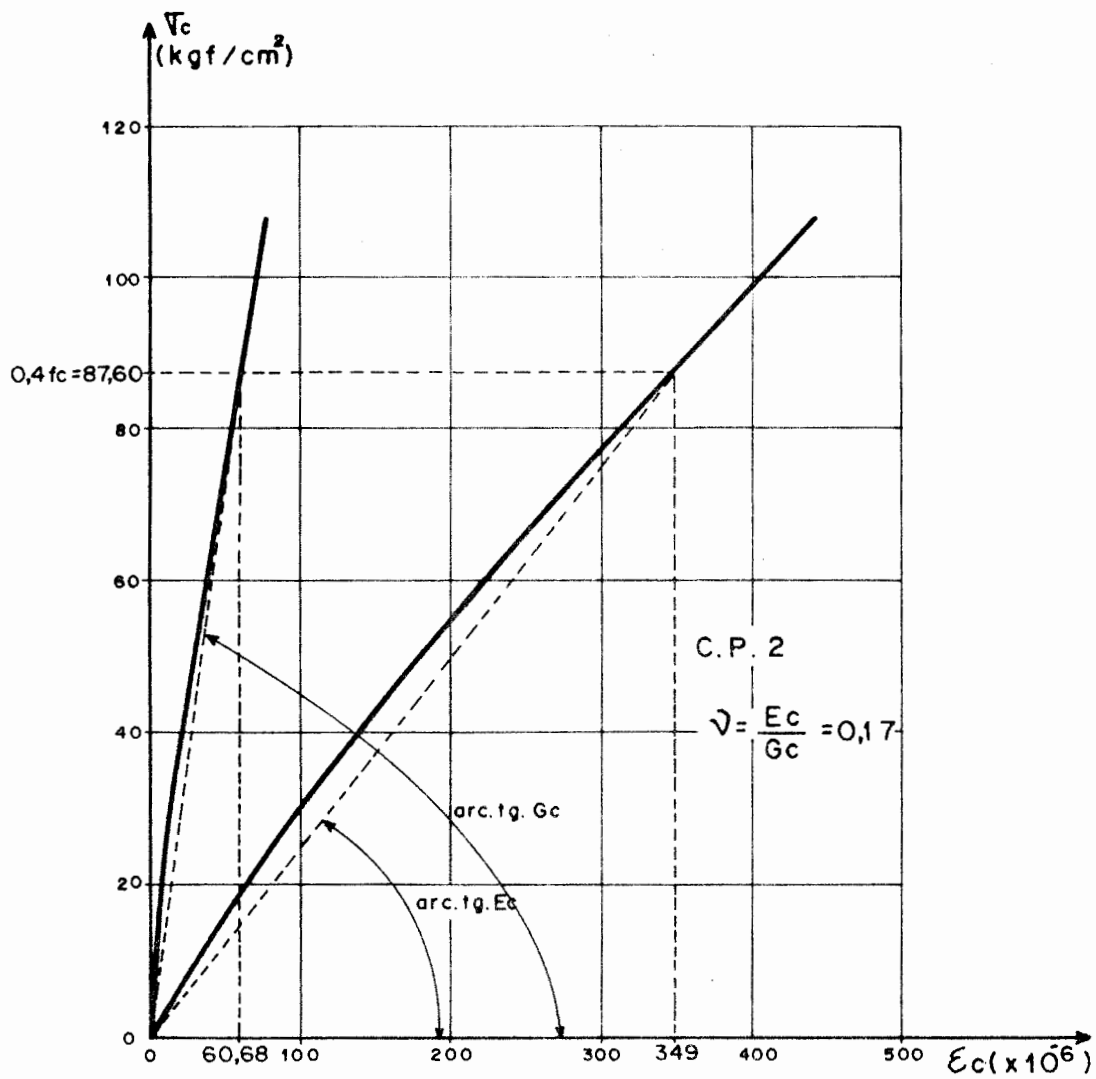
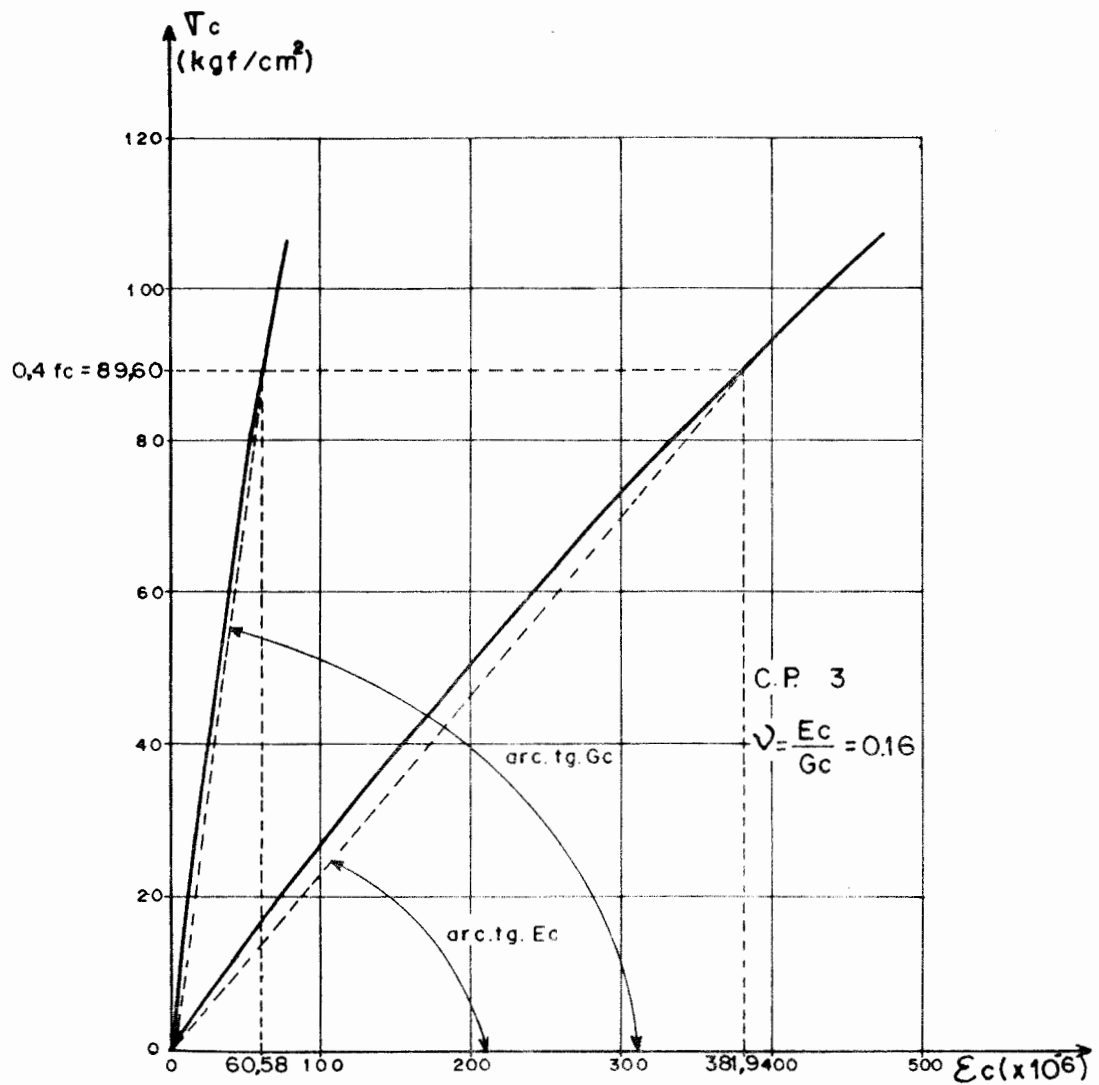


Fig. 4.14 - Posição dos "Strain Gages" para a determinação do coef. Poisson

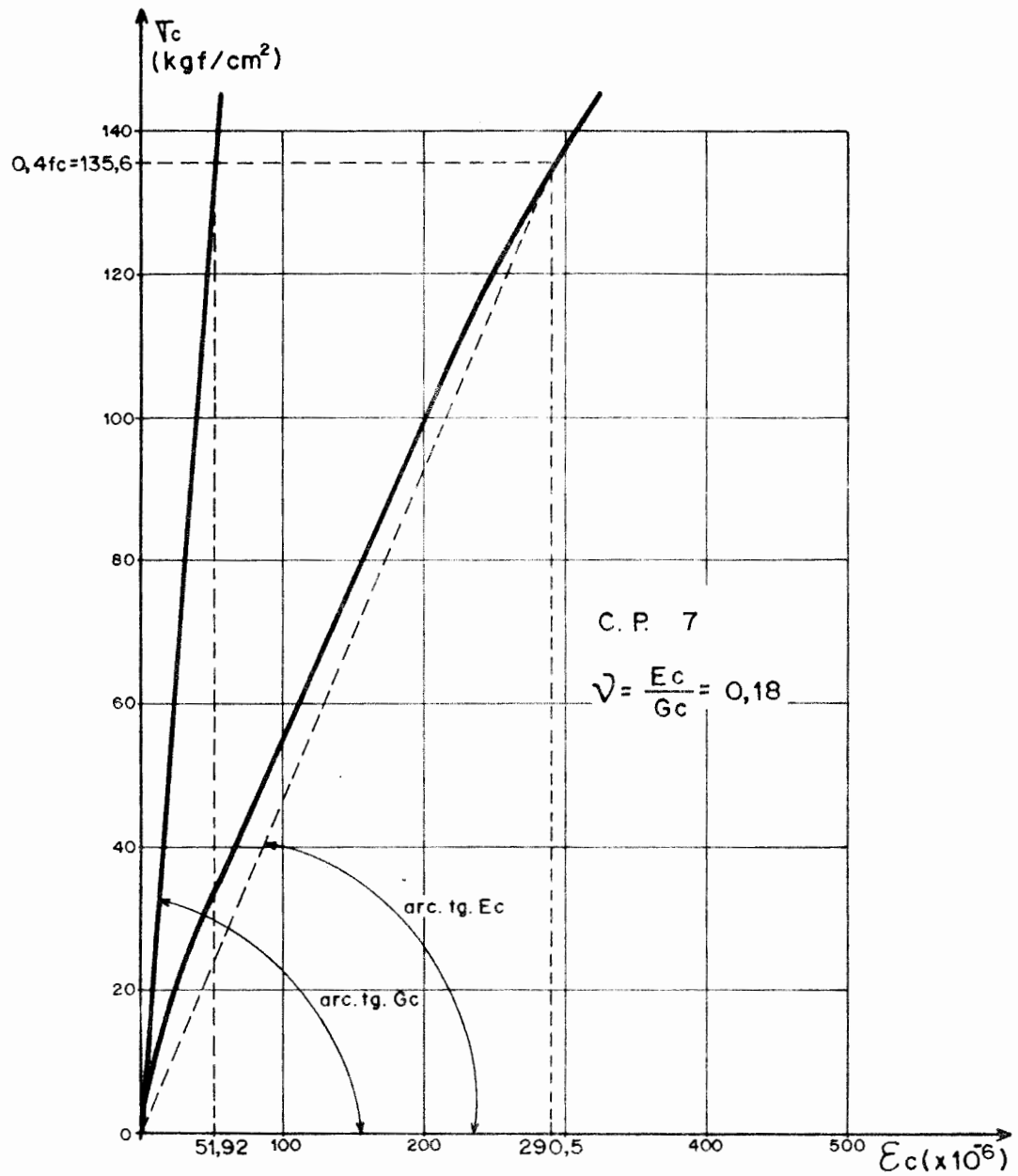


Gráf. 4.11 - Curvas tensão deformação do concreto para det. coef. de Poisson





Gráf. 4.12 - Curvas tensão deformação do concreto para det. do coef. de Poisson



Gráf. 4.13 - Curvas tensão deformação do concreto para def. do coef. de Poisson

#### 4.2.5. Ensaio de tração na flexão.

O ensaio de flexão simples, realizado com um corpo de prova prismático, para determinar a tração na flexão no concreto, com carga na posição central, conforme mostra a fig. 4.15, conduzido de acordo com o método da ASTM <sup>(3)</sup>. O resultado obtido, bem como as dimensões do corpo de prova ensaiado, constam na tab. 4.11.

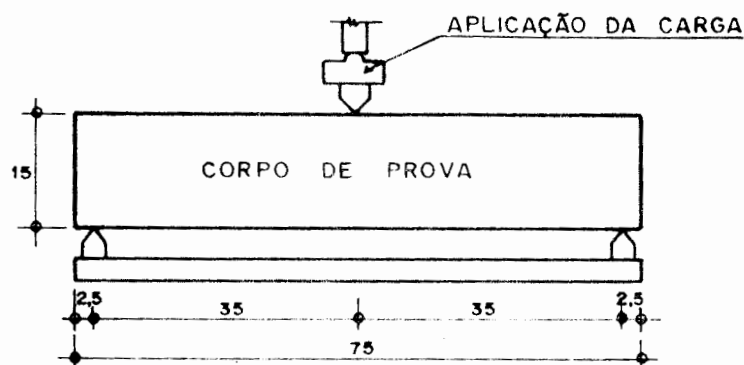


Fig. 4.15 - Esquema do ensaio de tração na flexão

C.P.	Dimensões (cm)			Módulo de Resistência à Tração Flexão (Kgf/cm <sup>2</sup> )
	L	b	h	
1	75,0	15,0	15,0	32,3

Tab. 4.11 - Resultado do ensaio de tração na flexão

#### 4.2.6. Peso específico do concreto.

Foram levantados dados de 22 corpos de prova cilíndricos para a determinação do peso específico do concreto. O resultado encontrado foi de  $2300 \text{ Kg/m}^3$ .

#### 4.3. Ensaios realizados na armadura.

Foram ensaiados 7 amostras da armadura utilizada no protótipo, de diâmetros 4.2, 4.6 e 10 mm, cujos resultados obtidos encontram-se na tab. 4.12.

Amostra (N <sup>OS</sup> )	Categ.	Diam. Nom. (mm)	Lim. Escoam. Convencional	Limite de Resist. (Kgf/mm <sup>2</sup> )	Alongam.
1	CA-50A	10	58,0	89,0	17
2	CA-50A	10	57,0	89,0	17
3	CA-60	4,2	73,5	91,0	-
4	CA-60	4,2	75,5	91,0	-
5	CA-60	4,2	74,0	91,5	-
6	CA-60	4,6	71,5	79,5	7,0
7	CA-60	4,6	73,0	79,5	7,5

Tab. 4.12 - Resultados dos ensaios na armadura

De acordo com os resultados do ensaio de tração, as amostras de n<sup>OS</sup> 1 a 7 apresentaram o limite de escoamento e de resistência de acordo com a EB-3 da ABNT. Para as amostras de n<sup>OS</sup> 3 a 5 não foi possível determinar o alongamento, cujo valor mínimo é 5%, já que a ruptura ocorreu dentro das garras de fixação da máquina de ensaios.

#### 4.4. Aparelhagem de medição e equipamentos.

##### 4.4.1. Deflectômetros mecânicos.

Deflectômetro é um aparelho que transforma e amplia um movimento retilíneo, imposto a uma haste, em movimento circular de um ponteiro em frente de um mostrador, conforme mostra a fig. 4.16.

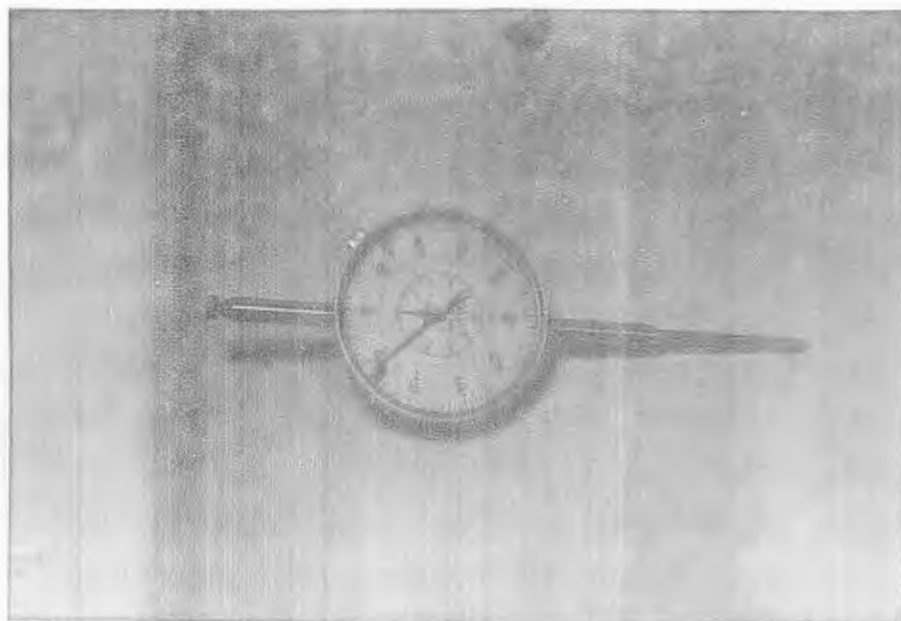


Fig. 4.16 - Deflectômetro de 50 mm

Foram utilizados no protótipo 23 deflectômetros, cuja relação e características estão transcritos na tab. 4.13.

Marca	Precisão (mm)	Curso máximo (mm)	Quantidade
MYTUTOYO	0,01	50	15
MYTUTOYO	0,01	30	5
STARRETT	0,01	30	1
STARRETT	0,01	10	2

Tab. 4.13 - Relação dos deflectômetros utilizados no protótipo

#### 4.4.2. Clinômetro de nível de bolha.

As características dos clinômetros utilizados estão descritas na tab. 4.14 e na fig. 4.17 tem-se uma vista do aparelho utilizado no protótipo.

Nº Aparelho	Marca	Precisão	Curso Máximo	Valor de uma Divisão em seg.
C <sub>1</sub> -245	HUGGENBERGER	1"	3°	1.055
C <sub>2</sub> -293	HUGGENBERGER	1"	3°	1.059
C <sub>3</sub> -291	HUGGENBERGER	1"	3°	1.057
C <sub>4</sub> -292	HUGGENBERGER	1"	3°	1.059

Tab. 4.14 - Características dos clinômetros

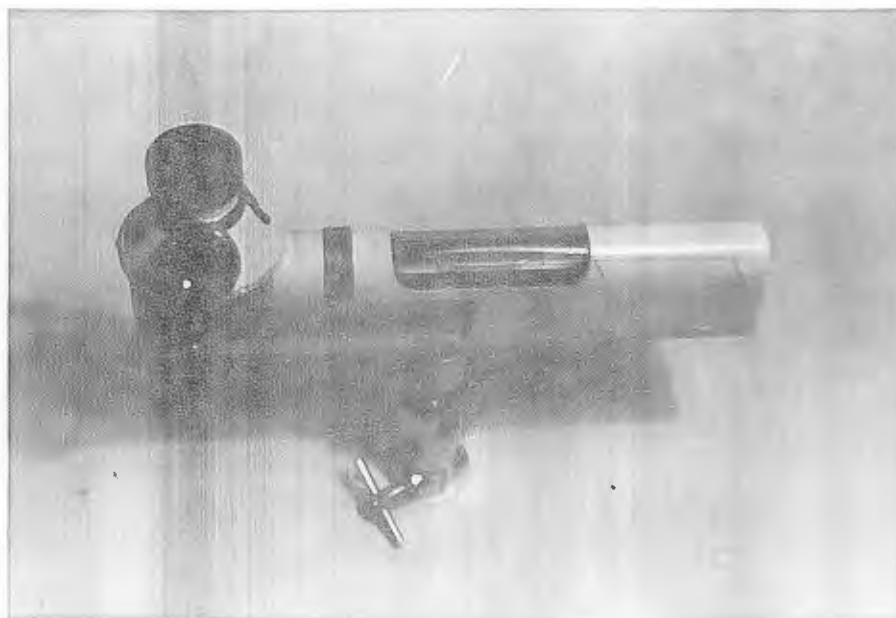


Fig. 4.17 - Vista de um clinômetro

#### 4.4.3. Elongômetros.

Foi utilizado, para as medidas das deformações dos pilares do protótipo, um elongômetro do tipo DEMEC, com precisão de 0,0001", conforme mostra a fig. 4.18.

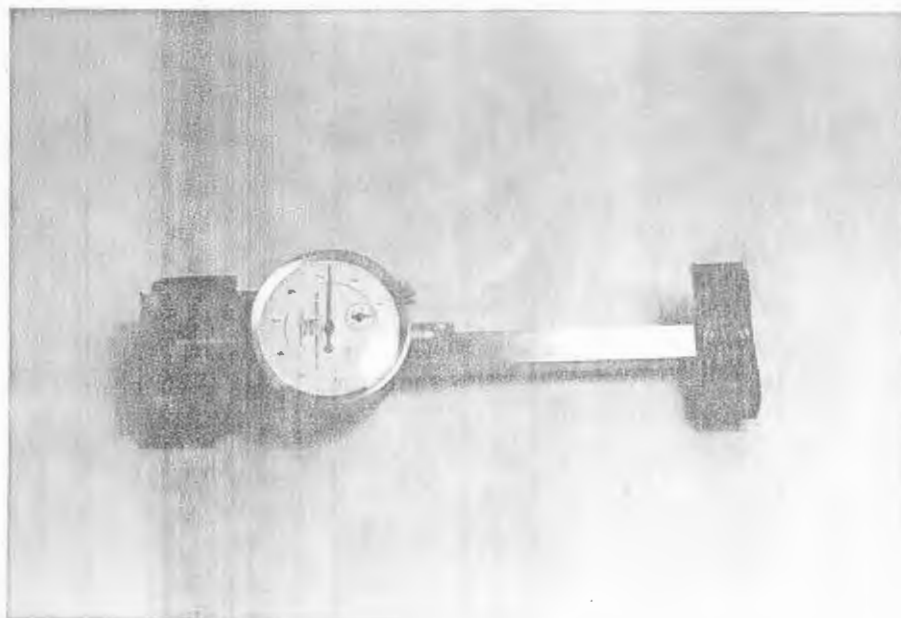


Fig. 4.18 - Vista do elongômetro  
tipo Demec

#### 4.4.4. Strain Gages.

Os strain gages utilizados na instrumentação das 3 barras da armadura da laje e os utilizados na instrumentação dos corpos de prova para a determinação do módulo de deformação longitudinal e transversal do concreto, tem as seguintes características:

a) utilizado na armadura do protótipo:

- tipo FAB-03N-1256 de fabricação da BLN ELECTRONICS INC,
- comprimento total: <sup>5</sup>7 mm
- resistência : 120,0 ± 0,2 Ω
- gage factor : 2,02 ± 1%  
2.15



b) utilizado nos corpos de prova:

- tipo KC-70-A1-11 de fabricação da KYOWA ELECTRONIC INSTRUMENTS Co. LTDA,
- comprimento total: 67 mm,
- resistência :  $120,0 \pm 0,3 \Omega$
- gage factor :  $2.11 \pm 1\%$

#### 4.4.5. Strain Indicators.

Para a leitura dos strain gages, foram utilizados um Strain Indicators e um Switching and Balancing Units, fabricados pela BLH, conforme mostra a fig. 4.19, com as seguintes características:

- a) Portable digital Strain Indicators modelo 1200: um modelo digital com leitura em micropolegada por polegada.
- b) Switching and Balancing Units modelo 1225.

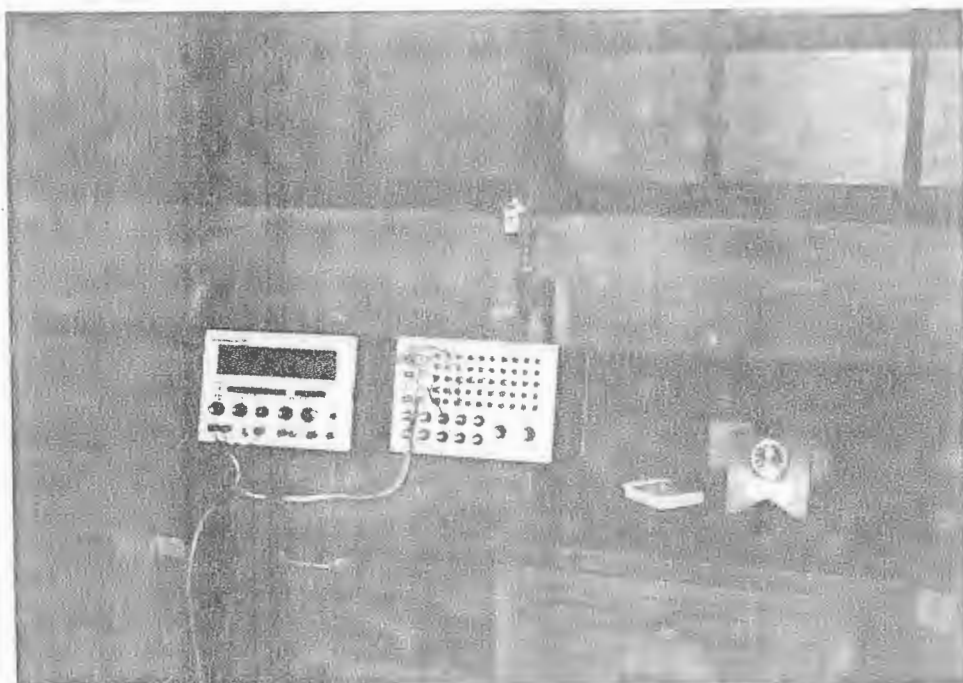


Fig. 4.19 - Vista do equipamento de leitura dos strain-gages

CAPÍTULO 5

ENSAIOS NO PROTÓTIPO.

## 5. ENSAIOS NO PROTÓTIPO.

Neste capítulo faz-se uma descrição de como foram procedidos os diversos ensaios realizados no protótipo. Também são apresentados graficamente os resultados obtidos nos ensaios referentes à deformação vertical da laje e dos giros das vigas de contorno e, finalmente, faz-se algumas comparações com resultados teóricos.

### 5.1. Descrição e resultados dos ensaios.

Os ensaios realizados no protótipo estão descritos na tab. 5.1:

Nº DO ENSAIO	IDADE DO ENSAIO	CARREGAMENTO	CARACTERÍSTICA DO ENSAIO
1º	28 Dias	Permanente + Acidental	Curta duração
2º	34 Dias	Permanente + Acidental	Curta duração
3º	36 Dias	Permanente + Acidental	Curta duração
4º	48 Dias	Permanente + Acidental	Longa duração (31 dias)
5º	83 Dias	Permanente + 30% Acidental	Longa duração (58 dias)
6º	148 Dias	Permanente + Acidental	Ensaio de Ruptura

Tab. 5.1 - Ensaio no Protótipo

a) Ensaios de curta duração.

Todos os ensaios foram realizados em etapas de carregamento e descarregamento de  $50 \text{ Kgf/m}^2$ . Em cada etapa foram medidas deformações verticais na laje e nas vigas do protótipo através de deflectômetros, giros nas vigas de contorno, deformações nos pilares e em 3 barras da armadura através de strain gages. As planilhas dos resultados dos ensaios encontram-se no Anexo A.

Os ensaios de curta duração realizados no protótipo foram executados em 5 etapas de carga, em altura d'água, de  $50 \text{ Kgf/m}^2$ , que acrescido ao peso próprio da laje totalizava  $390 \text{ Kgf/m}^2$ . O tempo de cada carregamento era de aproximadamente 20 min com 15 min para a estabilização das respectivas leituras.

Em duas sapatas do protótipo foram colocados deflectômetros (n<sup>os</sup> 17 e 23, fig. 3.35) para verificar algum possível cedimento dos apoios. Como não houve praticamente variação nestes relógios, não foram consideradas as leituras dos mesmos nas deformações verticais da laje do protótipo.

