

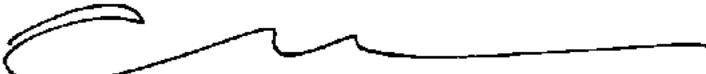
ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE LAJES COMPOSTAS

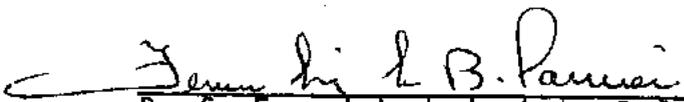
BI-APOIADAS

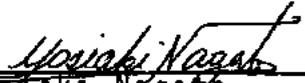
VICTOR FRANCISCO MOSTAJO ROJAS

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PRO  
GRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE  
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NE  
CESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊN-  
CIA (M. Sc.)

Aprovada por:

  
Prof. Carlos Henrique Holck  
Presidente

  
Prof. Fernando Luiz Lobo B. Carneiro

  
Prof. Yosiyuki Nagato

RIO DE JANEIRO  
ESTADO DO RIO DE JANEIRO-BRASIL  
SETEMBRO DE 1975

À meus pais

Victor e Lyda

## A G R A D E C I M E N T O S

Ao Professor Carlos Henrique Holck, pela orientação e ajuda dispensadas na realização deste trabalho.

Ao Professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, pelos ensinamentos e pelo excelente desempenho como chefe do departamento de Engenharia Civil da COPPE.

Ao Engenheiro Nobuo Yamagata, pela orientação e escolha do tema pesquisado.

Ao Professor Yosiaki Nagato, pela colaboração efetiva nos ensaios realizados.

Aos colegas, professores e funcionários da COPPE, por toda ajuda que deles recebi.

R E S U M O

No presente trabalho estuda-se o comportamento de lajes compostas (bi-apoiadas), formadas por uma laje pré-fabricada protendida por fios aderentes e uma sobre laje moldada "in situ". A finalidade deste estudo, é verificar a necessidade de amadurecimento de conexão no plano de ligação entre as duas peças. Foram ensaiados dois grupos de seis lajes, que se distinguiam pelo tipo de tratamento da superfície da junta antes da concretagem da sobre-laje. Em um grupo, as superfícies foram apicoadas após ter sido retirada a nata de cimento. No outro grupo, as superfícies foram tratadas com um adesivo estrutural à base de resina epoxi, após a retirada da nata de cimento e um apicoamento leve.

Em cada um dos grupos foram utilizados dois sistemas de ancoragem, um formado por um fio soldado transversalmente aos fios de protensão e coberto pelo concreto moldado "in situ" e outro formado por cones externos, colocados após as lajes estarem prontas.

Estuda-se o comportamento das lajes compostas, definindo-se a posição das cargas pelos seguintes valores da relação  $M/Vh$ : 1,5; 3,0 e 6,0. Conclui-se que as lajes comportaram-se co

mo uma peça única, não havendo necessidade de armadura de conexão no plano de ligação entre as duas peças.

R E S U M É

Le comportement de poutres-dalles, composées par un élément préfabriqué précontraint par fils adhérents et par une deuxième couche bétonnée sur place, est le but de cette étude. On a étudié, notamment, le plan de reprise de bétonnage entre les deux couches qui forment les poutres-dalles et la nécessité de prévoir des armatures de couture (connecteurs) perpendiculairement à la surface de liaison.

Deux groupes de six poutres-dalles ont été essayés, chacun se distinguant par le traitement dispensé au plan de reprise de bétonnage.

Dans chaque groupe ont été employés deux types d'ancrages, l'un formé par un fil soudé transversalement à l'armature de précontrainte et enrobé par le béton moulé "in situ" et l'autre formé par des cones d'ancrage placés sur la surface externe des poutres-dalles après le bétonnage de la deuxième couche.

Les essais ont été menés pour des divers valeurs de rapport  $M/Vh$ . On a constaté que, malgré la reprise de bétonnage, les pièces ont eu un comportement semblable aux pièces coulées d'emblée, sans nécessité d'armatures de connection.

Í N D I C E

	pg.
NOTAÇÕES	
UNIDADES	
<u>CAPÍTULO I</u>	
Introdução	1
Objetivos	2
<u>CAPÍTULO 2</u> - Plano de Pesquisa e Dimensionamento	3
2.1 - Plano de Pesquisa	3
2.2 - Determinação das perdas de protensão e verificação de tensões no estado limite de utilização	7
2.2.1 - Verificação de tensões após as perdas instantâneas	10
2.2.2 - Perdas de protensão devido à retração e fluência do concreto	13
2.2.3 - Perdas de protensão devido à relaxação do aço	15
2.3 - Seção composta	18
2.3.1 - Verificação de tensões para o peso próprio da laje composta	20
2.3.2 - Verificação de tensões na laje composta em serviço	21
2.4 - Momento último	22

	pg.	
<u>CAPÍTULO 3</u> - Parte Experimental	25	
3.1 - Materiais	25	
3.1.1 - Concreto	25	
3.1.2 - Aço	37	
3.1.3 - Adesivo estrutural	39	
3.2 - Protensão	39	
3.3 - Lajes compostas	44	44
3.4 - Esquema de ensaio e instrumentação	46	
3.4.1 - Esquema de ensaio	46	
3.4.2 - Instrumentação	47	
<u>CAPÍTULO 4</u> - Resultados dos Ensaios	52	
4.1 - Resultados relativos à protensão	52	
4.1.1 - Perda de protensão na ancoragem do fio na mesa	52	
4.1.2 - Forças e deformações na protensão	54	
4.2 - Resultados dos ensaios	59	
4.2.1 - Medições dos deslizamentos entre as lajes	59	
4.2.2 - Flechas	59	
4.2.3 - Momento de fissuração e ruptura	60	
4.3 - Gráficos	61	
4.4 - Descrição do comportamento das lajes	97	

	pg.
<u>CAPÍTULO 5</u> - Análise do Comportamento das Lajes Compostas	105
5.1 - Análise das rupturas	105
5.2 - Influência da posição das cargas	115
<u>CAPÍTULO 6</u> - Conclusões	117
<u>CAPÍTULO 7</u> - Desenvolvimento Futuro	120
BIBLIOGRAFIA	122

NOTAÇÕES

As notações usadas seguem o "Sistema CEB-FIP-ACI de Notações Unificadas para o Concreto".

$A_c$	área da seção de concreto da laje composta
$A_{c1}$	área da seção de concreto da laje pré-fabricada
$A_{c2}$	área da seção de concreto da sobre-laje
$A_{cle}$	área efetiva da seção de concreto da laje pré-fabricada
$A_e$	área efetiva da seção de um fio
$A_h$	área da seção homogeneizada da laje composta
$A_{h1}$	área da seção homogeneizada da laje pré-fabricada
$A_p$	área da seção da armadura de protensão
$a$	flecha - distância
$b$	largura da laje
$d$	altura útil da laje
$d_{m\acute{a}x}$	diâmetro máximo dos agregados
$E_{c1,j}$	módulo de deformação longitudinal do concreto da laje pré-fabricada, a $j$ dias de idade
$E_{c2,j}$	módulo de deformação longitudinal do concreto da sobre-laje, a $j$ dias de idade
$E_{din}$	módulo de deformação longitudinal dinâmico do concreto
$E_p$	módulo de deformação longitudinal do aço de protensão
$F_{1c}$	esforço normal no trecho retangular do diagrama de tensões parabólico-retangular
$F_{2c}$	esforço normal no trecho parabólico do diagrama de tensões parabólico-retangular

$F_{pu}$	força última no aço de protensão
$f_c$	resistência à compressão do concreto
$f_{cj}$	resistência à compressão do concreto a j dias de idade
$f_{cd}$	resistência à compressão do concreto de cálculo
$f_{cm}$	valor médio da resistência à compressão do concreto
$f_{ct}$	resistência à tração do concreto
$f_{pt,k}$	resistência à tração do aço (tensão de ruptura)
$f_{o,2}$	tensão de escoamento do aço
$h$	altura total da laje composta
$h_1$	altura total da laje pré-fabricada
$h_2$	altura total da sobre-laje
$I_{c1}$	momento de inércia da seção de concreto da laje pré-fabricada
$I_{c2}$	momento de inércia da seção de concreto da sobre-laje
$I_h$	momento de inércia da seção homogeneizada da laje composta
$I_{h1}$	momento de inércia da seção homogeneizada da laje pré-fabricada
$\ell$	vão das lajes
$\Delta\ell$	escorregamento do fio de protensão na ancoragem
$M$	momento fletor
$M_{g1}$	momento fletor devido ao peso próprio da laje pré-fabricada
$M_{g2}$	momento fletor devido ao peso próprio da sobre-laje
$M_q$	momento fletor devido as cargas úteis
$M_r$	momento de fissuração
$M_r^{OBS}$	momento de fissuração observado
$M_u$	momento último

$M_u^{OBS}$	momento último observado
$M_u^{teor}$	momento último determinado segundo as recomendações do CEB-FIP
$N_p$	esforço normal de protensão
$P_i$	força de protensão, que o fio foi ancorado na mesa
$P_o$	força de protensão que o fio foi esticado na mesa
$Q$	carga concentrada vertical
$Q_u$	carga última
$R$	reação de apoio
$V$	esforço cortante quando a peça fissurou
$V_d$	esforço cortante de cálculo
$V_u$	esforço cortante último observado
$W_{h1}$	módulo de resistência inferior da laje composta da seção homogeneizada
$W_{h2}$	módulo de resistência superior da laje composta da seção homogeneizada
$X$	distância da linha neutra à fibra mais comprimida
$Y_{c1}$	altura do centro de gravidade da seção de concreto da laje pré-fabricada
$Y_{c2}$	altura do centro de gravidade da seção de concreto da sobre-laje
$Y_{h1}$	altura do centro de gravidade da seção homogeneizada da laje pré-fabricada
$Y_h$	altura do centro de gravidade da seção homogeneizada da laje composta
$Y_p$	altura do centro de gravidade da seção, da armadura de protensão
$Z$	braço de alavanca do momento resistente da laje
$\alpha_{e1,j}$	coeficiente de equivalência entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto da laje pré-fabricada com $j$ dias de idade

$\alpha_{e2}$	coeficiente de equivalência entre os módulos de deformação longitudinal do aço e do concreto da sobre-laje
$\gamma$	peso específico do concreto
$\Delta p$	perda de protensão
$\epsilon$	deformação relativa
$\epsilon_c$	deformação relativa do concreto
$\epsilon_{ce}$	deformação lenta do concreto
$\epsilon_{cs}$	retração do concreto
$\epsilon_p$	deformação relativa da armadura de protensão (deformação prévia)
$\epsilon_{pu}$	deformação relativa da armadura de protensão última (deformação total)
$\epsilon_t$	deformação relativa de ruptura do aço em $10\phi$
$\Delta\epsilon_p$	variação de deformação do fio na ocasião da transmissão do esforço de protensão
$\sigma_c$	tensão no concreto
$\sigma_{c1}, \sigma_{c2}$	tensão no concreto na fibra inferior e superior da laje composta
$\sigma_{c3}$	tensão no concreto na fibra superior da laje pré-fabricada, na laje composta em serviço
$\sigma_{c4}$	tensão no concreto na fibra inferior da sobre-laje, na laje composta em serviço
$\sigma_{p,i}$	tensão máxima de tração no aço após a ancoragem
$\sigma_{p0}$	tensão máxima de tração no aço antes da ancoragem
$\sigma_{pu}$	tensão no aço de protensão última
$\Delta\sigma_{pi}^{OBS}$	perda de tensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, determinada nos gráficos de ensaio
$\Delta\sigma_p^{OBS}$	perda de tensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, fluência e retração, determinada nos gráficos de ensaio

$\Delta\sigma_{pi}^{teor}$	perda de tensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, determinada segundo as recomendações do CEB-FIP
$\Delta\sigma_p^{teor}$	perda de tensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, fluência e retração, determinada segundo as recomendações do CEB-FIP
$\Delta\sigma_{p,e}$	perda de tensão nos fios devido à deformação lenta do concreto
$\Delta\sigma_{p,s}$	perda de tensão nos fios devido à retração do concreto
$\Delta\sigma_{p,s+e}$	perda de tensão nos fios devido ao encurtamento não instantâneo do concreto, por retração e deformação lenta
$\Delta\sigma_{p\infty}$	relaxação "pura" do aço num tempo $\infty$
$\Delta\sigma_{pt}$	relaxação "pura" do aço num tempo t
$\Delta\sigma_{p\infty,ap}$	perda de tensão por relaxação num tempo $\infty$ , considerando a atenuação da fluência e retração
$\Delta\sigma_{pt,ap}$	perda de tensão por relaxação num tempo t, considerando a atenuação da fluência e retração
$\tau_{bud}$	tensão de escorregamento da armadura longitudinal
$\tau_w$	tensão cisalhante quando a peça fissurou
$\tau_{wd}$	tensão cisalhante de cálculo

### UNIDADES

O sistema de medidas usado é o "Sistema Internacional de Unidades S. I."

A equivalência entre as unidades do sistema metro/quilograma - força/segundo e as do sistema S. I. é a seguinte:

$$1 \text{ Kgf} = 9,8 \text{ N} \approx 10 \text{ N}$$

$$1 \text{ Kgf/cm}^2 = 0,098 \text{ N/mm}^2$$

e vice-versa  $1 \text{ N} = 0,102 \text{ Kgf}$

$$1 \text{ N/mm}^2 = 10,2 \text{ Kgf/cm}^2 \approx 10 \text{ Kgf/cm}^2$$

Nos desenhos, as dimensões são dadas em cm.

C A P Í T U L O 1INTRODUÇÃO

A motivação para o estudo apresentado neste trabalho surgiu a partir de um projeto onde se pretendia usar lajes compostas, formadas por lajes pré-fabricadas protendidas por fios aderentes e por uma sobre-laje, de igual espessura, moldada "in situ". As lajes pré-fabricadas seriam montadas apoiadas sobre vigas e serviriam de forma para as sobre-lajes, sendo que o conjunto formaria um sistema de lajes contínuas.

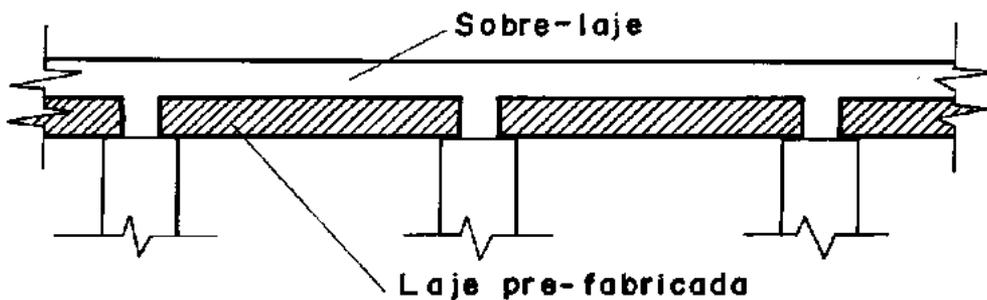


Fig. 1 - Sistema de lajes contínuas

Surgiram, no entanto, indagações sobre o comportamento do conjunto, daí a razão deste estudo.

## OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho foi o de estudar o comportamento de lajes compostas (bi-apoiadas) de edifícios, formadas por uma laje pré-fabricada protendida por fios aderentes e uma sobre-laje moldada "in situ".

A intenção foi verificar a necessidade de armadura no plano de ligação entre as duas peças. Para isto ensaiamos dois grupos de lajes que se distinguiam pelo tipo de tratamento da junta de concretagem. Num grupo, foram apicoadas as superfícies das lajes pré-fabricadas, após ter sido retirada a nata de cimento com uma escova de aço. No outro grupo, a superfície da junta, foi tratada com um adesivo estrutural à base de resina epoxi (colma FIX-31), após a retirada da nata de cimento com uma escova de aço e um apicoamento leve.

C A P Í T U L O 2PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO DOS MODELOS2.1 - Plano de Pesquisa

Foram ensaiados dois grupos de seis modelos de lajes compostas, cada um distinguindo-se pelo tipo de tratamento da junta de concretagem. Num grupo as superfícies de ligação das lajes pré-fabricadas, foram apicoadas após ter sido retirada a nata de cimento com uma escova de aço. No outro grupo, a superfície da junta foi tratada com um adesivo estrutural à base de resina epoxi (colma FIX-31) após a retirada da nata de cimento com uma escova de aço e um apicoamento leve.

O primeiro grupo é constituído pelas lajes L1, L3, L5, L7, L9 e L11 e o segundo grupo pelas lajes L2, L4, L6, L8, L10 e L12.

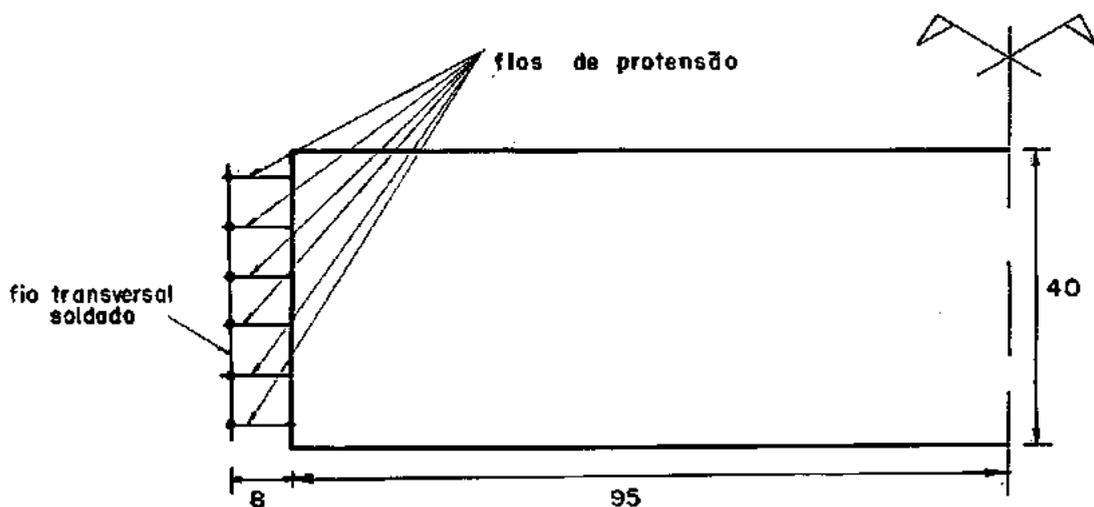
As lajes protendidas foram executadas com um sistema de protensão por fio aderente, aplicado com o auxílio de uma mesa de protensão especialmente destinada a este fim.

As dimensões das lajes foram escolhidas a partir de

um projeto de edifício comercial. Verificou-se que para aquelas dimensões, não era possível respeitar as exigências de comprimento de ancoragem que, de acordo com as recomendações do CEB-FIP, seriam em torno de 60cm. Para minorar este inconveniente e tentar evitar o escorregamento dos fios durante os ensaios, foram realizados dois tipos especiais de ancoragem, descritos a seguir:

a) Através de um fio soldado transversalmente aos fios de protensão da laje pré-fabricada e posteriormente coberto por concreto moldado "in situ". Este é o tipo de ancoragem das lajes L1, L2, L5, L6, L9 e L10. (Ver figura 2).

## LAJE PRE-FABRICADA (planta)



## LAJE COMPOSTA (corte)

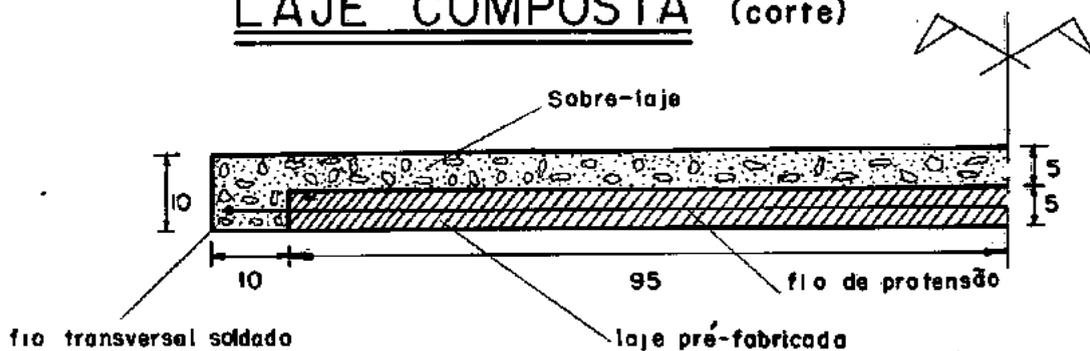


Fig. 2 - Ancoragem especial (fio soldado transversalmente)

b) Através de cones externos colocados nas lajes compostas já acabadas. Para reforço local foi colocada uma chapa de aço entre os cones e o concreto. Este é o tipo de ancoragem das lajes L3, L4, L7, L8, L11 e L12.