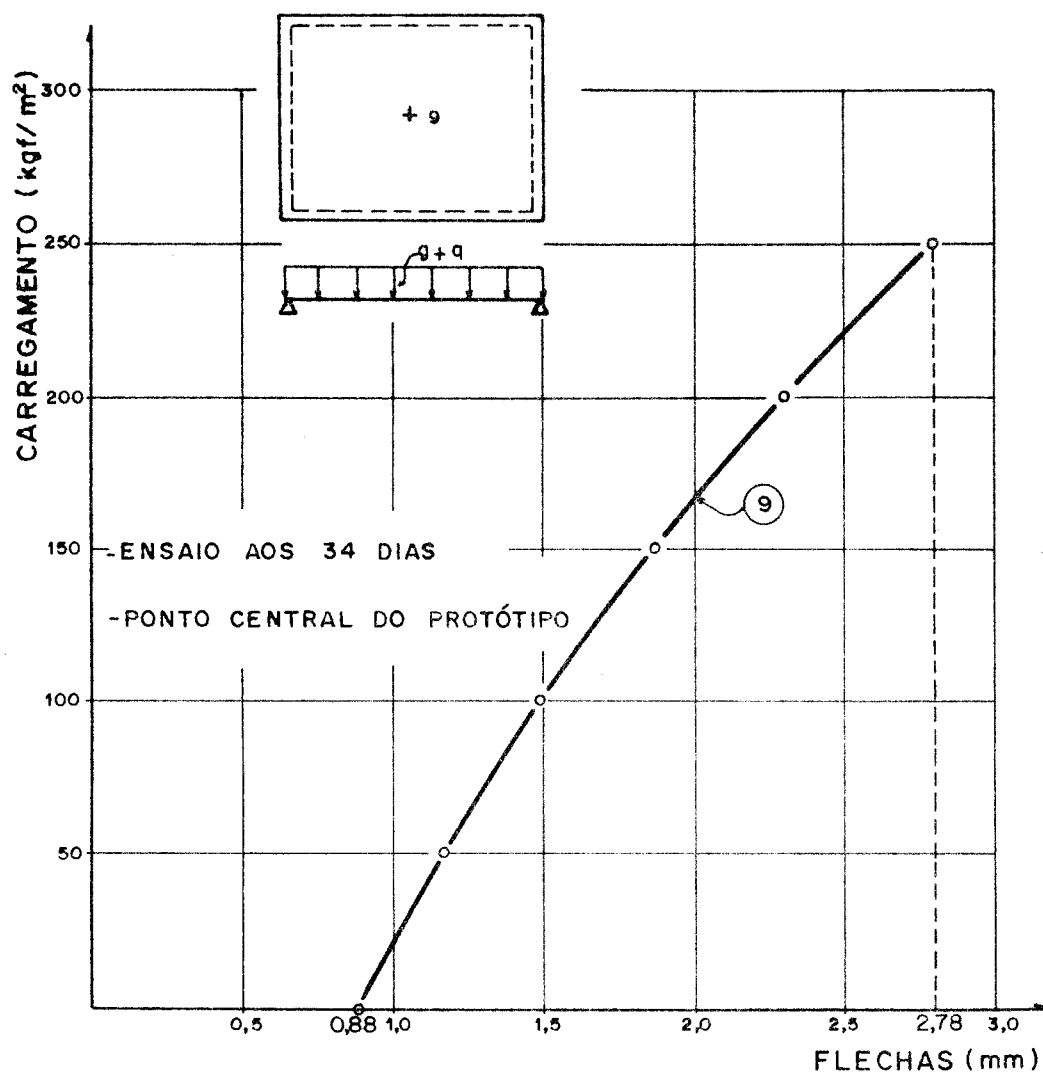
As deformações medidas nos pilares através do elongâmetro tipo Demec, bem como as deformações nas barras das armaduras, encontram-se no Anexo A, planilhas de n<sup>os</sup> 43 a 58.

Como não foi possível determinar as deformações verticais iniciais, devido ao peso próprio experimentalmente, e como a variação do diagrama carga - deformação vertical é praticamente linear para a carga de  $140 \text{ Kgf/m}^2$ , correspondente ao peso próprio da laje do protótipo, foram obtidas as flechas iniciais, interpolando entre as etapas de cargas de 100 e  $150 \text{ Kgf/m}^2$ ; o mesmo fez-se para os giros nas vigas de contorno.

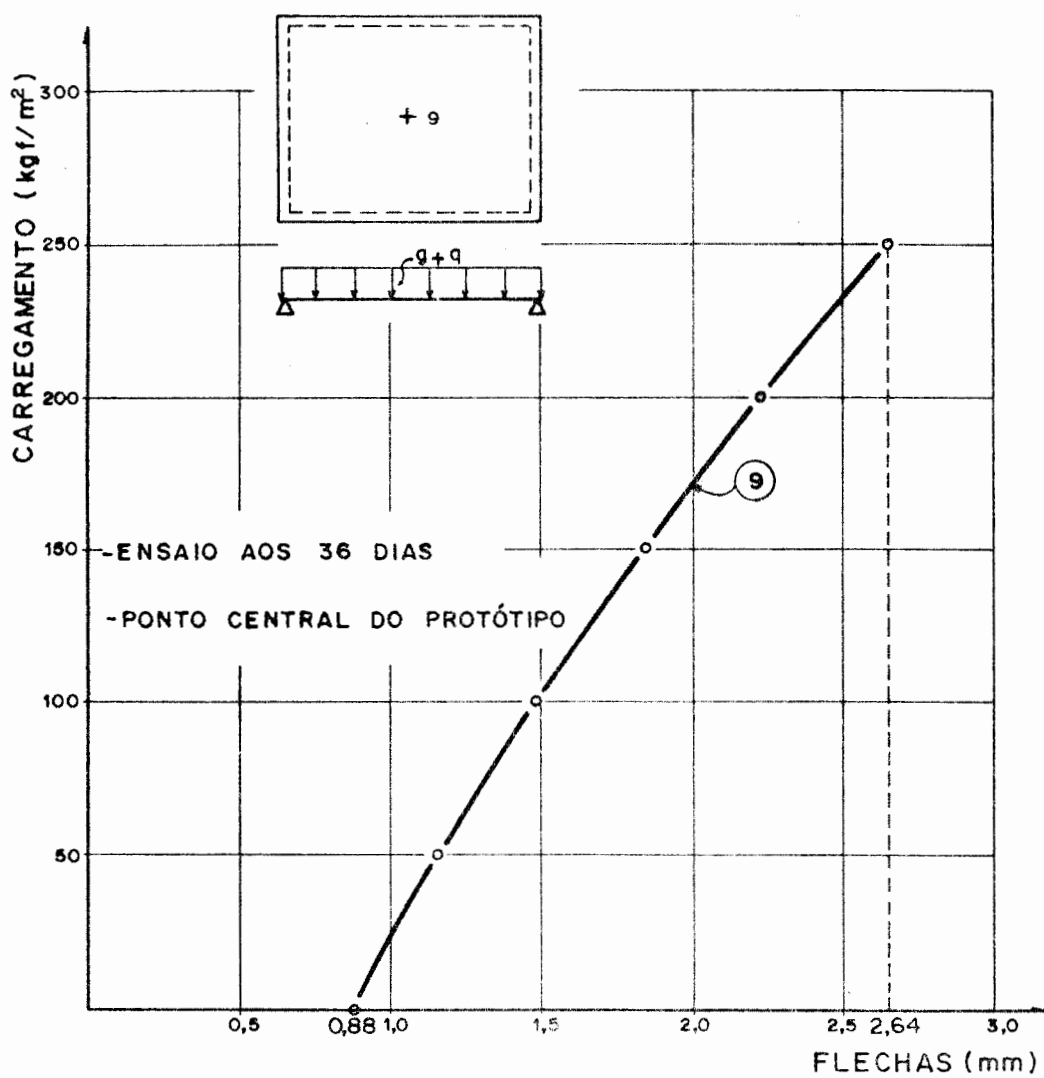
Os resultados dos ensaios das deformações verticais e dos giros das vigas de contorno do protótipo encontram-se a seguir:

- gráfs. 5.1 a 5.5 - deformações verticais no ponto central da laje em todos ensaios realizados no protótipo.
- gráf. 5.6 - comparações das deformações verticais dos vários ensaios de curta duração no ponto central da laje.
- gráf. 5.7 - variação da deformação vertical no ponto central da laje do protótipo em função da idade do ensaio.
- gráfs. 5.8 a 5.10 - deformações verticais do protótipo no ensaio aos 28 dias.
- gráfs. 5.11 e 5.12 - giros nas vigas de contorno nos ensaios aos 28 e 36 dias.
- gráfs. 5.13 a 5.15 - deformações verticais no protótipo no ensaio aos 48 dias.
- gráfs. 5.16 a 5.18 - deformações verticais no protótipo no ensaio aos 148 dias.
- gráf. 5.19 - giros nas vigas de contorno no ensaio aos 148 dias.



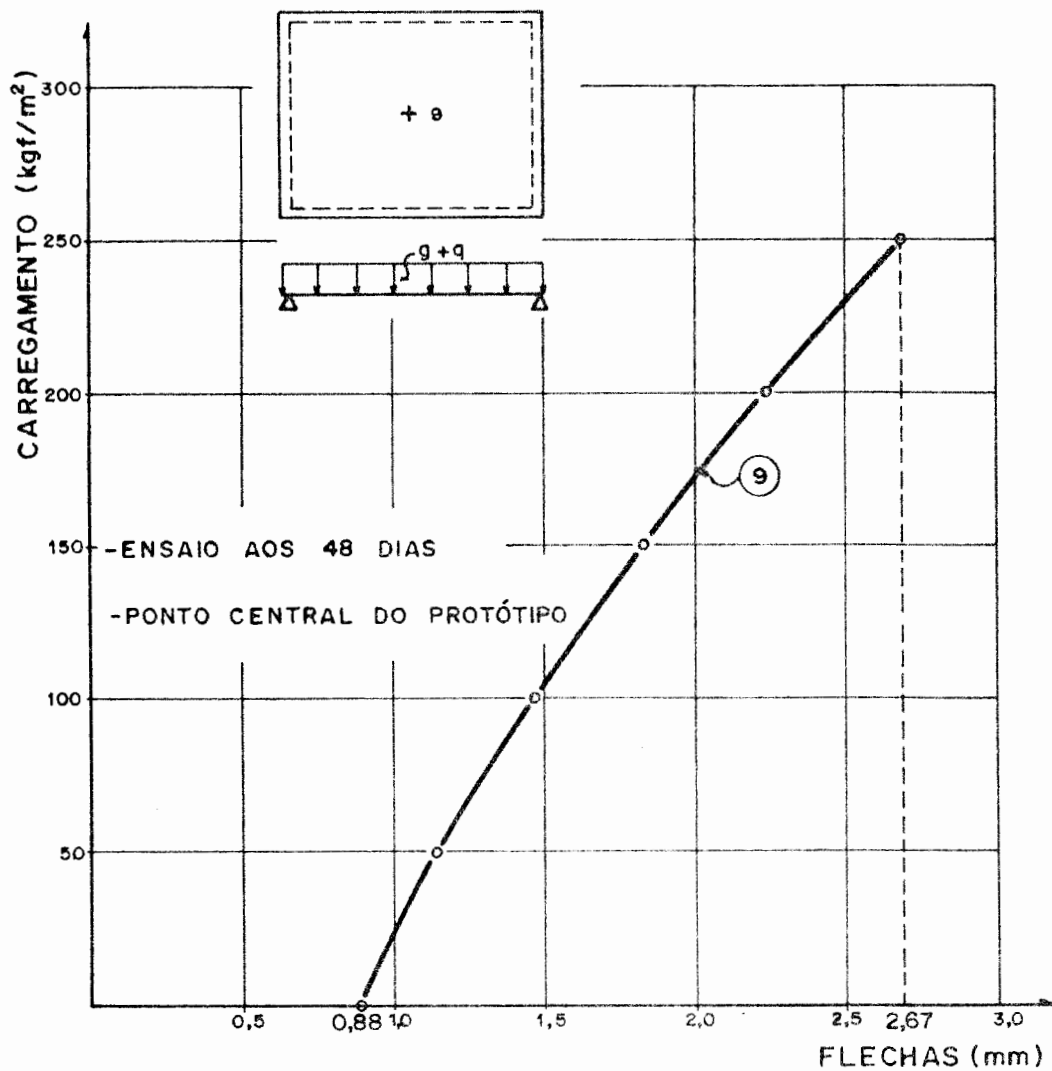


Gráf. 5.2 - Curva carga-deformação vertical do ensaio aos 34 dias

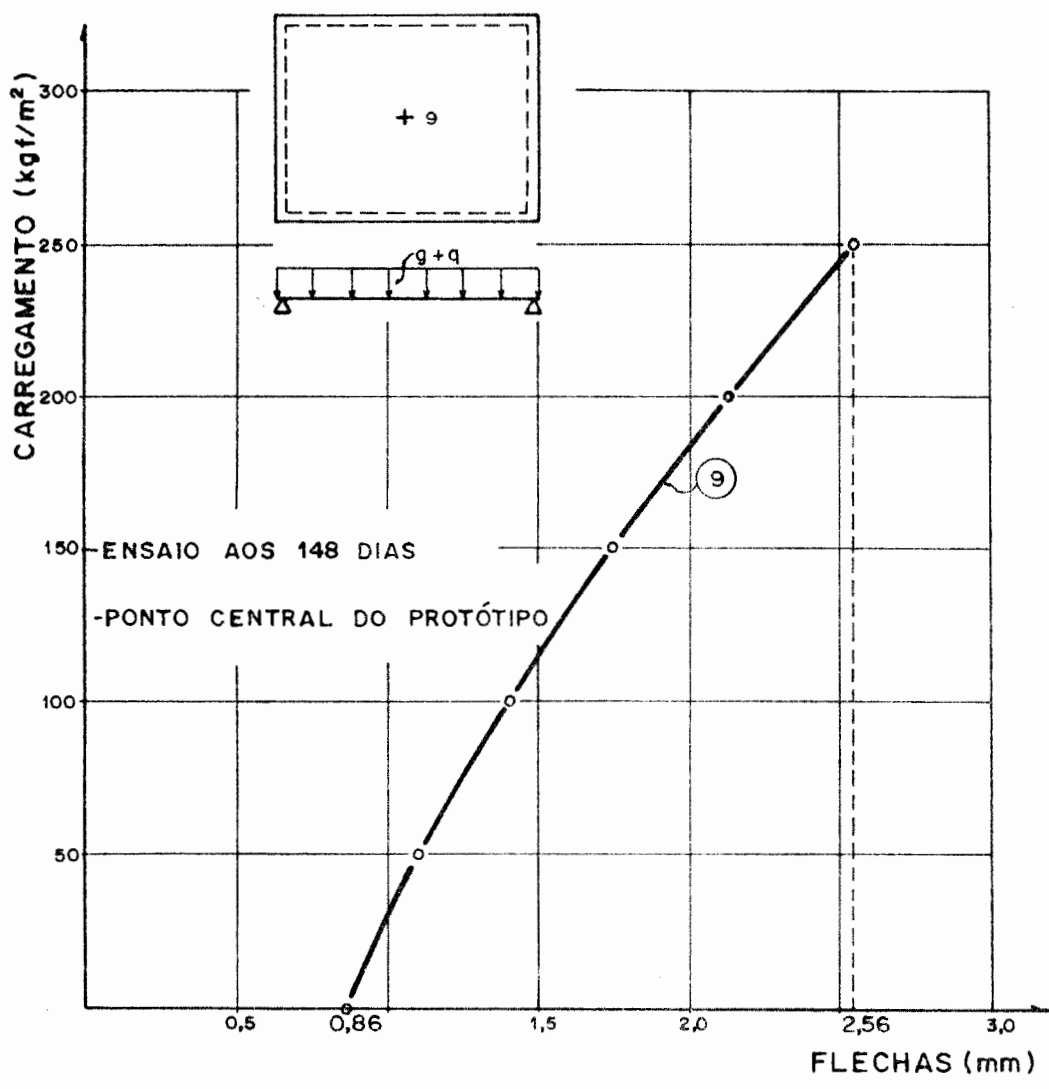


Gráf. 5.3 - Curva carga-deformação vertical do ensaio aos 36 dias

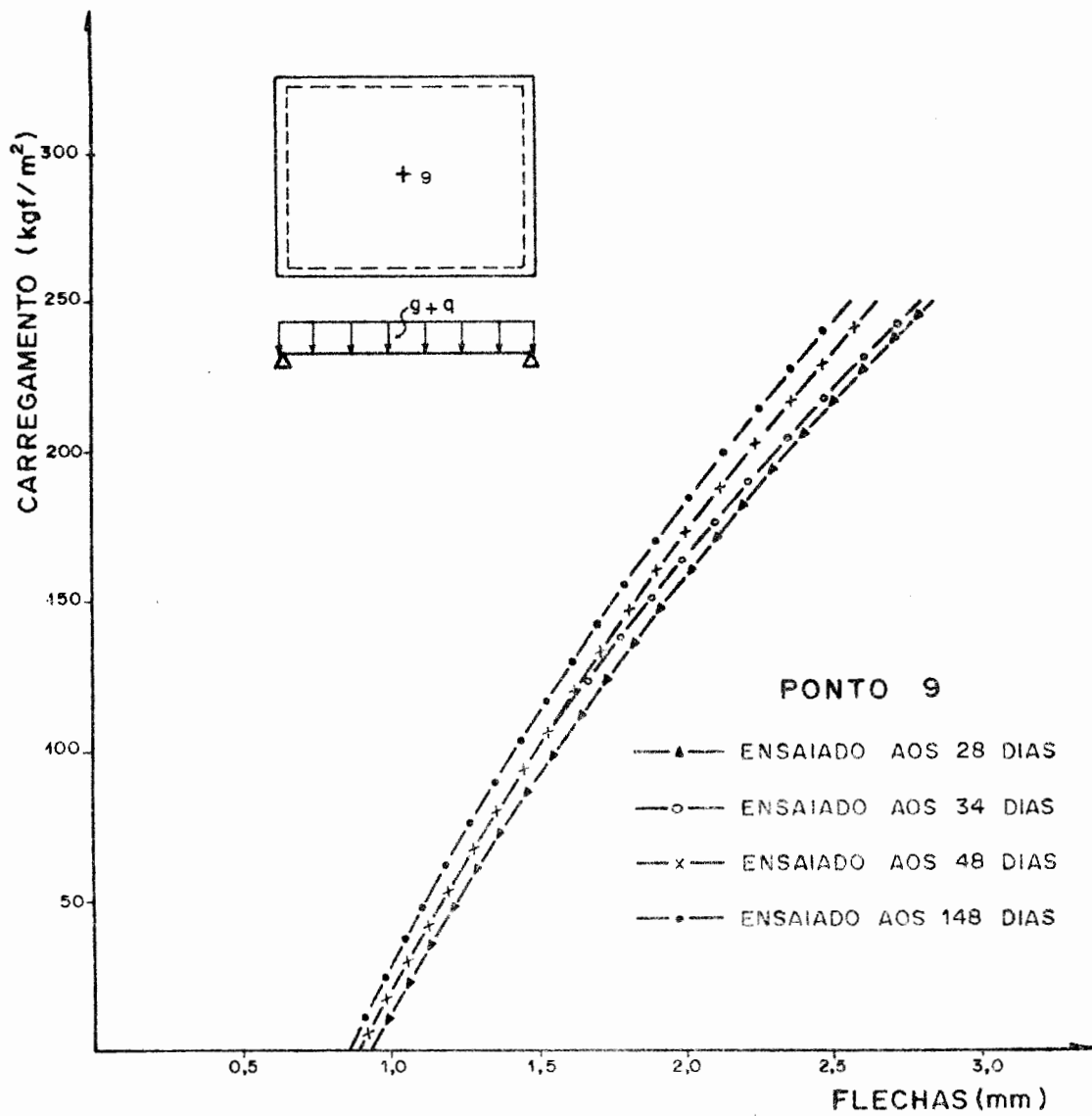




Grãf. 5.4 - Curva carga-deformação vertical do ensaio aos 48 dias



Gráf. 5.5 - Curva carga-deformação vertical do ensaio aos 148 dias



Gráf. 5.6 - Curvas carga-deformação vertical no ponto central do protótipo

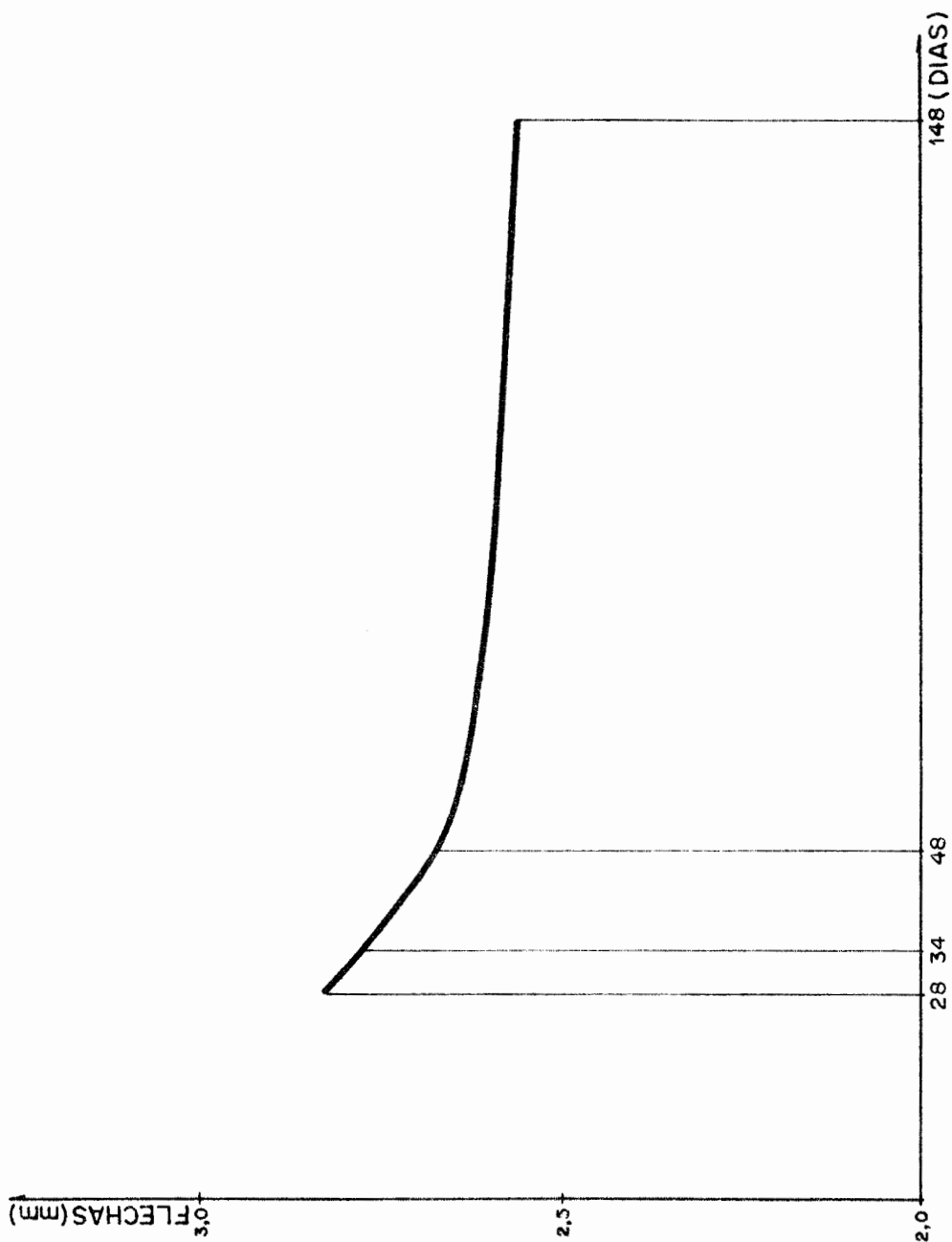
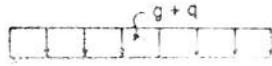
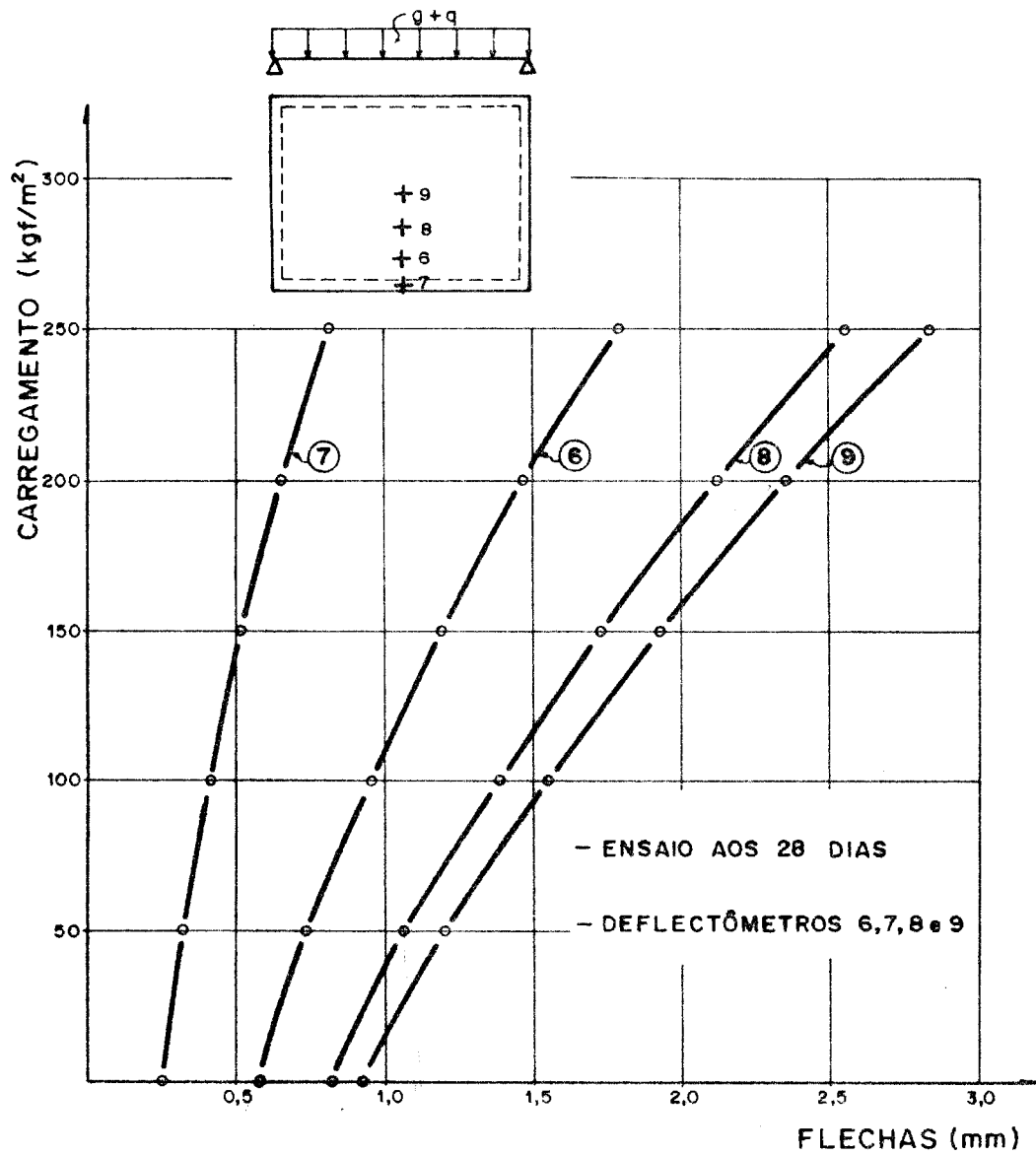
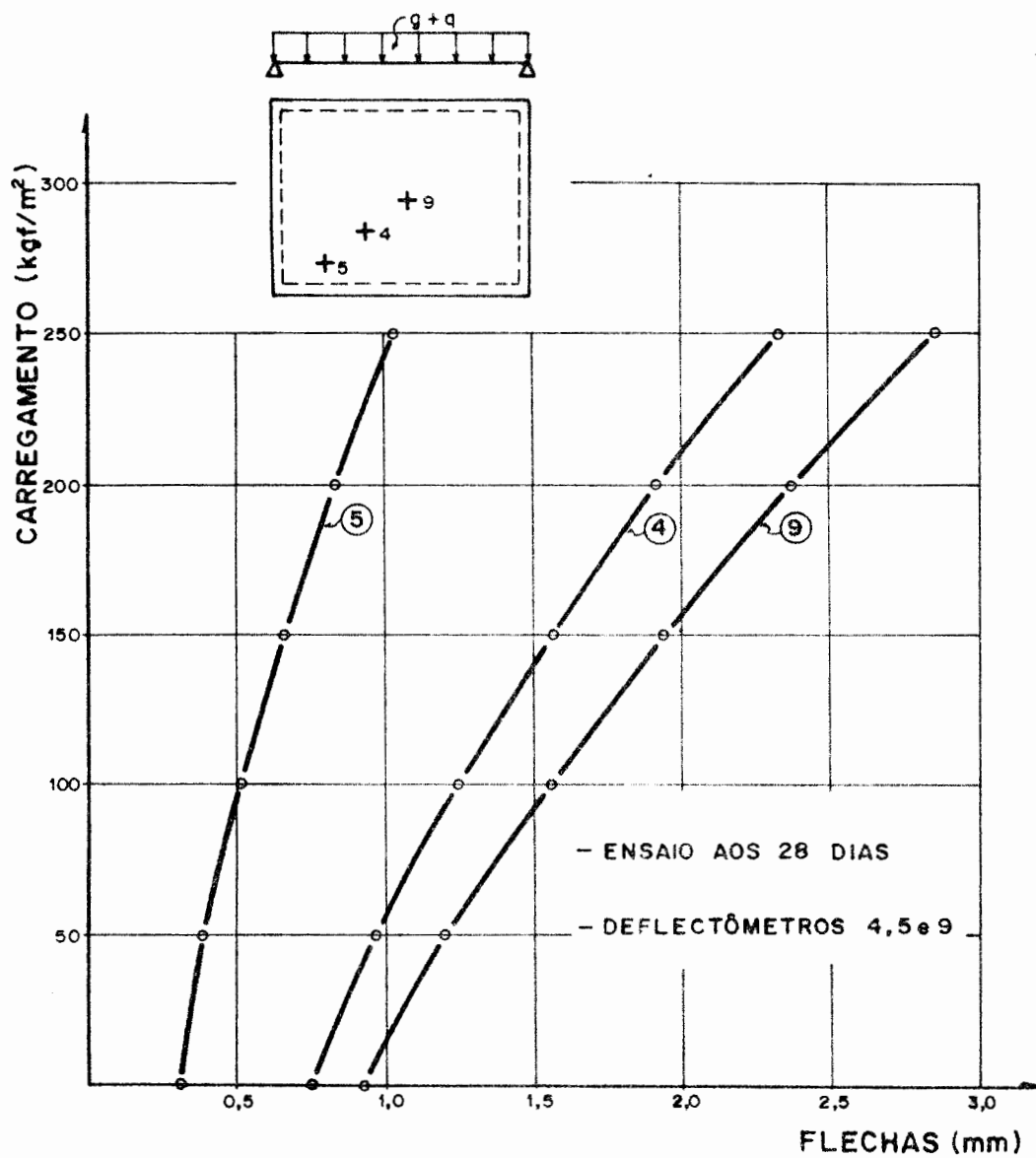