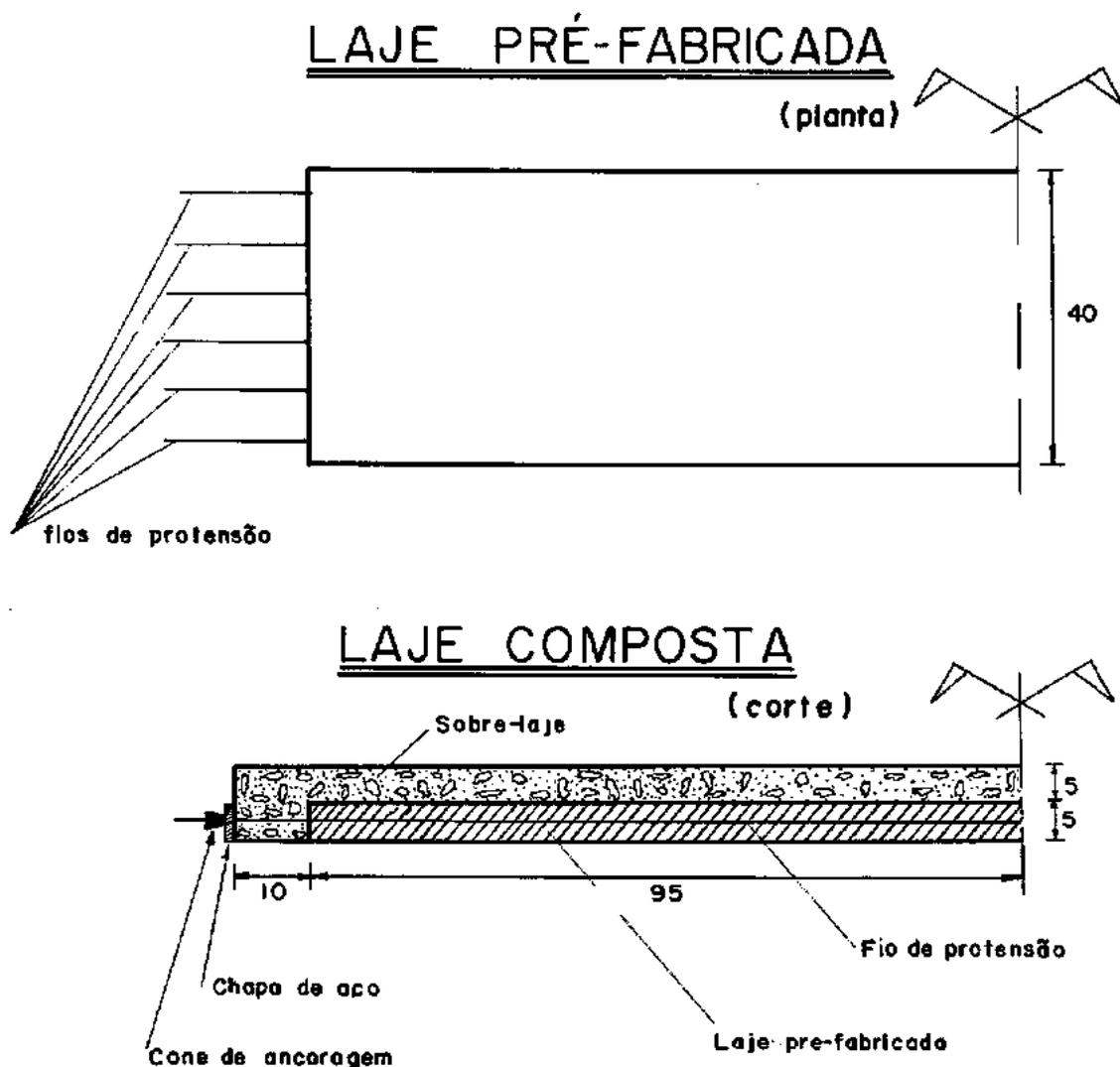


Fig. 3 - Ancoragem especial (cones externos)

Para que os resultados do estudo do comportamento estrutural das lajes compostas fossem mais significativos fizemos variar a distância entre as cargas, como mostramos a seguir:

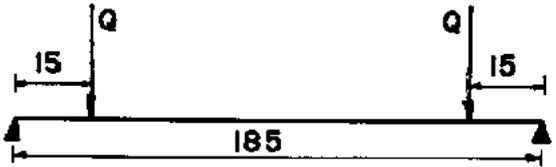
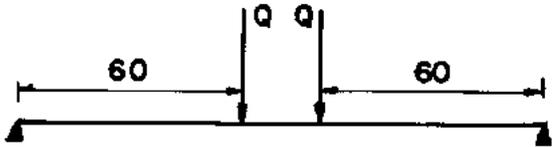
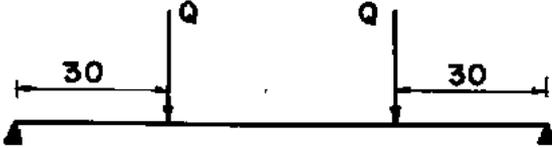
LAJES	TIPO DE CARREGAMENTO
L1, L2, L3 e L4	
L5, L6, L7 e L8	
L9, L10, L11 e L12	

Fig. 4 - Variação da distância entre as cargas

## 2.2 - Determinação das Perdas de Protensão e Verificação de Tensões no Estado Limite de Utilização

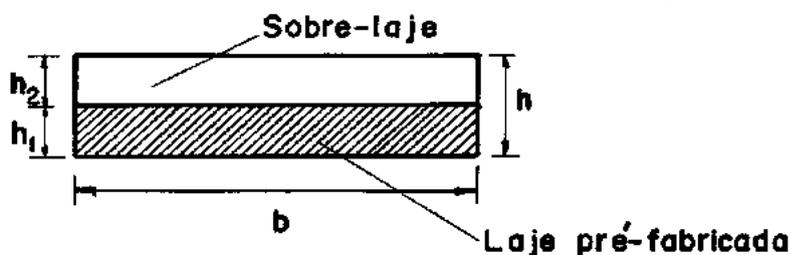


Fig. 5 - Seção transversal da laje composta

$$h_1 = h_2 = 5\text{cm}; \quad h = 10\text{cm}; \quad b = 40\text{cm}$$

O dimensionamento da laje protendida foi feito para que pudesse resistir a seu peso próprio e ao peso próprio da sobre-laje. O conjunto foi dimensionado para resistir além de seu peso próprio as cargas úteis, tomadas como  $3 \text{ KN/m}^2$ . Adotou-se no projeto 6 fios de aço de protensão CP-140 B de 5mm de diâmetro. Temos então:

$M_{g1}$  - momento característico devido ao peso próprio da laje pré-fabricada

$M_{g2}$  - momento característico devido ao peso próprio da sobre-laje

$$M_{g1} = 198,5\text{N.m}; \quad M_{g2} = 193,3\text{N.m}$$

A força de protensão inicial difere para cada série de lajes, tendo em vista que as perdas por ancoragem dos fios pretracionados na mesa de protensão, foram diferentes em cada série. As séries são compostas por quatro lajes dispostas sobre a mesa de protensão em duas linhas, concretadas simultaneamente, sendo que as lajes de cada linha eram atravessadas pelo mesmo grupo de fios de protensão.

Cada série era formada pelas seguintes lajes:

Série I : L1, L2, L3 e L4

Série II : L5, L6, L7 e L8

Série III: L9, L10, L11 e L12

As perdas de protensão e as verificações das tensões foram determinadas para cada série de lajes.

$\sigma_{po}$	tensão máxima de tração no fio antes da ancoragem
$\sigma_{pi}$	tensão máxima de tração no fio após a ancoragem
$A_p = 1,18\text{cm}^2$	área da seção da armadura de protensão
$A_{cl}$	área da seção de concreto da laje pré-fabricada
$A_{cle}$	área da seção efetiva de concreto da laje pré-fabricada
$P_i$	força de protensão nos fios ancorados na mesa

$$\sigma_{cpi} = \frac{P_i}{A_{cle}}$$

$\sigma_{cpi}$	tensão que atuará no concreto no instante da protensão
----------------	--

$$\epsilon_{ci} = \frac{\sigma_{cpi}}{E_{cl0}}$$

$\epsilon_{ci}$	encurtamento do concreto devido a protensão
-----------------	---

$E_{cl0}$	módulo de deformação longitudinal do concreto da laje pré-fabricada aos dez dias de idade
-----------	---

$$\Delta\sigma_{pi} = \epsilon_{ci} \times E_p$$

$\Delta\sigma_{pi}$	perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto
---------------------	--

$E_p$	módulo de deformação longitudinal dos fios de protensão
-------	---

Série	$\sigma_{po}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{pi}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$P_i$ (KN)	$\sigma_{cpi}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$E_{cl0}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{ci} \times 10^{-4}$	$\Delta\sigma_{pi}$ N/cm <sup>2</sup>
I	142	131,0	154,6	778	2230	3,49	7780
II	142	132,8	157,0	788	2500	3,15	7024
III	142	134,9	159,0	800	2500	3,20	7136

Quadro 1 - Perdas de protensão instantâneas

## 2.2.1 - Verificação de Tensões após as Perdas Instantâneas

### Características da seção

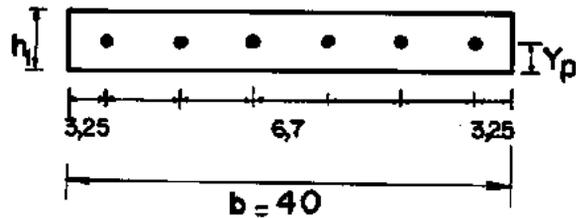


Fig. 6 - Seção Transversal da laje pré-fabricada

$$\alpha_{e1,10} = \frac{E_p}{E_{c10}}$$

$$I_{c1} = \frac{b h_1^3}{12} = 417 \text{ cm}^4 \quad ; \quad Y_{c1} = Y_p = 2,5 \text{ cm}$$

$I_{c1}$  - momento de inércia da laje pré-fabricada

$$A_{h1} = A_{c1} + (\alpha_{e1,10} - 1)A_p$$

$A_{h1}$  - área da seção homogeneizada da laje pré-fabricada

$$Y_{h1} = \frac{A_{c1}Y_{c1} + (\alpha_{e1,10} - 1)A_p Y_p}{A_{h1}} = 2,5 \text{ cm}$$

$$I_{h1} = I_{c1} + (\alpha_{e1,10} - 1)A_p (Y_{h1} - Y_p)^2$$

$I_{h1}$  - momento de inércia da seção homogeneizada da laje pré-fabricada

$$W_{h1} = \frac{I_{h1}}{Y_{h1}}$$

$W_{h1}$  - módulo de resistência da seção homogeneizada da laje pré-fabricada

Série	$\alpha_{e1,10}$	$A_{h1}$ ( $\text{cm}^2$ )	$I_{h1}$ ( $\text{cm}^4$ )	$W_{h1}$ ( $\text{cm}^3$ )
I	10,0	211,0	417	167
II	8,9	209,0	417	167
III	8,9	209,0	417	167

Quadro 2 - Características da seção da laje pré-fabricada

Na verificação das tensões no concreto após as perdas instantâneas, não foram considerados os esforços devidos ao peso próprio da laje e sobre-laje, porque toda a base estava apoiada.

$\sigma_{p1}$  - tensão no fio de protensão após as perdas instantâneas

$P_1$  - força no fio de protensão após as perdas instantâneas

$$N_p = 6P_1$$

$N_p$  - esforço de compressão na laje pré-fabricada devido as forças de protensão

$$\sigma_{cp} = \frac{N_p}{A_{h1}}$$

$\sigma_{cp}$  - tensão de compressão no concreto



Fig. 7 - Tensões no concreto devido a protensão, após as perdas instantâneas

A tensão de compressão deve ser menor do que o valor de cálculo da resistência do concreto à compressão, aos dez dias de idade

$$\sigma_{cp} < \frac{f_{c10}}{1,5}$$

Série	$\sigma_{p1}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$P_1$ (KN)	$N_p$ (KN)	$\sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\frac{f_{c10}}{1,5}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	123,3	24,17	145,0	689,5	1184
II	125,8	24,70	148,0	710,0	1414
III	127,7	25,17	151,0	722,0	1574

Quadro 3 - Verificação de tensões após as perdas instantâneas

### 2.2.2 - Perdas de Protensão devidas à Retração e Fluência do Concreto

a) Retração -  $\bar{\epsilon}$  determinada através da fórmula:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_0 \beta_3 \beta_4 \beta_5 \beta_6$$

onde os coeficientes  $\epsilon_0$ ,  $\beta_3$ ,  $\beta_4$  e  $\beta_5$  são obtidos nos gráficos fornecidos pelas Recomendações do CEB-FIP; em função das características do concreto, umidade do ar, espessura média da laje e idade depois da aplicação do carregamento. O coeficiente  $\beta_6$  é função da porcentagem geométrica da armadura longitudinal:  $p = \frac{A_p}{A_c}$

$$\beta_6 = \frac{1}{1+np}$$

$n = 20$  (considera a influência da deformação lenta)

$$\epsilon_0 = 27,5 \times 10^{-5}$$

$$\beta_3 = 1,2$$

$$\beta_4 = 1,2$$

$$\beta_5 = 0,6$$

$$\beta_6 = 0,89$$

$$\epsilon_{cs} = 2,1 \times 10^{-4}$$

$$\Delta\sigma_{p,s} = \epsilon_{cs} \times E_p = 4716N/cm^2$$

As perdas de protensão devidas à retração do concreto, são iguais em todas as séries já que o concreto utilizado é o mesmo.

b) Fluência -

$$\Delta\sigma_{p,e} = \alpha_{e1,28} \psi (\sigma_{cp} + \sigma_{c1g})$$

$\Delta\sigma_{p,e}$  - perda de protensão nos fios devido a deformação lenta do concreto

$$\alpha_{e1,28} = \frac{E_p}{E_{c28}}$$

$\alpha_{e1,28}$  - relação do módulo de elasticidade dos fios de protensão e do módulo secante de deformação do concreto de 28 dias

$\sigma_{cp}$  - tensão no concreto devido à protensão na altura da armadura

$\sigma_{c1g} = 0$  - tensão no concreto devido ao peso próprio na altura da armadura

$$\psi = \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times \beta_4 \times \beta_5$$

Da mesma maneira que os coeficientes  $\beta$  para a retração, os coeficientes  $\beta$  para a fluência podem ser obtidos de gráficos encontrados nas Recomendações do CEB-FIP, em função dos mesmos parâmetros que para a retração e ainda da idade do concreto na ocasião da protensão.

$$\psi = 2,30 \times 1,32 \times 1,2 \times 1,2 \times 0,60 = 2,62$$

Série	$\alpha_{e1,28}$	$\sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\psi$	$\Delta\sigma_{p,e}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{p,e+s}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	9,96	698,5	2,62	17993	22709
II	9,29	710,0	2,62	17467	22183
III	8,89	722,0	2,62	16817	21533

Quadro 4 - Perdas de protensão nos fios devido a retração e fluência

$\Delta\sigma_{p,e+s}$  - perda de protensão nos fios devido a retração e fluência

### 2.2.3 - Perdas de Protensão devido à Relaxação do Aço

Para determinar a perda de protensão devido à relaxação do aço num tempo  $t$ , adota-se uma função de relaxação pura linear  $\Delta\sigma_{pt} - \log t$ .

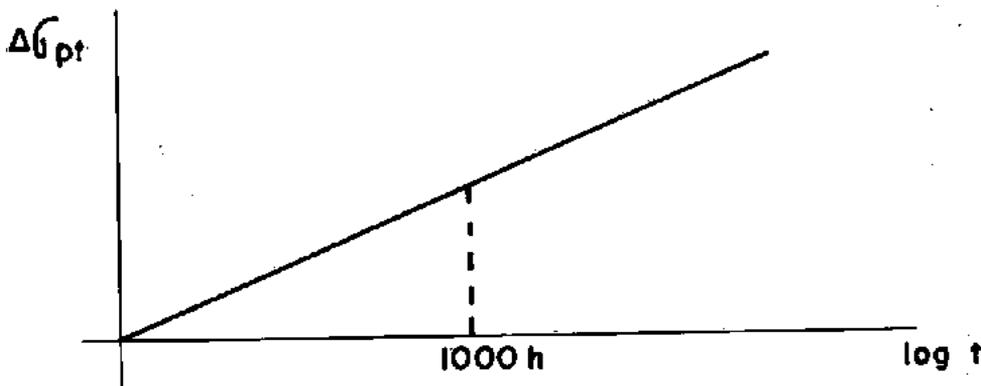


Fig. 8 - Função da Relaxação Pura

Considerando que a relaxação a um tempo  $t = 1000$  horas é a metade da relaxação a tempo infinito

$$\Delta\sigma_{pt} = \frac{\log t}{\log 1000} \frac{\Delta\sigma_{p\infty,cal}}{2}$$

De R11,22 a variação parabólica é traduzida pela equação

$$\Delta\sigma_{p\infty,cal} = \Delta\sigma_{p\infty} \left( \frac{\sigma_{pi} - 0,5f_{ptk}}{0,3f_{ptk}} \right)^2$$

A relaxação num tempo infinito, levando em conta a atenuação pela fluência e retração é dada por:

$$\Delta\sigma_{p\infty,ap} = \Delta\sigma_{p\infty,cal} \left( 1 - \frac{\Delta\sigma_{p,e+s}}{\sigma_{pi}} \right)$$

Para um tempo  $t$  pode ser considerada a mesma atenuação.

$$\Delta\sigma_{pt,ap} = \Delta\sigma_{pt} \left( 1 - \frac{\Delta\sigma_{p,e+s}}{\sigma_{pi}} \right)$$

Série	$\Delta\sigma_{p\infty,cal}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{pt}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{pt,ap}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	6835	3630	3000
II	7470	3967	3304
III	8255	4437	3729

Quadro 5 - Perdas de protensão devido à relaxação do aço

- $\Delta\sigma_{ptotal}$  perdas de protensão nos fios devido a retração e fluência do concreto e relaxação do aço
- $\Delta\sigma_{pi}$  perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto quando as lajes foram protendidas
- $\sigma_p$  tensão nos fios após as perdas totais (instantâneas e ao longo do tempo)

Série	$\Delta\sigma_{pi}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{ptotal}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_p$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta\sigma_{ptotal}}{\sigma_{pi}}$ (%)
I	7780	25709	97511	20
II	7024	25487	100289	19
III	7136	25262	102502	19

Quadro 6 - Perdas de protensão totais na laje pré-fabricada

A tensão final quando atua somente o peso próprio da sobre-laje é:

$$P = \sigma_p \times A_p$$

$$\sigma_{cp} = \frac{P}{A_{cle}}$$

$\sigma_{cp}$  tensão no concreto devido a protensão após as perdas

$$\sigma_{c1g1} = \frac{M_{g1}}{W_{h1}}$$

$\sigma_{c1g1}$  tensão no concreto devido ao peso próprio da laje pré-fabricada

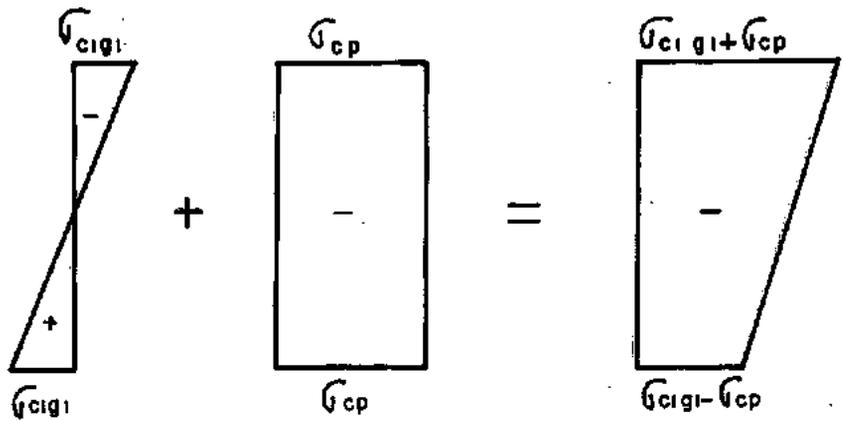


Fig. 9 - Tensões na laje pré-fabricada

Série	$\sigma_{clg}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$-\sigma_{clg} - \sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{clg} - \sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	119	579	- 698	- 460
II	119	595	- 714	- 476
III	119	608	- 727	- 489

Quadro 7 - Tensões na laje pré-fabricada

### 2.3 - Seção Composta

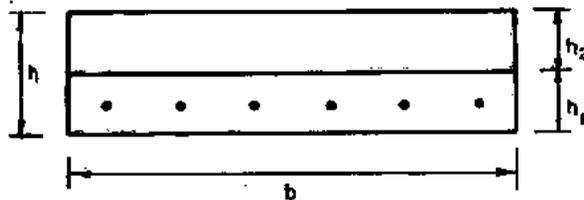


Fig. 10 - Seção Transversal da Laje Composta

$$h = 10\text{cm}$$

$$h_1 = h_2 = 5\text{cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$A_{c1} = b \times h_1$$

$$A_{c2} = b \times h_2$$

$$I_{c1} = \frac{b \times h_1^3}{12} = 417 \text{ cm}^4 ; \quad I_{c2} = \frac{b \times h_2^3}{12} = 417 \text{ cm}^4$$

$$Y_p = 2,5 \text{ cm}$$

$$Y_{c2} = 7,5 \text{ cm}$$

$$Y_{c1} = 2,5 \text{ cm}$$

$$\alpha_{c1} = \frac{E_{c1}}{E_{c2}}$$

$$\alpha_{e2} = \frac{E_p}{E_{c2}}$$

$$A_h = A_{c2} + A_{c1} + \alpha_{c1} + (\alpha_{e2} - 1) A_p$$

$$Y_h = \frac{A_{c2} \times Y_{c2} + \alpha_{c1} A_{c1} Y_{c1} + (\alpha_{e2} - 1) A_p Y_p}{A_h}$$

$$I_h = I_{c1} + \alpha_{c1} A_{c1} (Y_h - Y_{c1})^2 + I_{c2} + A_{c2} (Y_{c2} - Y_h)^2 + A_p (\alpha_{e2} - 1) (Y_h - Y_p)^2$$

$$W_{h1} = \frac{I_h}{Y_h}$$

$$W_{h2} = \frac{I_h}{h - Y_h}$$

Série	$\alpha_{e2}$	$\alpha_{c1}$	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$Y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$W_{h1}$ (cm <sup>3</sup> )	$W_{h2}$ (cm <sup>3</sup> )
I	8,7	1,1	421,0	4,9	3459	709	675
II	9,2	1,1	425,7	4,8	3488	731	667
III	9,7	1,2	456,0	4,7	3642	775	687

Quadro 8 - Características da Seção Composta

### 2.3.1 - Verificação de Tensões para o Peso Próprio da Laje Composta

$$\sigma_{c1g2} = \frac{M_{g2}}{W_{h1}}$$

 $\sigma_{c1g2}$ 

tensão na face inferior da laje composta devido ao peso próprio da sobre-laje

$$\sigma_{c2g2} = \frac{M_{g2}}{W_{h2}}$$

 $\sigma_{c2g2}$ 

tensão na face superior da laje composta devido ao peso próprio da sobre-laje

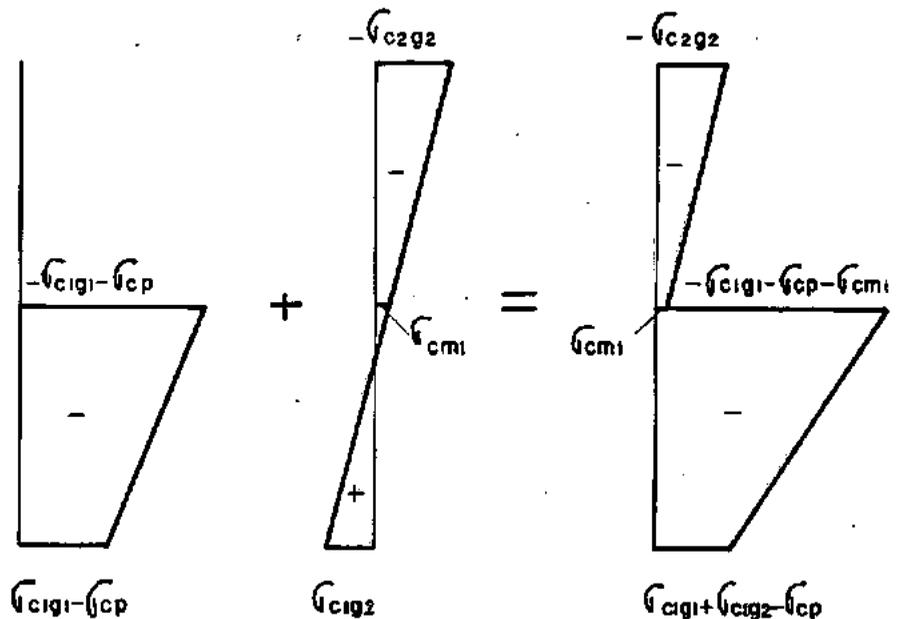


Fig. 11 - Tensões na laje composta devido a seu peso próprio

Série	$\sigma_{c1g2}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c2g2}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cm1}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$-\sigma_{c1g1} - \sigma_{cp} - \sigma_{cm1}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c1g1} - \sigma_{c1g2} - \sigma_{cp}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	27,3	-28,6	-0,7	- 698,7	- 431,4
II	26,4	-29,0	-1,3	- 715,3	- 447,0
III	24,9	-28,1	-1,6	- 728,6	- 460,9

Quadro 9 - Tensões na laje composta devido ao peso próprio

### 2.3.2 - Verificação de Tensões na Laje Composta em Serviço

$$\sigma_{c1q} = \frac{M_q}{W_{h1}}$$

$\sigma_{c1q}$  Tensão na face inferior da laje composta devido à carga útil

$$\sigma_{c2q} = \frac{M_q}{W_{h2}}$$

$\sigma_{c2q}$  tensão na face superior da laje composta devido à carga útil

$$\sigma_{c1} = \sigma_{c1g1} + \sigma_{c1g2} - \sigma_{cp} + \sigma_{c1q}$$

$\sigma_{c1}$  tensão final na face inferior da laje composta em serviço

$$\sigma_{c2} = - \sigma_{c2g2} - \sigma_{c2q}$$

$\sigma_{c2}$  tensão final na face superior da laje composta em serviço

$$\sigma_{c4} = - \sigma_{cm1} - \sigma_{cm2}$$

$\sigma_{c4}$  tensão final na face inferior da sobre-laje em serviço

$$\sigma_{c3} = -\sigma_{c1q1} - \sigma_{cp} - \sigma_{c4}$$

 $\sigma_{c3}$ 

tensão final na face superior da laje prē-fabricada em serviço

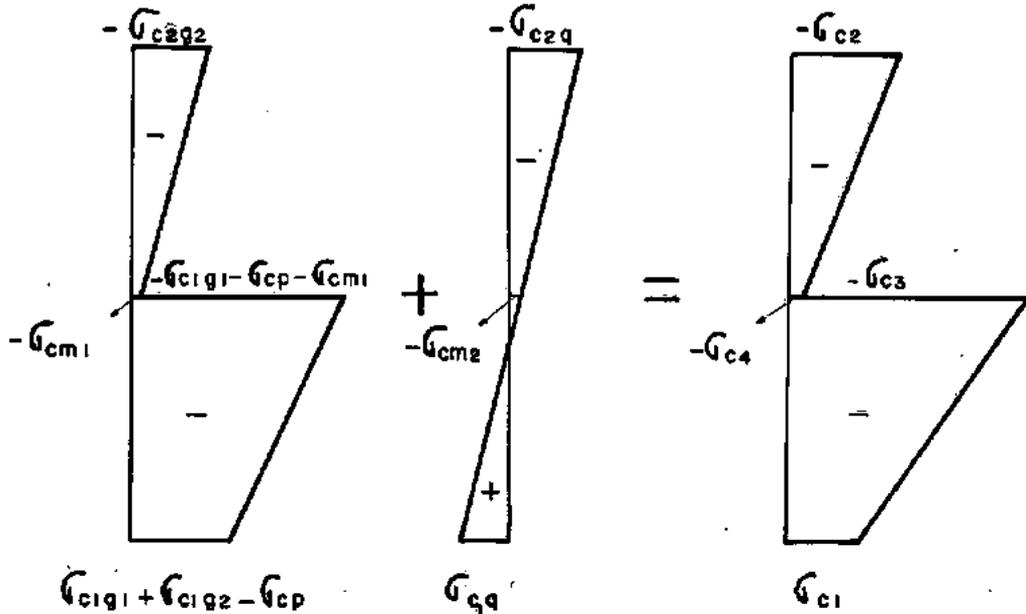


Fig. 12 - Tensões na laje composta em serviço

Série	$\sigma_{c1q}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c2q}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c1}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c2}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c3}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{c4}$ (N/cm <sup>2</sup> )
I	72,4	- 76,0	-359,0	-104,6	-700,5	- 2,5
II	70,2	- 77,0	-376,8	-106,0	-718,7	- ,4,7
III	66,2	- 74,7	-394,7	-102,8	-732,8	- 5,9

Quadro 10 - Tensões na laje composta em serviço

## 2.4 - Momento Último

O momento último teórico foi determinado por tentativas, adotando-se o diagrama-tensões-deformações de forma parabólico-retangular.

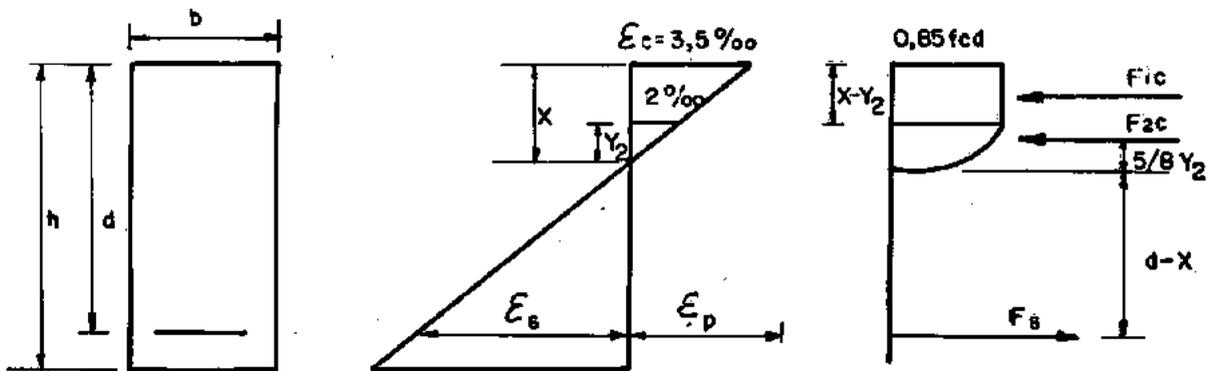


Fig. 13 - Diagrama de tensões-deformações de forma parabólico-retangular

$$F_{1c} = 0,85 f_{cd} (x - y_2) b$$

$$F_{2c} = \frac{2}{3} \times 0,85 f_{cd} \times y_2 \times b$$

$F_{1c}$  esforço normal no trecho retangular do diagrama

$F_{2c}$  esforço normal no trecho parabólico do diagrama

$$x = \frac{\epsilon_c \cdot \frac{x}{d}}{\epsilon_c + \epsilon_s}$$

$$y_2 = \frac{x + 2 \cdot \frac{x}{d}}{\epsilon_c}$$

$$\epsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p}$$

$$\epsilon_{pu} = \epsilon_p + \epsilon_s \quad (\text{no diagrama tensão-deformação do aço})$$

$\rightarrow \sigma_{pu}$

$$F_{pu} = \sigma_{pu} \times A_p$$

Quando tivermos:

$$F_{pu} = F_{1c} + F_{2c}$$

o momento ũltimo serã:

$$M_u = F_{1c} \left( d - \frac{X - Y_2}{2} \right) + F_{2c} \left( \frac{5}{8} Y_2 + d - X \right)$$

Este momento foi calculado para cada s̄rie.

S̄rie	I	II	III
$M_u$ (KN.m)	10,8	11,0	11,6

Quadro 11 - Momento ũltimo t̄orico

C A P Í T U L O 3PARTE EXPERIMENTAL3.1 - Materiais

Apresentamos a seguir as características dos materiais empregados na preparação dos modelos ensaiados.

3.1.1 - Concretoa) Agregado miudo:

No preparado do concreto usamos uma areia média, peneirada que apresentou os seguintes resultados:

granulometria

- módulo de finura ..... MF = 2,68

- diâmetro máximo .....  $dm_{\max} = 2,3\text{mm}$

peso específico real .....  $\gamma_{\text{real}} = 26,2\text{N/dm}^3$

peso específico aparente.....  $\gamma_{\text{ap}} = 16,0\text{N/dm}^3$

b) Agregado graúdo:

Empregamos, como agregado graúdo, brita zero peneirada com as seguintes características:

granulometria

- módulo de finura ..... MF = 5,45

- diâmetro máximo .....  $d_{m\acute{a}x} = 9,5\text{mm}$
- peso específico real .....  $\gamma_{real} = 26,0\text{N/dm}^3$
- peso específico aparente .....  $\gamma_{ap} = 12,9\text{N/dm}^3$

c) Cimento:

Foi empregado cimento Portland marca Mauã.

O concreto para a laje protendida foi dosado para

$f_{c28} = 3000\text{N/cm}^2$ , encontrando-se o traço em Peso:

1:1,65:2,65 e o fator água cimento: 0,5

O concreto para a sobre-laje foi dosado para  $f_{c28} =$

$= 2000\text{N/cm}^2$ , encontrando-se o traço em peso:

1:2,5:3,5 e o fator água cimento: 0,65

Foram moldados oito corpos de prova por laje composta, quatro para a laje pré-fabricada e quatro para a sobre-loja. Os corpos de prova foram ensaiados da seguinte maneira:

a) laje pré-fabricada

- um corpo de prova no dia em que as lajes foram protendidas.

- um corpo de prova a 28 dias de idade

- dois corpos de prova no dia do ensaio, sendo um a compressão diametral e outro a compressão axial

b) sobre-laje

- um corpo de prova a 28 dias de idade

- três corpos de prova no dia do ensaio, sendo um a compressão diametral e dois a compressão axial.

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}/E_c$
101	1	10	22,4	24,4	23400	23500	1,00
102		28	23,3	27,2	27000	31800	1,18
103		65	22,7	33,1	28500	30000	1,05
105	2	10	22,9	23,2	21000	24100	1,15
106		28	23,8	25,4	24000	32790	1,37
107		65	22,8	30,2	26500	33570	1,27
109	3	10	23,1	24,9	22000	224400	1,11
110		28	23,3	27,2	29000	34120	1,18
111		65	23,4	31,2	30000	32870	1,09
113	4	10	23,2	22,3	22800	24500	1,07
114		28	23,2	34,7	26000	33170	1,28
115		65	23,4	34,9	27000	34350	1,27

Quadro 12 - Características do concreto das lajes pré-fabricadas, série I

Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}/E_c$
10	22,9	23,7	22300	24100	1,08
28	23,4	30,1	24880	33160	1,32
65	23,1	30,9	25000	32810	1,32

Quadro 13 - Valores médios das características do concreto das lajes pré-fabricadas, série I

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din} / E_c$
117	5	10	23,2	29,0	23500	28950	1,23
118		28	23,2	37,1	24000	31890	1,33
119		64	22,9	40,3	23500	29050	1,24
121	6	10	22,6	29,2	26500	30060	1,13
122		28	23,1	37,5	28500	32590	1,14
123		64	22,8	44,5	29000	32630	1,13
125	7	10	22,9	27,2	25500	30460	1,19
126		28	23,3	38,0	28000	32890	1,17
127		64	23,6	40,1	27000	33290	1,23
129	8	10	22,7	27,7	24500	28210	1,15
130		28	22,7	34,0	25000	29990	1,20
131		64	22,9	38,3	25000	30200	1,21

Quadro 14 - Características do concreto das lajes pré-fabricadas, série II

Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din} / E_c$
10	22,9	28,3	25000	29420	1,18
28	23,1	36,7	26380	31840	1,21
64	23,1	40,1	26130	31290	1,20

Quadro 15 - Valores médios das características do concreto das lajes pré-fabricadas, série II

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/M <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din} / E_c$
133	9	11	22,7	25,4	24500	30190	1,23
134		28	23,2	32,9	26500	31860	1,20
135		70	22,8	35,1	27000	32140	1,19
137	10	11	23,1	37,1	23000	33360	1,45
138		28	23,1	39,3	29000	32520	1,12
139		70	23,7	47,0	28000	32740	1,17
141	11	11	23,1	33,1	23000	31750	1,38
142		28	23,1	36,3	27000	32520	1,20
143		70	22,9	41,7	30500	32360	1,06
145	12	11	23,2	30,3	29000	31160	1,07
146		28	23,2	35,3	29000	34100	1,18
147		70	23,9	42,1	28000	32870	1,17

Quadro 16 - Características do concreto das lajes pré-fabricadas, série III

Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din} / E_c$
11	23,0	31,5	24860	31620	1,27
28	23,2	36,0	27880	32750	1,17
70	23,3	41,5	28380	32530	1,15

Quadro 17 - Valores médios das características do concreto das lajes pré-fabricadas, série III

SÉRIE I				
Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )
104	1	65	23,8	2,9
108	2	65	23,0	2,6
112	3	65	23,3	2,9
116	4	65	23,2	2,9
Valores médios			23,3	2,8
SÉRIE II				
120	5	64	23,4	2,7
124	6	64	23,0	2,7
128	7	64	23,1	3,0
132	8	64	22,9	3,0
Valores médios			23,1	2,9
SÉRIE III				
136	9	70	23,8	2,8
140	10	70	22,8	3,3
144	11	70	23,6	3,0
148	12	70	22,5	2,6
Valores médios			23,2	2,9

Quadro 18 - Características do concreto das lajes pré-fabricadas a compressão diametral

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ $E_c$
149	1	28	22,6	25,3	26000	28840	1,11
150		29	22,6	26,2	25500	28840	1,13
151		29	22,5	26,6	24500	27810	1,14
153	2	28	22,3	24,7	27000	28430	1,05
154		29	22,7	25,0	24500	29040	1,19
155		29	22,6	26,6	23500	31880	1,36
157	3	28	22,6	26,4	27500	28870	1,05
158		29	22,9	28,3	26000	30210	1,16
159		29	22,9	28,1	28000	30180	1,08
161	4	28	23,6	27,6	26000	31150	1,20
162		29	22,8	29,2	28000	29840	1,07
163		29	23,0	27,3	26000	30560	1,18
Valores médios			22,8	26,8	26040	29640	1,14

Quadro 19 - Características do concreto da sobre-laje - Série I

Série I				
Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )
152	1	29	23,5	2,3
156	2	29	22,5	2,6
160	3	29	23,1	2,9
164	4	29	22,7	2,8
Valores médios			23,0	2,7

Quadro 20 - Características do concreto das sobre-lajes a compressão diametral, série I

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din} / E_c$
165	5	28	22,5	29,1	22000	29780	1,35
166		28	22,5	30,2	25000	29750	1,19
167		28	22,5	32,0	25500	30100	1,18
169	6	28	23,3	27,9	22500	29930	1,33
170		28	22,5	26,8	23500	28770	1,22
171		28	22,4	26,9	25500	28630	1,12
173	7	28	23,2	28,6	23000	29590	1,29
174		28	22,3	26,9	22000	27480	1,25
175		28	23,2	28,4	22500	28580	1,27
177	8	28	23,1	26,8	24500	29020	1,18
178		28	23,2	25,6	23000	28170	1,22
179		28	23,6	26,9	26000	30280	1,16
Valores médios			22,9	28,0	23750	29170	1,23

Quadro 21 - Características do concreto da sobre-laje, série II

Série II				
Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )
168	5	28	21,9	2,3
172	6	28	22,6	2,2
176	7	28	22,2	1,9
180	8	28	21,9	2,5
Valores médios			22,2	2,2

Quadro 22 - Características do concreto das sobre-lajes a compressão diametral, série II

Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$E_{din}$ / $E_c$
181	99	28	22,3	19,5	21000	25620	1,22
182		34	22,5	25,8	22500	25790	1,15
183		34	22,1	27,3	21000	27340	1,30
185	10	28	22,6	21,7	23500	26670	1,13
186		34	21,6	22,5	21500	27360	1,27
187		34	21,6	21,9	22000	27360	1,24
189	11	28	23,1	23,1	21000	27680	1,32
190		34	22,2	21,4	24500	26450	1,08
191		34	22,7	21,7	24000	27130	1,13
193	12	28	23,0	23,7	22500	27330	1,21
194		34	22,4	21,8	23500	27780	1,18
195		34	22,1	23,8	25500	27250	1,07
Valores médios			22,4	22,8	22710	26980	1,19

Quadro 23 - Características do concreto das sobre-lajes, série III

Série III				
Nº	Laje	Idade (dias)	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )
184	9	34	22,1	1,9
188	10	34	22,2	1,7
192	11	34	22,2	2,0
196	12	34	22,3	1,9
Valores médios			22,2	1,9

Quadro 24 - Características do concreto das sobre-lajes a compressão diametral, série III

Apresentamos a seguir, os gráficos tensão-deformação para o concreto da laje protendida e da sobre-laje, obtidos nos ensaios dos corpos de prova nº 126 e nº 179.