Fig. 5.7 - Variação da flecha no ponto central da laje em função da idade do ensaio

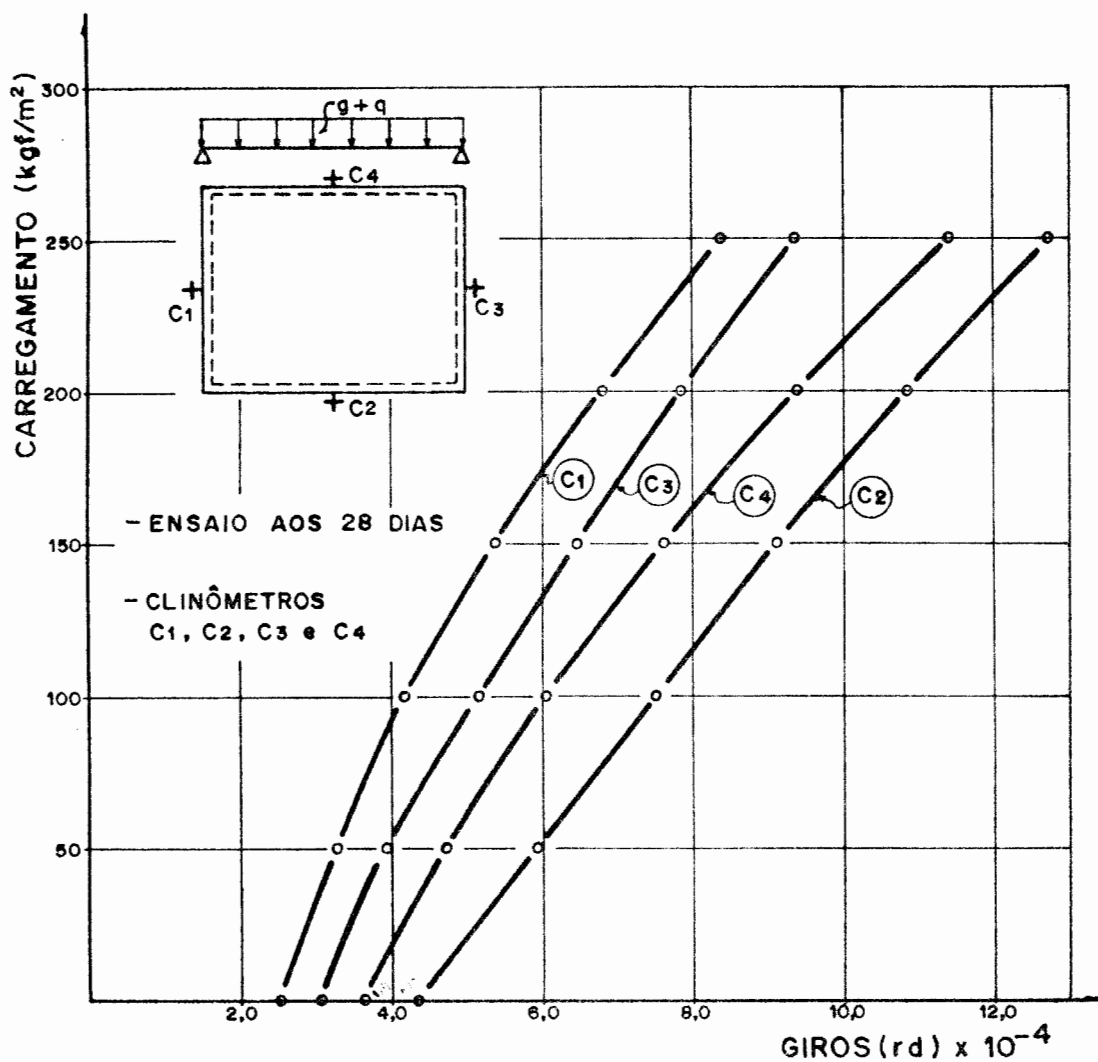




Gráf. 5.9 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 28 dias

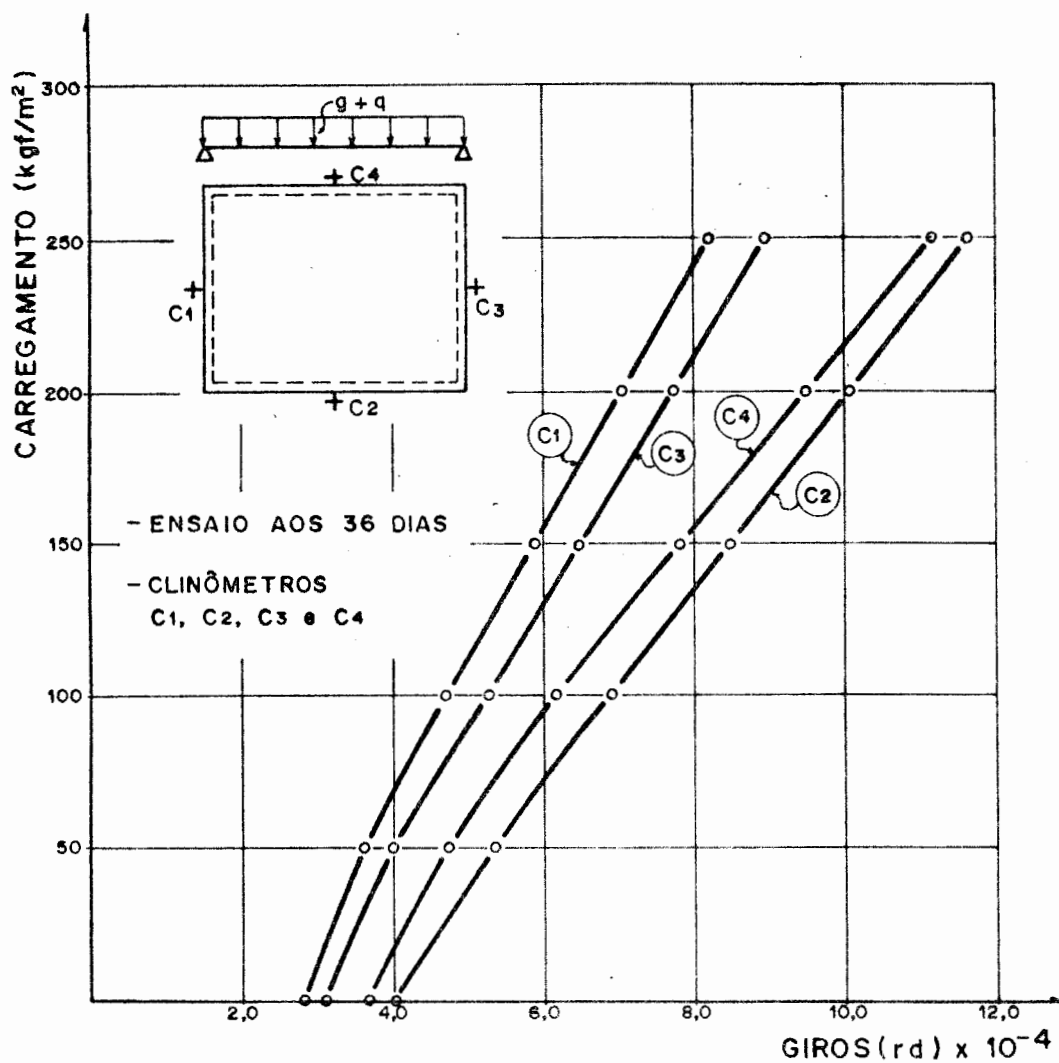


Gráf. 5.10 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 28 dias

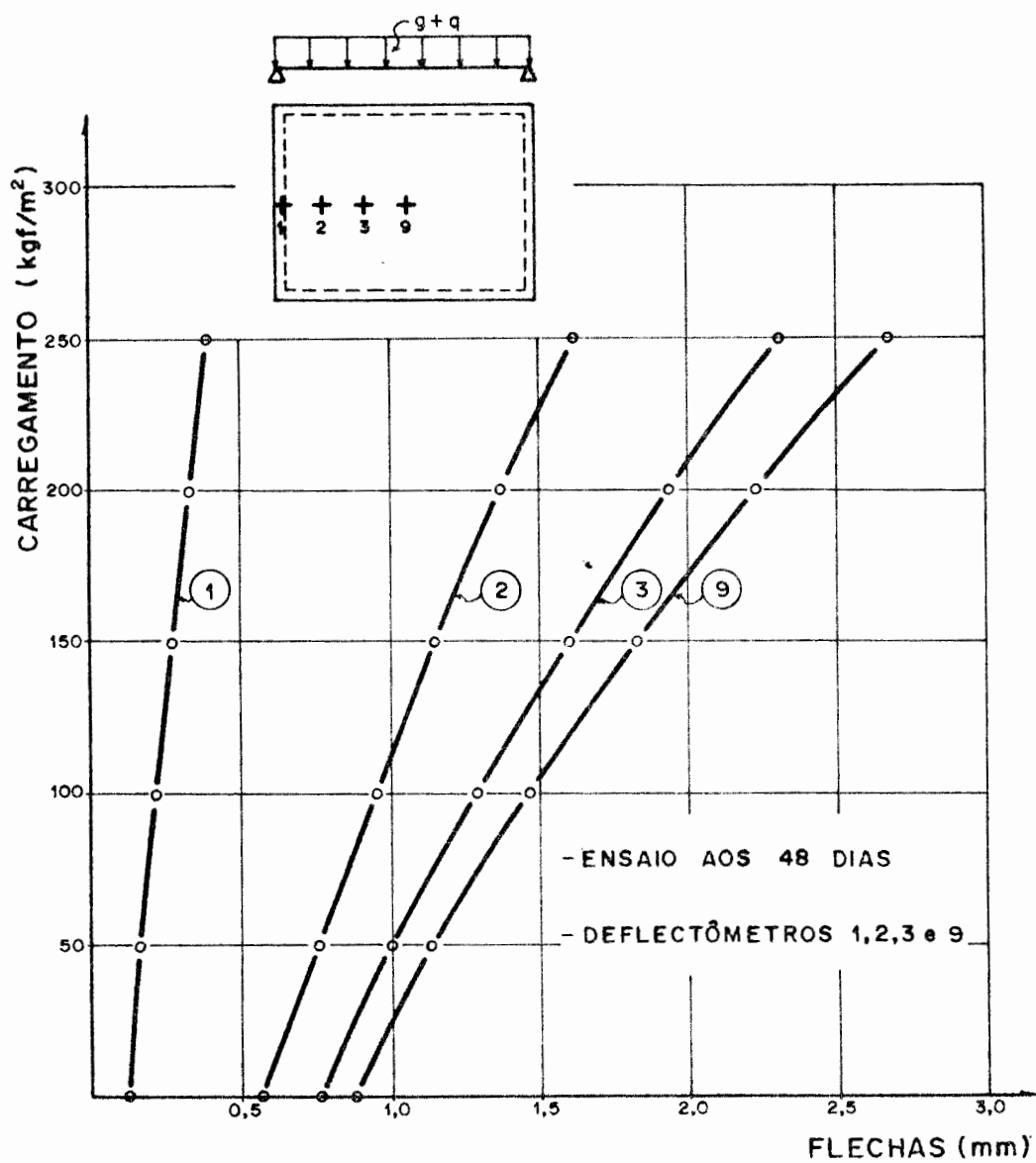


Gráf. 5.11 - Curvas carga-giros das vigas do ensaio aos 28 dias

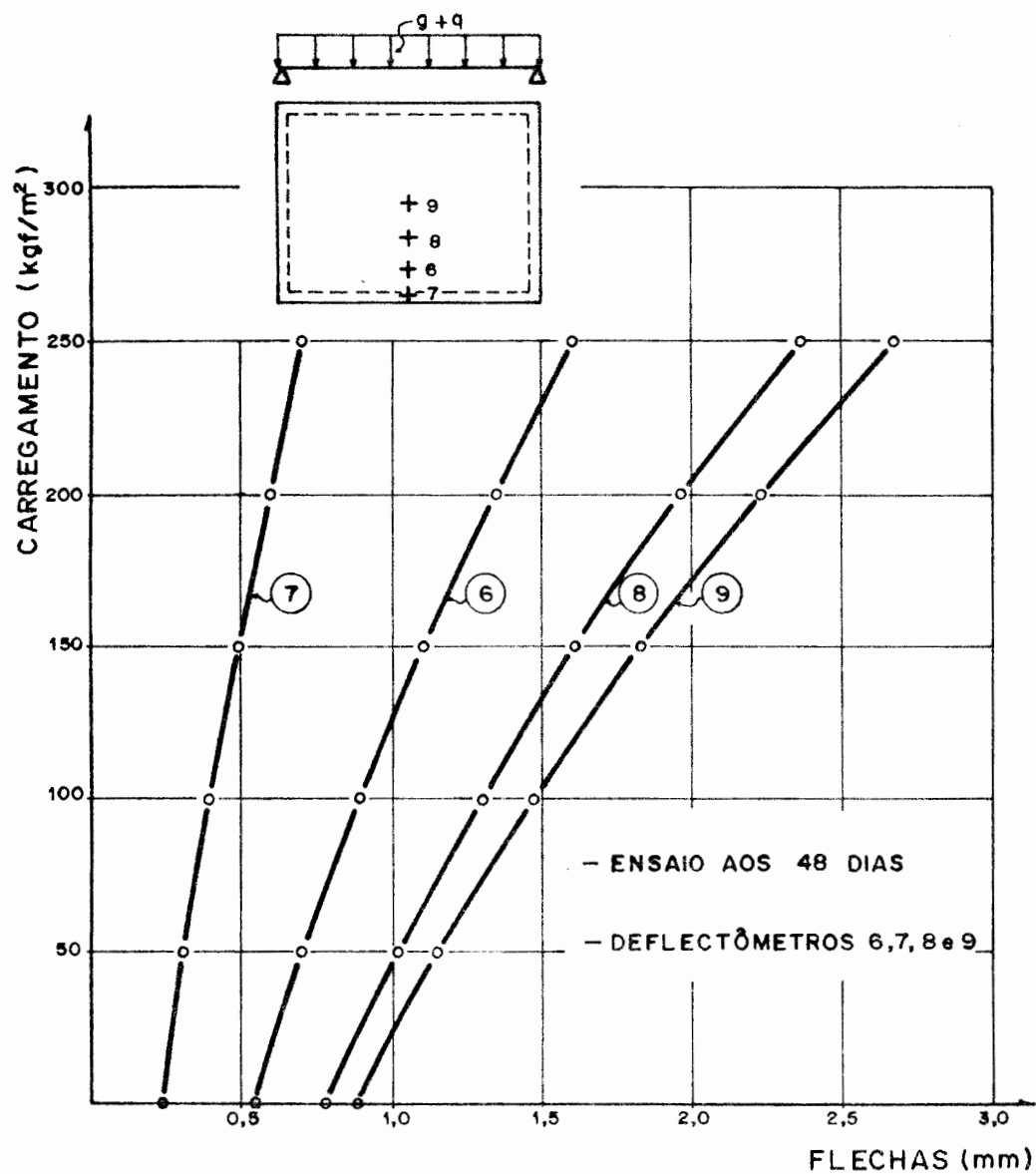




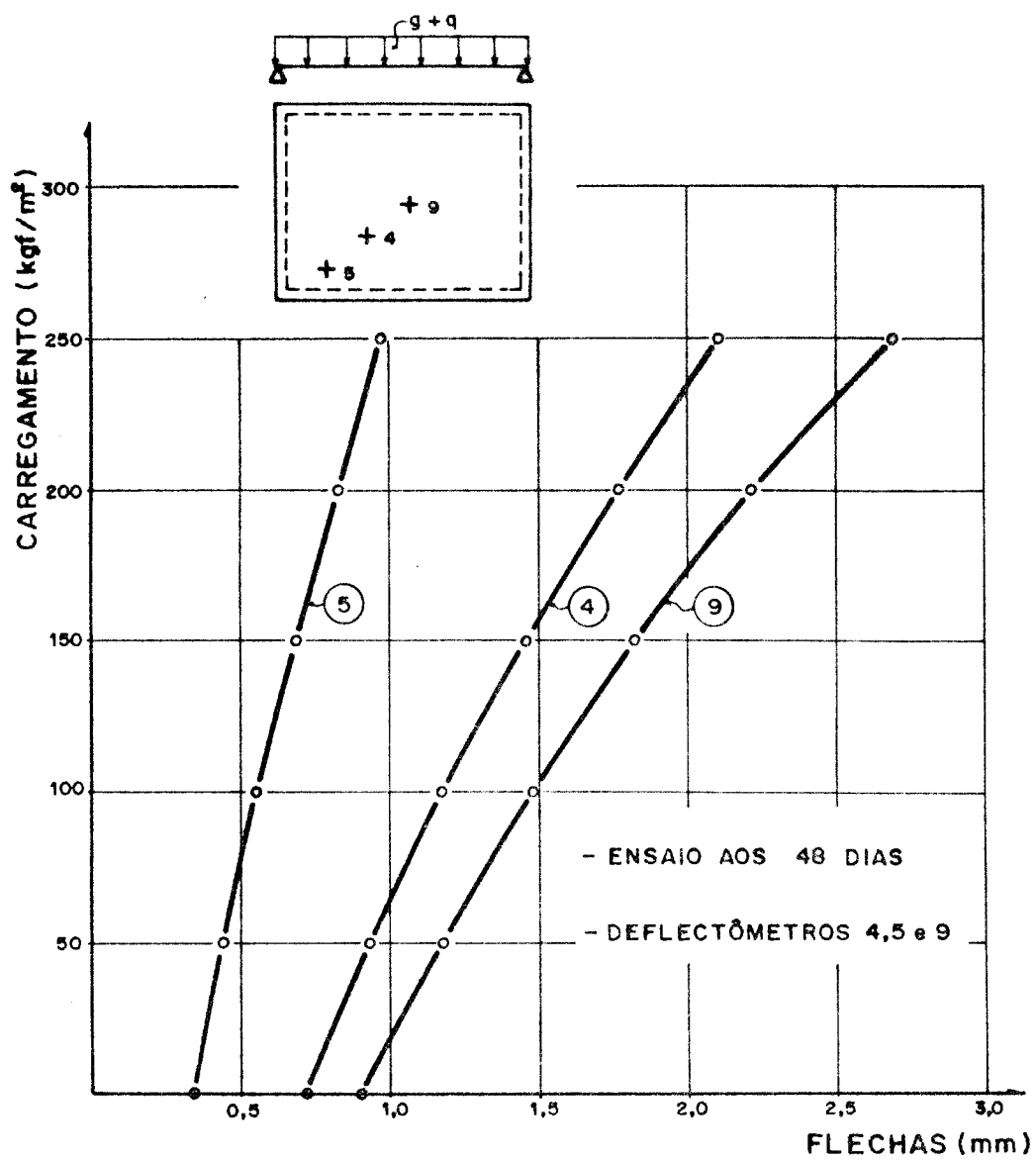
Gráf. 5.12 - Curvas carga-giros das vigas do ensaio aos 36 dias



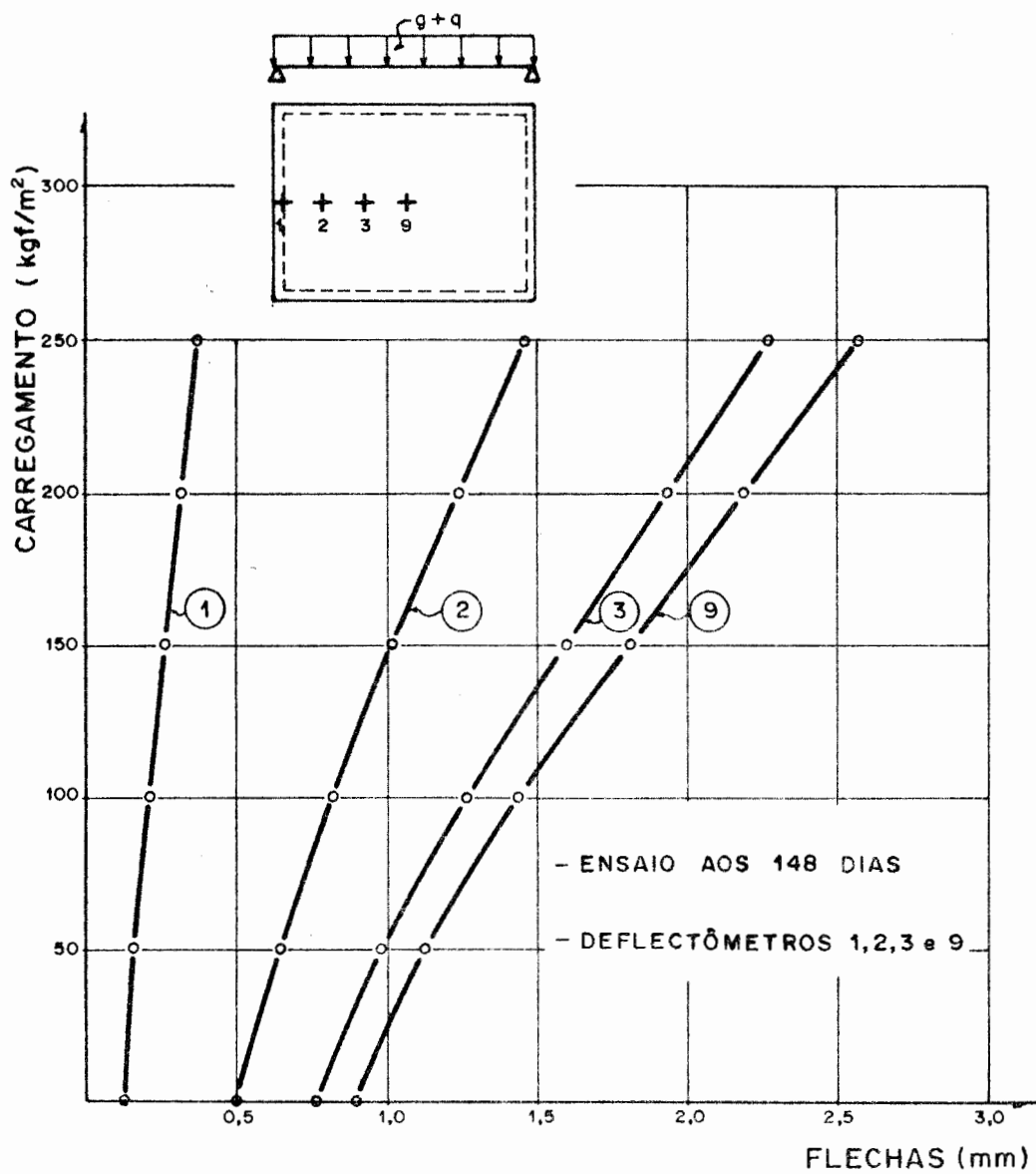
Gráf. 5.13 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 48 dias



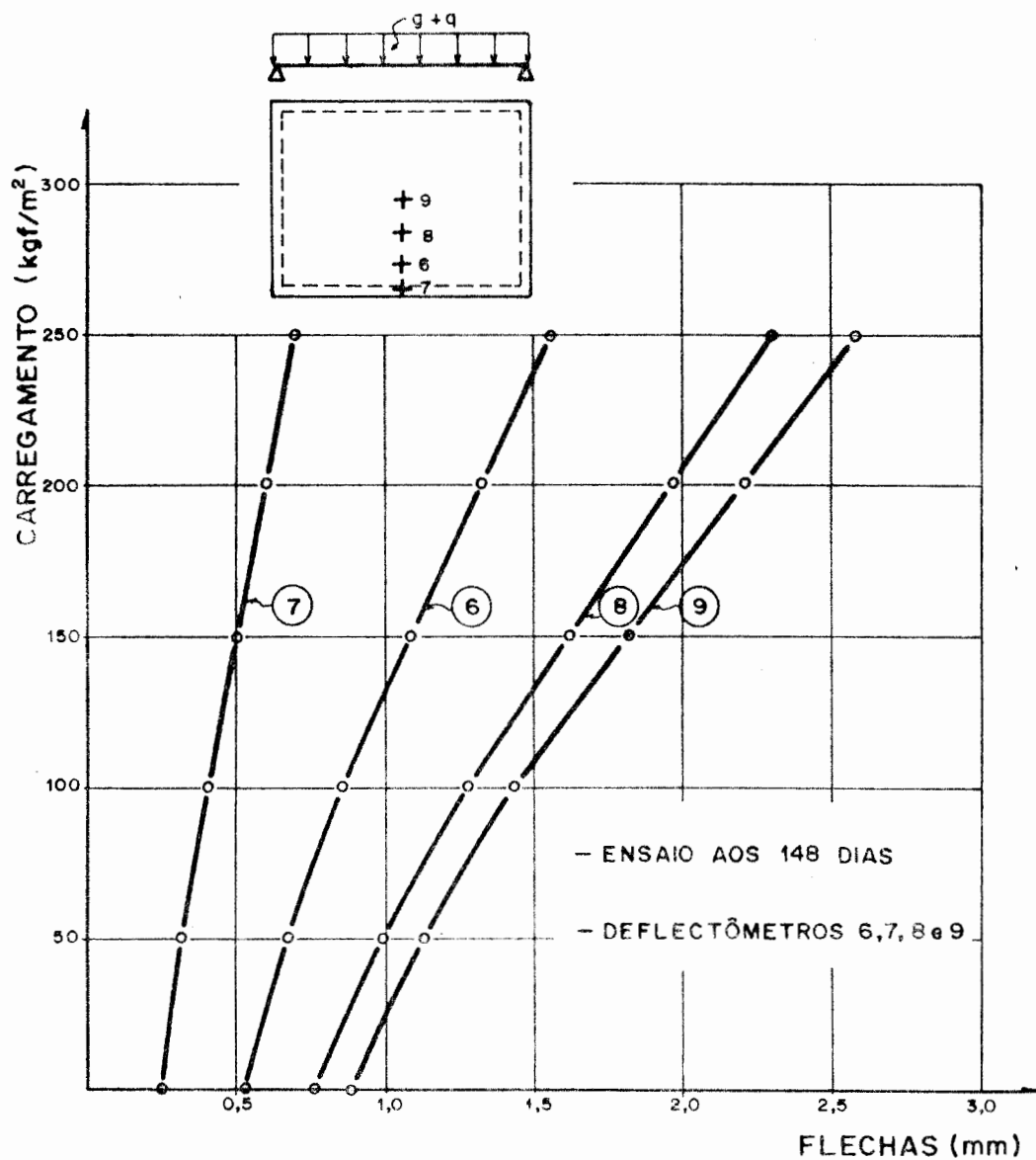
Gráf. 5.14 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 48 dias



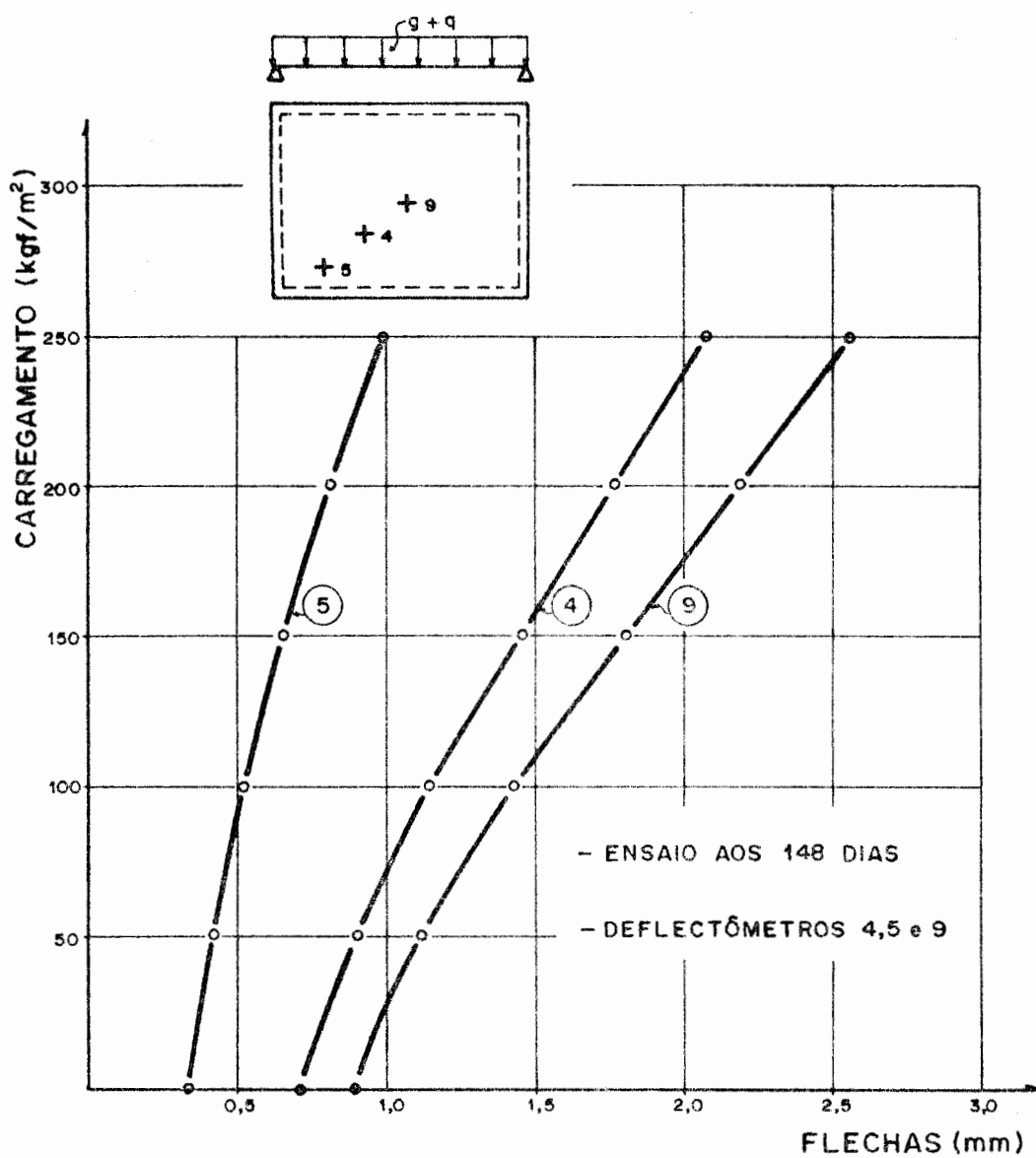
Gráf. 5.15 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 48 dias