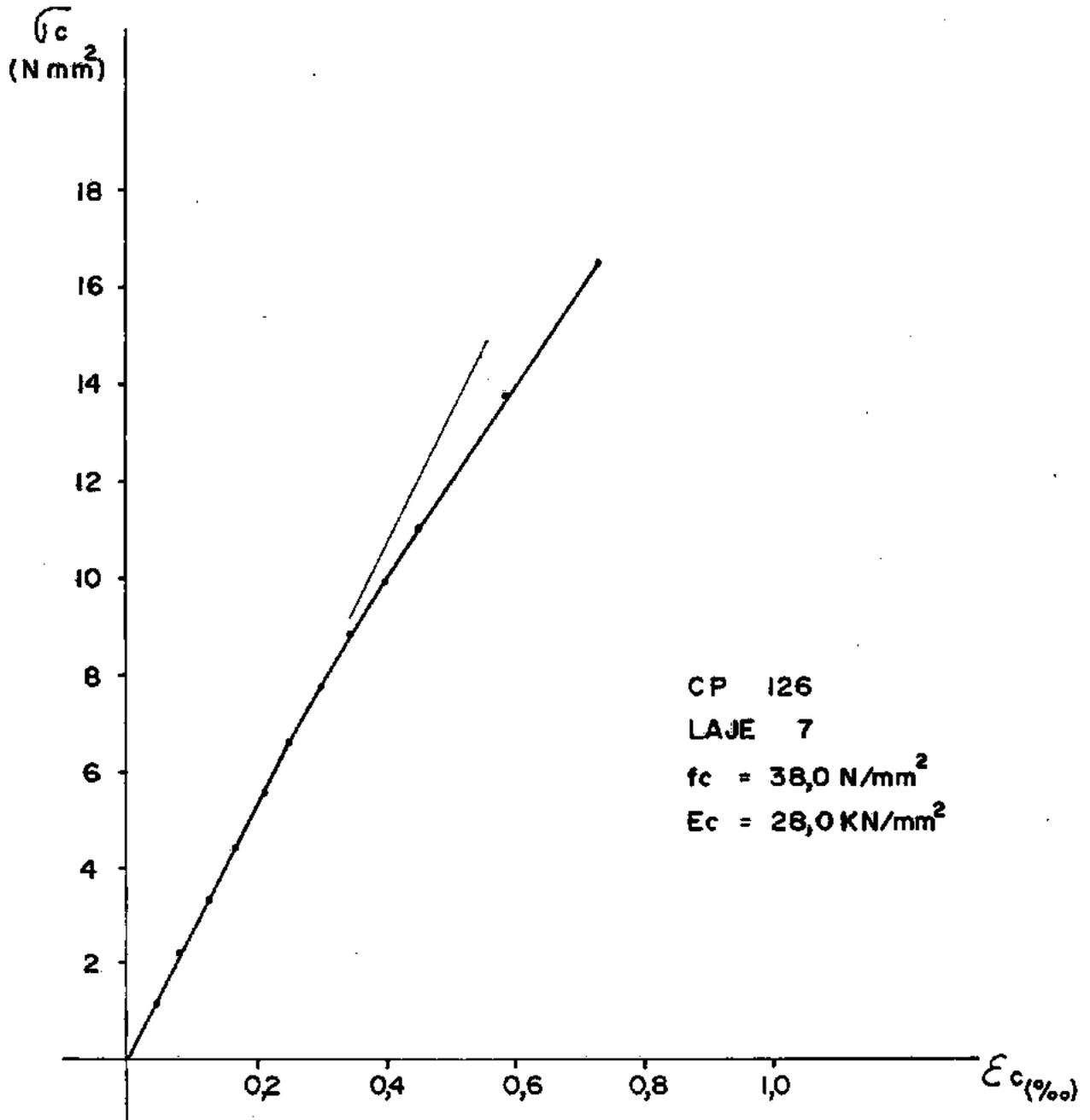


Fig. 14 - Gráfico tensão-deformação do concreto das lajes pré-fabricadas

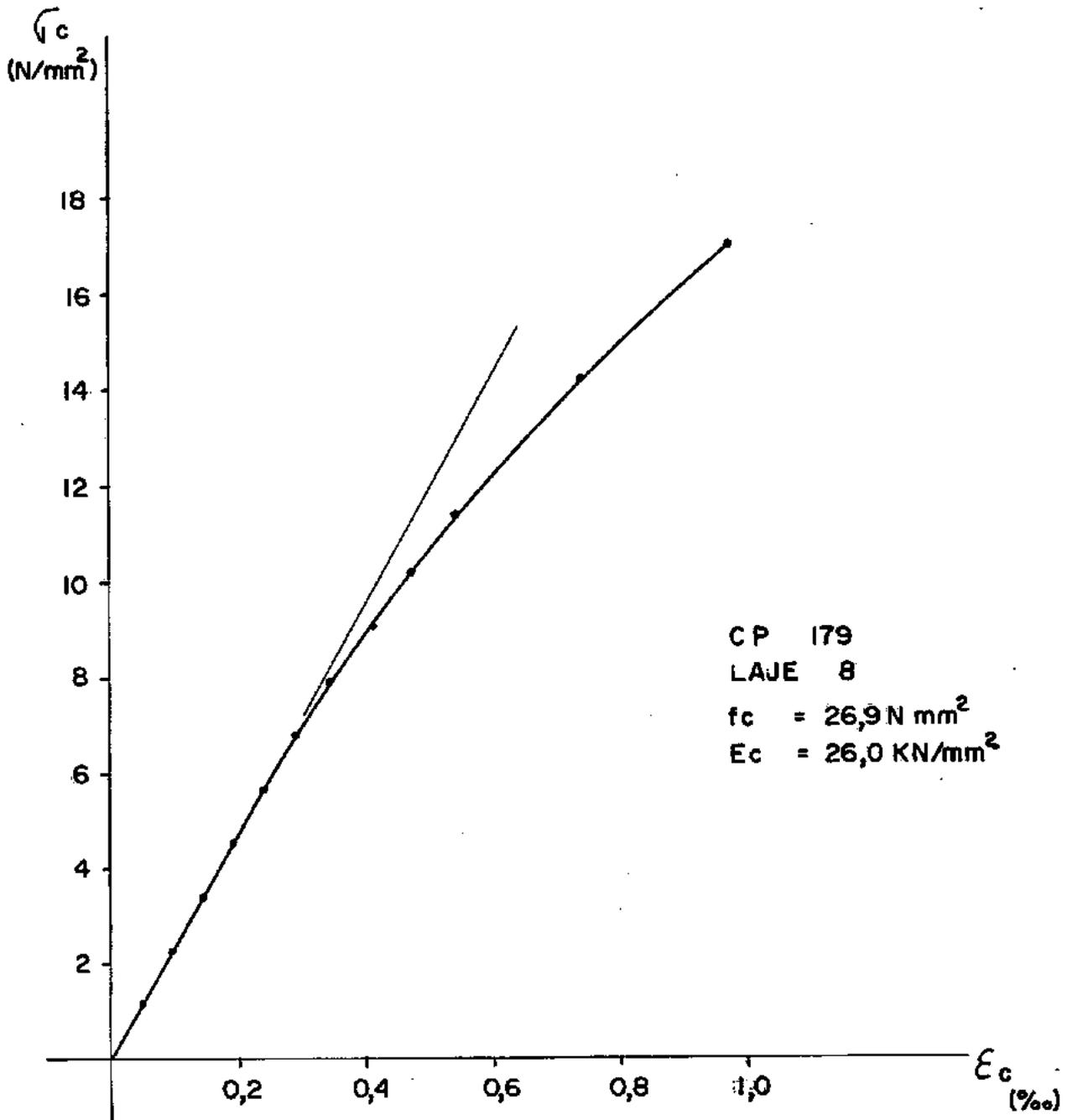


Fig. 15 - Gráfico tensão deformação do concreto das sobre-lajes

3.1.2 - Aço

Foi usado o aço CP 140B, para armadura longitudinal em todas as lajes.

Os valores abaixo representam a média dos resultados obtidos nos ensaios.

Aço	$\phi_{nom.}$ (mm)	$A_e$ (mm <sup>2</sup> )	$f_{0,2}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{ptk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_t$ (%)
CP-140B	5,0	19,7	1436	1680	5

Quadro 25 - Características do aço

A seguir apresentamos o gráfico tensão deformação do aço usado.

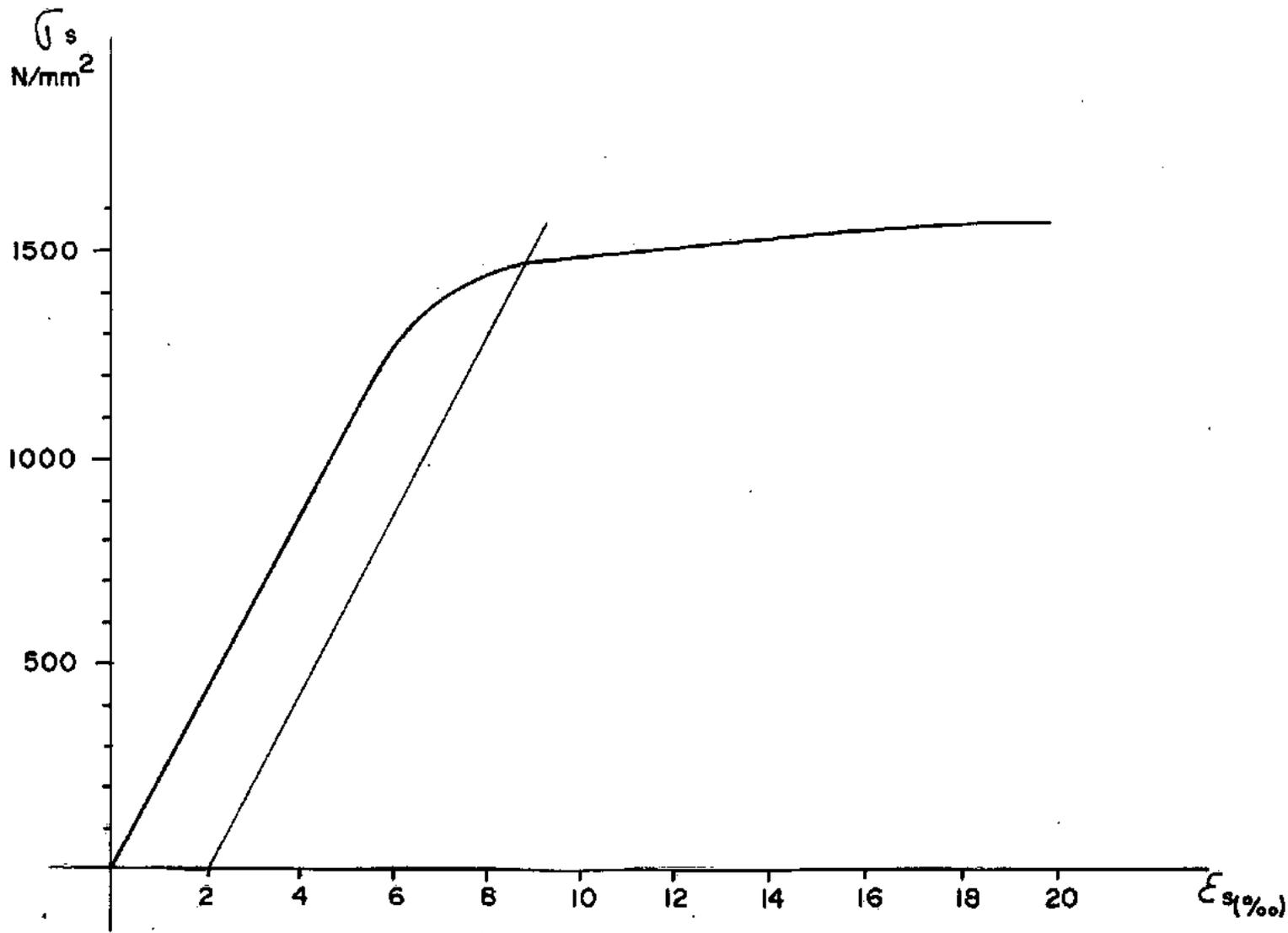


Fig. 16 - Gráfico tensão deformação do aço CP 140 B  $\phi 5\text{mm}$

### 3.1.3 - Adesivo estrutural

Foi usado um adesivo estrutural a base de resina epoxi de denominação comercial Colma Fix-31.

### 3.2 - Protensão

#### Equipamento usado:

#### a) Mesa de protensão

As lajes protendidas foram fabricadas numa mesa de protensão, que tem numa das extremidades um dispositivo em cunha com parafuso, que permite que os fios sejam soltos simultaneamente e de maneira suave.

#### b) Macaco

Foi usado um macaco C.C. L. que traciona um fio de cada vez, acionado por uma bomba manual. Este macaco não possui dispositivo de cravação das ancoragens.

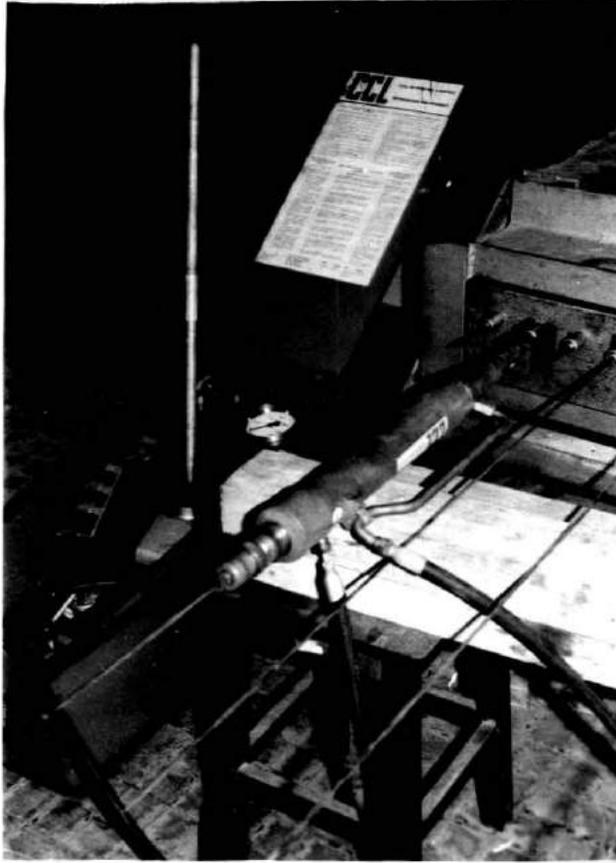


Fig. 17 - Disposição do macaco na protensão

c) Ancoragens

Foram usadas ancoragens passivas tipo "XL" para um fio.

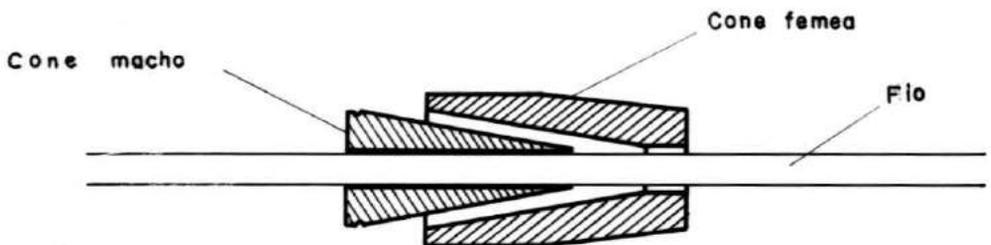


Fig. 18 - Ancoragem passiva tipo "XL"

d) Extensômetro mecânico

Para controle do alongamento de cada fio durante as operações de protensão, foi utilizado um extensômetro mecânico Amsler de 0,01mm de sensibilidade.

e) Peça construída para realizar a ancoragem

O macaco C.C.L. utilizado não é capaz de efetuar a cravação da ancoragem, sendo esta provocada pela simples tendência de movimento do fio no interior da ancoragem. As perdas de tensão no fio são por conseguinte muito elevadas. Para minorar este inconveniente, o professor Nobuo Yamagata projetou a peça esquematizada a seguir, que é capaz de realizar a cravação da ancoragem com o macaco ainda em carga.

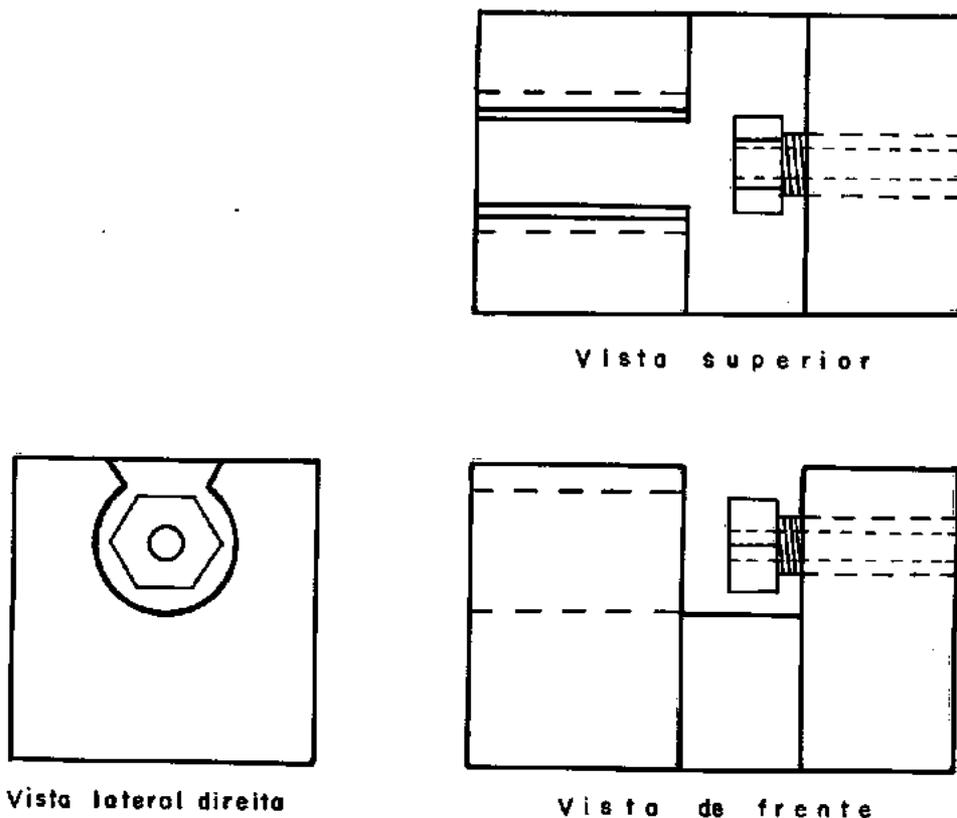


Fig. 19 - Peça construída para realizar a ancoragem

### Procedimento

Como já foi dito, o sistema de protensão adotado foi o de fio aderente. Este sistema consiste em tracionar os fios de protensão entre dois paramentos rígidos, que em nosso caso eram parte integrante da mesa de protensão.

Uma das extremidades de cada fio é fixada à mesa por meio de ancoragens passivas "XL". Na outra extremidade do

fio são instalados em série, uma outra ancoragem passiva "XL", a peça de cravação, o macaco C.C.L. e uma segunda ancoragem provisória que fixa o fio ao macaco.

Através do alongamento do fio medido pelo extensômetro mecânico Amsler, é controlada a força de protensão. Atendida a força prevista, cravamos o cone macho contra o cone fêmea apertando o parafuso da peça de cravação, ficando o fio preso pela ancoragem. O macaco pode então ser descarregado e liberado para tracionar outro fio.

Tracionados os fios procede-se à concretagem. A operação de protensão, que consiste em transferir para o concreto a força (provocada pela tração dos fios) suportada pela mesa de protensão, poderá ser realizada a partir do momento em que o concreto tiver alcançado uma resistência compatível com a força de protensão a ser aplicada.

Nesta pesquisa, as lajes foram protendidas a os dez dias de idade, quando o concreto atingiu a resistência de 2400N/cm<sup>2</sup>.

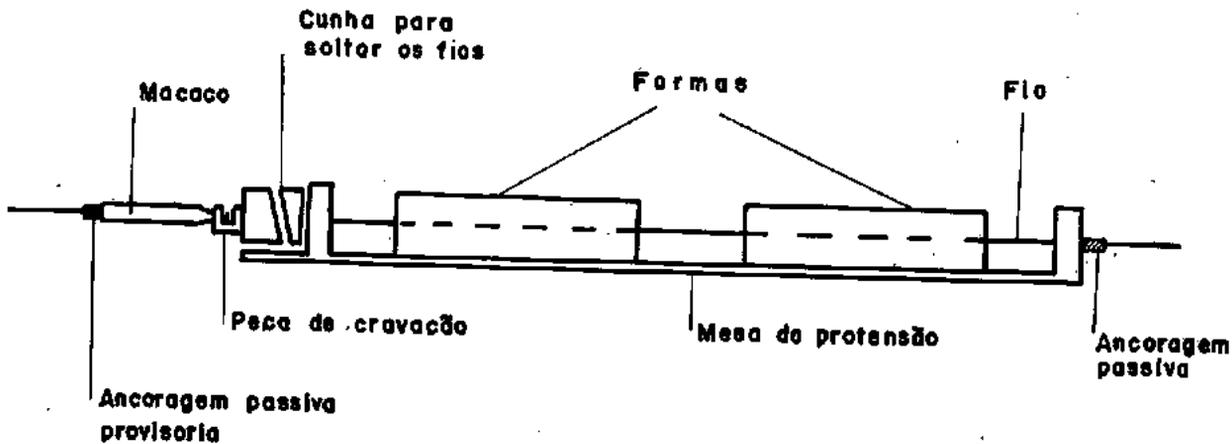


Fig. 20 - Esquema de protensão

### 3.3 - Lajes Compostas

Antes de procedermos a concretagem da sobre-laje, foi dado um intervalo de tempo de 26 dias após a protensão, com a finalidade de esperar que os esforços devidos aos fenômenos de deformação lenta retração e relaxação do aço já estivessem atenuados. Neste intervalo de tempo, a superfície de ligação da laje pré-fabricada foi preparada, retirando-se a nata de cimento com uma escova de aço e apicoando-a. Em algumas lajes, conforme previsto, foi soldado um fio transversalmente aos fios de protensão. Foram também fixados em todas as lajes, extensômetros elétricos nas duas extremidades de um dos fios de protensão.

Terminado o período de endurecimento, foi realizada a concretagem da sobre-laje. Nas peças em que foi previsto o

uso de adesivo estrutural a base de resina epoxi (colma FIX-31), a concretagem foi feita imediatamente após a aplicação do adesivo. Este foi preparado num balde onde os componentes foram misturados manualmente durante cinco minutos, sendo consumidos 1,5 kilogramos por laje.

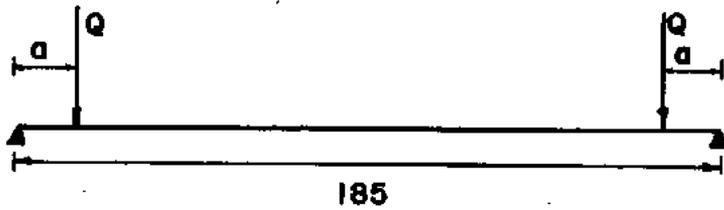


Fig. 21 - Adesivo estrutural no plano de ligação da laje pré-fabricada

### 3.4 - Esquema do Ensaio e Instrumentação

#### 3.4.1 - Esquema do ensaio

Série I: L1, L2, L3 e L4



$$a = 15\text{cm} \quad ; \quad \frac{a}{h} = 1,5$$

Série II: L5, L6, L7 e L8



$$a = 60\text{cm} \quad ; \quad \frac{a}{h} = 6,0$$

Série III: L9, L10, L11 e L12



$$a = 30\text{cm} \quad ; \quad \frac{a}{h} = 3,0$$

Fig. 22. - Esquemas de ensaio para cada série

3.4.2 - Instrumentação

Foram feitas medidas de rotações nas seções 1,2,3 e 4. Utilizaram-se quatro clinômetros Stoppani de um segundo de sensibilidade, nas posições 1, 2, 3 e 4; dois clinômetros Huggenberger de 1,06 segundos de sensibilidade, nas posições 5 e 6, conforme esquema abaixo:

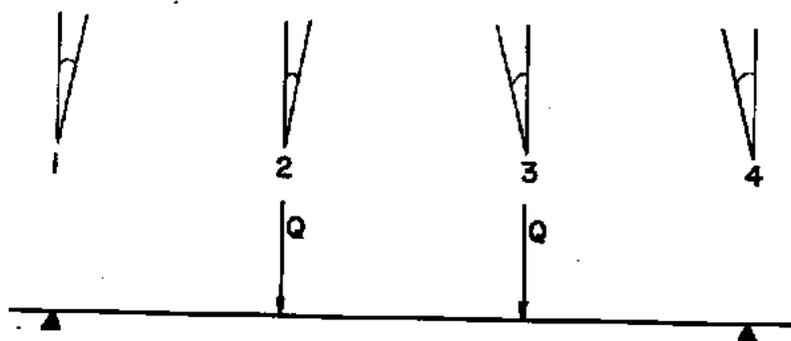


Fig. 23 - Seções onde foram medidas as rotações

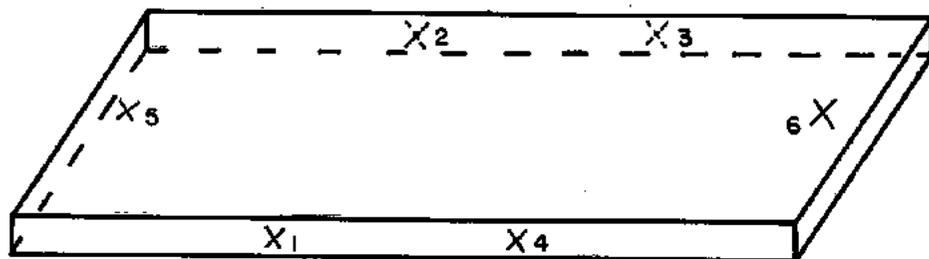


Fig. 24 - Posição dos clinômetros

Foram feitas medições das flechas, nas seções 1, 2, 3, 4 e 5. Foram utilizados oito flexímetros Huggenberger de 0,01mm de sensibilidade nas posições 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 e 8; e dois flexímetros Huggenberger de 0,05mm de sensibilidade nas posições 9 e 10. Conforme esquema abaixo:



Fig. 25 - Seções onde foram medidas as flechas

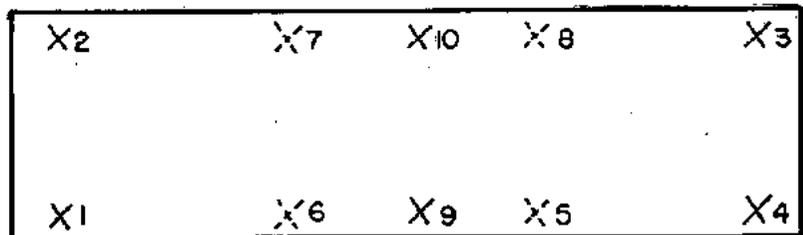


Fig. 26 - Posição dos flexímetros

Utilizaram-se nas seções dos apoios, quatro flexímetros Huggenberger, com uma sensibilidade de 0,0005mm; para medir o possível deslizamento da sobre-laje em relação à laje pré-fa -

bricada durante o ensaio. Estes flexímetros foram instalados da seguinte maneira: em cada seção foram fixados pequenos prismas de madeira na sobre-laje e na laje prẽ-fabricada. Nos primeiros foram fixadas chapas de alumĩnio e nos segundos os flexĩmetros, de maneira que estes pudessem indicar qualquer movimento do prisma fixado ã sobre-laje (Ver figura 27)

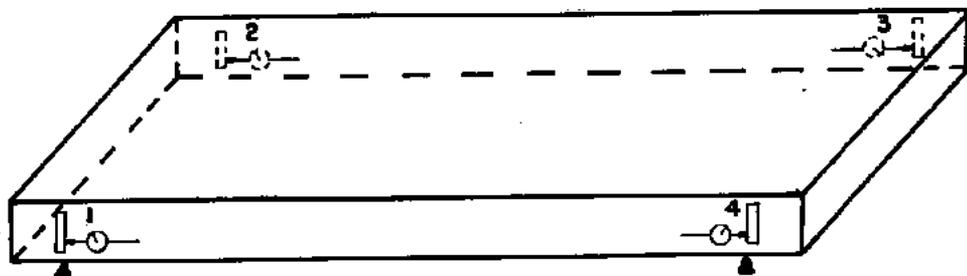


Fig. 27 - Posiçãõ dos flexĩmetros

Foram usados extensõmetros elẽtricos Kyowa do tipo KC 10A-11 colados nos fios, nos extremos da laje prẽ-fabricada, para medir a deformaçãõ do aço nas ancoragens no interior do concreto moldado "in situ".

Esta medida foi feita num ũnico fio em cada laje, colando-se dois extensõmetros em cada extremidade, um na parte superior e outro na parte inferior do fio.

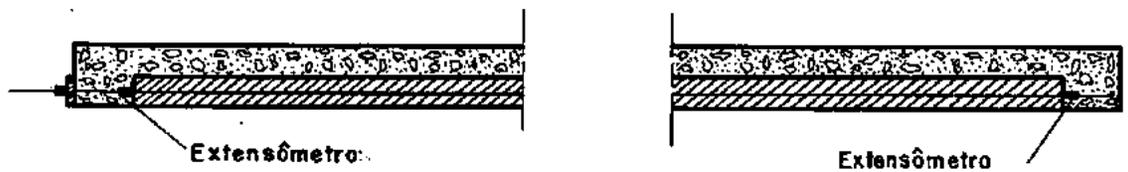


Fig. 28 - Posição dos extensômetros nas ancoragens

Foram usados também nas séries II e III, três extensômetros elétricos Kyowa do tipo KM 120 H2-11 por laje, colocados no interior das peças a fim de observar-se a deformação do concreto, antes, durante e após a protensão, até o dia do ensaio e durante o ensaio. Estes extensômetros foram posicionados no meio do vão na altura do centro de gravidade das armaduras de protensão.

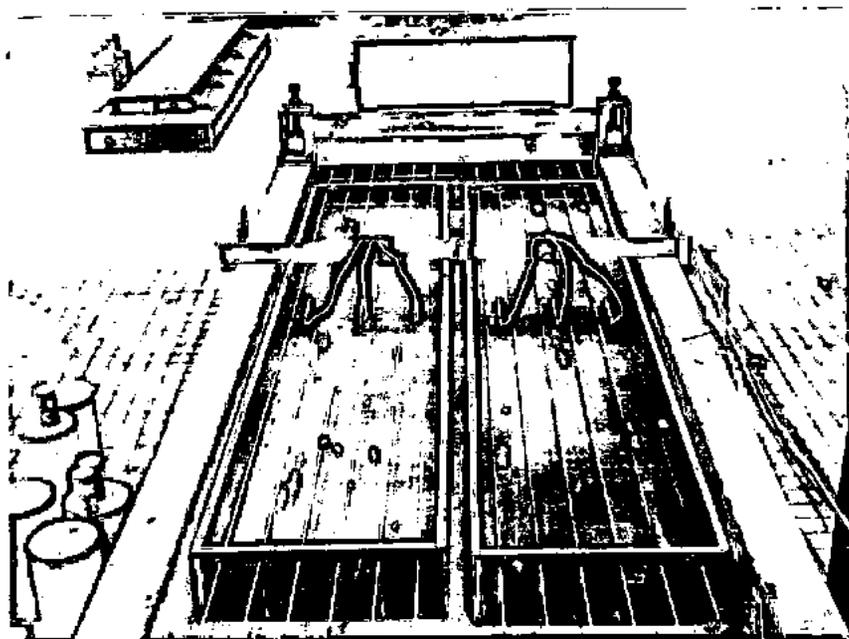


Fig. 29 - Posição dos extensômetros elétricos no meio do vão

C A P Í T U L O 4RESULTADOS DOS ENSAIOS4.1 - Resultados Relativos a Protensão4.1.1 - Perda de Protensão na Ancoragem do Fio  
na Mesa

O sistema de tracionamento dos fios de protensão adotado produz uma perda de tensão, no momento em que a força de tração é transferida do macaco, ao cone de fixação do fio à mesa de protensão. Esta perda é devida ao escorregamento do fio no interior do cone de ancoragem, antes que esta consiga fazer cessar completamente o movimento.

A deformação correspondente a esta perda, foi medida em todos os fios por meio de um extensômetro mecânico.

A experiência adquirida em relação a esta perda com fio de 5mm de diâmetro, tracionado por uma força de 28KN (isto é, uma tensão  $\sigma_{p0} = 142\text{KN/cm}^2$ ), com equipamento C.C. L. complementado pela peça cravadora de cones, é a seguinte:

1. O escorregamento varia entre 1,1 e 5mm.
2. As perdas são menores se a cabeça do parafuso cravador do cone macho estiver lubrificado com graxa.
3. A peça cravadora de cones funcionou de maneira satisfatória, reduzindo consideravelmente as perdas, quando se comparam os resultados obtidos com os de protensões realizados com o equipamento C.C.L. original.
4. A lubrificação do parafuso cravador deve ser feita com grande cuidado, a fim de evitar que a graxa lubrificante entre em contato com o fio de protensão, o que reduziria o atrito entre o fio e o cone de ancoragem.

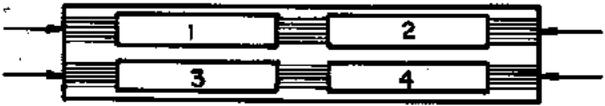
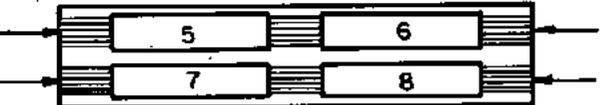
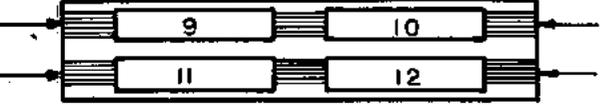
Indicamos, a seguir, a perda de protensão média obtida em cada série.

Série	$\Delta l$ (mm)	$\Delta \sigma_p$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\frac{\Delta \sigma_p}{\sigma_{po}}$ (%)
I	2,65	10900	7,7
II	2,23	9210	6,5
III	1,73	7140	5,0

Quadro 26 - Perda de protensão em cada série na ancoragem

4.1.2 - Forças e Deformações na Protensão

As lajes protendidas foram fabricadas em três séries: na primeira série, foram concretadas e protendidas as lajes 1, 2, 3 e 4; na segunda série as lajes 5, 6, 7 e 8; e na terceira série as lajes 9, 10, 11 e 12 (Ver quadro 27).

L A J E S	Força Total em cada laje KN	Força Média em cada fio KN
	154,7	25,8
	156,7	26,1
	159,1	26,5

Quadro 27 - Forças com que os fios foram ancorados na mesa

Nas séries II e III, foram medidas as deformações no centro de gravidade das lajes protendidas, através de extensômetros elétricos imersos no concreto, as medidas feitas a partir da concretagem até o dia do ensaio, constam dos gráficos 32 a 39

e as medidas feitas durante o ensaio constam dos gráficos 64 a 71.

Dos gráficos 32 a 39 determinamos as perdas de protensão em função das deformações medidas no concreto. Nestes gráficos estão traçados também a evolução das deformações calculadas teoricamente de acordo com as Recomendações do CEB-FIP.

- $\Delta\sigma_{pi}^{OBS}$  Perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, determinada nos gráficos.
- $\Delta\sigma_p^{OBS}$  Perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, fluência e retração, determinada nos gráficos.
- $\Delta\sigma_{pi}^{teor}$  Perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, determinada segundo as Recomendações do CEB-FIP.
- $\Delta\sigma_p^{teor}$  Perda de protensão nos fios devido ao encurtamento do concreto, fluência e retração determinada segundo as Recomendações do CEB-FIP.

Lajes	$\Delta\sigma_{pi}^{OBS}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{pi}^{teor}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_{pi}^{teor}$ $\Delta\sigma_{pi}^{OBS}$	$\Delta\sigma_p^{OBS}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_p^{teor}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\Delta\sigma_p^{teor}$ $\Delta\sigma_p^{OBS}$
5	6240	7024	1,13	18060	22183	1,23
6	6240	7024	1,13	18290	22183	1,21
7	5800	7024	1,21	15160	22183	1,46
8	6020	7024	1,17	17840	22183	1,24
9	8250	7136	0,86	18730	21533	1,15
10	7360	7136	0,97	17620	21533	1,22
11	6910	7136	1,03	17620	21533	1,22
12	7810	7136	0,91	20740	21533	1,04

Quadro 28 - Comparação das perdas de protensão teóricas e experimentais

Com os valores da perda total de protensão determinados experimentalmente, calculamos as tensões a que estão submetidas as lajes compostas em serviço e as comparamos com as obtidas segundo as Recomendações do CEB-FIP.

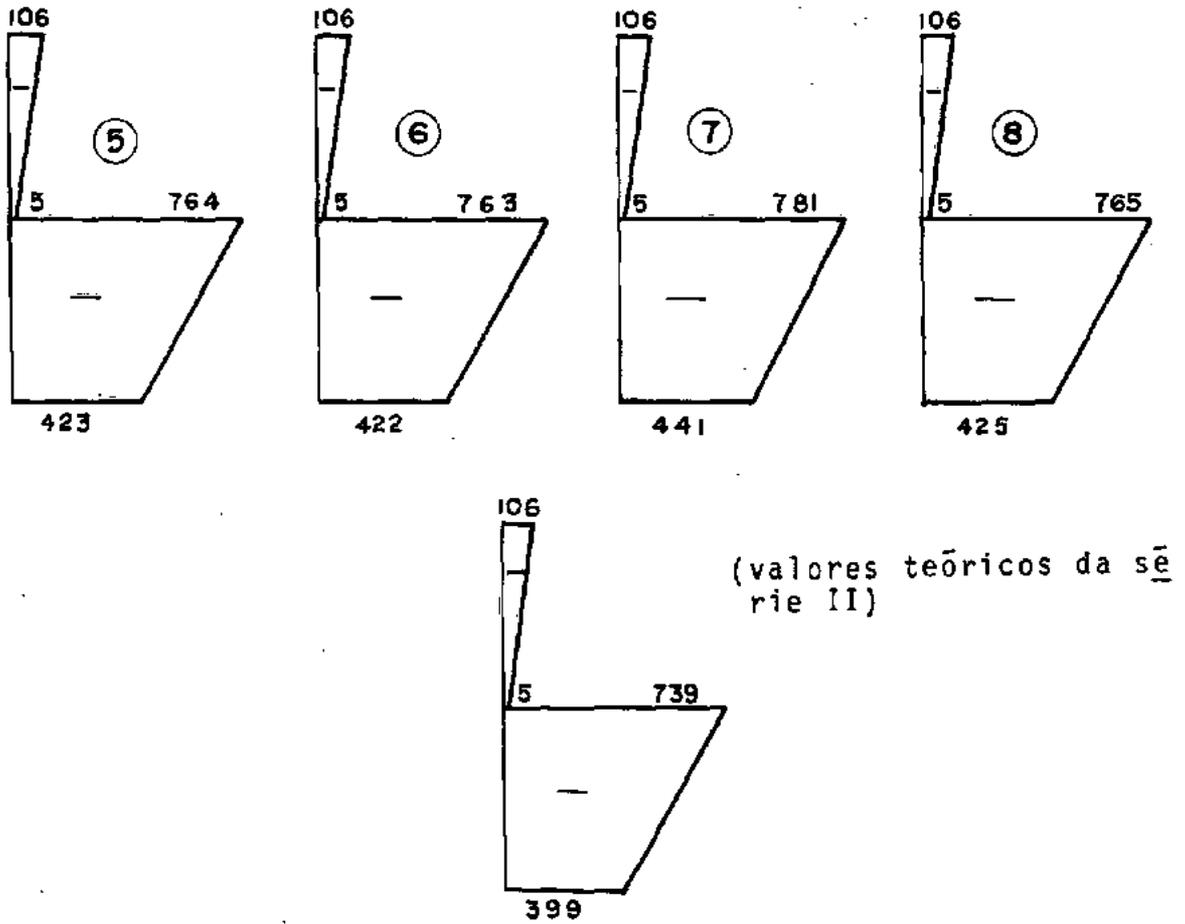


Fig. 30 - Comparação das tensões teóricas e experimentais da série II

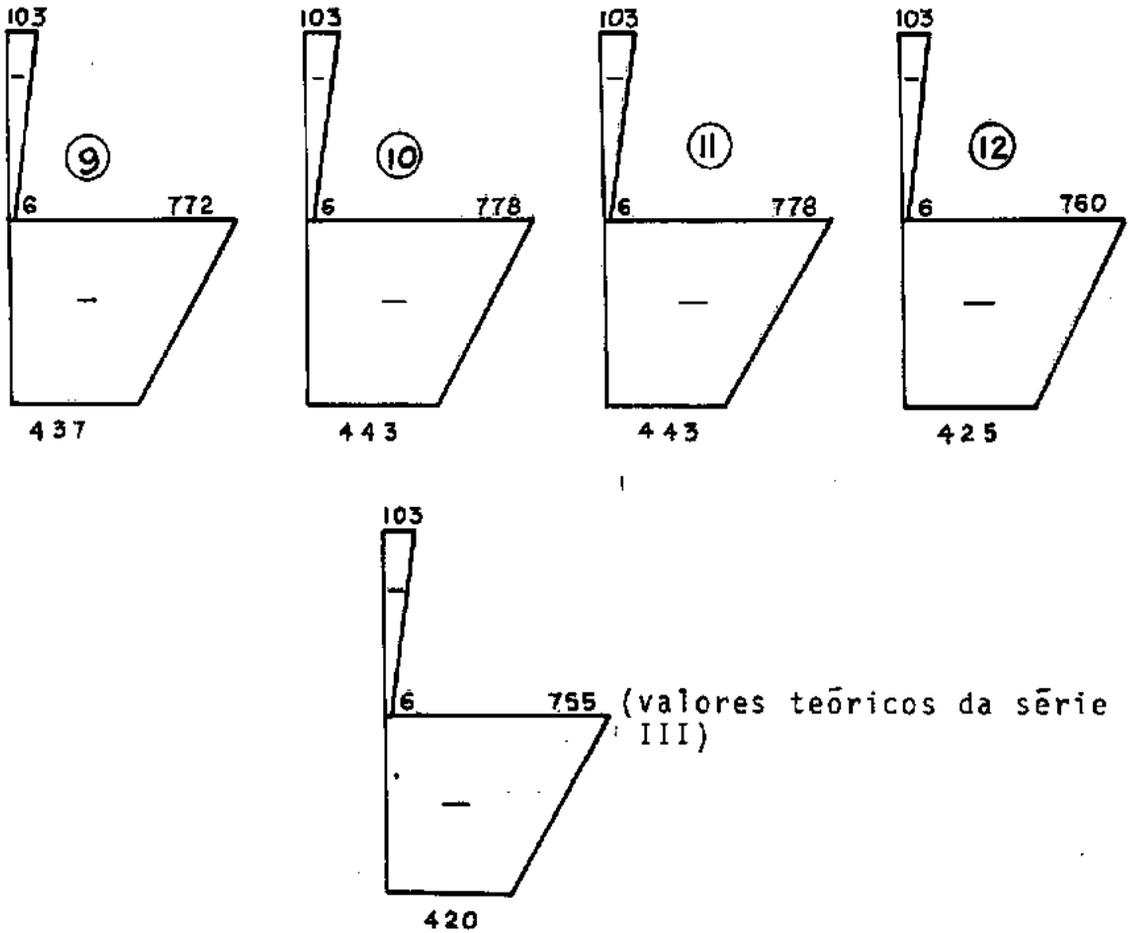


Fig. 31 - Comparação das tensões teóricas e experimentais da série III

## 4.2 - Resultados dos Ensaios

### 4.2.1 - Medições do deslizamento entre as lajes

As medidas feitas, durante o ensaio, com flexímetros Huggenberger de 0,0005mm de sensibilidade, mostraram que não houve deslizamento relativo entre as lajes; todas as leituras efetuadas indicaram deslocamentos da ordem de grandeza da sensibilidade do instrumento.

### 4.2.2 - Flechas

Foram medidos os deslocamentos verticais nas seções 1, 2, 3, 4 e 5 (Fig. 25). Determinamos a partir destes resultados a flecha, no meio do vão, relativa à linha que passa pelos apoios. Estes valores foram marcados em gráficos (Fig. 40 a 52) em correlação com o momento solicitante; nestes gráficos estão assinaladas também as flechas teóricas obtidas com o emprego das fórmulas abaixo, apresentadas nos itens R44,122 das Recomendações do CEB.

Para  $M < M_r$

$$a = \beta \frac{\ell^2 M}{E_c I}$$

Para  $M > M_r$

$$a = \beta l^2 \left( \frac{M_I}{E_c I_I} + \frac{4}{3} \frac{M_{II}}{E_s A_s Z(d-X)} \right) \leq$$

$$\leq \beta l^2 \frac{M}{E_s A_s Z(d-X)}$$

$$M_I = \left( \frac{f_{ctk}}{0,6} + \frac{P}{A_{cle}} - \frac{M_g}{W_I} \right) W_I$$

$M_I = M_r$  - momento de fissuração em flexão simples

$M$  - momento total  $M_I = M - M_r$

$M_g$  - momento devido ao peso próprio

$P$  - força de protensão total após as perdas

$\beta$  - coeficiente que depende da forma geométrica, do comportamento estático e do modo de carregamento da estrutura, determinado para cada série (0,1239; 0,1074; 0,1206).

#### 4.2.3 - Momento de Fissuração e Ruptura

A seguir apresentamos um quadro comparativo, dos momentos de fissuração e ruptura, determinados teórica e experimentalmente:

Laje	$M_u^{teor}$ (KN.m)	$M_u^{OBS}$ (KN.m)	$M_u^{OBS} / M_u^{teor}$	$M_r^{teor}$ (KN.m)	$M_r^{OBS}$ (KN.m)	$M_r^{OBS} / M_r^{teor}$
1	10,8	9,8	0,9	6,0	3,0	0,5
2	10,8	9,6	0,9	6,0	4,5	0,8
3	10,8	14,4	1,3	6,0	4,5	0,8
4	10,8	14,3	1,3	6,0	3,8	0,6
5	11,0	12,0	1,1	5,8	6,3	1,1
6	11,0	12,0	1,1	5,8	5,7	1,0
7	11,0	11,7	1,1	5,8	7,5	1,3
8	11,0	11,7	1,1	5,8	5,7	1,0
9	11,6	6,8	0,6	5,9	4,1	0,7
10	11,6	8,6	0,7	5,9	6,0	1,0
11	11,6	10,2	0,9	5,9	4,5	0,8
12	11,6	11,7	1,0	5,9	4,5	0,8

Quadro 28 - Quadro comparativo dos valores teóricos e experimentais

#### 4.3 - Gráficos

Apresentamos a seguir, os gráficos que relacionam as seguintes grandezas:

- deformação do concreto em relação ao tempo, antes do ensaio (teóricas e observadas)
- momento solicitante e flechas (teóricas e observadas) no meio do vão

- momento solicitante e rotação relativa das seções 1, 2, 3 e 4
- momento solicitante e deformação do concreto ~~na~~ ao nível da armadura de protensão, durante o ensaio.