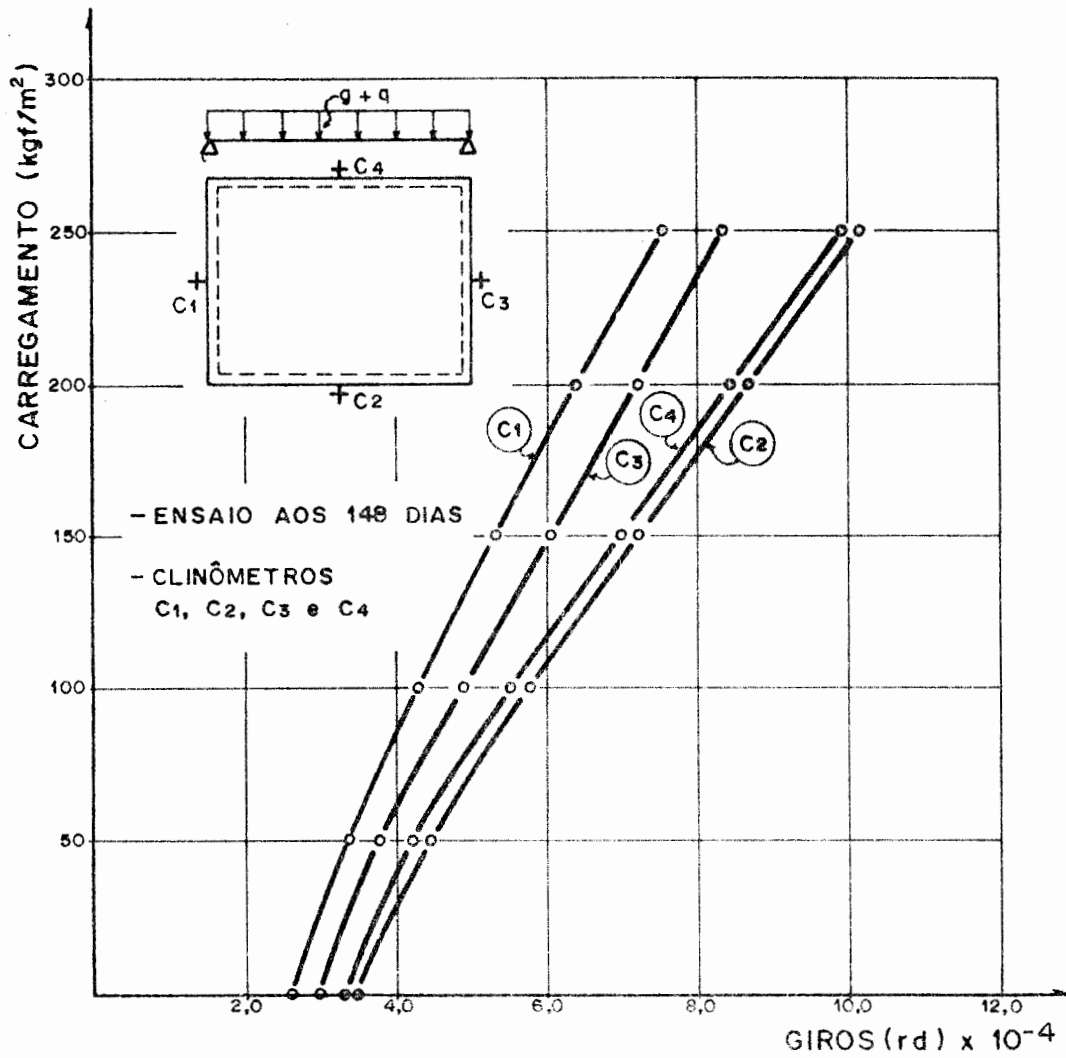
Gráf. 5.16 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 148 dias



Gráf. 5.17 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 148 dias



Gráf. 5.18 - Curvas carga-deformação vertical do ensaio aos 148 dias



Gráf. 5.19 - Curvas carga-giros nas vigas do ensaio aos 148 dias

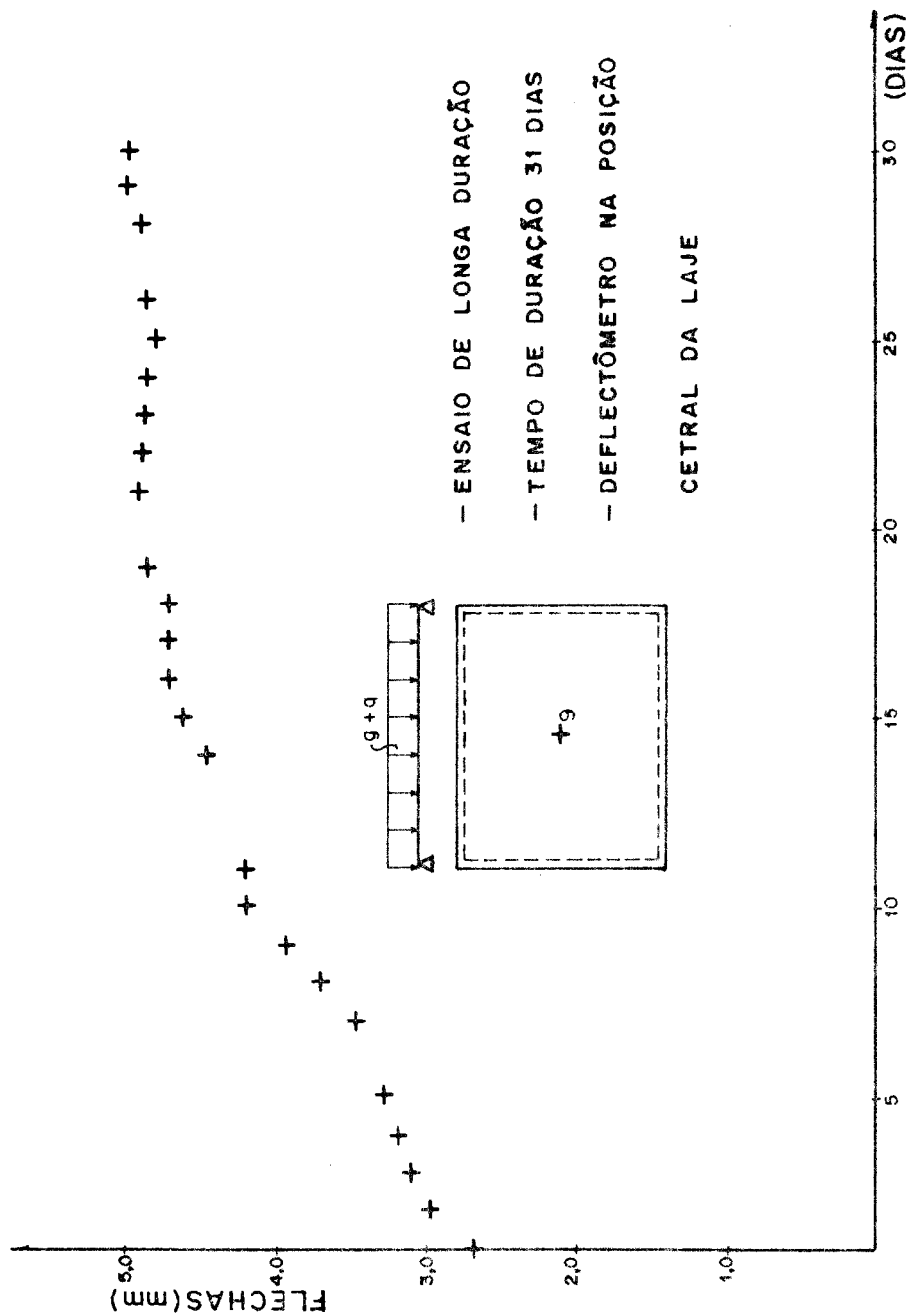


b) Ensaio de longa duração.

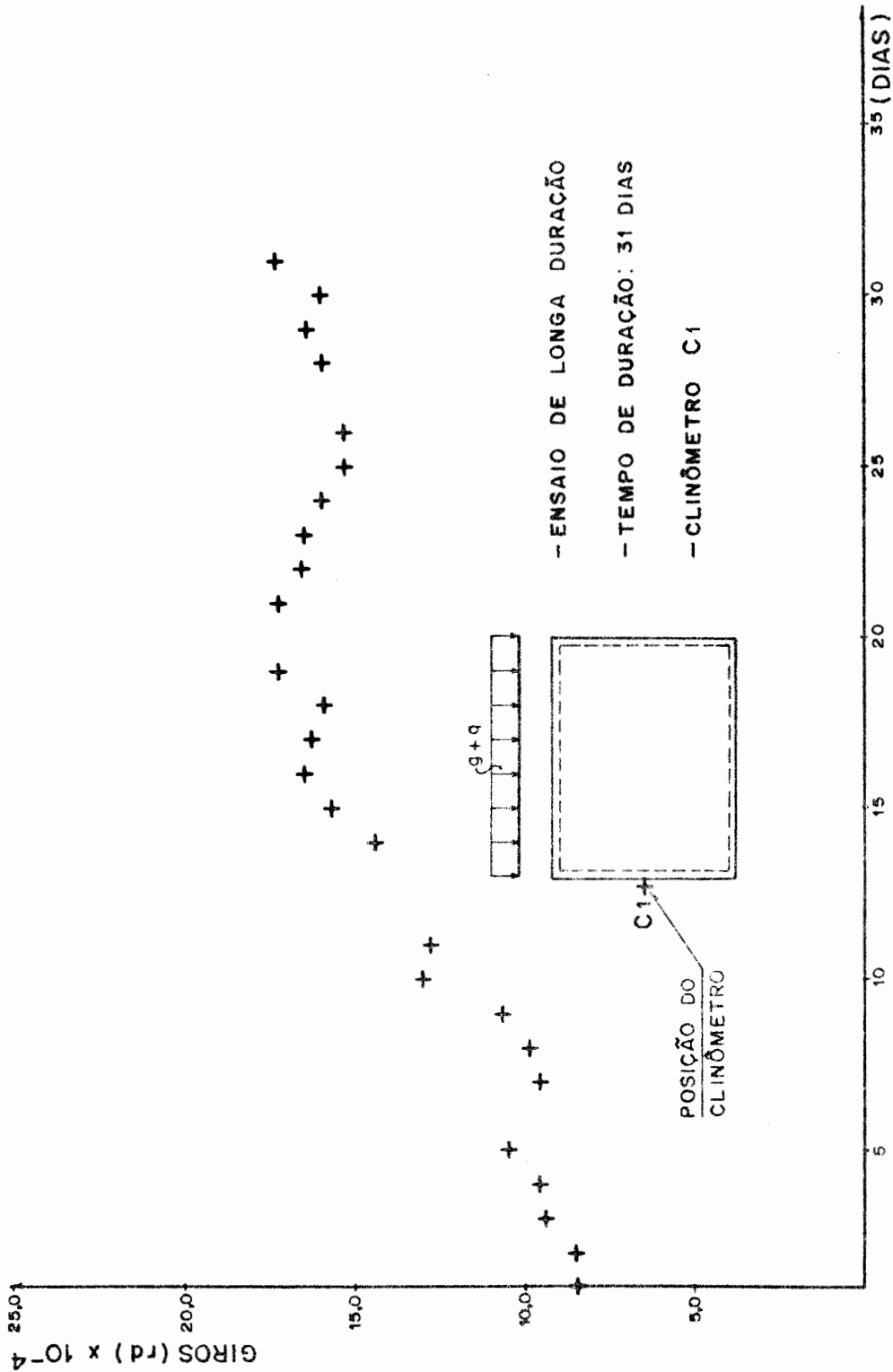
No 4º ensaio realizado no protótipo com idade de 48 dias, foi carregado normalmente em 5 etapas de cargas de  $50 \text{ Kgf/m}^2$  cada. Com a carga de peso próprio acrescido ao carregamento em altura d'água de  $250 \text{ Kgf/m}^2$ , totalizando os  $390 \text{ Kgf/m}^2$  da carga total do protótipo, deixou-se para uma verificação do comportamento do protótipo com carga de longa duração num período de 31 dias, onde foram feitas leituras diariamente. Os gráficos 5.20 à 5.22 mostram as curvas flecha-tempo e giro-tempo do respectivo ensaio.

O 5º ensaio realizado com idade de 83 dias foi carregado com a carga permanente acrescida da parcela de 30% da carga acidental, totalizando  $285 \text{ Kgf/m}^2$ . Este ensaio foi realizado num período de 58 dias. No gráfico 5.23 mostra-se a variação da deformação vertical no ponto central do protótipo em função do tempo.

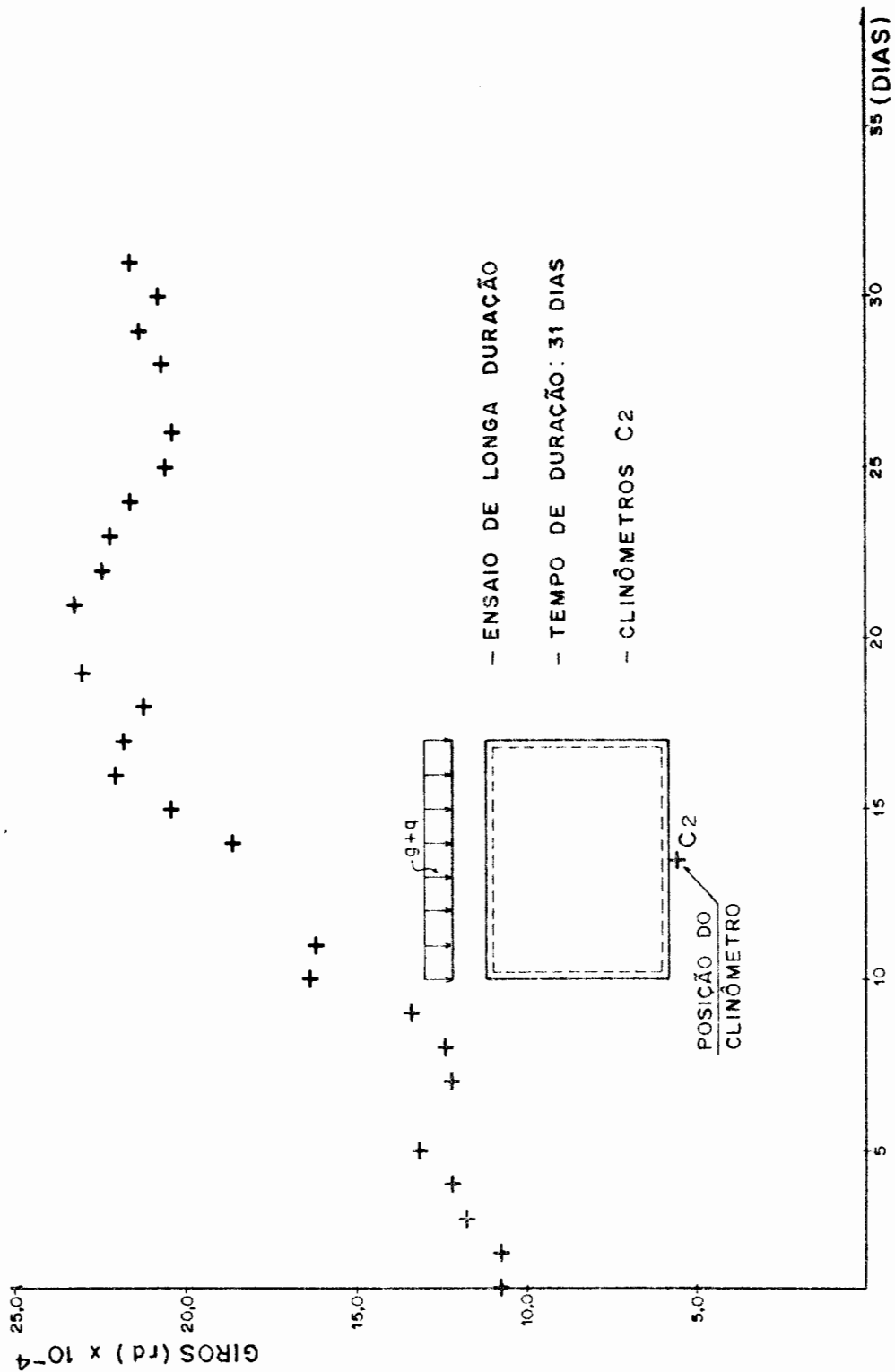
Nos gráficos 5.20 à 5.23 nota-se uma descontinuidade em certos períodos. Estas foram devidas a variação de temperatura na face superior e inferior da laje do protótipo.



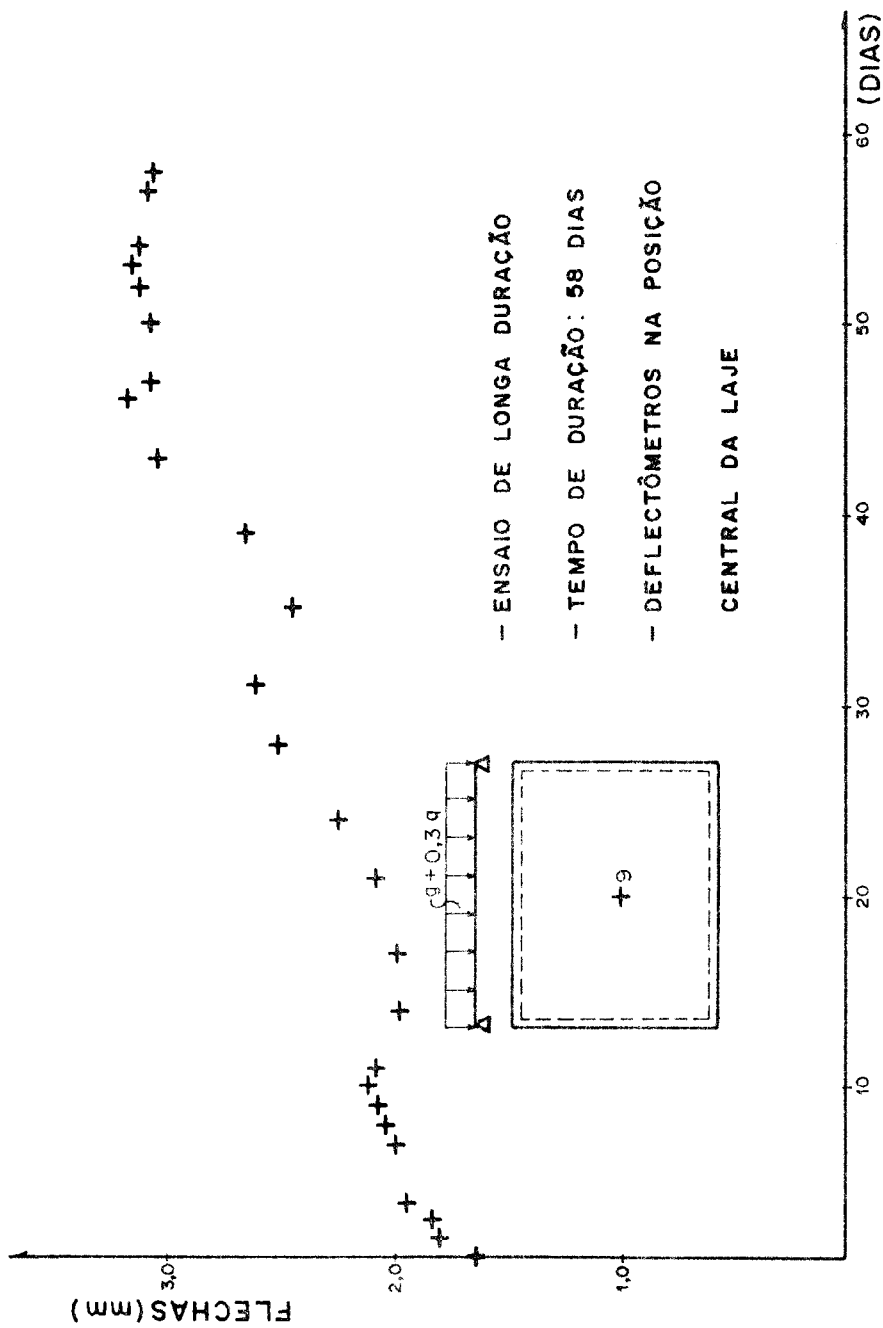
Gráf. 5.20 - Curva flecha-tempo do ensaio de longa duração



Gráf. 5.21 - Curva giro-tempo do ensaio de longa duração



Gráf. 5.22 - Curva giro-tempo do ensaio de longa duração



Gráf. 5.23 - Curva flecha-tempo do ensaio de longa duração

## c) Ensaio de ruptura.

No 6º e último ensaio do protótipo, realizado aos 148 dias após a concretagem, levou-se a laje até à ruptura. Cada etapa de carga foi de  $50 \text{ Kgf/m}^2$ , que acrescida ao peso próprio de  $140 \text{ Kgf/m}^2$ , são descritas a seguir:

- Na etapa de carga de 0 a  $490 \text{ Kgf/m}^2$  não houve sinal de fissuras na laje e nem nas vigas de contorno do protótipo.
- Carga de  $540 \text{ Kgf/m}^2$ : pequenas fissuras nas vigas de contorno. Na laje não apareceram fissuras visíveis a olho nu.
- Carga de  $590 \text{ Kgf/m}^2$ : começaram a aparecer as primeiras fissuras na laje; nas vigas as fissuras eram mais acentuadas.
- Carga de  $640 \text{ Kgf/m}^2$ : as fissuras na laje ficaram mais acentuadas no sentido longitudinal do lado maior, conforme mostra a fig. 5.1.
- Carga de  $740 \text{ Kgf/m}^2$ : na laje as fissuras estavam bem caracterizadas como também nas vigas de contorno.
- Carga de  $840 \text{ Kgf/m}^2$ : as fissuras nas vigas começaram a se estabilizar. Na laje as fissuras já estavam totalmente caracterizadas, conforme mostra a fig. 5.2. Nesta etapa de carregamento, apareceu uma fissura bastante visível na junção externa pilar-viga, conforme fig. 5.5.

- Carga de 925 Kgf/m<sup>2</sup>: as deformações verticais da laje começaram a aumentar acentuadamente.
- Carga de 940 Kgf/m<sup>2</sup>: nesta etapa de carregamento deixou-se a carga estabilizar-se e repentinamente houve a ruptura generalizada da laje com a formação das charneiras plásticas bem caracterizadas, conforme fig. 5.3. A carga teórica de ruptura calculada a partir do momento plástico, conforme eq. 5.1 (a), resultou em  $P_{rup} = 765 \text{ Kgf/m}^2$ , aproximadamente 23% menos que a carga de ruptura experimental.

$$M_p = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \left( 1 - \frac{K_2}{K_1} \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_{cj}} \right) \quad 5.1 (a)$$

onde  $K_1$  e  $K_2$  são coeficientes que dependem da distribuição das tensões do concreto.

Nesta etapa, verificou-se na parte superior do protótipo uma fissura bastante acentuada em toda a junção laje-viga. As figs. 5.6 a 5.9 mostram detalhes das fissuras na parte superior e inferior da laje do protótipo.

Os gráfs. 5.24 a 5.26 mostram o andamento das deformações verticais em função da carga até a ruptura do protótipo e o gráf. 5.27 mostra os giros em função da carga de duas vigas de contorno.