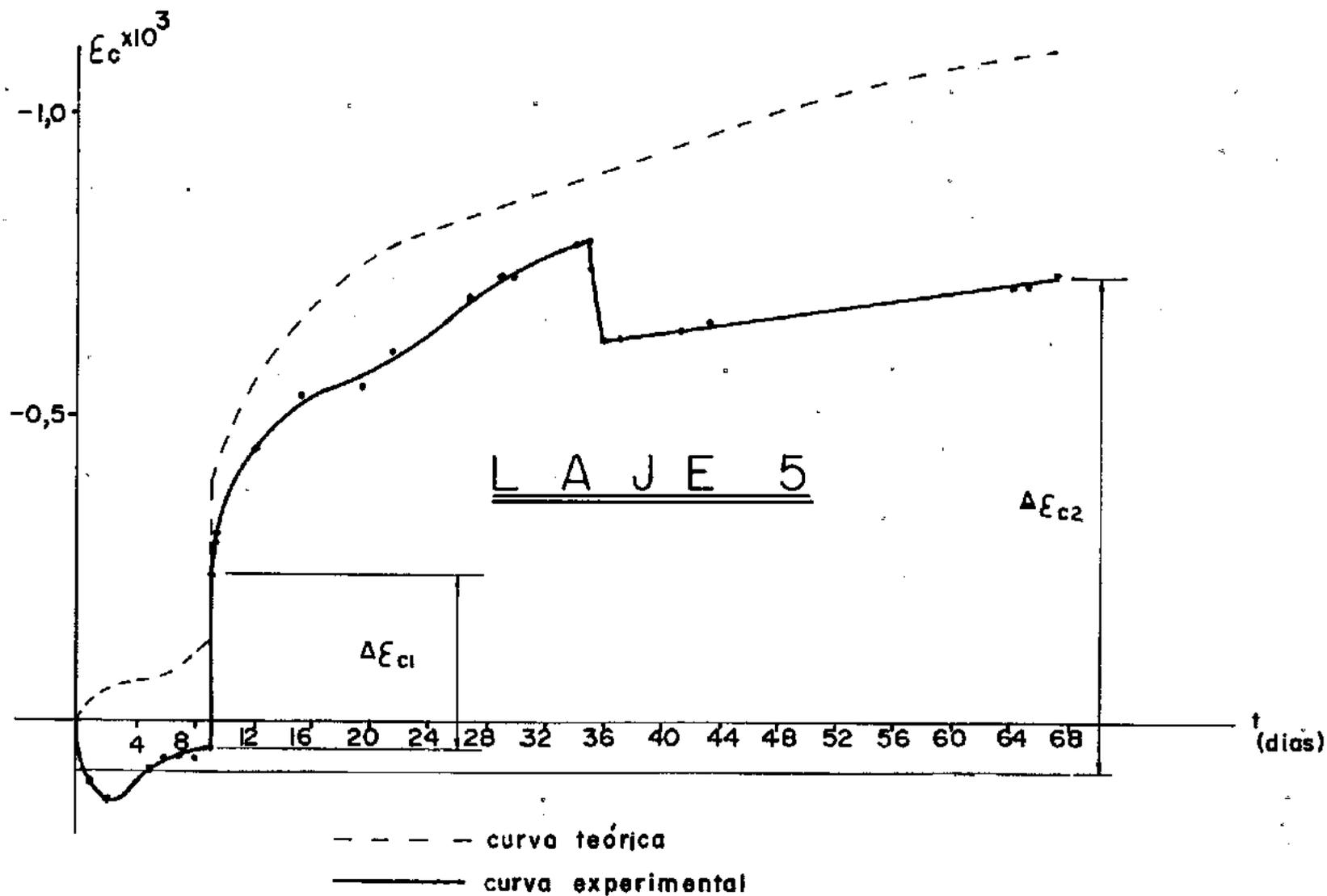


Fig. 32 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

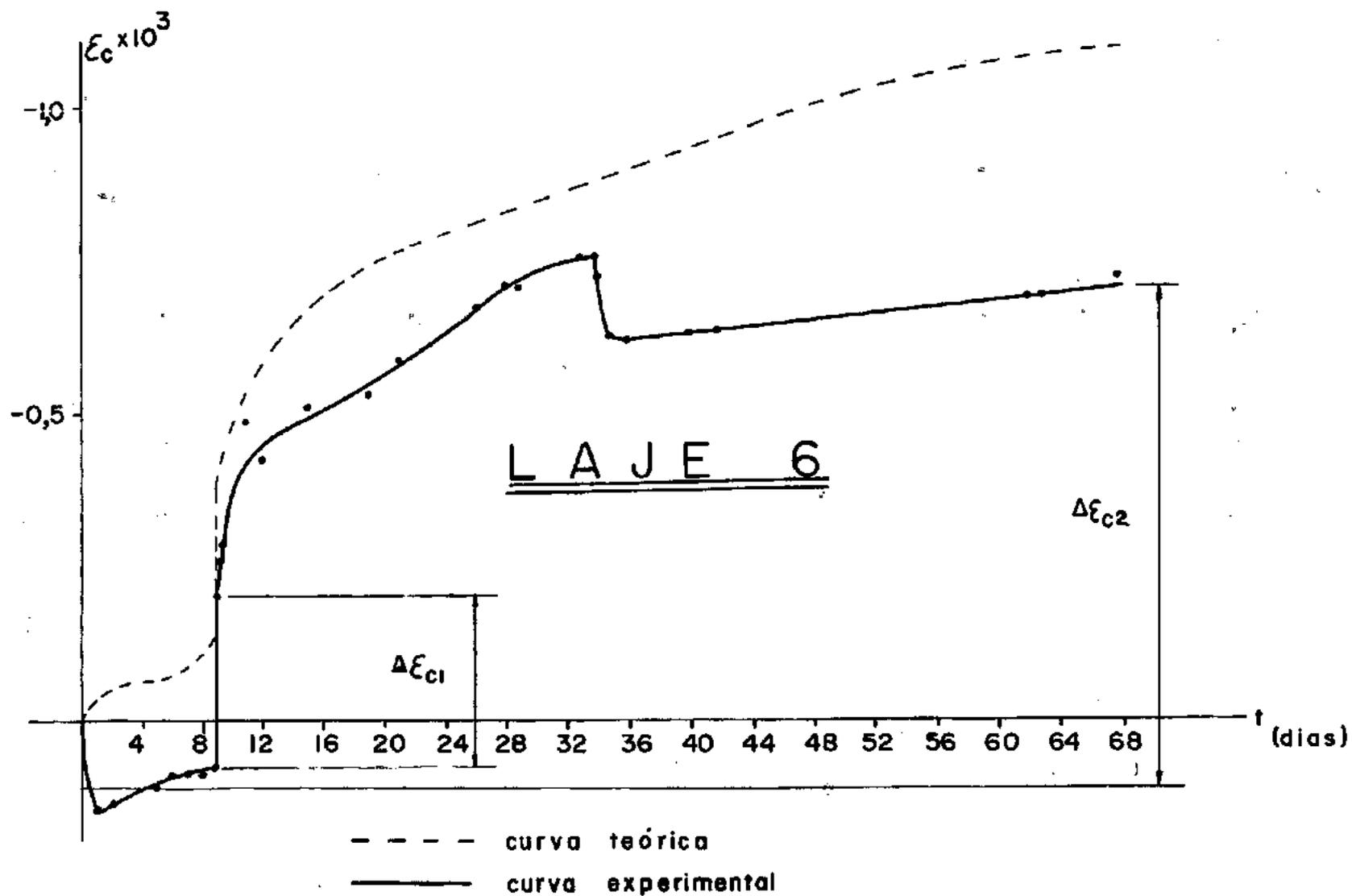


Fig. 33 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

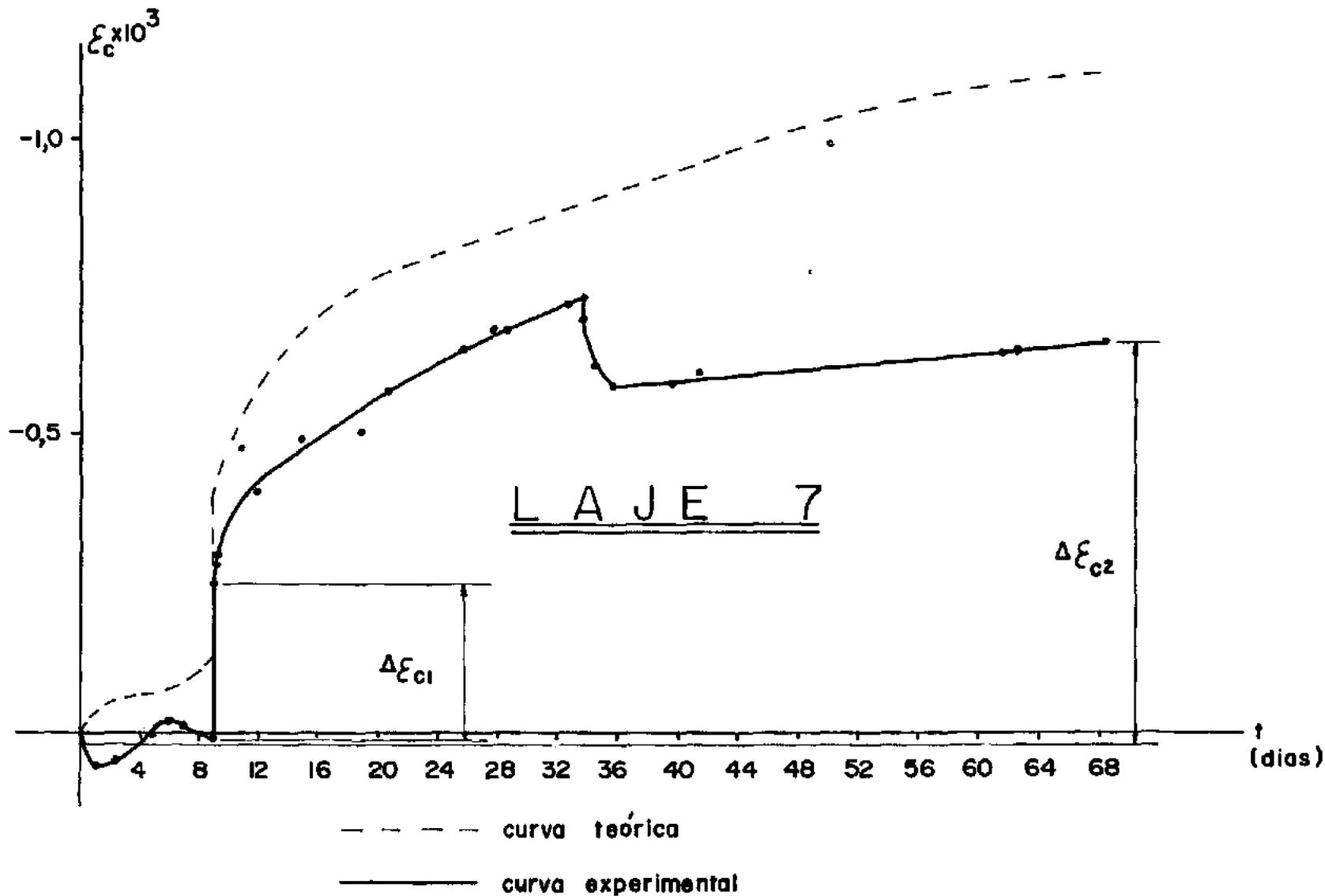


Fig. 34 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

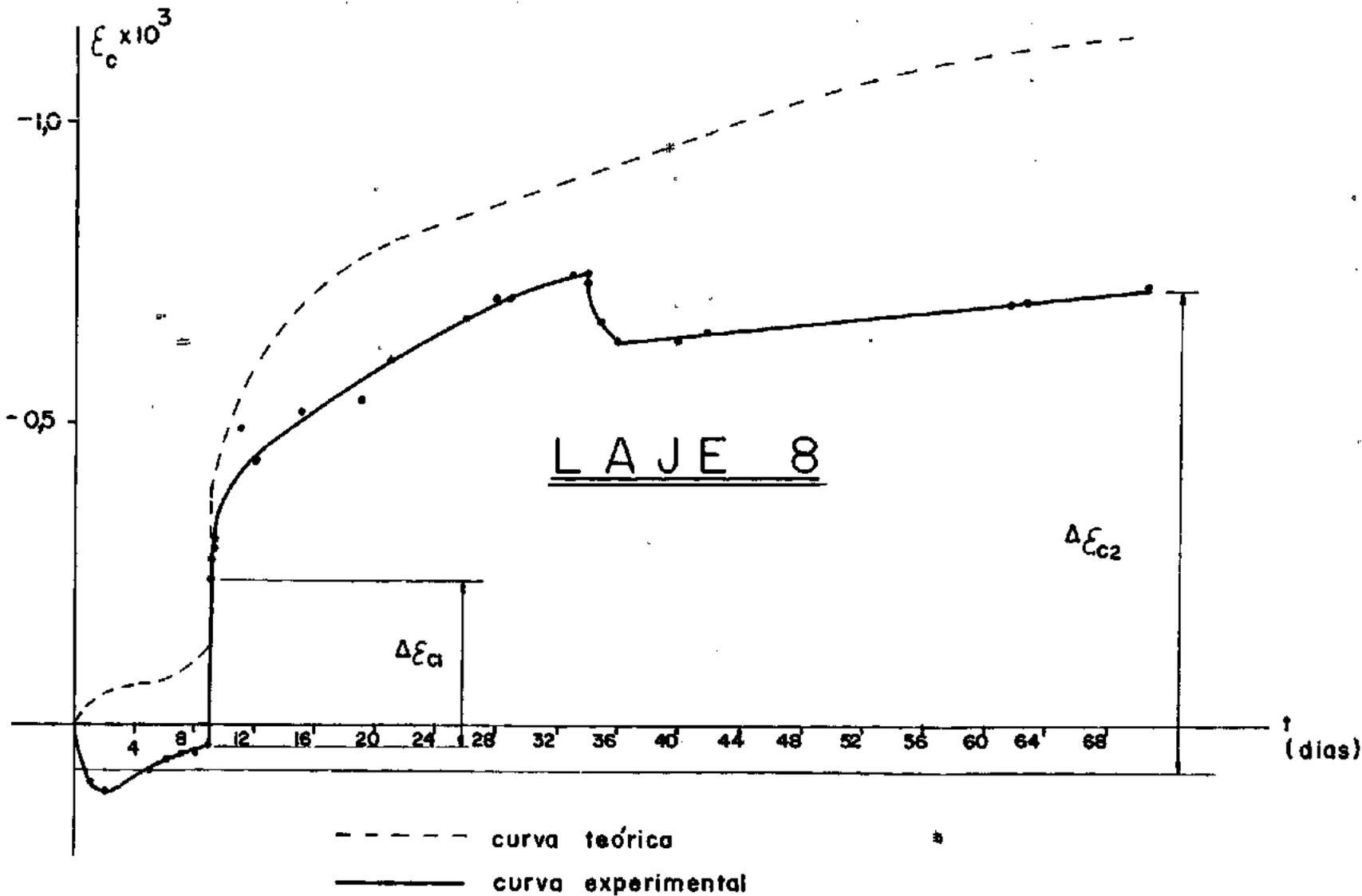


Fig. 35 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

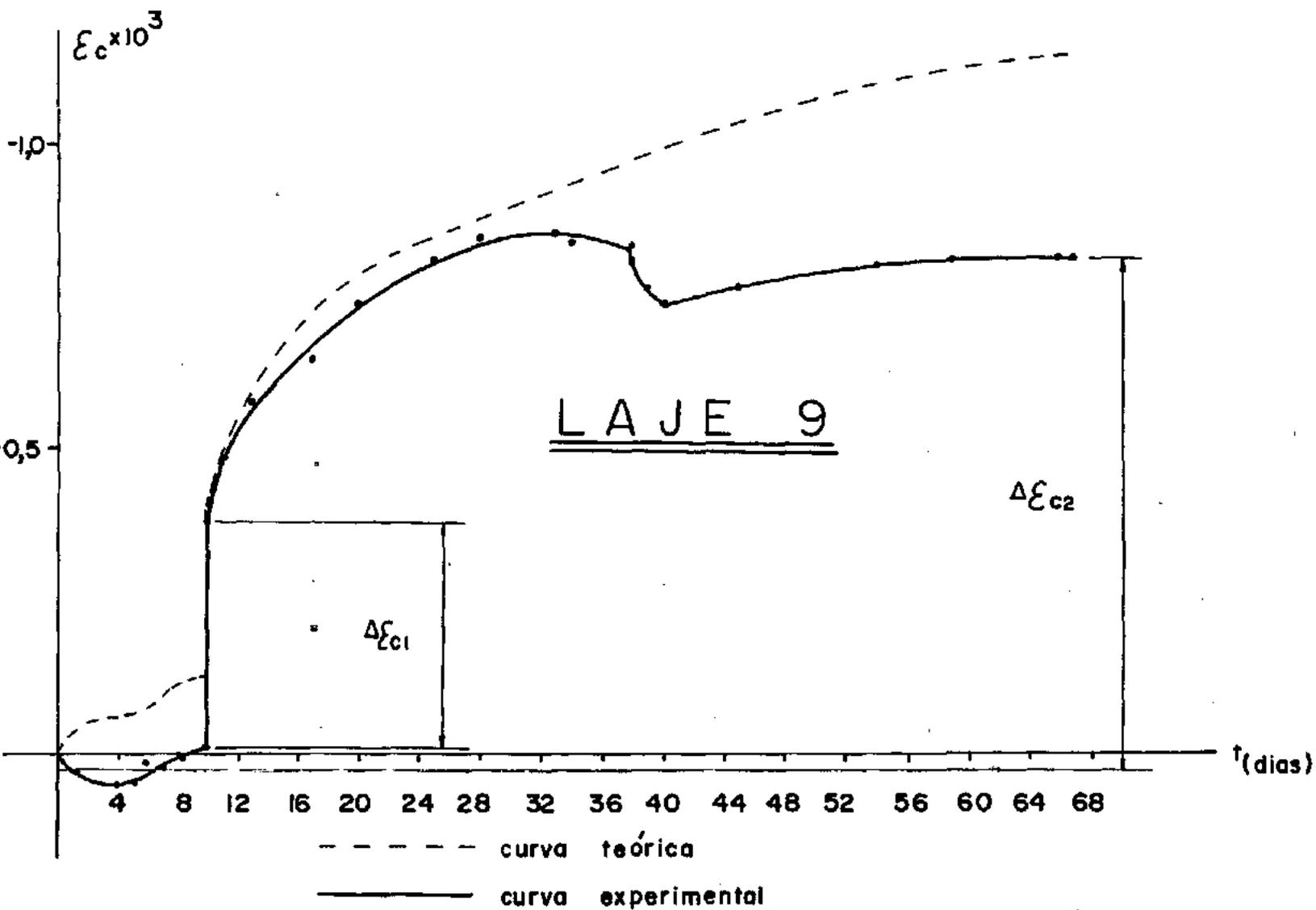


Fig. 36 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

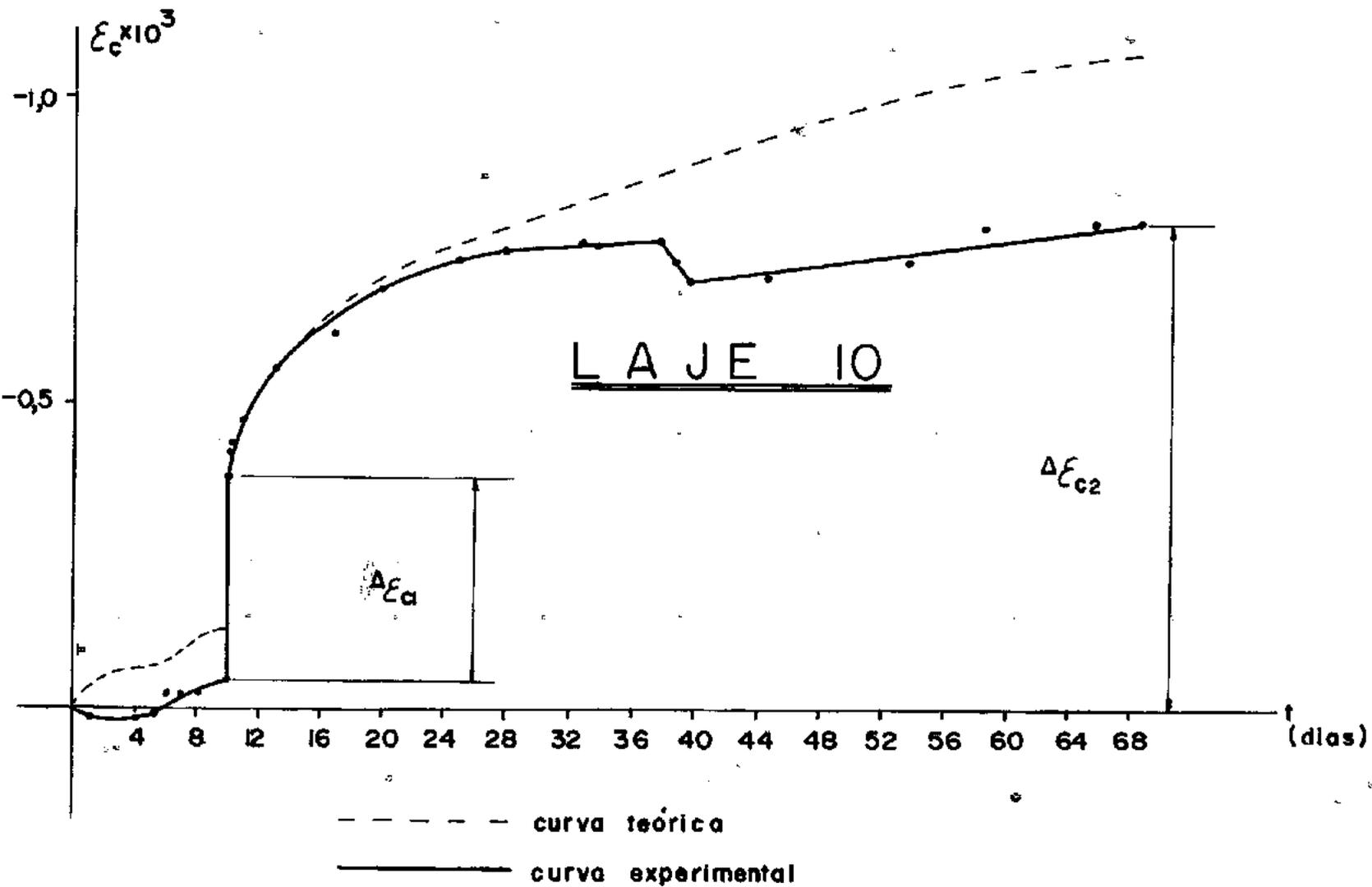


Fig. 37 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