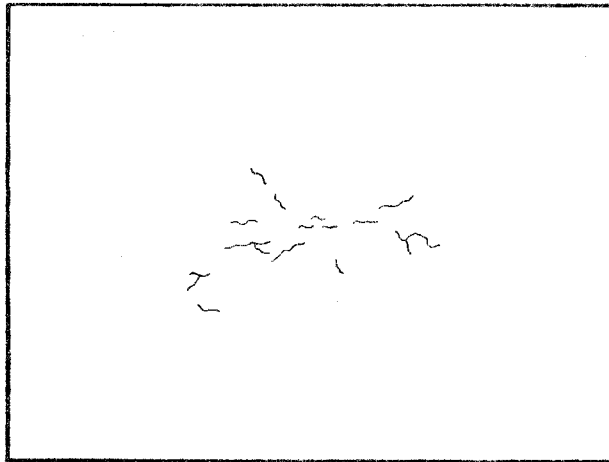


Fig. 5.1 - Face inferior do protótipo com carregamento de 640 Kgf/m<sup>2</sup>

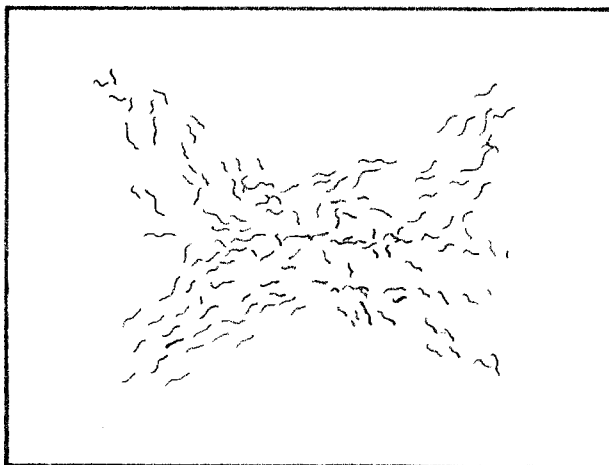


Fig. 5.2 - Face inferior do protótipo com carregamento de 840 Kgf/m<sup>2</sup>



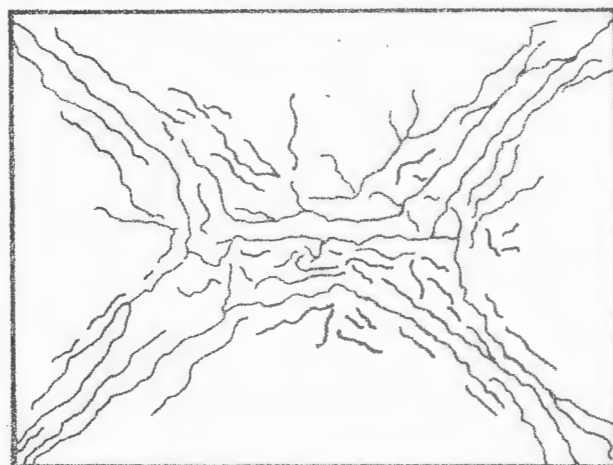


Fig. 5.3 - Face inferior do protótipo sob carga máxima de ruptura =  $940 \text{ Kgf/m}^2$

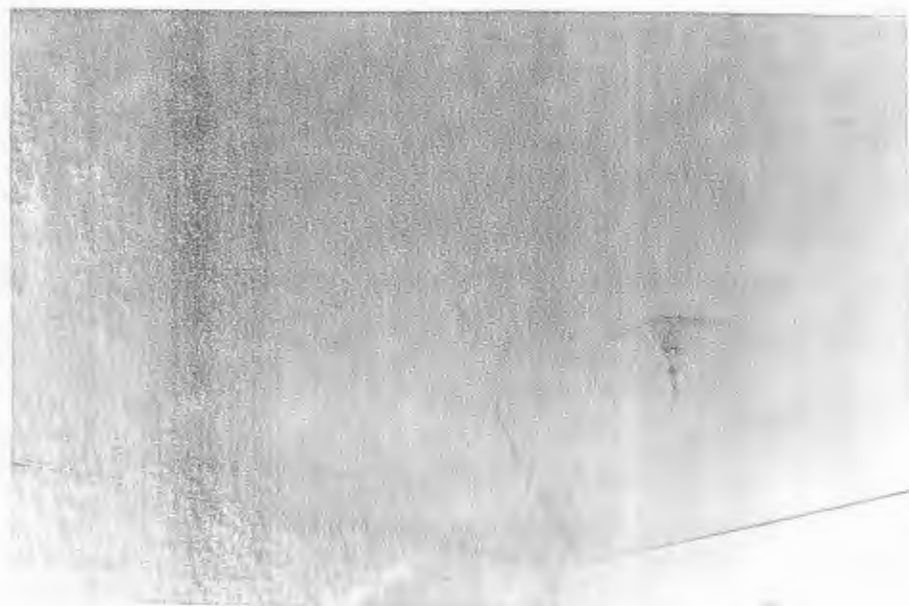


Fig. 5.4 - Detalhe das fissuras na laje sob carga máxima

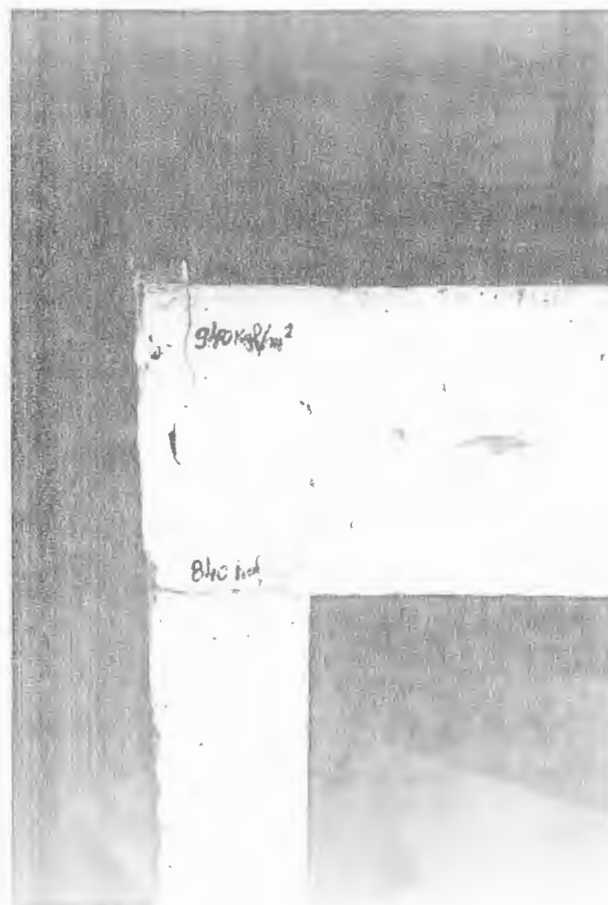


Fig. 5.5 - Separação viga pilar na etapa de  $840 \text{ Kg/m}^2$

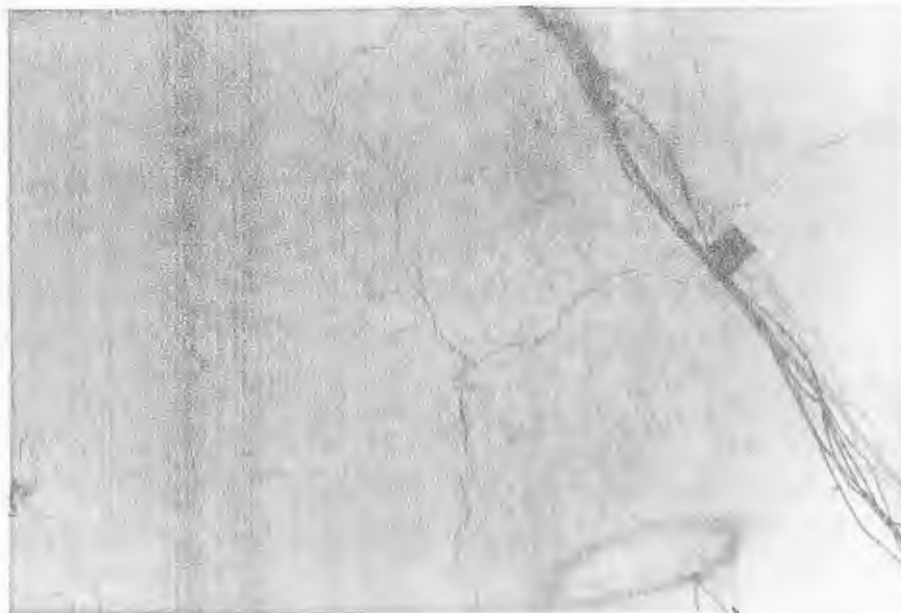


Fig. 5.6 - Detalhes das fissuras na parte inferior da laje na ruptura



Fig. 5.7 - Detalhes das fissuras na parte superior da laje na ruptura

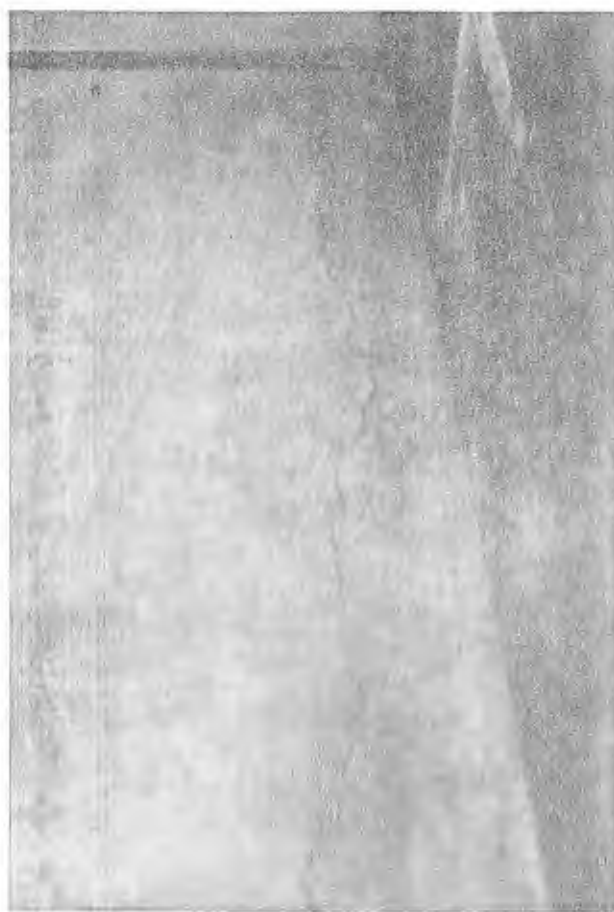


Fig. 5.8 - Fissura na parte superior da laje

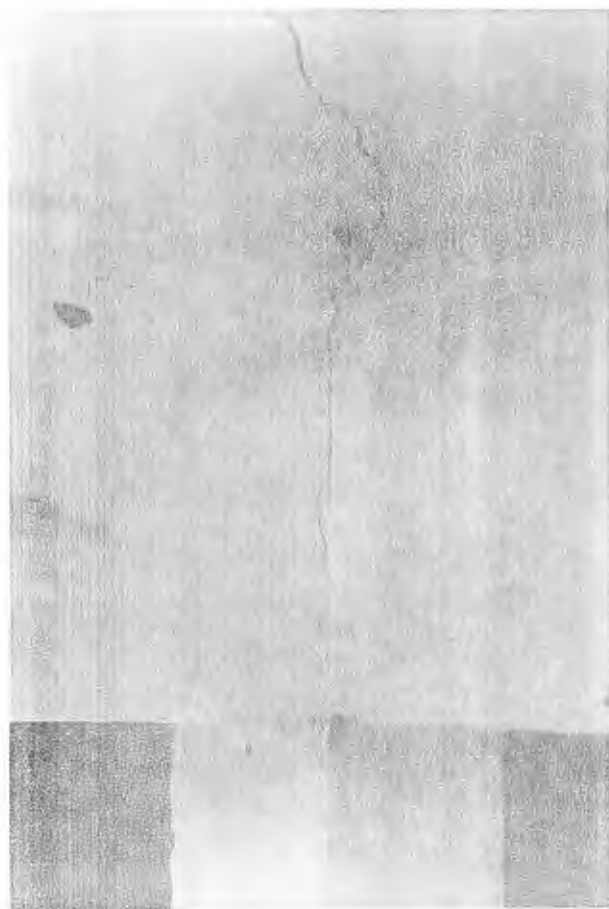
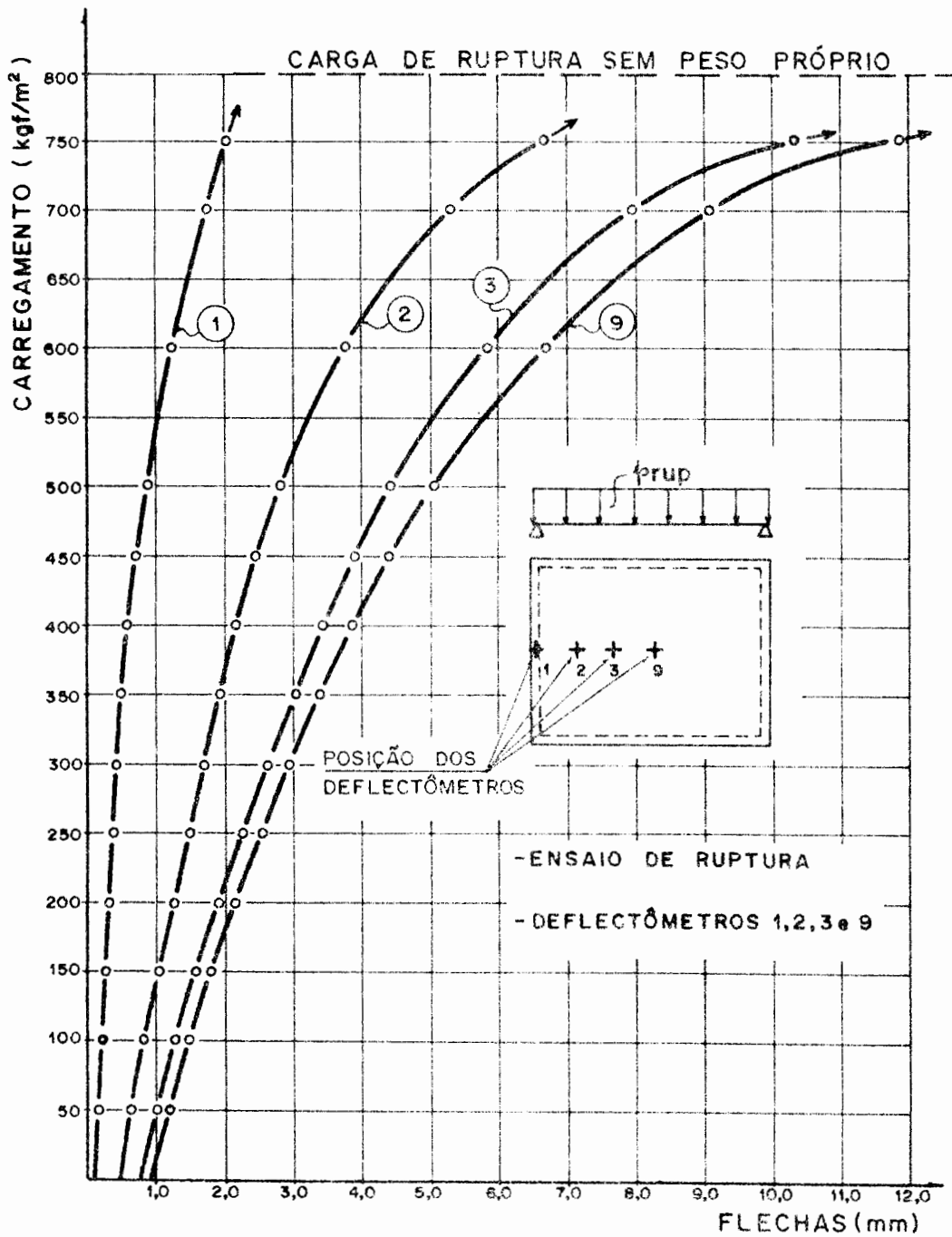
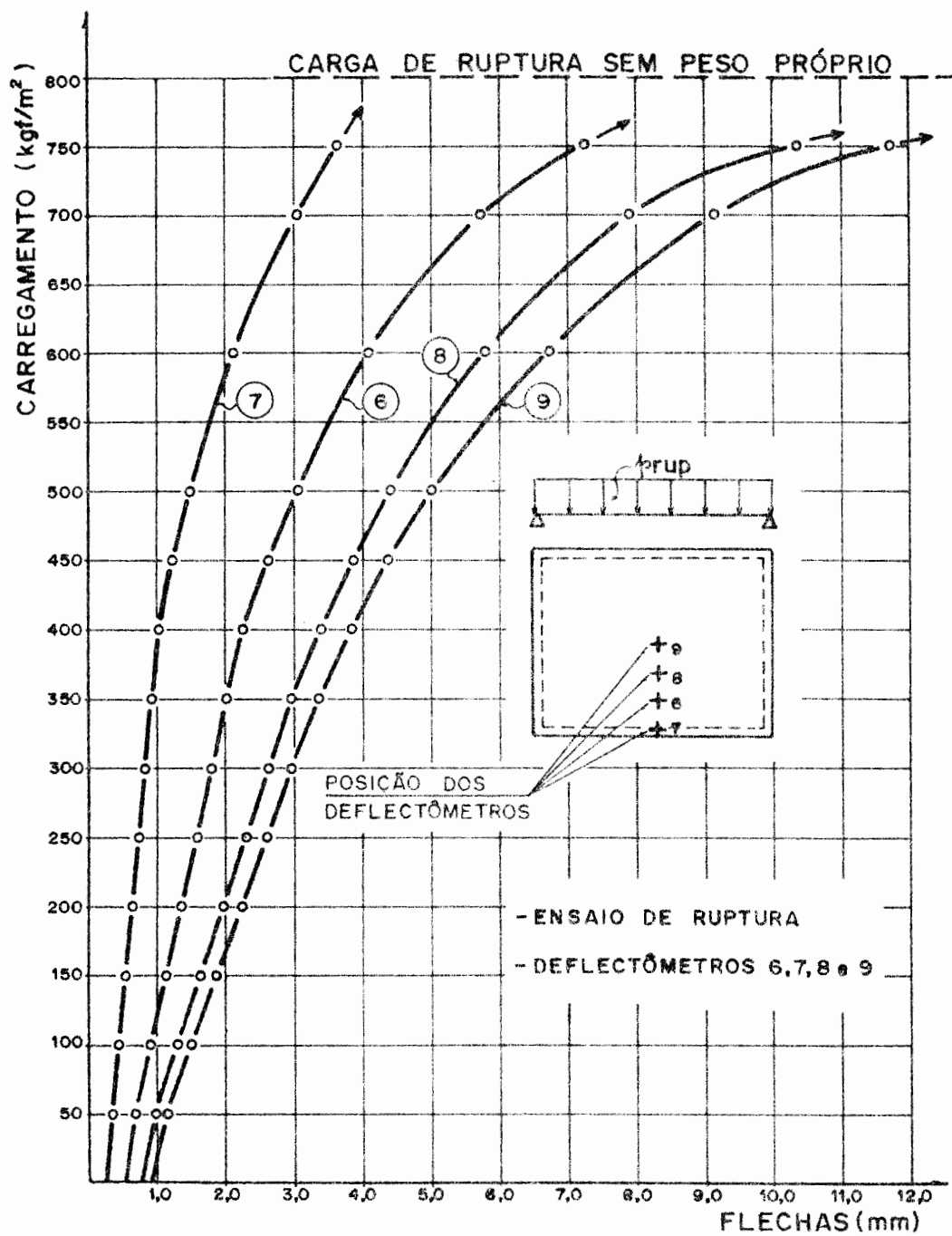


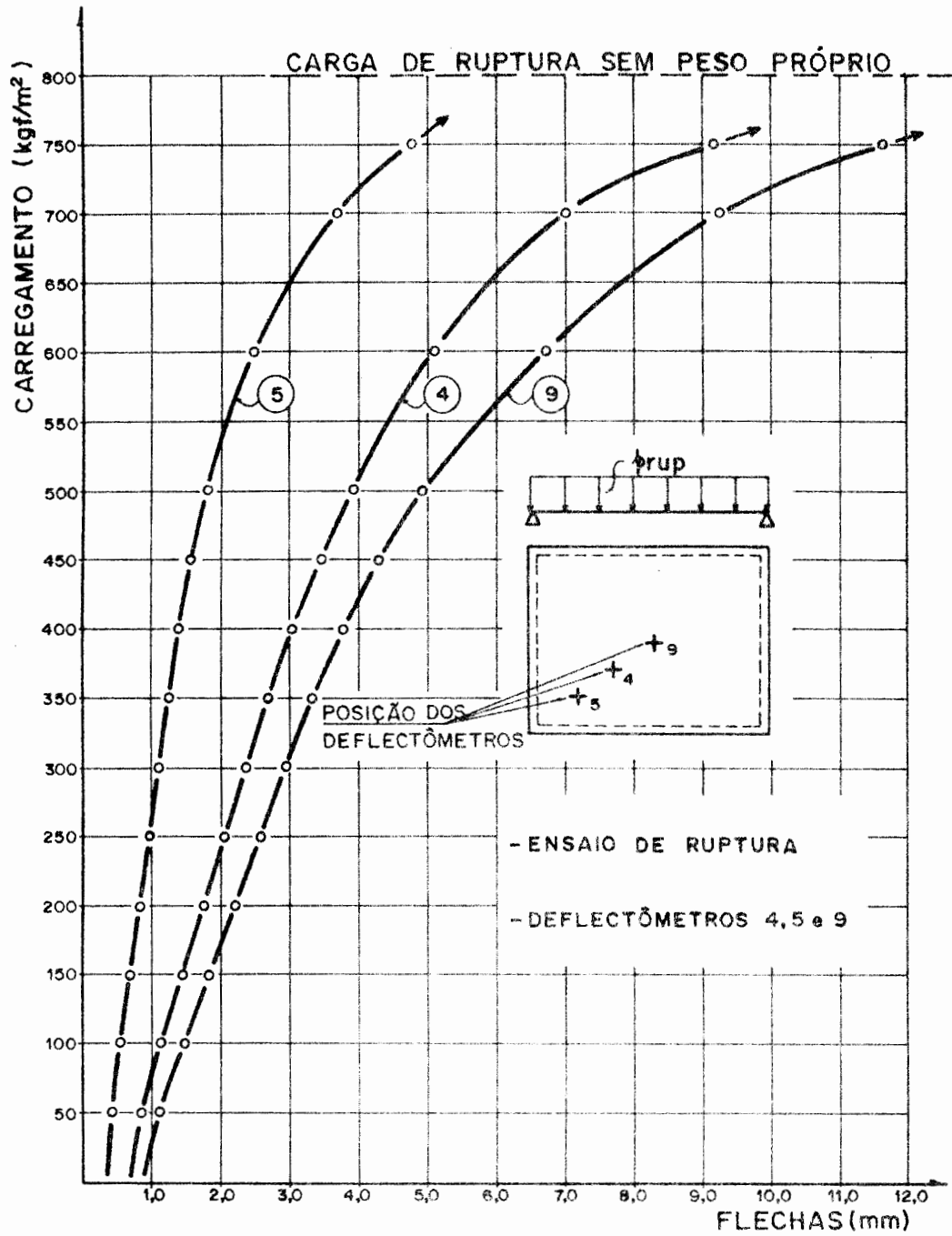
Fig. 5.9 - Fissura na parte inferior  
da laje na ruptura



Gráf. 5.24 - Curvas carga-deformação vertical na ruptura do protótipo

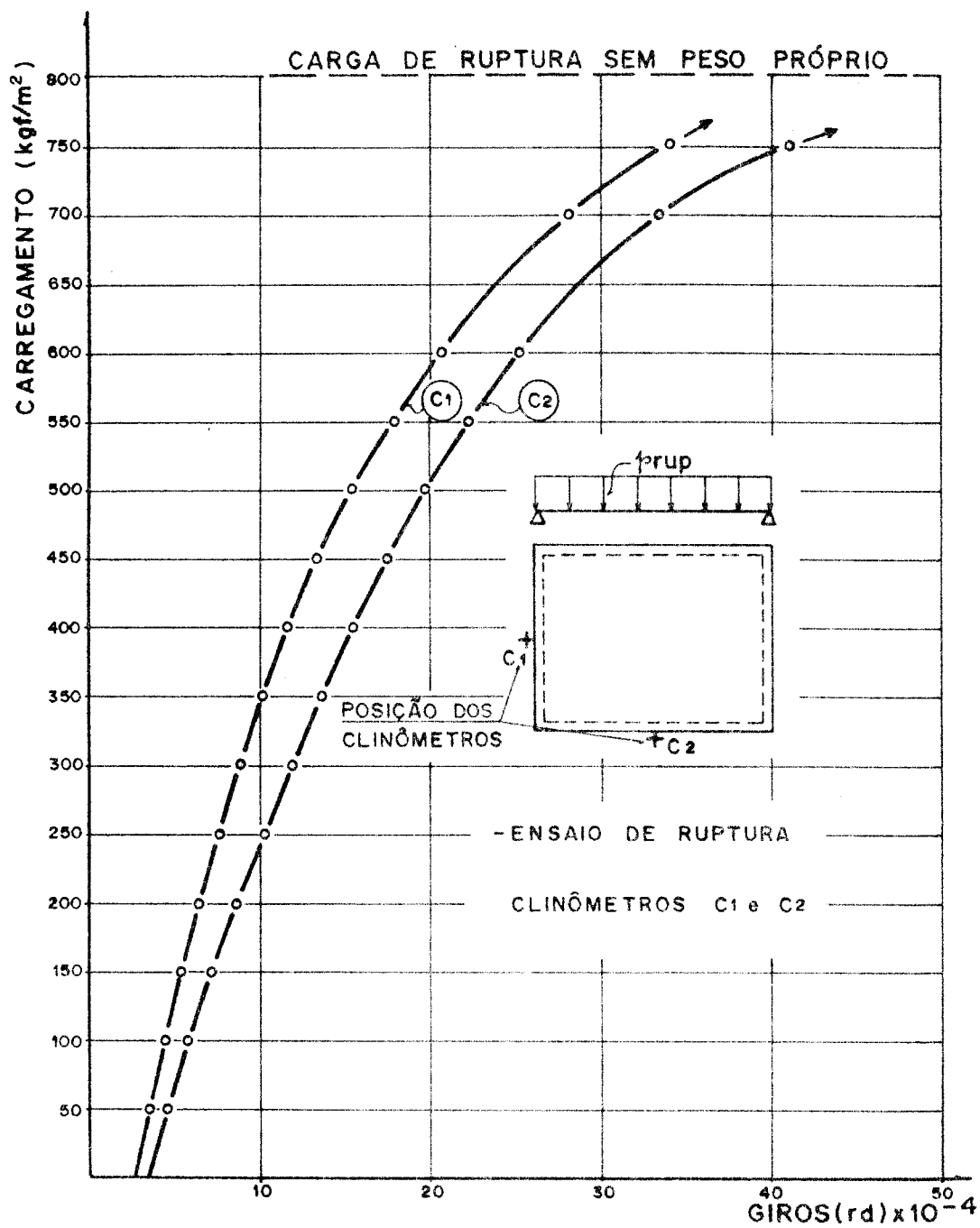


Grãf. 5.25 - Curvas carga-deformação vertical na ruptura do protótipo



Gráf. 5.26 - Curvas carga-deformação vertical na ruptura do protótipo





Gráf. 5.27 - Curvas carga-giros das vigas na ruptura do protótipo

## 5.2. Comparações com os resultados teóricos.

No gráf. 5.28 faz-se uma comparação dos resultados experimentais encontrados no protótipo, ensaiado aos 28 dias, com os resultados teóricos calculados pelas Recomendações das Normas NB-1, DIN e CEB, descritos no capítulo 2. Nota-se a grande semelhança entre os resultados encontrados experimentalmente com os calculados através da Norma NB-1 e a grande disparidade com relação às Recomendações da DIN e do CEB. Já no gráf. 5.29 mostra-se a comparação dos resultados experimentais com os teóricos calculados pela NB-1 e pelo método aproximado da Norma DIN, apresentando os resultados uma melhor aproximação entre eles.

Nos gráfs. 5.30 a 5.33 mostra-se uma comparação dos resultados experimentais dos giros das vigas de contorno do protótipo com resultados teóricos, considerando a laje simplesmente apoiada, calculados através das equações:

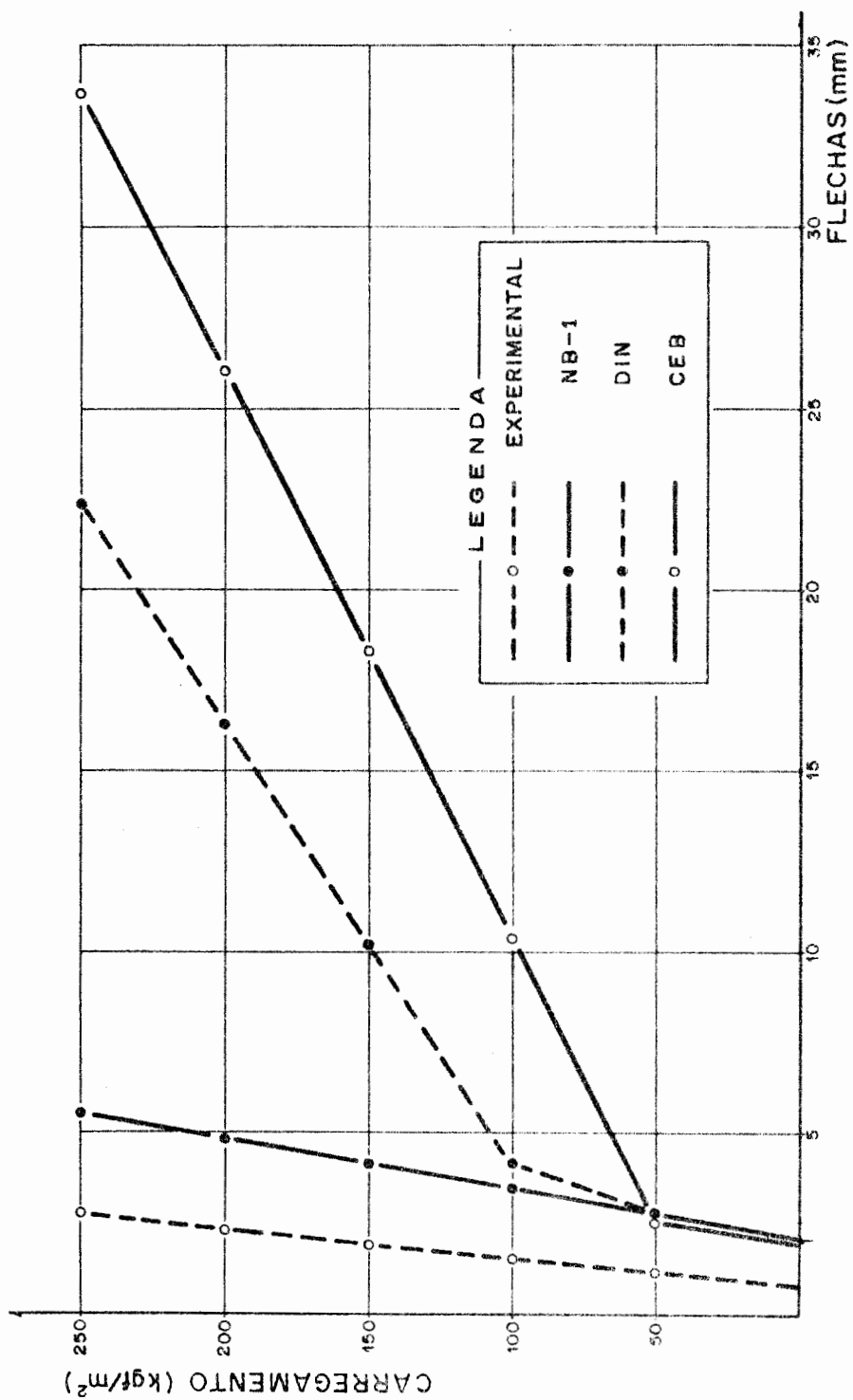
$$\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_{\substack{x=0 \\ y=b/2}} = \frac{16 \cdot q}{\pi^6 \cdot D} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\pi}{a \cdot n \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \operatorname{sen} \frac{n\pi}{2}$$

5.2 (a)