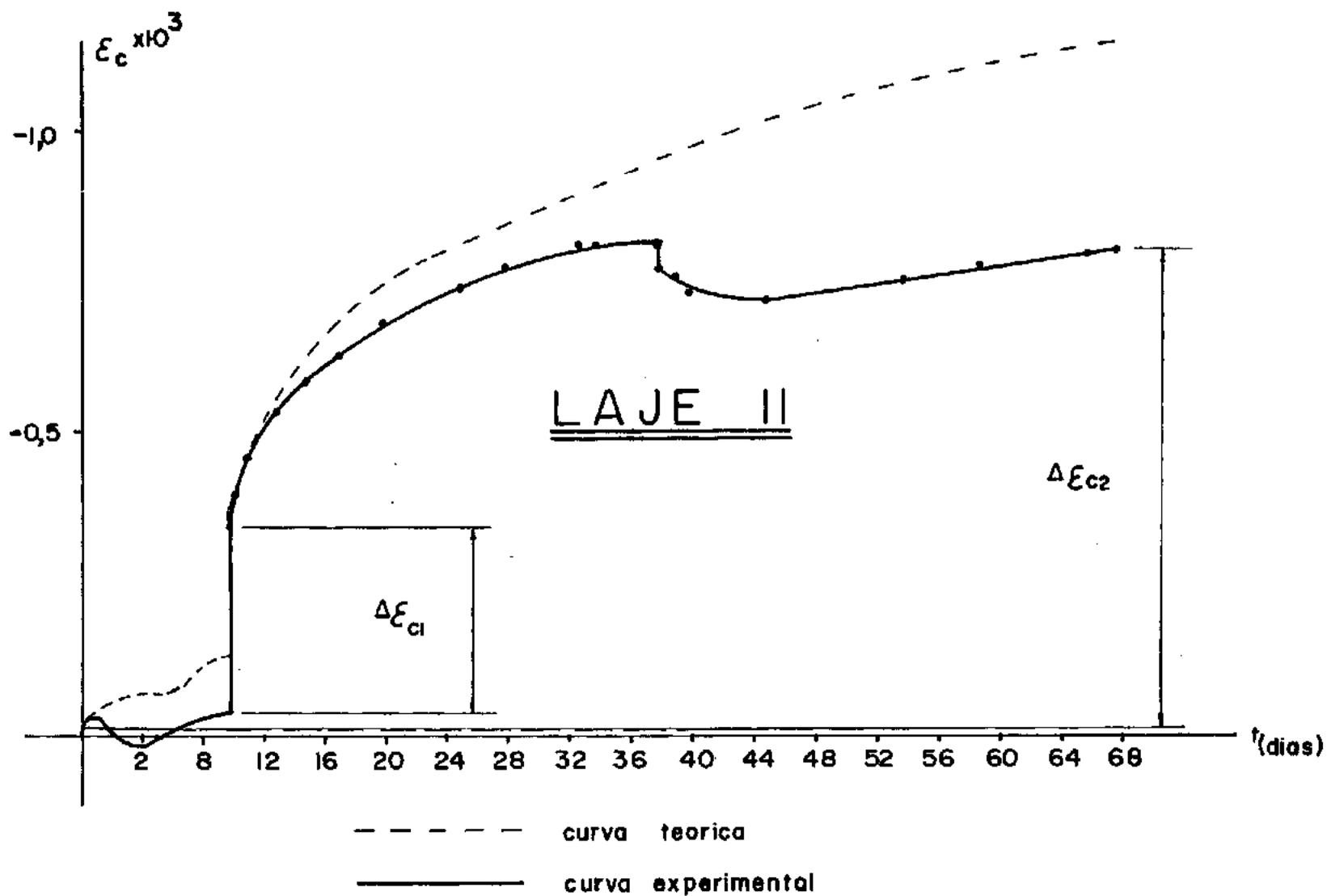


Fig. 38 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

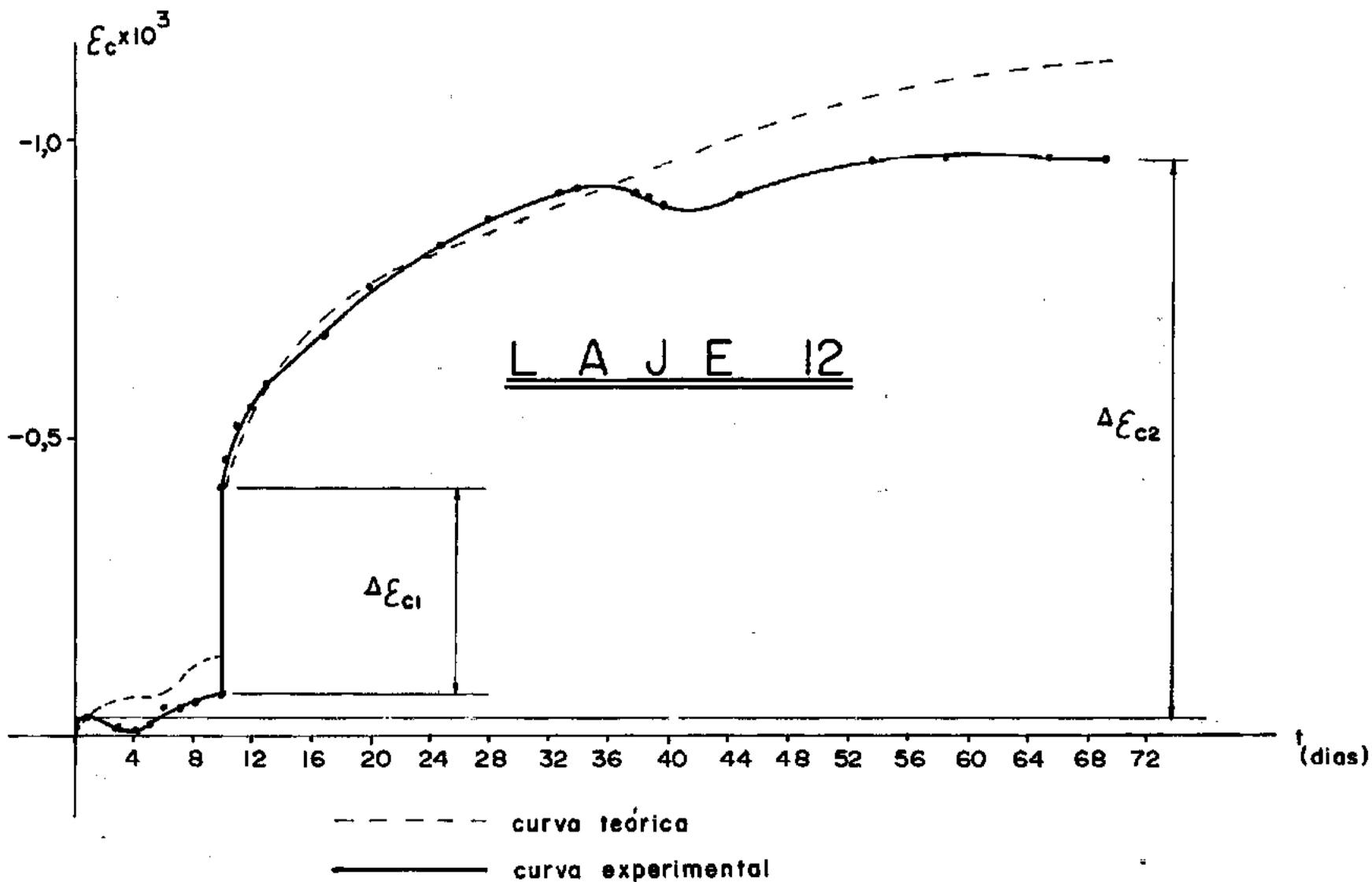


Fig. 39 - Gráfico variação da deformação do concreto - tempo

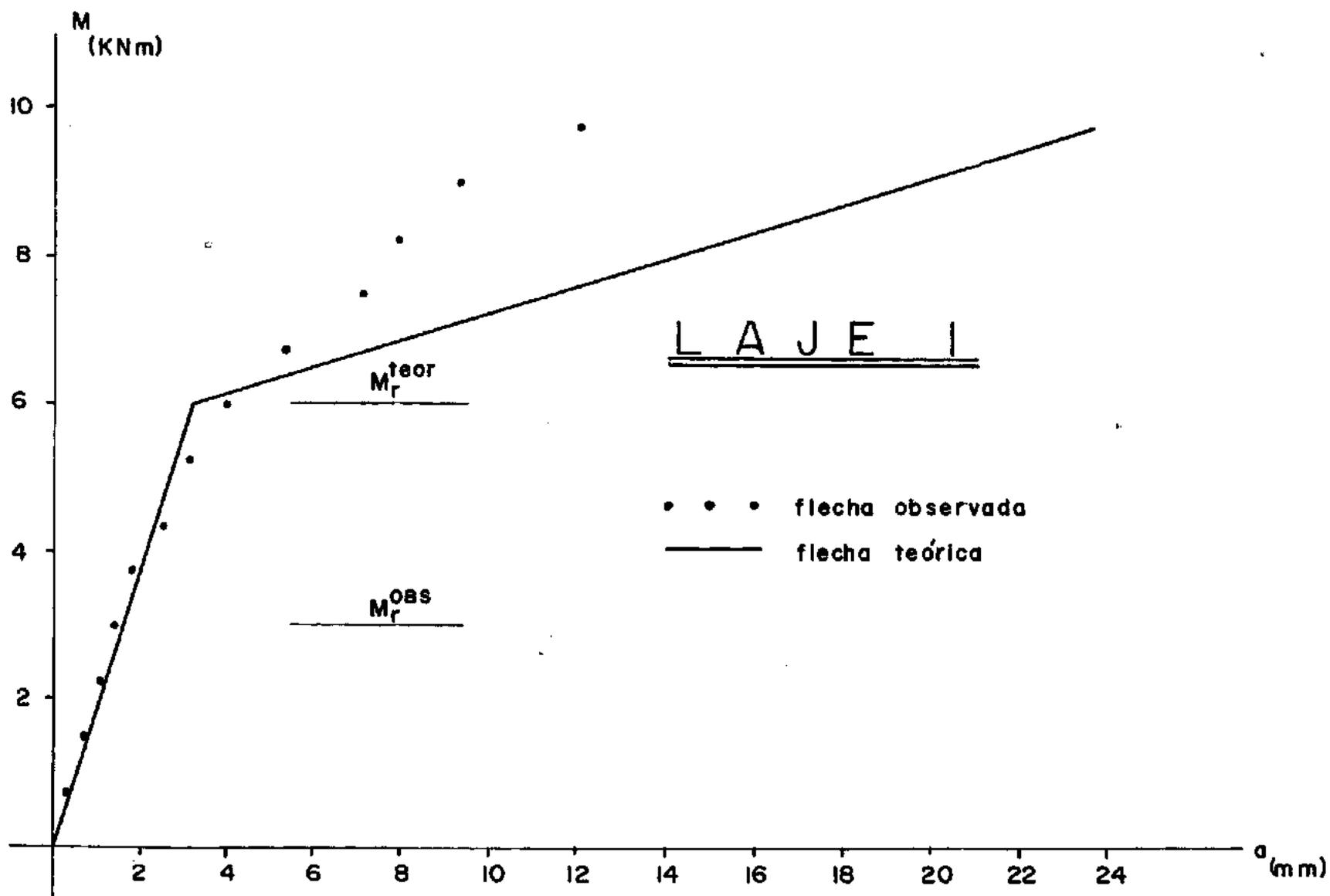


Fig. 40 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

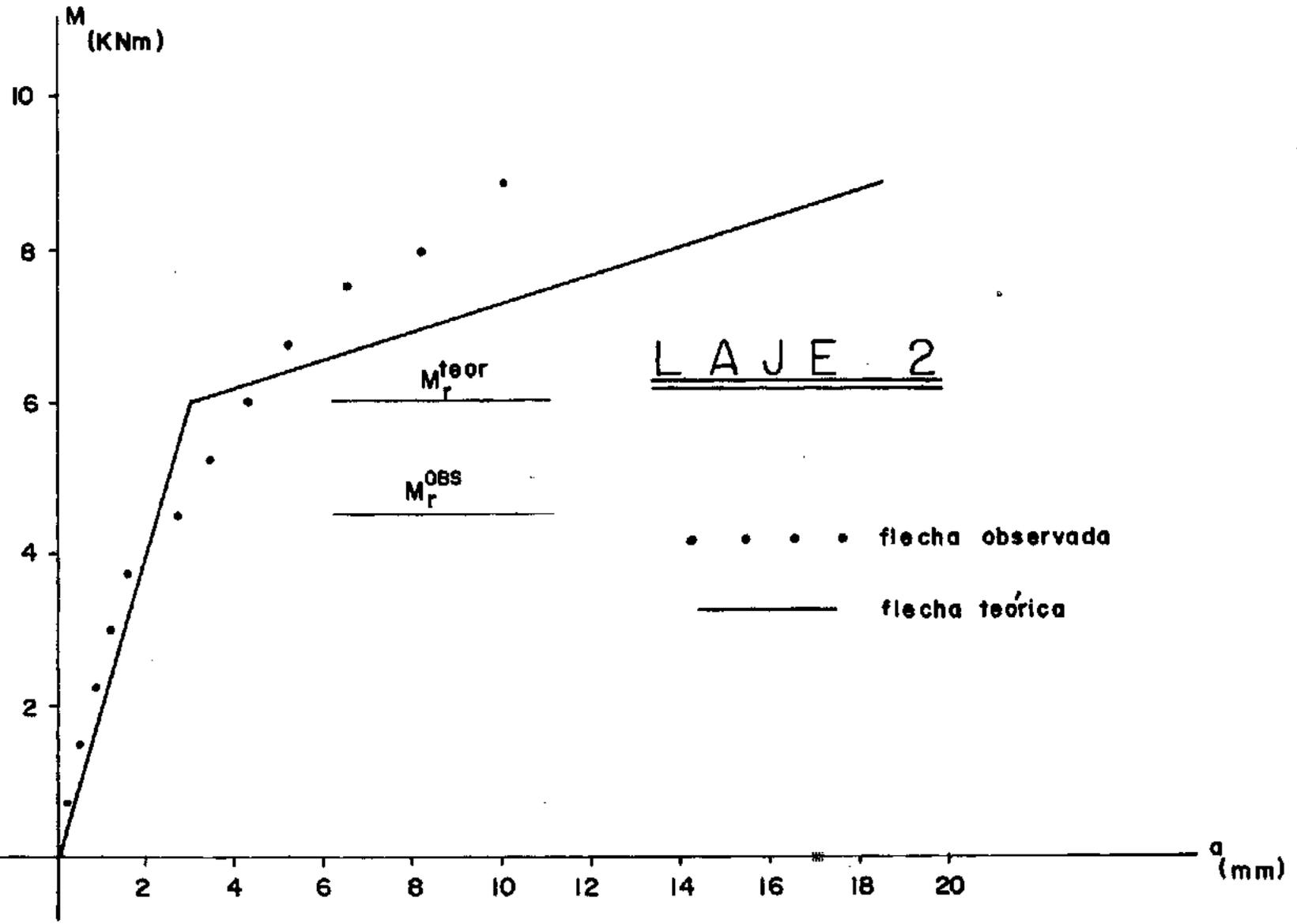


Fig. 41 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

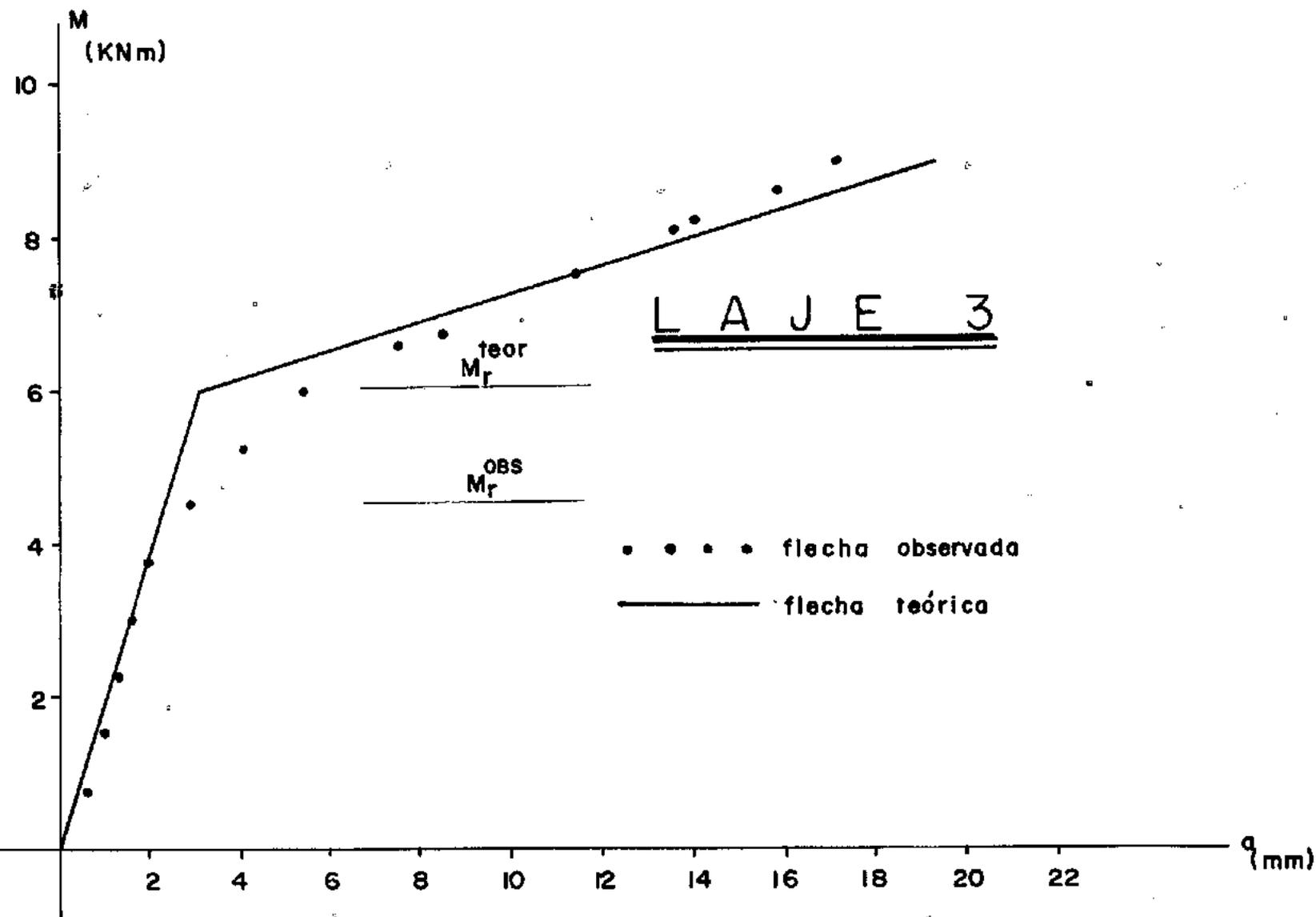


Fig. 42 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

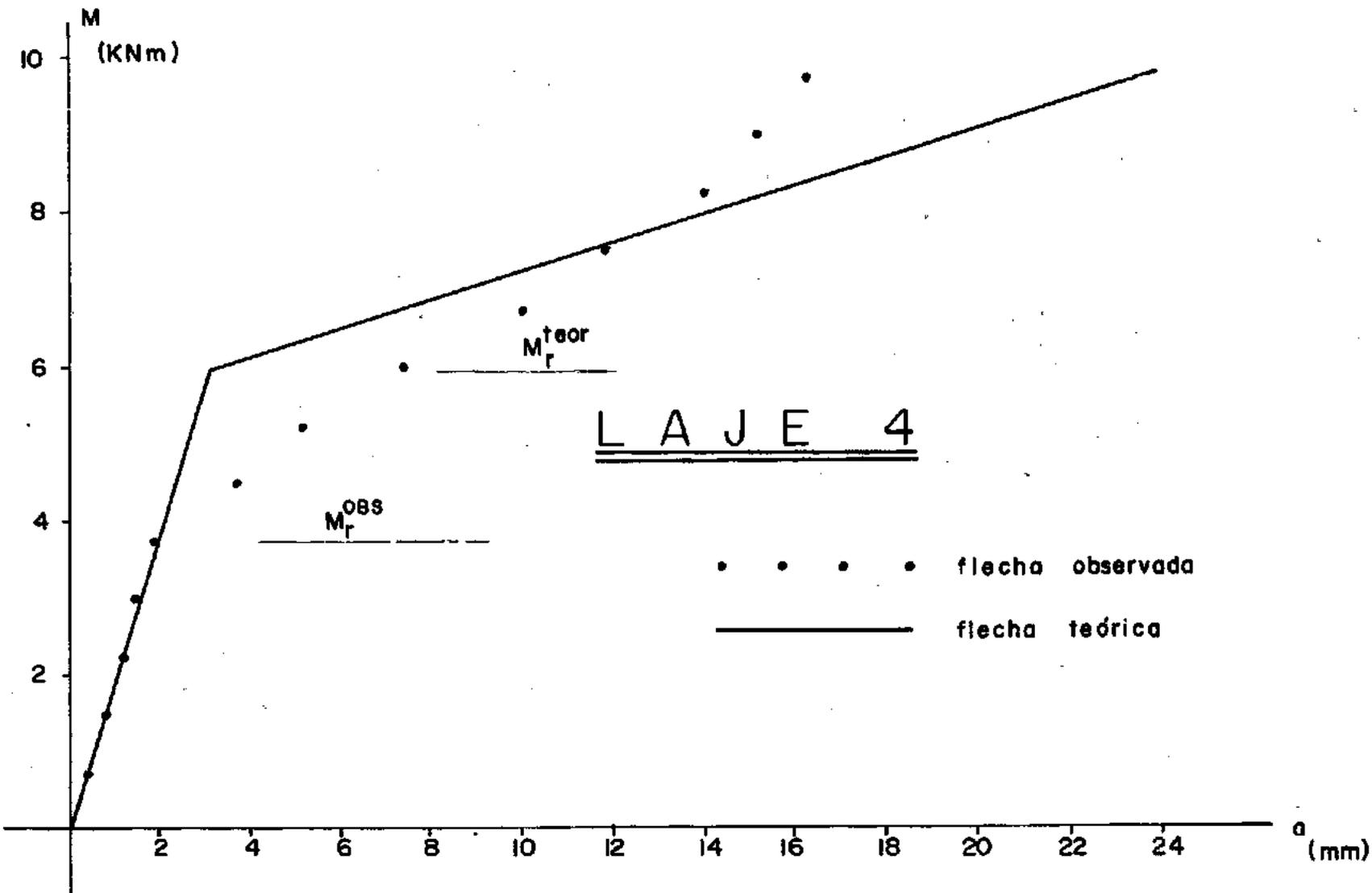


Fig. 43 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