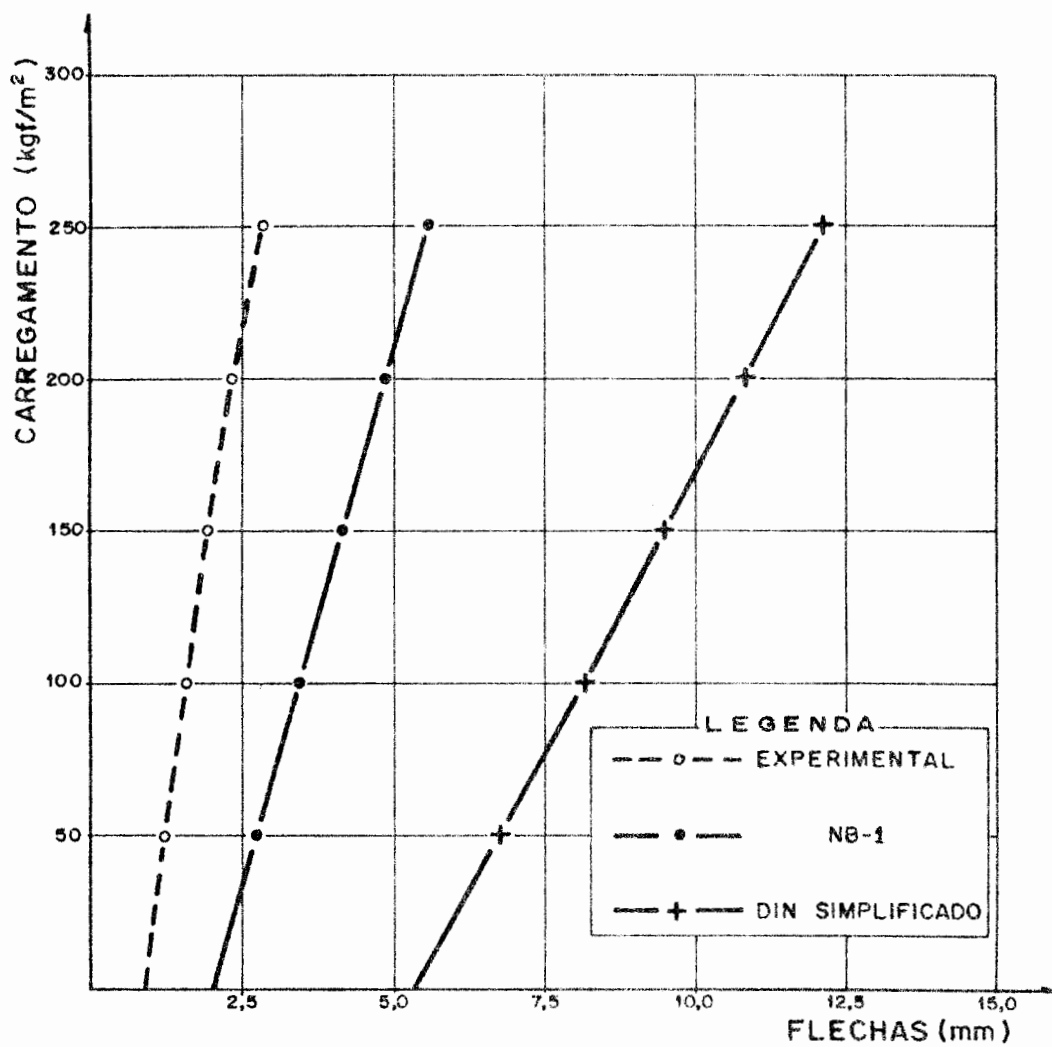
$$\left(\frac{\partial f}{\partial x}\right)_{\substack{x=a/2 \\ y=0}} = \frac{16 \cdot q}{\pi^6 \cdot D} \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \sum_{n=1,3,\dots}^{\infty} \frac{\pi}{b \cdot m \left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2}\right)^2} \operatorname{sen} \frac{m\pi}{2}$$

5.2 (b)

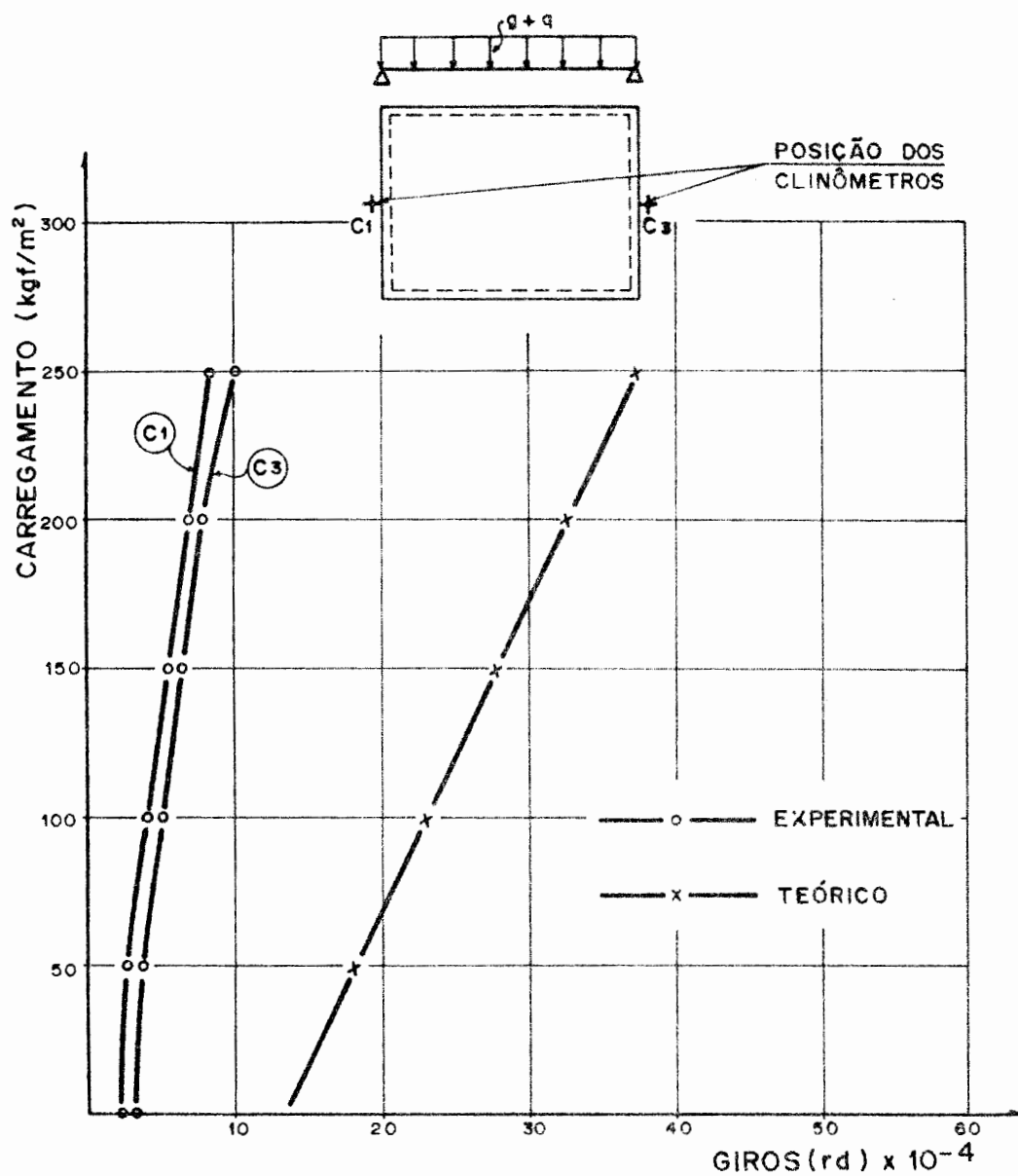
$$\text{sendo } D = \frac{E \cdot h^3}{12 (1 - \nu^2)}$$



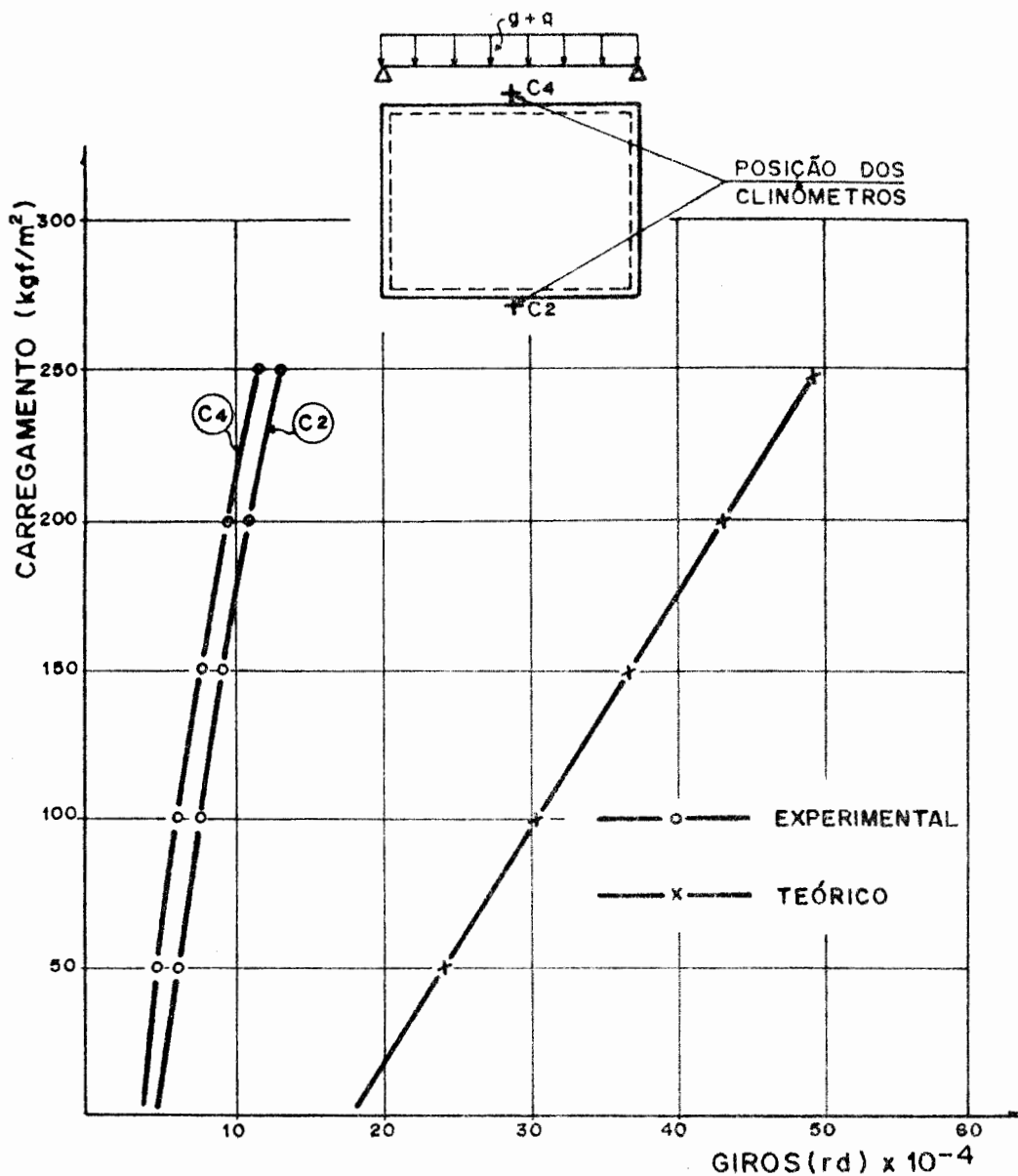
Gráf. 5.28 - Comparações dos resultados dos resultados das recomendações da NB-1, DIN e CEB com o resultado experimental do protótipo aos 28 dias



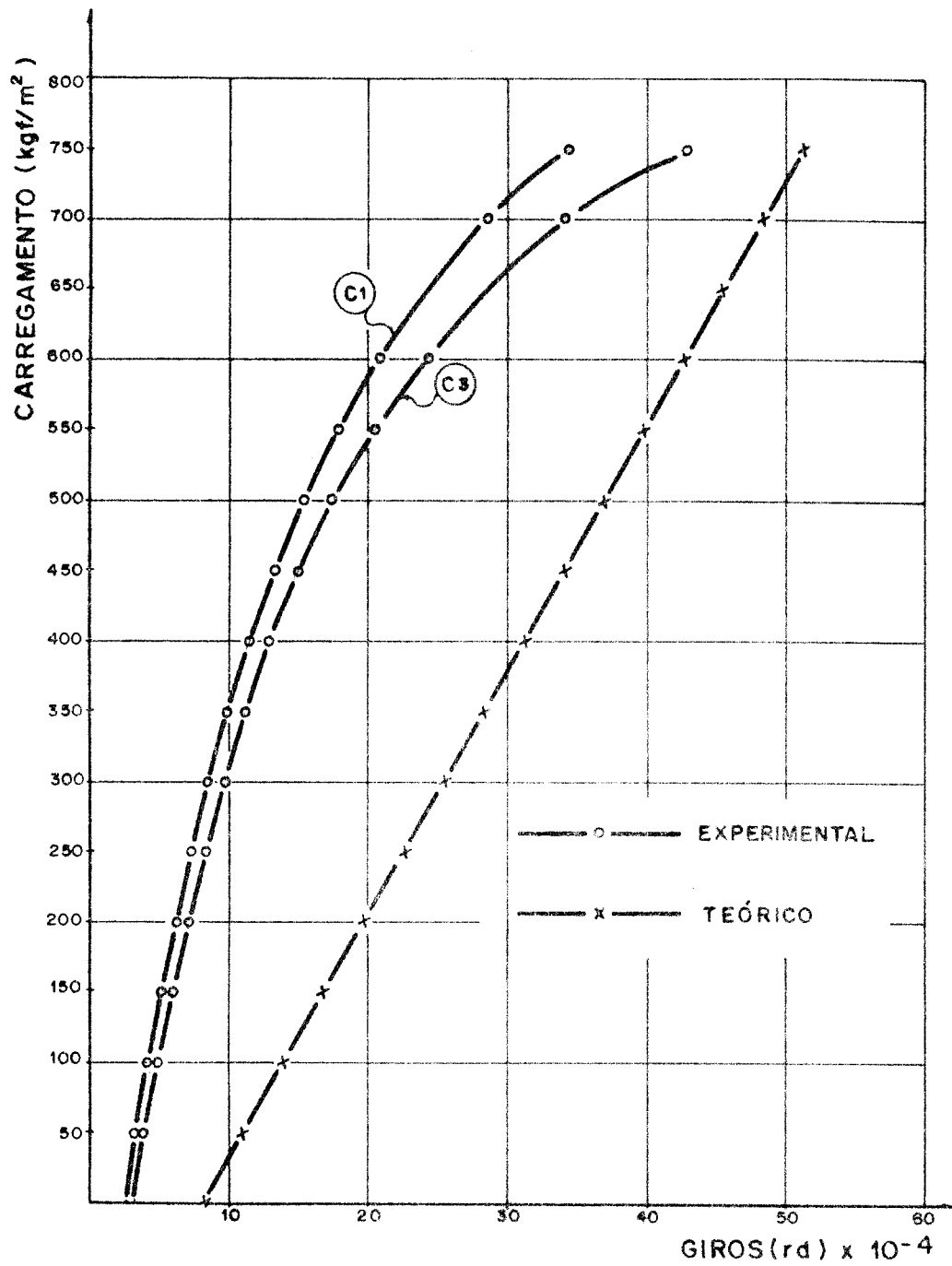
Gráf. 5.29 - Comparações dos resultados da NB-1, DIN simplificada e o resultado experimental



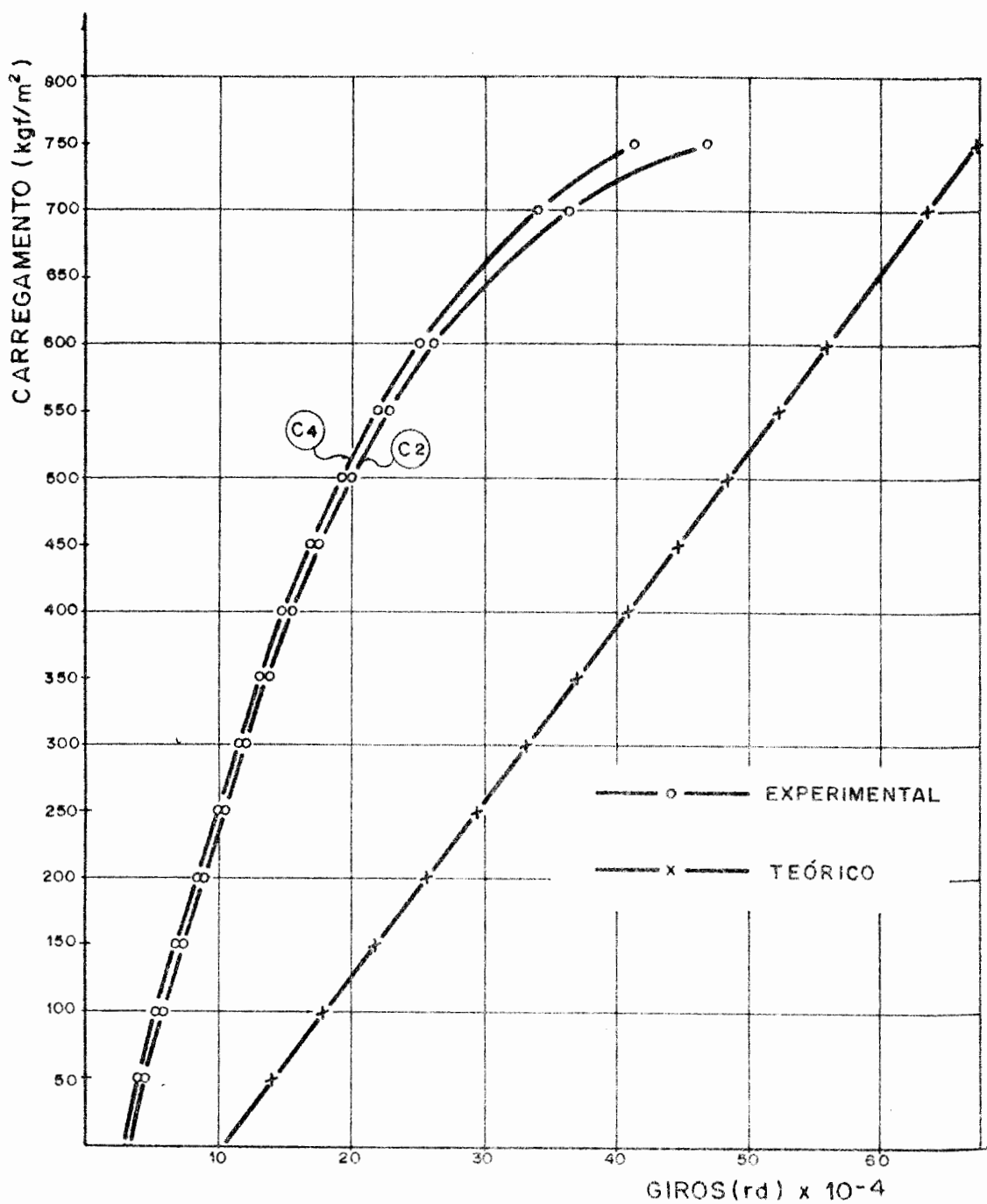
Gráf. 5.30 - Comparações entre os giros teóricos e experimentais no ensaio aos 28 dias



Gráf. 5.31 - Comparações entre os giros teóricos e experimentais no ensaio aos 28 dias



Gráf. 5.32 - Comparações entre os giros teóricos e experimentais no ensaio de ruptura



Gráf. 5.33 - Comparações entre os giros teóricos e experimentais no ensaio de ruptura



CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Embora os resultados experimentais obtidos neste trabalho não sejam representativos do comportamento geral de lajes, visto que os mesmos foram obtidos do ensaio de um único protótipo, é possível tirar algumas conclusões importantes:

- De acordo com o gráf. 5.28, constatou-se que as deformações verticais calculadas pelos métodos do CEB e da DIN considerando um trecho da laje com a rigidez no Estádio I e o restante com a rigidez no Estádio II, conduzem a um valor da flecha bem superior ao obtido no ensaio do protótipo. O valor da flecha resultante da consideração da rigidez da laje no Estádio I, conforme recomenda a Norma NB-1/78, item 4.2.3.1, conduziu a um valor mais próximo daquele obtido experimentalmente. Constata-se, então, que a Recomendação da NB-1 é válida, pois uma laje armada em duas direções com os lados apoiados ou engastados deverá ter necessariamente uma rigidez real bem maior do que aquela considerada apenas numa direção.

- As Normas permitem a dispensa do cálculo da flecha quando a esbeltez  $l/d$  não for superior a um valor limite pré-fixado. As alturas obtidas em lajes através deste procedimento são muito exageradas, conforme mostra a tab. 3.1, resultando em grande desperdício econômico. Sugere-se que este procedimento de cálculo sirva apenas para um pré-dimensionamento. Portanto, para os resultados finais das alturas em lajes deverá ser feita a verificação das flechas.

- O coeficiente R, que considera o efeito da deformação lenta, proposto pela Norma NB-1/78, item 4.2.3.1(B), ficou bem próximo ao valor obtido no ensaio de longa dura-

ção, realizado num tempo de 31 dias, conforme mostra o gráf. 5.20.

- Os giros das vigas de contorno do protótipo obtidos através dos ensaios de curta duração com carga de serviço, confirmaram que mesmo não existindo um semi-engastamento entre laje-viga, a rigidez à torção das vigas absorve parcela das deformações verticais da laje. Isto verificou-se através das comparações entre os resultados experimentais e teóricos, obtidos considerando a laje simplesmente apoiada, conforme mostra os gráficos 5.30 a 5.33.

- Uma outra verificação foi feita através dos resultados das deformações verticais, obtidas no ensaio de ruptura, pois com o carregamento bem acima da carga de serviço ( $590 \text{ Kgf/m}^2$ ), somente as faces laterais das vigas apresentavam fissuras acentuadas. As deformações verticais, na laje, eram insignificantes e praticamente não apareciam fissuras na sua parte inferior. Com o acréscimo do carregamento para  $925 \text{ Kgf/m}^2$  as deformações verticais da laje começaram a aumentar acentuadamente e as fissuras nas vigas, nesta etapa, estavam praticamente estabilizadas. Imagina-se que com este carregamento houve a separação laje-viga, conforme mostra as figs. 5.7 e 5.8. Constata-se assim a efetiva ação da armadura de contorno em lajes simplesmente apoiadas.

O Código-Modelo CEB/78 recomenda que esta armadura deva ser no mínimo igual a  $1/4$  de  $A_s$ , referente ao vão equivalente, colocada sobre uma distância de 0,2 do vão correspondente. Esta armadura também serviria para absorver as tensões de tração provenientes de esforços de coação internos (variação de temperatura, umidade do ar), como as que ocorreram no dia da concretagem do protótipo.

- O espaçamento das barras da armadura utilizado na laje do protótipo, de 10,7 cm na direção do maior momento e 13,0 cm na direção transversal, teve um comportamento satisfatório em relação a fissuração. Portanto, sugere-se um espaçamento das barras da armadura principal, na região dos maiores momentos, não superior a 15.0 cm.

- Na laje do protótipo, submetida a carga de ruptura, caracterizaram-se nitidamente as linhas de rupturas com fissuras de grande abertura no concreto conforme figs. 5.1 a 5.3.

- Os ensaios de resistência à compressão simples indicaram um aumento acentuado da resistência do concreto em ensaios realizados após os 28 dias, confirmando o tipo de curva de crescimento da resistência do concreto com cimento Pozolânico.

- Os resultados obtidos nos ensaios do módulo de deformação longitudinal secante, obtido da relação  $E_c = \left( \frac{\sigma_c}{\epsilon_c} \right)_{\sigma_c = 0.4 f_c}$ , confirmaram praticamente a fórmula proposta pela NB-1/78.

- O coeficiente de Poisson relativo às deformações elásticas obtido nos ensaios foi em média igual a 0,17, um pouco inferior ao proposto pela NB-1/78, item 8.2.6, que supõe igual a 0,2.

- O sistema de carregamento em nível d'água facilitou bastante as diversas etapas de carregamento e descarregamento, permitindo obter uma excelente precisão das cargas.

- O sistema de medição das deformações verticais através do dispositivo idealizado, conforme descrito no item 4.1, teve um funcionamento bastante razoável nas leituras, não ocorrendo o mesmo com o processo utilizado para a colagem dos strain-gages nas barras da armadura, já que o funcionamento foi razoável apenas nos primeiros ensaios.

Como continuação deste trabalho ou mesmo para outros trabalhos similares podemos sugerir:

- Estudo das deformações verticais devido à flexão em uma laje simplesmente apoiada, sem ligação com as vigas de contorno, para verificar experimentalmente qual o valor da absorção das deformações verticais devido a rigidez à torção das vigas.

- Estudo das deformações verticais devido à flexão em lajes com outros tipos de vinculação.

- Estudo da resistência à tração na flexão em lajes, para uma determinação mais precisa do momento de fissuração.

APENDICE A

1º ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS													
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>			
20/06	9:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	10:21	50	50	0,03	0,12	0,21	0,21	0,07	0,15	0,07	0,22	0,26	0,19	0,08			
20/06	11:00	50	100	0,08	0,33	0,55	0,50	0,20	0,38	0,17	0,56	0,62	0,48	0,21			
20/06	11:46	50	150	0,13	0,55	0,88	0,80	0,34	0,62	0,27	0,89	1,00	0,79	0,35			
20/06	12:35	50	200	0,20	0,79	1,26	1,16	0,51	0,89	0,40	1,28	1,42	1,14	0,51			
20/06	13:19	50	250	0,27	1,06	1,65	1,51	0,68	1,17	0,52	1,68	1,85	1,49	0,67			
20/06	14:32	0	250	0,29	1,11	1,71	1,57	0,70	1,21	0,55	1,73	1,91	1,53	0,70			
20/06	18:30	0	0	0,15	0,18	0,30	0,29	0,15	0,23	0,14	0,30	0,33	0,28	0,11			

Tab. A-1 - Deformações Verticais do ensaio aos 28 dias

Iº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS											UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS														
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>			
20/06	9:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	10:21	50	50	0,02	0,14	0,21	0,18	0,07	0,00	0,00	0,07	0,16	0,20	0,20	0,08	0,00	0,00	0,00
20/06	11:00	50	100	0,06	0,35	0,53	0,47	0,19	0,00	0,16	0,38	0,53	0,49	0,22	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	11:46	50	150	0,12	0,55	0,87	0,76	0,25	0,00	0,27	0,61	0,86	0,79	0,36	-0,01	0,00	0,00	0,00
20/06	12:35	50	200	0,19	0,80	1,25	1,10	0,47	0,00	0,41	0,89	1,24	1,14	0,51	-0,02	0,00	0,00	0,00
20/06	13:19	50	250	0,26	1,05	1,62	1,45	0,63	0,00	0,55	1,17	1,63	1,49	0,68	-0,03	0,00	0,00	0,00
20/06	14:32	0	250	0,27	1,08	1,67	1,48	0,65	0,00	0,57	1,20	1,68	1,53	0,71	-0,03	0,00	0,00	0,00
20/06	18:30	0	0	0,07	0,17	0,26	0,22	0,07	0,01	0,14	0,23	0,28	0,27	0,14	-0,05	0,00	0,00	0,00

Tab. A-2 - Deformações Verticais do ensaio aos 28 dias



IIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS										UNIDADE: (mm)						
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS														
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>				
26/06	9:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	9:45	50	50	0,04	0,16	0,26	0,20	0,08	0,17	0,07	0,24	0,27	0,20	0,09				
26/06	10:30	50	100	0,08	0,34	0,53	0,46	0,19	0,35	0,14	0,52	0,59	0,44	0,20				
26/06	11:15	50	150	0,12	0,55	0,87	0,75	0,36	0,58	0,24	0,85	0,97	0,73	0,32				
26/06	12:00	50	200	0,17	0,77	1,24	1,08	0,45	0,82	0,34	1,23	1,40	1,06	0,46				
26/06	12:40	50	250	0,23	1,01	1,62	1,42	0,59	1,07	0,40	1,60	1,82	1,39	0,61				
26/06	14:00	0	250	0,24	1,05	1,68	1,48	0,62	1,10	0,46	1,67	1,90	1,45	0,62				
26/06	17:25	0	0	0,00	0,08	0,19	0,24	0,00	0,05	0,04	0,15	0,22	0,15	0,02				

Tab. A-3 - Deformações verticais do ensaio aos 34 dias

IIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS													
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
26/06	9:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	9:45	50	50	0,03	0,13	0,23	0,19	0,09	0,00	0,08	0,16	0,17	0,18	0,02	0,00	0,00	0,00
26/06	10:30	50	100	0,06	0,30	0,50	0,43	0,19	0,00	0,16	0,34	0,43	0,43	0,13	0,00	0,00	0,00
26/06	11:15	50	150	0,11	0,51	0,81	0,71	0,32	0,00	0,25	0,56	0,70	0,73	0,26	0,00	0,00	0,00
26/06	12:00	50	200	0,16	0,74	1,20	1,03	0,46	0,00	0,35	0,80	1,05	0,05	0,40	0,00	0,00	0,00
26/06	12:40	50	250	0,21	0,97	1,58	1,36	0,60	-0,01	0,46	1,04	1,44	1,37	0,53	0,00	0,00	0,00
26/06	14:00	0	250	0,21	1,00	1,63	1,41	0,61	-0,01	0,46	1,06	1,56	1,42	0,54	-0,01	0,00	0,00
26/06	17:25	0	0	0,00	0,07	0,14	0,08	0,14	0,01	0,02	0,02	0,11	0,14	-0,01	-0,02	0,00	0,00

Tab. A-4 - Deformações verticais do ensaio aos 34 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS		DEFLECTÔMETROS											UNIDADE: (mm)
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>	
		PARCIAL	TOTAL												
28/06	8:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	9:30	50	50	0,04	0,22	0,23	0,20	0,06	0,17	0,06	0,23	0,26	0,19	0,09	
28/06	10:10	50	100	0,08	0,34	0,53	0,47	0,16	0,37	0,14	0,52	0,59	0,45	0,20	
28/06	11:00	50	150	0,11	0,53	0,85	0,75	0,29	0,59	0,23	0,85	0,95	0,73	0,33	
28/06	11:45	50	200	0,18	0,76	1,19	1,05	0,42	0,82	0,33	1,19	1,34	1,04	0,47	
28/06	12:30	50	250	0,24	0,98	1,52	1,35	0,56	1,05	0,43	1,52	1,71	1,34	0,60	
28/06	14:00	0	250	0,27	1,00	1,55	1,38	0,56	1,08	0,44	1,56	1,76	1,37	0,61	
28/06	17:00	0	0	0,01	0,05	0,15	0,09	0,01	0,05	0,00	0,08	0,15	0,07	0,03	

Tab. A-5 - Deformações verticais do ensaio aos 36 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS		UNIDADE: (mm)													
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS															
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		PARCIAL	TOTAL														
28/06	8:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	9:30	50	50	0,03	0,14	0,23	0,19	0,10	0,00	0,07	0,16	0,14	0,20	0,04	0,00		
28/06	10:10	50	100	0,07	0,33	0,52	0,46	0,22	0,00	0,16	0,37	0,41	0,47	0,16	0,00		
28/06	11:00	50	150	0,11	0,53	0,83	0,73	0,35	0,00	0,25	0,57	0,72	0,75	0,30	0,00		
28/06	11:45	50	200	0,16	0,75	1,18	1,04	0,49	0,00	0,36	0,80	1,10	1,06	0,44	0,00		
28/96	12:30	50	250	0,21	0,95	1,50	1,33	0,62	0,00	0,45	1,02	1,44	1,36	0,57	0,00		
28/06	14:00	0	250	0,21	0,98	1,54	1,37	0,64	0,00	0,46	1,06	1,52	1,41	0,58	0,00		
28/06	17:00	0	0	0,01	0,07	0,10	0,10	0,06	0,00	0,01	0,05	0,10	0,13	0,05	0,00		

Tab. A-6 - Deformações verticais do ensaio aos 36 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		UNIDADE: (mm)														
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS														
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>				
10/07	8:30	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	9:20	50	50	0,04	0,20	0,23	0,21	0,11	0,16	0,08	0,23	0,25	0,20	0,10				
10/07	10:10	50	100	0,09	0,41	0,54	0,48	0,23	0,36	0,16	0,54	0,61	0,47	0,22				
10/07	10:50	50	150	0,14	0,59	0,83	0,75	0,35	0,57	0,25	0,83	0,94	0,71	0,33				
10/07	11:40	50	200	0,20	0,83	1,17	1,06	0,50	0,81	0,35	1,18	1,34	1,04	0,48				
10/07	12:30	50	250	0,25	1,03	1,48	1,36	0,63	1,03	0,45	1,55	1,71	1,32	0,60				
10/07	14:00	0	250	0,26	1,05	1,51	1,38	0,63	1,05	0,47	1,58	1,79	1,34	0,61				
10/07	18:20	0	250	0,27	1,05	1,53	1,40	0,63	1,06	0,48	1,60	1,86	1,36	0,61				

Tab. A-7 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS											UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>						
		PARCIAL	TOTAL															
10/07	8:30	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	9:20	50	50	0,03	0,14	0,23	0,20	0,10	0,00	0,07	0,14	0,22	0,20	0,05	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	10:10	50	100	0,08	0,33	0,52	0,46	0,22	0,00	0,17	0,36	0,52	0,47	0,18	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	10:50	50	150	0,12	0,51	0,82	0,72	0,34	-0,01	0,26	0,56	0,81	0,74	0,31	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	11:40	50	200	0,17	0,74	1,16	1,04	0,48	-0,02	0,37	0,82	1,21	1,05	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	12:30	50	250	0,21	0,93	1,47	1,31	0,62	-0,02	0,47	1,03	1,54	1,36	0,58	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	14:00	0	250	0,22	0,95	1,50	1,34	0,63	-0,02	0,48	1,06	1,57	1,44	0,59	-0,01	0,00	0,00	0,00
10/07	18:20	0	250	0,22	0,96	1,52	1,35	0,63	-0,01	0,49	1,07	1,57	1,50	0,60	-0,01	0,00	0,00	0,00

Tab. A-8 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS										UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS														
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>		
		PARCIAL	TOTAL													
11/07	17:35	0	250	0,29	1,13	1,66	1,52	0,68	1,15	0,52	1,72	2,06	1,49	0,67		
12/07	17:00	0	250	0,32	1,24	1,80	1,65	0,82	1,26	0,57	1,86	2,21	1,63	0,74		
13/07	15:00	0	250	0,34	1,28	1,86	1,71	0,85	1,31	0,59	1,93	2,28	1,69	0,77		
14/07	8:30	0	250	0,35	1,35	1,97	1,81	0,90	1,39	0,61	2,00	2,39	1,79	0,82		
16/07	16:00	0	250	0,36	1,41	2,11	1,95	0,93	1,44	0,65	2,17	2,56	1,91	0,84		
17/07	16:45	0	250	0,39	1,54	2,32	2,14	0,98	1,56	0,70	2,37	2,80	2,10	0,90		
18/07	15:50	0	250	0,41	1,67	2,51	2,30	1,06	1,68	0,76	2,56	3,03	2,27	0,98		
19/07	16:30	0	250	0,47	1,85	2,75	2,53	1,19	1,89	0,83	2,81	3,29	2,49	1,11		

Tab. A-9 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS											UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>					
		PARCIAL	TOTAL														
11/07	17:35	0	250	0,25	1,05	1,66	1,45	0,68	-0,03	0,53	1,14	1,65	1,63	0,64	0,01		
12/07	17:00	0	250	0,28	1,15	1,80	1,58	0,75	-0,03	0,58	1,26	1,66	1,77	0,72	0,00		
13/07	15:00	0	250	0,29	1,19	1,87	1,63	0,78	-0,03	0,60	1,30	1,68	1,81	0,75	0,02		
14/07	8:30	0	250	0,30	1,26	1,97	1,73	0,83	-0,04	0,62	1,39	1,80	1,97	0,81	0,02		
16/07	16:00	0	250	0,33	1,30	2,11	1,82	0,84	-0,07	0,67	1,41	1,88	2,07	0,84	0,09		
17/07	16:45	0	250	0,36	1,42	2,31	1,99	0,90	-0,10	0,72	1,51	2,01	2,23	0,88	0,09		
18/07	15:50	0	250	0,39	1,52	2,50	2,15	0,97	-0,12	0,78	1,63	2,17	2,40	0,96	0,09		
19/07	16:30	0	250	0,43	1,72	2,73	2,38	1,11	-0,12	0,85	1,86	2,43	2,65	1,11	0,08		

Tab. A-10 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias



IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO:										UNIDADE:				
Deformações		48 DIAS										(mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS														
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>		
		PARCIAL	TOTAL													
20/07	10:30	0	250	0,46	1,84	2,73	2,51	1,20	1,88	0,82	2,79	3,28	2,48	1,10		
23/07	16:40	0	250	0,53	2,02	2,97	2,73	1,30	2,07	0,90	3,03	3,54	2,68	1,21		
24/07	16:35	0	250	0,56	2,13	3,10	2,86	1,36	2,19	0,94	3,18	3,70	2,80	1,29		
25/07	15:15	0	250	0,58	2,20	3,21	2,96	1,41	2,29	0,96	3,30	3,81	2,89	1,34		
26/07	15:20	0	250	0,56	2,18	3,19	2,94	1,41	2,26	0,94	3,29	3,80	2,87	1,32		
27/07	15:00	0	250	0,57	2,17	3,18	2,94	1,41	2,25	0,94	3,28	3,79	2,86	1,31		
28/07	17:00	0	250	0,60	2,27	3,33	3,07	1,44	2,37	0,99	3,44	3,96	2,99	1,39		
30/07	15:45	0	250	0,60	2,28	3,35	3,10	1,48	2,39	0,98	3,50	3,99	3,01	1,39		

Tab. A-11 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS										UNIDADE: (mm)			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS											
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>
20/07	10:30	0	250	0,42	1,70	2,72	2,37	1,11	-0,19*	0,83	1,84	2,44	2,64	1,12	0,07
23/07	16:40	0	250	0,46	1,87	2,94	2,58	1,23	-0,12*	0,90	2,04	2,72	2,86	1,24	0,03
24/07	16:35	0	250	0,48	1,97	3,07	2,71	1,31	-0,06	0,95	2,18	2,86	3,00	1,32	-0,02*
25/07	15:15	0	250	0,49	2,05	3,17	2,81	1,37	-0,06	0,96	2,28	2,98	3,11	1,38	-0,02
26/07	15:20	0	250	0,48	2,03	3,15	2,79	1,35	-0,09	0,93	2,25	2,96	3,09	1,38	-0,02
27/07	15:00	0	250	0,48	2,02	3,15	2,78	1,34	-0,08	0,94	2,23	2,93	3,08	1,38	-0,02
28/07	17:00	0	250	0,50	2,12	3,28	2,91	1,42	-0,03	1,00	2,37	3,11	3,23	1,44	-0,08*
30/07	15:45	0	250	0,49	2,13	3,31	2,92	1,42	0,01	0,98	2,38	3,17	3,25	1,47	-0,06

Tab. A-12 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS															
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>			
		PARCIAL	TOTAL														
31/07	16:10	0	250	0,60	2,26	3,33	3,07	1,47	2,36	0,98	3,47	3,97	2,98	1,38			
01/08	16:20	0	250	0,61	2,26	3,34	3,08	1,47	2,36	0,99	3,47	3,97	2,98	1,38			
02/08	16:10	0	250	0,61	2,24	3,33	3,06	1,46	2,34	1,00	3,46	3,96	2,97	1,37			
03/08	15:40	0	250	0,60	2,19	3,26	3,01	1,43	2,30	0,98	3,40	3,89	2,92	1,33			
04/08	17:00	0	250	0,63	2,22	3,30	3,05	1,46	2,32	1,01	3,44	3,94	2,95	1,35			
06/08	16:25	0	250	0,64	2,29	3,37	3,13	1,50	2,38	1,03	3,51	4,01	3,04	1,40			
07/08	16:20	0	250	0,66	2,34	3,44	3,19	1,52	2,44	1,05	3,58	4,08	3,10	1,44			
08/08	16:30	0	250	0,65	2,33	3,42	3,18	1,52	2,43	1,05	3,57	4,07	3,10	1,43			

Tab. A-13 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS											UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>						
		PARCIAL	TOTAL															
31/07	16:10	0	250	0,49	2,10	3,28	2,89	1,40	0,02	0,98	2,34	3,12	3,22	1,46	-0,05			
01/08	16:20	0	250	0,50	2,10	3,22	2,89	1,40	0,04	1,00	2,34	3,07	3,22	1,45	-0,07			
02/08	16:10	0	250	0,50	2,10	3,27	2,88	1,39	0,06	1,01	2,34	3,09	3,20	1,45	-0,07			
03/08	15:40	0	250	0,49	2,05	3,21	2,81	1,35	0,01	0,98	2,27	3,02	3,14	1,42	-0,08			
04/08	17:00	0	250	0,51	2,07	3,24	2,84	1,36	0,00	0,99	2,29	3,03	3,17	1,43	-0,08			
06/08	16:25	0	250	0,53	2,14	3,32	2,91	1,40	-0,02	1,02	2,33	3,10	3,23	1,44	-0,05			
07/08	16:20	0	250	0,55	2,18	3,39	2,98	1,44	-0,01	1,04	2,40	3,20	3,30	1,47	-0,07			
08/08	16:30	0	250	0,55	2,17	3,39	2,96	1,43	-0,04	1,04	2,37	3,17	3,27	1,48	-0,06			

Tab. A-14 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS															
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>			
		PARCIAL	TOTAL														
09/08	10:00	0	250	0,68	2,42	3,55	3,30	1,54	2,53	1,08	3,69	4,20	3,21	1,50			
09/08	12:00	0	0	0,46	1,53	2,09	2,02	1,03	1,55	0,65	2,28	2,61	1,96	0,94			
09/08	18:00	0	0	0,44	1,48	2,07	1,95	1,00	1,50	0,61	2,19	2,52	1,87	0,90			
10/08	14:00	0	0	0,44	1,46	2,05	1,93	0,98	1,48	0,60	2,17	2,50	1,85	0,89			
13/08	14:40	0	0	0,40	1,27	1,76	1,69	0,87	1,30	0,55	1,91	2,20	1,64	0,78			

Tab. A-15 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS											UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA (kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>					
		PARCIAL	TOTAL														
09/08	10:00	0	250	0,56	2,26	3,50	3,08	1,50	-0,04	1,07	2,48	3,29	3,39	1,52	-0,08		
09/08	12:00	0	0	0,36	1,38	2,10	1,83	0,92	0,00	0,63	1,51	1,92	3,19	1,01	-0,08		
09/08	18:00	0	0	0,34	1,33	2,02	1,77	0,88	0,01	0,59	1,46	1,86	2,08	0,97	-0,08		
10/08	14:00	0	0	0,33	1,31	1,99	1,75	0,88	0,01	0,58	1,45	1,83	2,06	0,96	-0,08		
13/08	14:40	0	0	0,30	1,14	1,74	1,51	0,76	0,04	0,51	1,23	1,54	1,79	0,84	-0,08		

Tab. A-16 - Deformações verticais do ensaio aos 48 dias

V9 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS															
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>			
		PARCIAL	TOTAL														
14/08	13:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14/08	15:00	50	50	0,03	0,12	0,18	0,14	0,04	0,12	0,05	0,13	0,19	0,15	0,07			
14/08	16:00	50	100	0,08	0,33	0,50	0,44	0,13	0,34	0,15	0,49	0,55	0,43	0,21			
14/08	17:00	45	145	0,12	0,50	0,76	0,67	0,24	0,52	0,23	0,76	0,84	0,66	0,32			
14/08	18:00	0	145	0,12	0,50	0,76	0,68	0,24	0,52	0,23	0,77	0,86	0,67	0,32			
15/08	16:00	0	145	0,14	0,57	0,87	0,76	0,28	0,59	0,28	0,88	0,99	0,77	0,35			
16/08	16:00	0	145	0,15	0,60	0,91	0,80	0,31	0,62	0,30	0,91	1,03	0,82	0,37			
17/08	14:30	0	145	0,17	0,68	1,01	0,90	0,36	0,71	0,33	1,02	1,13	0,91	0,43			

Tab. A-17 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

Vº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS										UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS										D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>			
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>				D <sub>20</sub>		
		PARCIAL	TOTAL														
14/08	13:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
14/08	15:00	50	50	0,03	0,10	0,17	0,15	0,07	0,00	0,06	0,12	0,10	0,15	0,03	0,00	0,00	0,00
14/08	16:00	50	100	0,07	0,30	0,49	0,43	0,19	0,00	0,16	0,34	0,42	0,44	0,16	0,00	0,00	0,00
14/08	17:00	45	145	0,11	0,46	0,74	0,66	0,30	0,00	0,25	0,52	0,67	0,68	0,27	0,00	0,00	0,00
14/08	18:00	0	145	0,11	0,46	0,74	0,67	0,30	0,00	0,25	0,53	0,67	0,68	0,27	0,00	0,00	0,00
15/08	16:00	0	145	0,13	0,53	0,85	0,76	0,34	0,00	0,29	0,60	0,81	0,78	0,30	0,00	0,00	0,00
16/08	16:00	0	145	0,15	0,55	0,90	0,81	0,37	-0,03	0,32	0,62	0,86	0,81	0,31	0,00	0,00	0,00
17/08	14:30	0	145	0,16	0,63	1,00	0,90	0,42	-0,03	0,36	0,71	0,98	0,90	0,37	0,00	0,00	0,00

Tab. A-18 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias



VØ ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS										UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS														
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>		
		PARCIAL	TOTAL													
20/08	16:00	0	145	0,18	0,73	1,07	0,96	0,41	0,75	0,34	1,08	1,20	1,03	0,45		
21/08	16:00	0	145	0,19	0,74	1,08	0,97	0,41	0,76	0,35	1,09	1,22	0,98	0,47		
22/08	16:00	0	145	0,20	0,78	1,14	1,02	0,43	0,80	0,36	1,15	1,27	1,03	0,49		
23/08	15:30	0	145	0,20	0,78	1,15	1,03	0,45	0,82	0,36	1,16	1,29	1,04	0,50		
24/08	15:00	0	145	0,20	0,77	1,14	1,02	0,45	0,80	0,36	1,15	1,28	1,02	0,49		
27/08	15:00	0	145	0,19	0,69	1,04	0,93	0,44	0,74	0,34	1,03	1,16	0,95	0,42		
30/08	15:00	0	145	0,19	0,70	1,04	0,94	0,44	0,68	0,37	1,01	1,16	0,98	0,42		
03/09	16:00	0	145	0,21	0,79	1,13	1,03	0,55	0,76	0,42	1,10	1,26	1,10	0,47		

Tab. A-19 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

Vº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS											UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>					
		PARCIAL	TOTAL														
20/08	16:00	0	145	0,17	0,66	1,06	0,95	0,44	-0,04	0,37	0,76	1,11	0,97	0,43	0,00		
21/08	16:00	0	145	0,18	0,67	1,08	0,97	0,45	-0,03	0,39	0,77	1,13	0,97	0,43	0,00		
22/08	16:00	0	145	0,19	0,72	1,13	1,02	0,49	-0,01	0,41	0,82	1,18	1,02	0,44	0,00		
23/08	15:30	0	145	0,18	0,72	1,14	1,03	0,49	-0,02	0,40	0,83	1,22	1,04	0,45	0,00		
24/08	15:00	0	145	0,18	0,71	1,13	1,02	0,48	-0,01	0,40	0,82	1,21	1,03	0,45	0,00		
27/08	15:00	0	145	0,17	0,63	1,04	0,92	0,40	-0,04	0,39	0,80	1,13	0,91	0,43	0,00		
30/08	15:00	0	145	0,21	0,63	1,05	0,92	0,38	-0,09	0,44	0,66	1,10	0,88	0,37	-		
03/09	16:00	0	145	0,24	0,70	1,16	1,00	0,43	-0,12	0,49	0,73	1,18	0,96	0,42	-		

Tab. A-20 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

Vº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS											UNIDADE: (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>		
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>10</sub>				D <sub>11</sub>	
		PARCIAL	TOTAL														
06/09	15:25	0	145	0,24	0,92	1,30	1,17	0,60	0,89	0,48	1,26	1,45	1,26	0,57			
10/09	15:45	0	145	0,29	1,06	1,52	1,36	0,75	1,09	0,53	1,48	1,70	1,48	0,69			
13/09	16:00	0	145	0,32	1,10	1,61	1,44	0,72	1,16	0,53	1,59	1,80	1,48	0,72			
17/09	15:30	0	145	0,30	1,03	1,46	1,34	0,70	1,02	0,57	1,44	1,63	1,44	0,65			
20/09	16:00	0	145	0,34	1,18	1,65	1,51	0,80	1,15	0,62	1,63	1,84	1,63	0,73			
24/09	16:00	0	145	0,44	1,42	2,02	1,82	0,94	1,48	0,71	1,98	2,23	1,98	0,94			
27/09	16:00	0	145	0,45	1,60	2,14	2,14	1,03	1,60	0,80	2,21	2,36	2,21	0,96			
28/09	15:00	0	145	0,41	1,53	2,05	2,06	1,02	1,51	0,79	2,14	2,26	2,14	0,89			

Tab. A-21 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

V0 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS											UNIDADE: (mm)					
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA (Kg/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>						
		PARCIAL	TOTAL															
06/09	15:25	0	145	0,28	0,83	1,33	1,17	0,53	-0,14	0,57	0,88	1,31	1,11	0,48	-	-	-	-
10/09	15:45	0	145	0,31	1,00	1,51	1,36	0,67	-0,08	0,60	1,10	1,62	1,35	0,62	-	-	-	-
13/09	16:00	0	145	0,31	1,05	1,59	1,45	0,70	-0,06	0,58	1,18	1,74	1,46	0,69	-	-	-	-
17/09	15:30	0	145	0,33	0,94	1,50	1,32	0,61	-0,16	0,65	0,98	1,52	1,35	0,58	-	-	-	-
20/09	16:00	0	145	0,37	1,07	1,71	1,50	0,69	-0,22	0,73	1,11	1,63	1,41	0,65	-	-	-	-
24/09	16:00	0	145	0,42	1,34	1,91	1,92	0,92	-0,08	0,81	1,49	2,04	1,80	0,87	-	-	-	-
27/09	16:00	0	145	0,39	1,37	2,18	1,90	0,95	-0,03	0,82	1,64	2,30	1,95	0,98	-	-	-	-
28/09	15:00	0	145	0,36	1,29	2,09	1,81	0,88	-0,07	0,74	1,54	2,23	1,87	0,94	-	-	-	-

Tab. A-22 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

V9 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS											UNIDADE: (mm)	
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS										
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>
01/10	15:35	0	145	0,41	1,54	2,04	2,05	1,03	1,50	0,83	2,13	2,25	1,79	0,88
03/10	16:30	0	145	0,43	1,58	2,09	2,09	1,03	1,54	0,82	2,17	2,30	1,83	0,91
04/10	15:15	0	145	0,43	1,59	2,11	2,11	1,03	1,55	0,81	2,18	2,32	1,85	0,92
05/10	15:00	0	145	0,43	1,59	2,10	2,10	1,03	1,55	0,79	2,17	2,31	1,85	0,92
08/10	15:15	0	145	0,44	1,56	2,07	2,06	1,03	1,50	0,79	2,13	2,29	1,82	0,88
09/10	16:15	0	145	0,43	1,50	1,97	2,00	1,02	1,45	0,79	2,05	2,23	1,76	0,84
09/10	18:20	0	0	0,31	0,98	1,25	1,44	0,70	1,24	0,56	1,01	1,35	1,07	0,83
10/10	14:20	0	0	0,27	0,88	1,12	1,33	0,65	0,84	0,20	0,72	1,22	0,97	0,46

Tab. A-23 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

V9 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS											UNIDADE (mm)				
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS															
		CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		PARCIAL	TOTAL														
01/10	15:35	0	145	0,37	1,28	2,06	1,79	0,87	-0,06	0,75	1,53	2,21	1,86	0,96	-		
03/10	16:30	0	145	0,38	1,31	2,09	1,84	0,90	-0,05	0,78	1,57	2,24	1,90	0,96	-		
04/10	15:15	0	145	0,37	1,32	2,11	1,85	0,91	-0,05	0,77	1,58	2,26	1,92	0,97	-		
05/10	15:00	0	145	0,37	1,33	2,11	1,85	0,91	-0,05	0,75	1,58	2,27	1,92	0,97	-		
08/10	15:15	0	145	0,37	1,29	2,05	1,81	0,87	-0,03	0,76	1,54	2,22	1,89	0,97	-		
09/10	16:15	0	145	0,36	1,25	1,99	1,76	0,83	+0,01	0,77	1,48	2,16	1,83	0,96	-		
09/10	18:20	0	0	0,25	0,76	1,59	1,07	0,77	+0,01	0,62	0,93	2,12	1,78	0,70	-		
10/10	14:20	0	0	0,24	0,68	1,10	0,96	0,46	-0,02	0,49	0,85	1,27	1,00	0,55	-		

Tab. A-24 - Deformações verticais do ensaio aos 83 dias

VIG ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		UNIDADE: (mm)														
DIA	HORA	CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS														
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>				
18/10	6:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	7:50	50	50	0,03	0,13	0,20	0,18	0,09	0,14	0,12	0,20	0,23	0,18	0,08				
18/10	8:40	50	100	0,08	0,31	0,48	0,44	0,20	0,32	0,15	0,49	0,54	0,44	0,19				
18/10	9:25	40	140	0,12	0,49	0,76	0,70	0,32	0,52	0,24	0,77	0,88	0,68	0,31				
18/10	9:40	10	150	0,13	0,53	0,83	0,76	0,34	0,56	0,25	0,93	0,94	0,74	0,33				
18/10	10:20	50	200	0,18	0,74	1,15	1,05	0,48	0,79	0,34	1,16	1,30	1,09	0,46				
18/10	11:05	50	250	0,23	0,95	1,49	1,36	0,67	1,02	0,44	1,52	1,68	1,34	0,60				
18/10	11:40	50	300	0,29	1,16	1,82	1,66	0,74	1,24	0,54	1,83	2,04	1,62	0,73				

Tab. A-25 - Deformações verticais do ensaio de ruptura

VIA ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		DEFLECTÔMETROS											UNIDADE: (mm)	
DIA	HORA	CARGA(Kgf/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>	
		PARCIAL	TOTAL													
18/10	6:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	7:50	50	50	0,03	0,12	0,20	0,17	0,03	0,00	0,07	0,13	0,19	0,18	0,09	0,00	0,00
18/10	8:40	50	100	0,07	0,30	0,49	0,43	0,19	0,00	0,16	0,33	0,47	0,42	0,21	0,00	0,00
18/10	9:25	40	140	0,11	0,48	0,76	0,67	0,31	0,00	0,24	0,52	0,73	0,67	0,32	0,00	0,00
18/10	9:40	10	150	0,12	0,53	0,82	0,72	0,33	0,00	0,26	0,56	0,79	0,72	0,34	0,00	0,00
18/10	10:20	50	200	0,16	0,72	1,14	1,00	0,46	0,00	0,36	0,78	1,11	1,02	0,47	0,00	0,00
18/10	11:05	50	250	0,21	0,93	1,47	1,30	0,59	0,00	0,46	1,00	1,45	1,32	0,60	0,00	0,00
18/10	11:40	50	300	0,25	1,13	1,80	1,58	0,72	-0,03	0,55	1,22	1,75	1,60	0,74	0,00	0,00

Tab. A-26 - Deformações verticais do ensaio de ruptura



VØ ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS										UNIDADE: (mm)		
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		DEFLECTÔMETROS										
		PARCIAL	TOTAL	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	D <sub>3</sub>	D <sub>4</sub>	D <sub>5</sub>	D <sub>6</sub>	D <sub>7</sub>	D <sub>8</sub>	D <sub>9</sub>	D <sub>10</sub>	D <sub>11</sub>
18/10	12:20	50	350	0,34	1,39	2,17	1,98	0,69	1,49	0,64	2,19	2,43	1,94	0,86
18/10	12:55	50	400	0,41	1,63	2,64	2,32	1,04	1,75	0,77	2,57	2,86	2,27	1,01
18/10	13:55	50	450	0,49	1,91	2,99	2,71	1,22	2,06	0,92	3,02	3,40	2,67	1,19
18/10	14:10	50	500	0,63	2,27	3,55	3,23	1,47	2,46	1,15	3,56	4,00	3,20	1,40
18/10	15:40	100	600	1,09	3,28	5,10	4,62	2,16	3,63	1,87	5,09	5,90	4,52	2,03
18/10	17:00	100	700	1,53	4,62	7,12	6,37	3,48	5,07	2,70	7,08	8,15	6,46	2,84
19/10	7:30	0	700	1,79	5,71	8,85	7,90	4,17	6,21	3,18	8,84	10,12	7,99	3,48
19/10	9:15	50	750	1,88	6,12	9,48	8,45	4,44	6,68	3,38	9,51	10,85	8,56	3,74

Tab. A-27 - Deformações verticais do ensaio de ruptura

VIQ ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS													UNIDADE: (mm)			
DIA	HORA	DEFLECTÔMETROS											D <sub>20</sub>	D <sub>21</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>23</sub>		
		CARGA (Kg/m <sup>2</sup> )		D <sub>12</sub>	D <sub>13</sub>	D <sub>14</sub>	D <sub>15</sub>	D <sub>16</sub>	D <sub>17</sub>	D <sub>18</sub>	D <sub>19</sub>	D <sub>20</sub>						
		PARCIAL	TOTAL															
18/10	12:20	50	350	0,30	1,35	2,14	1,88	0,86	-0,04	0,67	1,46	2,11	1,92	0,88	0,00			
18/10	12:55	50	400	0,35	1,58	2,52	2,21	1,01	-0,05	0,79	1,73	2,50	2,26	1,04	0,00			
18/10	13:55	50	450	0,41	1,84	2,95	2,59	1,17	-0,04	0,95	2,03	2,97	2,65	1,22	0,00			
18/10	14:10	50	500	0,48	2,15	3,46	3,04	1,38	-0,05	1,15	2,42	3,46	3,15	1,47	0,00			
18/10	15:40	100	600	0,80	3,06	4,92	4,30	1,97	-0,07	1,77	3,49	4,91	4,55	2,16	0,00			
18/10	17:00	100	700	1,25	4,29	6,85	6,02	2,76	-0,09	2,52	4,82	6,84	6,25	2,95	-0,01			
19/10	7:30	0	700	1,62	5,32	8,55	7,46	3,42	-0,23	2,97	5,84	8,40	7,65	3,56	-0,01			
19/10	9:15	50	750	1,72	5,71	9,16	8,00	3,68	-0,23	3,20	6,28	9,02	8,25	3,84	-0,01			

Tab. A-28 - Deformações verticais do ensaio de ruptura

Iº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
20/06	9:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	10:20	50	50	0,26	1,59	0,82	0,97
20/06	11:00	50	100	1,53	3,08	2,05	2,46
20/06	11:46	50	150	2,81	4,72	3,33	3,95
20/06	12:35	50	200	4,30	6,47	4,77	5,65
20/06	13:20	50	250	5,68	8,37	6,20	7,80
20/06	14:30	0	250	5,78	8,32	6,25	7,80
20/06	18:20	0	0	0,66	1,39	0,82	0,87

Tab. A-29 - Giros nas vigas do ensaio aos 28 dias

IIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS				UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>	
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
26/06	9:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	9:45	50	50	0,87	1,08	0,46	1,03
26/06	10:30	50	100	1,74	2,16	1,28	2,05
26/06	11:15	50	150	2,81	3,59	2,36	3,39
26/06	12:00	50	200	3,99	5,19	3,59	4,98
26/06	12:40	50	250	5,17	6,78	4,82	6,62
26/06	14:00	0	250	5,17	6,78	4,82	6,62
26/06	17:25	0	0	-0,87	-0,92	-1,08	-1,33

Tab. A-30 - Giros nas vigas do ensaio aos 34 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
28/06	8:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	9:30	50	50	0,82	1,28	0,87	1,03
28/06	10:10	50	100	1,89	2,87	2,15	2,46
28/06	11:00	50	150	3,02	4,31	3,33	4,00
28/06	11:45	50	200	4,25	6,01	4,71	5,75
28/06	12:30	50	250	5,37	7,50	5,69	7,24
28/06	14:00	0	250	5,37	7,50	5,69	7,44
28/06	17:00	0	0	0,00	0,46	0,56	0,41

Tab. A-31 - Giros nas vigas do ensaio aos 36 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
10/07	8:30	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	9:20	50	50	0,97	1,13	0,92	1,13
10/07	10:10	50	100	2,15	2,57	1,79	2,67
10/07	10:50	50	150	3,17	4,00	2,92	3,95
10/07	11:40	50	200	4,35	5,44	4,30	5,60
10/07	12:30	50	250	5,52	6,98	5,48	7,09
10/07	14,30	0	250	5,52	6,98	5,48	7,09
10/07	18:30	0	250	5,37	6,73	5,33	6,88

Tab. A-32 - Giros nas vigas do ensaio aos 48 dias

IV9 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
11/07	17:35	0	250	5,57	6,93	5,59	7,03
12/07	17:00	0	250	6,44	8,06	6,25	8,11
13/07	15:00	0	250	6,70	8,37	6,56	8,32
14/07	8:30	0	250	7,52	9,40	7,43	9,55
16/07	16:00	0	250	6,65	8,37	6,56	8,16
17/07	16:45	0	250	6,96	8,57	6,76	8,37
18/07	15:40	0	250	7,72	9,50	7,53	9,40
19/07	16:30	0	250	10,10	12,50	9,69	12,40

Tab. A-33 - Giros nas vigas do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS			UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>		
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
20/07	10:30	0	250	9,97	12,50	9,84	12,50
23/07	16:40	0	250	11,60	14,90	11,50	14,80
24/07	16:35	0	250	12,70	16,60	12,50	16,50
25/07	15:15	0	250	13,60	18,20	13,70	18,00
26/07	15:20	0	250	13,30	18,00	13,30	17,80
27/07	15:00	0	250	13,00	17,50	13,20	17,30
28/07	17:00	0	250	14,30	19,20	14,20	18,90
30/07	15:45	0	250	14,20	19,40	14,00	18,90

Tab. A-34 - Giros nas vigas do ensaio aos 48 dias



IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
31/07	16:10	0	250	13,60	18,60	13,40	18,10
01/08	16:20	0	250	13,50	18,30	13,20	17,60
02/08	16:10	0	250	13,10	17,80	12,80	17,40
03/08	15:40	0	250	12,60	16,80	12,10	16,50
04/08	17:00	0	250	12,50	16,60	12,10	16,30
06/08	16:25	0	250	12,90	16,90	12,50	16,70
07/08	16:20	0	250	13,50	17,60	13,20	17,60
08/08	16:30	0	250	13,20	17,10	12,90	17,00

Tab. A-35 - Giros nas vigas do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
09/08	10:00	0	250	14,40	17,80	14,20	18,70
09/08	12:00	0	0	9,26	12,10	8,71	12,00
09/08	18:00	0	0	8,95	11,90	8,46	11,90
10/08	14:00	0	0	9,10	12,10	8,46	12,10
13/08	14:40	0	0	7,42	9,75	6,92	9,50

Tab. A-36 - Giros nas vigas do ensaio aos 48 dias

Vº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
14/08	13:40	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
14/08	15:00	50	50	0,72	0,92	0,67	0,77
14/08	16:00	50	100	1,84	2,36	1,90	2,26
14/08	17:00	45	145	2,76	3,70	2,72	3,49
14/08	18:00	0	145	2,76	3,70	2,72	3,49
15/08	16:00	0	145	2,92	3,75	3,02	3,64
16/08	16:00	0	145	2,86	3,34	2,92	3,44
17/08	14:30	0	145	3,84	4,62	3,95	4,72

Tab. A-37 - Giros nas vigas do ensaio aos 83 dias

VØ ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETRO			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
20/08	16:00	0	145	4,04	4,88	4,15	4,98
21/08	16:00	0	145	4,14	4,98	4,36	4,98
22/08	16:00	0	145	4,45	5,49	4,61	5,49
23/08	15:30	0	145	4,65	5,80	4,66	5,75
24/08	15:00	0	145	4,55	5,70	4,56	5,60
27/08	15:00	0	145	2,71	2,87	2,82	3,03
30/08	15:00	0	145	2,05	1,39	1,90	1,28
03/09	16:00	0	145	2,61	1,75	2,51	1,54

Tab. A-38 - Giros nas vigas do ensaio aos 83 dias

Vº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
06/09	15:25	0	145	3,73	3,34	3,74	3,08
10/09	15:45	0	145	5,83	6,57	5,53	6,31
13/09	16:00	0	145	6,80	8,47	6,71	8,21
17/09	15:30	0	145	3,99	3,13	3,74	2,84
20/09	16:00	0	145	4,86	4,26	4,61	3,80
24/09	16:15	0	145	8,80	11,70	8,35	9,70
27/09	16:00	0	145	9,82	14,30	9,69	12,40
28/09	15:00	0	145	8,90	13,00	8,61	11,30

Tab. A-39 - Giros nas vigas do ensaio aos 83 dias

VØ ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 83 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C2-291	C4-292
01/10	15:35	0	145	8,95	12,50	8,61	11,20
03/10	16:30	0	145	9,51	13,10	9,12	11,70
04/10	15:15	0	145	9,67	13,50	9,27	12,00
05/10	15:00	0	145	9,62	13,70	9,38	12,20
08/10	15:15	0	145	9,10	12,50	8,61	11,30
09/10	16:15	0	145	8,08	10,80	7,58	9,60
09/10	18:20	0	0	4,91	6,57	4,30	5,54
10/10	14:20	0	0	4,30	5,90	3,33	4,47

Tab. A-40 - Giros nas vigas do ensaio aos 83 dias

VIº ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		CLINÔMETROS			
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293	C3-291	C4-292
18/10	6:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	7:50	50	50	0,77	0,97	0,72	0,82
18/10	8:40	50	100	1,74	2,31	1,95	2,16
18/10	9:35	50	150	2,76	3,70	3,18	3,64
18/10	10:20	50	200	3,84	5,19	4,30	5,08
18/10	11:05	50	250	4,96	6,83	5,23	6,67
18/10	11:40	50	300	6,24	8,42	5,84	8,11
18/10	12:20	50	350	7,47	10,00	8,15	9,70

Tab. A-41 - Giros nas vigas do ensaio de ruptura

VI ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS	UNIDADE: (rd) x 10 <sup>-4</sup>				
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )				CLINÔMETROS	
		PARCIAL	TOTAL	C1-245	C2-293		C3-291
18/10	12:50	50	400	8,90	11,90	9,58	11,60
18/10	13:25	50	450	10,50	13,70	11,50	13,60
18/10	14:05	50	500	12,60	16,10	13,70	16,00
18/10	15:00	50	550	15,40	19,10	17,20	19,40
18/10	15:40	50	600	18,10	22,00	21,70	22,70
18/10	17:00	100	700	26,10	29,90	31,10	30,70
19/10	7:30	0	700	29,60	36,00	37,00	40,70
19/10	9:15	50	750	31,40	37,70	39,20	43,80

Tab. A-42 - Giros nas vigas do ensaio de ruptura



Iº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>											
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS											
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8				
20/06	9:37	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	10:18	50	50	0,00	0,00	22,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	11:00	50	100	0,00	+ 9,85	32,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,85
20/06	11:46	50	150	0,00	+14,77	32,50	0,00	0,00	-4,92	- 9,85	4,92	14,77			
20/06	12:35	50	200	0,00	+24,62	42,35	- 9,85	-9,85	-19,70	9,85	19,70				
20/06	13:17	50	250	0,00	+19,70	42,35	-14,77	-9,85	-19,70	19,70	29,55				
20/06	14:30	0	250	0,00	+19,70	47,28	-19,70	-9,85	-19,70	19,70	34,47				
20/06	17:20	0	0	0,00	0,00	12,80	-19,70	+9,85	-19,70	9,85	-9,85				

Tab. A-43 - Deformações nos pilares do ensaio aos 28 dias

ID ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>											
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS											
		PARCIAL	TOTAL	E 9	E 10	E 11	E 12	E 13	E 14	E 15	E 16				
20/06	9:37	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	10:18	50	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	11:00	50	100	- 9,85	-9,85	9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20/06	11:46	50	150	- 9,85	-9,85	9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,92	9,85	
20/06	12:35	50	200	- 9,85	-9,85	19,70	14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,92	14,77	
20/06	13:17	50	250	-19,70	-9,85	29,55	14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,77	29,55	
20/06	14:30	0	250	-19,70	-9,85	34,47	14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	24,62	29,55	
20/06	17:20	0	0	- 9,85	-9,85	9,85	9,85	0,00	4,92	0,00	0,00	0,00	-4,92	-4,92	

Tab. A-44 - Deformações nos pilares do ensaio aos 28 dias

II9 ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>												
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS												
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8					
26/06	9:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	9:45	50	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	10:30	50	100	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	11:15	50	150	-9,85	0,00	0,00	0,00	-4,92	0,00	0,00	-9,85	0,00	0,00	0,00	9,85	0,00
26/06	12:00	50	200	-9,85	0,00	0,00	0,00	-14,77	0,00	0,00	-19,70	0,00	0,00	4,92	19,70	0,00
26/06	12:40	50	250	-9,85	4,92	0,00	0,00	-14,77	-4,92	0,00	-19,70	0,00	0,00	4,92	24,62	0,00
26/06	14:00	0	250	-9,85	4,92	0,00	0,00	-29,55	-9,85	0,00	-19,70	0,00	0,00	9,85	24,62	0,00
26/06	17:25	0	0	-9,85	0,00	0,00	0,00	-24,62	-9,85	0,00	-29,55	0,00	0,00	-9,85	4,92	0,00

Tab. A-45 - Deformações nos pilares do ensaio aos 34 dias

IIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>												
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS												
		PARCIAL	TOTAL	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16					
26/06	9:00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	9:45	50	50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	10:30	50	100	-9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	11:15	50	150	-9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
26/06	12:00	50	200	-9,85	0,00	9,85	0,00	0,00	-9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,92
26/06	12:40	50	250	-9,85	0,00	9,85	0,00	0,00	-14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,85
26/06	14:00	0	250	-9,85	0,00	9,85	4,92	4,92	-14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	9,85
26/06	17:25	0	0	-4,92	0,00	0,00	0,00	0,00	-9,85	-4,92	0,00	0,00	-4,92	4,92	0,00	0,00

Tab. A-46 - Deformações nos pilares do ensaio aos 34 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS		DEFORMAÇÕES: X 10 <sup>-6</sup>									
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS									
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8		
28/06	8:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	9:30	50	50	0,00	0,00	9,85	0,00	4,92	-4,92	4,92	19,70	4,92	19,70
28/06	10:10	50	100	4,92	0,00	14,77	4,92	0,00	-4,92	9,85	19,70	9,85	19,70
28/06	11:00	50	150	0,00	0,00	14,77	-24,62	-9,85	-29,55	9,85	24,62	9,85	24,62
28/06	11:45	50	200	-24,62	4,92	14,77	-29,55	-9,85	-34,47	9,85	19,70	9,85	19,70
28/06	12:30	50	250	-24,62	9,85	24,62	-39,40	-14,77	-34,47	19,70	29,55	19,70	29,55
28/06	14:00	0	250	-24,62	9,85	19,70	-34,47	-14,77	-44,32	19,70	29,55	19,70	29,55
28/06	17:00	0	0	-19,70	-24,62	-9,85	-29,55	-4,92	-19,70	-14,77	-14,77	-14,77	-14,77

Tab. A-47 - Deformações nos pilares do ensaio aos 36 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS										DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>				
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS												
		PARCIAL	TOTAL	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16					
28/06	8:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	9:30	50	50	4,92	-4,92	4,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28/06	10:10	50	100	4,92	0,00	14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,92	14,77	14,77	29,55	29,55
28/06	11:00	50	150	-4,92	9,85	19,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,92	4,92	4,92	24,62	24,62
28/06	11:45	50	200	-14,77	-19,70	24,62	-4,92	-4,92	-4,92	-4,92	-4,92	-19,70	19,70	19,70	29,55	29,55
28/06	12:30	50	250	-24,62	-19,70	24,62	4,92	4,92	4,92	4,92	4,92	-24,62	24,62	24,62	39,40	39,40
28/06	14:00	0	250	-19,70	-19,70	19,70	4,92	4,92	4,92	4,92	4,92	-24,62	24,62	24,62	34,47	34,47
28/06	17:00	0	0	-4,92	-24,62	9,85	-4,92	-4,92	-4,92	-4,92	-4,92	-29,55	29,55	29,55	-4,92	-4,92

Tab. A-48 - Deformações nos pilares do ensaio aos 36 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS								DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS									
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8		
10/07	8:35	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10/07	9:20	50	50	0,00	0,00	9,85	4,92	- 9,85	- 9,85	4,92	0,00	0,00	0,00
10/07	10:10	50	100	- 9,85	9,85	9,85	-14,77	- 9,85	- 9,85	4,92	- 9,85	- 9,85	0,00
10/07	10:50	50	150	- 9,85	9,85	19,70	-14,77	-19,70	-19,70	4,92	-19,70	-19,70	0,00
10/07	11:40	50	200	- 9,85	19,70	19,70	-24,62	- 9,85	-24,62	14,77	-24,62	-24,62	0,00
10/07	12:30	50	250	-19,70	29,55	29,55	-24,62	- 9,85	-29,55	14,77	-29,55	-29,55	9,85
10/07	14:00	50	250	- 9,85	19,70	19,70	-24,62	-19,70	-24,62	14,77	-39,40	-39,40	- 9,85
10/07	18:20	0	250	19,70	19,70	14,77	-34,47	-19,70	-39,40	14,77	-39,40	-39,40	0,00

Tab. A-49 - Deformações nos pilares do ensaio aos 48 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS										DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>			
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16	ELONGÂMETROS			
		PARCIAL	TOTAL												
10/07	8:35	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00			
10/07	9:20	50	50	9,85	0,00	-9,85	0,00	-9,85	19,70	-9,85	9,85	0,00			
10/07	10:10	50	100	0,00	-9,85	0,00	0,00	-9,85	19,70	0,00	0,00	0,00			
10/07	10:50	50	150	-19,70	-9,85	9,85	0,00	-9,85	9,85	0,00	9,85	9,85	-19,70		
10/07	11:40	50	200	-19,70	-14,77	9,85	0,00	-19,70	19,70	9,85	9,85	9,85	-14,77		
10/07	12:30	50	250	-29,55	-14,77	19,70	4,92	-19,70	9,85	9,85	9,85	9,85	-9,85		
10/07	14:00	50	250	-39,40	-19,70	9,85	9,85	-29,55	9,85	0,00	0,00	0,00	19,70		
10/07	18:20	0	250	-49,25	-19,70	9,85	0,00	-39,40	0,00	0,00	0,00	0,00	19,70		

Tab. A-50 - Deformações nos pilares do ensaio aos 48 dias



VIº ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		DEFORMAÇÕES: $\times 10^{-6}$									
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS									
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8		
18/10	6:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	7:50	50	50	0,00	4,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	8:45	50	100	0,00	9,85	9,85	4,92	0,00	-4,92	0,00	4,92	9,85	9,85
18/10	9:45	50	150	0,00	19,70	14,77	4,92	0,00	-4,92	0,00	14,77	19,70	19,70
18/10	10:25	50	200	0,00	29,55	24,62	4,92	0,00	-9,85	0,00	19,70	29,55	29,55
18/10	11:10	50	250	-4,92	34,47	29,55	14,77	0,00	-14,77	0,00	24,62	34,47	39,40
18/10	11:45	50	300	-4,92	39,40	34,47	14,77	-4,92	-19,70	-4,92	29,55	39,40	44,32
18/10	13:00	100	400	-4,92	54,17	49,25	19,70	-9,85	-29,55	-9,85	39,40	54,17	59,10

Tab. A-51 - Deformações nos pilares do ensaio de ruptura

VIQ ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		DEFORMAÇÕES: $\times 10^{-6}$												
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS												
		PARCIAL	TOTAL	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16					
18/10	6:45	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
18/10	7:50	50	50	0,00	0,00	4,92	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,92	0,00	0,00
18/10	8:45	50	100	0,00	0,00	4,92	9,85	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	4,92	4,92	4,92
18/10	9:45	50	150	0,00	0,00	14,77	14,77	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,77	14,77	14,77
18/10	10:25	50	200	0,00	0,00	24,62	29,55	0,00	0,00	-4,92	14,77	0,00	0,00	14,77	24,62	24,62
18/10	11:10	50	250	-4,92	0,00	29,55	29,55	-4,92	-4,92	19,70	24,62	0,00	0,00	19,70	24,62	24,62
18/10	11:45	50	300	-9,85	0,00	34,47	34,47	-9,85	-9,85	24,62	34,47	0,00	0,00	24,62	34,47	34,47
18/10	13:00	100	400	-14,77	-4,92	49,25	49,25	-9,85	-9,85	39,40	49,25	-14,77	-14,77	39,40	49,25	49,25

Tab. A-52 - Deformações nos pilares do ensaio de ruptura

VIº ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>							
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS							
		PARCIAL	TOTAL	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
18/10	14:15	100	500	-4,92	68,95	59,10	-24,62	-9,85	-29,55	49,25	73,87
18/10	15:40	100	600	-4,92	103,42	88,65	-34,47	-9,85	-29,55	68,95	93,57
18/10	17:10	100	700	-9,85	128,05	103,42	-49,25	-19,70	-54,17	73,87	113,27

Tab. A-53 - Deformações nos pilares do ensaio de ruptura

VIQ ENSAIO DO PROTÓTIPO - RUPTURA		IDADE DO ENSAIO: 148 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>											
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		ELONGÂMETROS											
		PARCIAL	TOTAL	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16				
18/10	14:15	100	500	-19,70	-4,92	64,02	49,25	-14,77	-14,77	44,32	64,02				
18/10	15:40	100	600	-29,55	-9,85	93,57	83,72	-24,62	-14,77	68,95	78,80				
18/10	17:10	100	700	-49,25	-34,47	103,42	103,42	-24,62	-14,77	88,65	103,42				

Tab. A-54 - Deformações nos pilares do ensaio de ruptura

ID ENSAIO DO PROTOTIPO		IDADE DO ENSAIO: 28 DIAS			DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>		
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )			STRAIN GAGES		
		PARCIAL	TOTAL		S1	S2	S3
20/06	9:37	0	0		0	0	0
20/06	10:18	50	50		20	10	10
20/06	11:00	50	100		51	70	22
20/06	11:46	50	150		96	112	25
20/06	12:35	50	200		74	125	28
20/06	13:17	50	250		74	125	40
20/06	14:30	0	250		54	136	42
20/06	17:20	0	0		106	116	23

Tab. A-55 - Deformações na armadura do ensaio aos 28 dias

IIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 34 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>		
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		STRAIN GAGES		
		PARCIAL	TOTAL	S1	S2	S3
26/06	9:00	0	0	0	0	0
26/06	9:45	50	50	15	10	6
26/06	10:30	50	100	33	20	14
26/06	11:15	50	150	40	35	25
26/06	12:00	50	200	80	48	42
26/06	12:40	50	250	94	65	61
26/06	14:00	0	250	99	65	63
26/06	17:25	0	0	110	36	28

Tab. A-56 - Deformações na armadura do ensaio aos 34 dias

IIIº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 36 DIAS		DEFORMAÇÕES: $\times 10^{-6}$		
DIA	HORA	CARGA (Kgf/m <sup>2</sup> )		STRAIN GAGES		
		PARCIAL	TOTAL	S1	S2	S3
28/06	8:45	0	0	0	0	0
28/06	9:30	50	50	51	21	17
28/06	10:10	50	100	63	30	28
28/06	11:00	50	150	79	35	34
28/06	11:45	50	200	130	42	45
28/06	12:30	50	250	148	47	52
28/06	14:00	0	250	161	63	46
28/06	17:00	0	0	223	14	25

Tab. A-57 - Deformações na armadura do ensaio aos 36 dias

IVº ENSAIO DO PROTÓTIPO		IDADE DO ENSAIO: 48 DIAS		DEFORMAÇÕES: x 10 <sup>-6</sup>		
DIA	HORA	CARGA (kgf/m <sup>2</sup> )		STRAIN GAGES		
		PARCIAL	TOTAL	S1	S2	S3
10/07	8:30	0	0	0	0	0
10/07	9:20	50	50	12	14	15
10/07	10:10	50	100	24	25	24
10/07	10:50	50	150	16	34	35
10/07	11:40	50	200	14	44	47
10/07	12:30	50	250	46	57	56
10/07	14:00	0	250	91	57	56

Tab. A-58 - Deformações na armadura do ensaio aos 48 dias



REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. ALLEN, A.H. Reinforced concrete design to CP110; simply explained. London, Cement and Concrete Association, 1977. p.209-18.
2. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. Committee 224. Cracking, deflection and ultimate load of concrete slab systems. Detroit, 1971. vi+382p. (Publication SP-30) Trabalho apresentado na 67. ACI Annual Convention, Denver, 12 Mar. 1971.
3. AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS. Ensaio tração na flexão: C293. Philadelphia, 1968.
4. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados para concreto: EB-4. Rio de Janeiro, 1939.
5. \_\_\_\_\_. Barras e fios de aço destinados a armaduras de concreto armado: EB-3. Rio de Janeiro, 1972.
6. \_\_\_\_\_. Cimento Portland comum: EB-1. Rio de Janeiro, 1977.
7. \_\_\_\_\_. Confecção e cura de corpos de prova de concreto cilíndricos ou prismáticos: MB-2. Rio de Janeiro, 1974.
8. \_\_\_\_\_. Consistência do concreto pelo abatimento do tronco de cone: MB-256. Rio de Janeiro, 1971.
9. \_\_\_\_\_. Ensaio de cimento Portland: MB-1. Rio de Janeiro, 1978.
10. \_\_\_\_\_. Projeto e execução de obras de concreto armado: NB-1. Rio de Janeiro, 1978.

11. Resistência à tração simples de argamassas e concreto por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos: MB-212. Rio de Janeiro, 1958.
12. BARES, Richard. Tablas para el calculo de placas y vigas pared. Barcelona, Gustavo Gili, 1970. p.13-90.
13. BAUER, L.A. Falcão & NORONHA, M.A. Azevedo. Preparo do concreto; mistura, transporte, Tançamento, adensamento, cura, centrais e usinas. Boletim Bauer, Santana, (1):1-46, 1977.
14. COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON & FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎNTE. Code-modèle CEB-FIP pour les structures en béton; système international de réglementation technique unifiée des structures. Paris, 1978. v.2. 336p.
15. <sup>COMITÉ</sup> COMPLEMENTS au code-modèle CEB-FIP 1978. Bulletin d'Information du Comité Euro-International du Béton, Paris, (130):167-8, avr. 1979.
16. CREUS, ~~Guillermo J.~~ <sup>do?</sup> Aplicações ao concreto. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1978. mimeogr. Polígrafo da Disciplina de Viscoelasticidade e Plasticidade.
17. CUEVAS, O.M.G. et alii. Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México, Limusa, 1975. p.11-46.
18. DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES. Construcción de hormigón y hormigón armado; cálculo y ejecución: DIN-1045. Berlin, 1972.
19. <sup>COMITÉ</sup> DONNEES concernant le béton. Bulletin d'Information du

Comité Euro-International du Béton, Paris, (130):95-100, avr. 1979.

20. FARIA, A. Non-linear behaviour of frames and slabs. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1973.
21. FUSCO, Péricles Brasiliense. Estruturas de concreto; fundamentos do projeto estrutural. São Paulo, McGraw-Hill do Brasil-Ed. da Univ. de São Paulo, 1976. 298p.
22. GAMBLE, William L. Moments in beam supported slabs. ACI Journal, Detroit, 69(3):149-57, Mar. 1972.
23. GASTAL, Francisco P.S.L. Análise numérico-experimental de um modelo reduzido de uma estrutura de contenção para centrais nucleares. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 1979. p.117-60. Diss. maestr. engenharia civil.
24. GRASSER, Emil & THIELEN, Gerd. Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken; nach DIN 1045, Ausgabe Januar 1972. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin, (240):57-74, 1976.
25. JOHANSEN, K.W. Linhas de ruptura; teoria e prática. Rio de Janeiro, Ao Livro Técnico, 1962. 330p.
26. KLEIN, Dario Lauro. Medida experimental de deformações. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Laboratório de Ensaios e Modelos Estruturais, 1975. viii+68p.

27. KRAEMER, Udo; THIELEN, Gerd; GRASSER, Emil. Berechnung der Durchbiegung von biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen unter Gebrauchslast. Beton-und Stahlbetonbau, Berlin, 70(4):87-95, Apr. 1975.
28. LEONHARDT, F. Construções de concreto; verificação da capacidade de utilização, (limitação da fissuração, de formações, redistribuição de momentos e teoria das linhas de ruptura em estruturas de concreto armado.) Rio de Janeiro, Interciência, 1979. v.4. p.71-210.
29. LEONHARDT, F. & MÖNNIG, E. Construções de concreto; princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Interciência, 1977. v.1. p.1-35.
30. MONTOYA, P. ~~Jimenez~~<sup>JIMENEZ-</sup>; MESEGNER, A. ~~Garcia~~<sup>GARCIA</sup>; CABRE, F. ~~Mo~~<sup>MORAN</sup> ran. Hormigón armado. 7.ed. Barcelona, Gustavo Gili, ~~ed.~~<sup>1973.</sup> v.1. 705p.
31. PETRUCCI, Eladio G.R. Concreto de cimento Portland. 6.ed. Porto Alegre, Globo, 1979. xvi+307p.
32. PROMON ENGENHARIA. Tabelas para dimensionamento de concreto armado (segundo a NB-1/76). São Paulo, McGraw-Hill do Brasil, 1976.
33. RECOMENDAÇÕES do Comitê Europeu de Concreto CEB-70. Porto Alegre, Gráfica do Hospital de Clínicas, 1974. p.57-8.
34. ROSA, Carlos Augusto M. Morgado. Aparelhagem para observação de obras; técnicas de montagem e utilização Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1974. v+188p.

35. SANTOS, Lauro Modesto dos. Cálculo de concreto armado segundo NB-1/76 e o CEB/72. São Paulo, Edgard Blücher, 1977. v.1. p.1-77.
36. SERVIÇO NACIONAL DE APRENDIZAGEM INDUSTRIAL. Departamento Regional do Distrito Federal. Centro de Tecnologia da Construção. Apicoando o concreto. Brasília, s.d. p.129-36. (O Homem no Trabalho).
37. \_\_\_\_\_. Controlando a trabalhabilidade. Brasília, s.d. p.39-48. (O Homem no trabalho).
38. \_\_\_\_\_. Corpos de prova. Brasília, s.d. p.57-64. (O Homem no Trabalho).
39. \_\_\_\_\_. Curando o concreto. Brasília, s.d. p.85-90. (O Homem no Trabalho).
40. \_\_\_\_\_. Dobrando e fixando a ferragem. Brasília, s.d. p.99-107. (O Homem no Trabalho).
41. \_\_\_\_\_. Formas. Brasília, s.d. p-91-7. (O Homem no Trabalho).
42. \_\_\_\_\_. Trabalhando com concreto em tempo frio. Brasília, s.d. p.119-27. (O Homem no Trabalho).
43. \_\_\_\_\_. Vibrando o concreto. Brasília, s.d. p.77-83. (O Homem no Trabalho).
44. TIMOSHENKO, Stephen P. & WOINOWSKY-KRIEGER, S. Simply supported rectangular plates. In: \_\_\_\_\_. Theory of plates and shells. 2.ed. Tokyo, McGraw-Hill Kogakusha, 1959, cap.5, p.105-79.
45. COMITÉ... WICKE, Manfred et alii. Calcul des flèches. Bulletin d'Information du Comité Européen du Béton, Paris, (81):1-45, mars 1972.