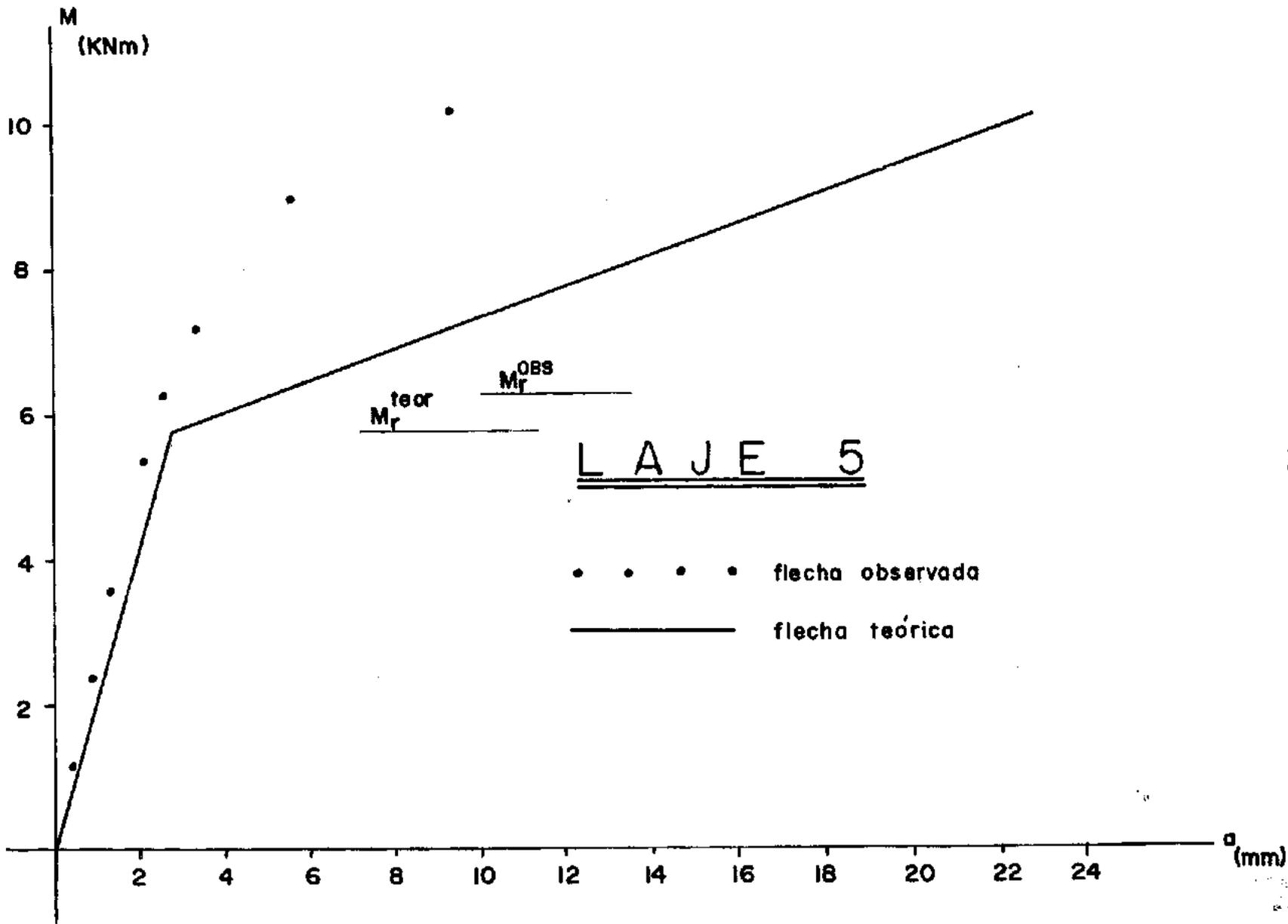


Fig. 44 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

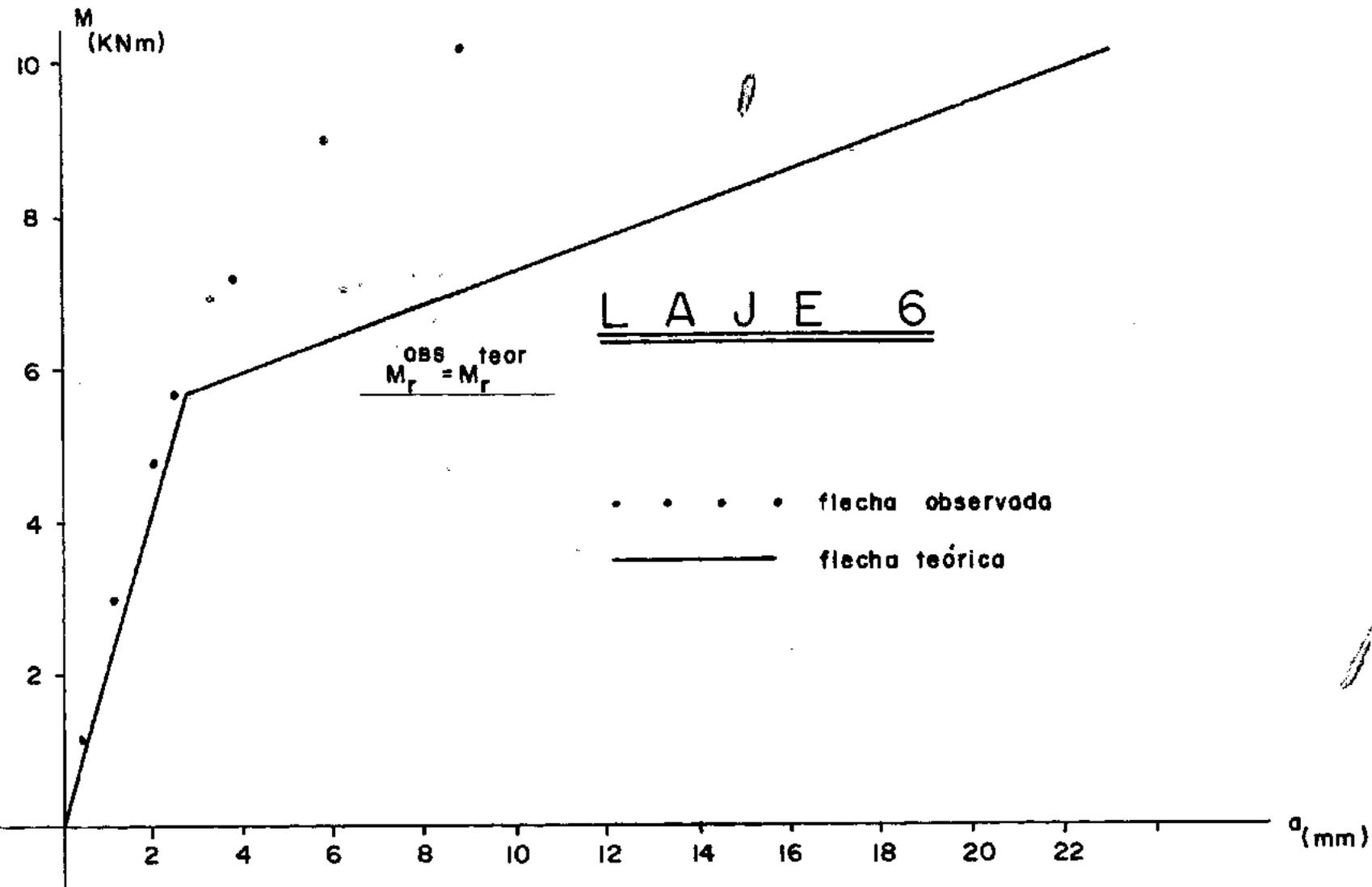


Fig. 45 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

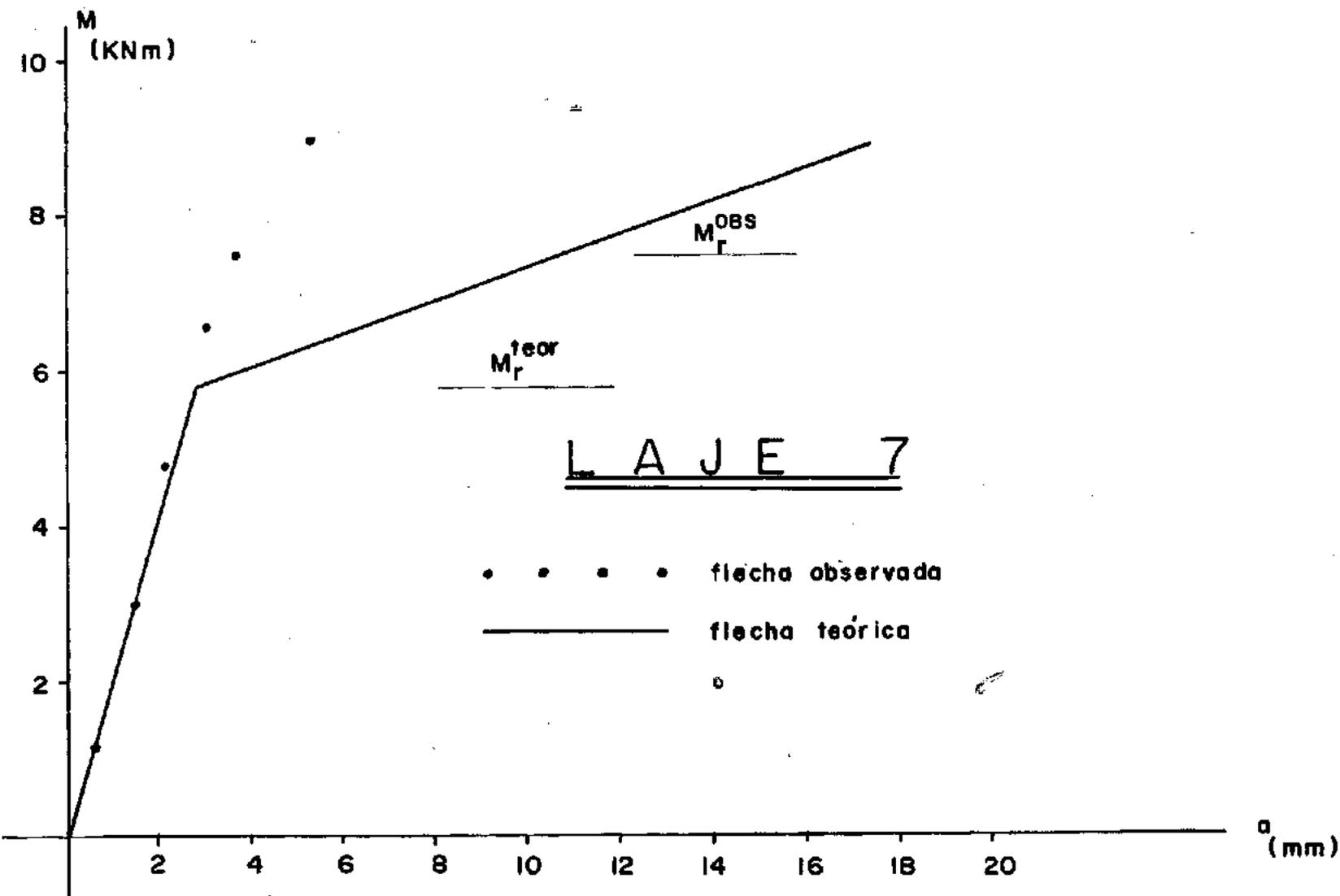


Fig. 46 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

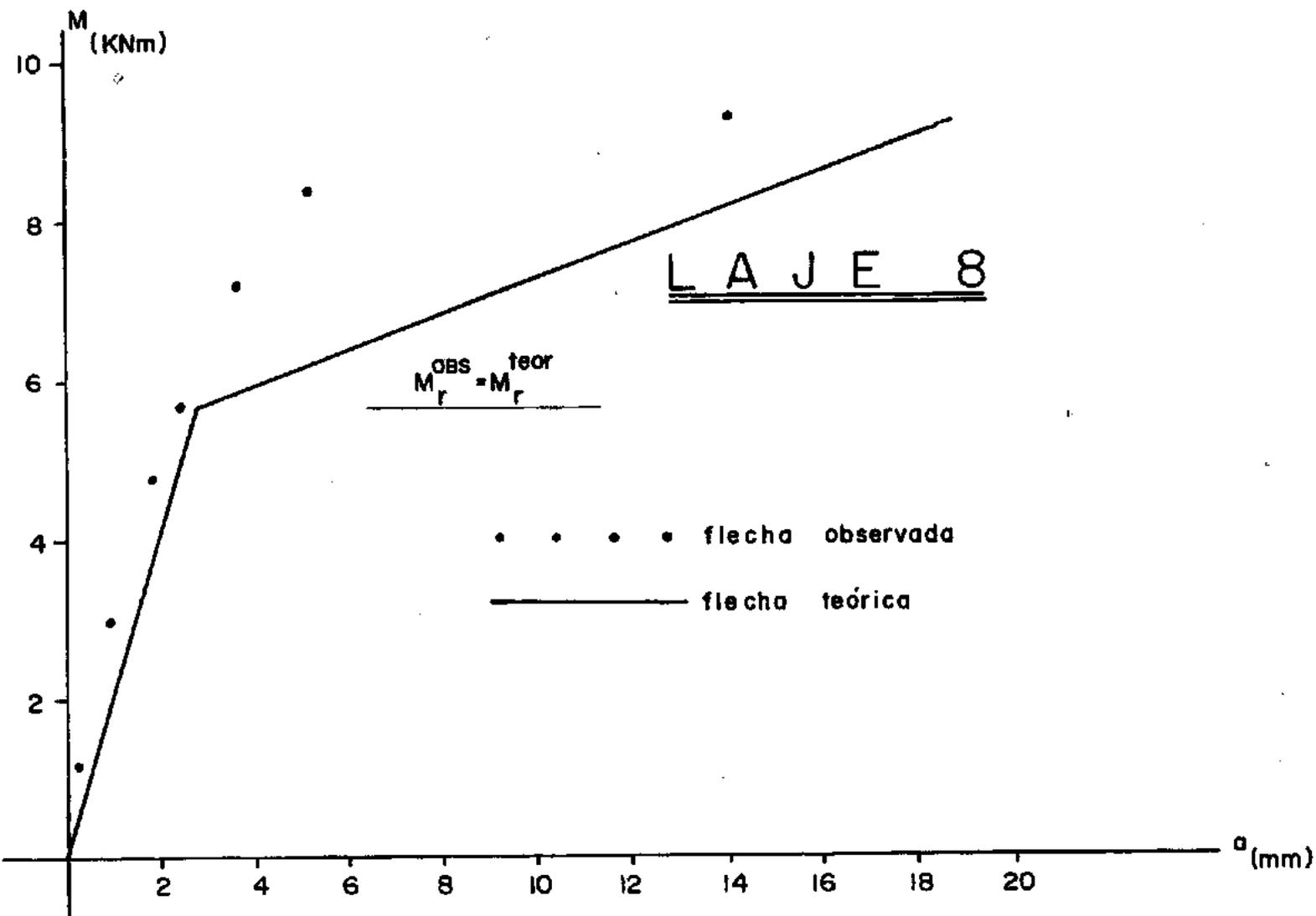


Fig. 47 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

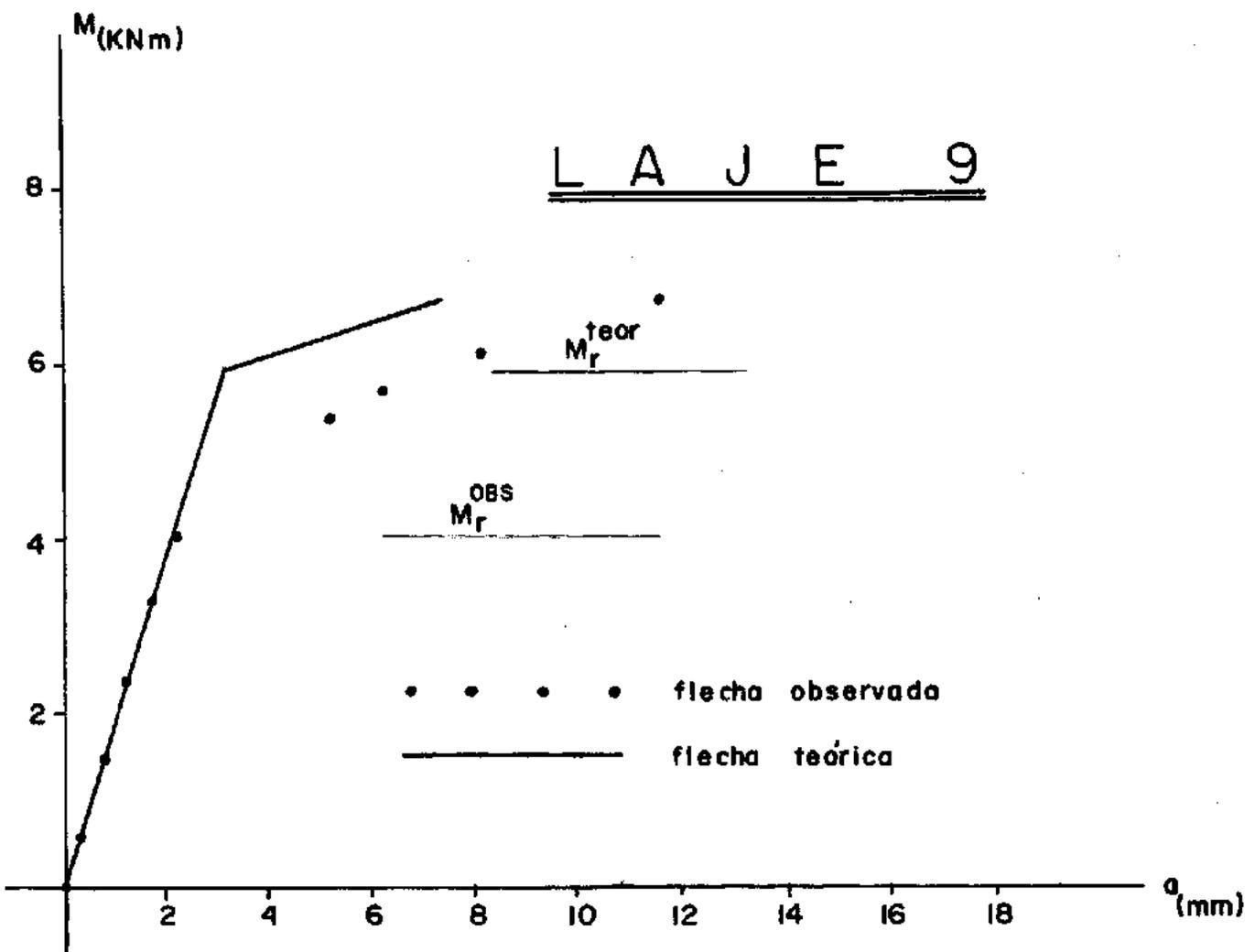


Fig. 48 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

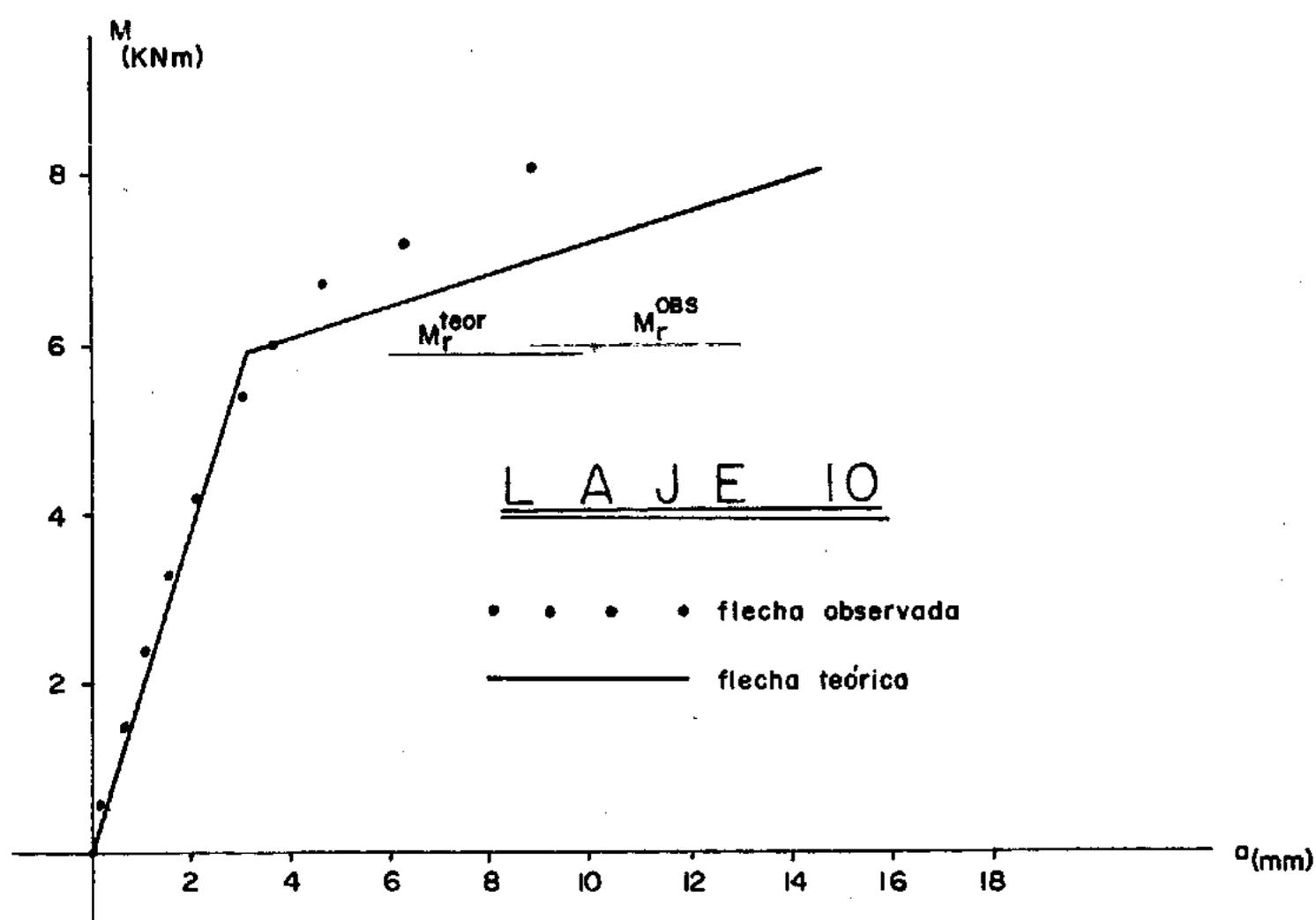


Fig. 49 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

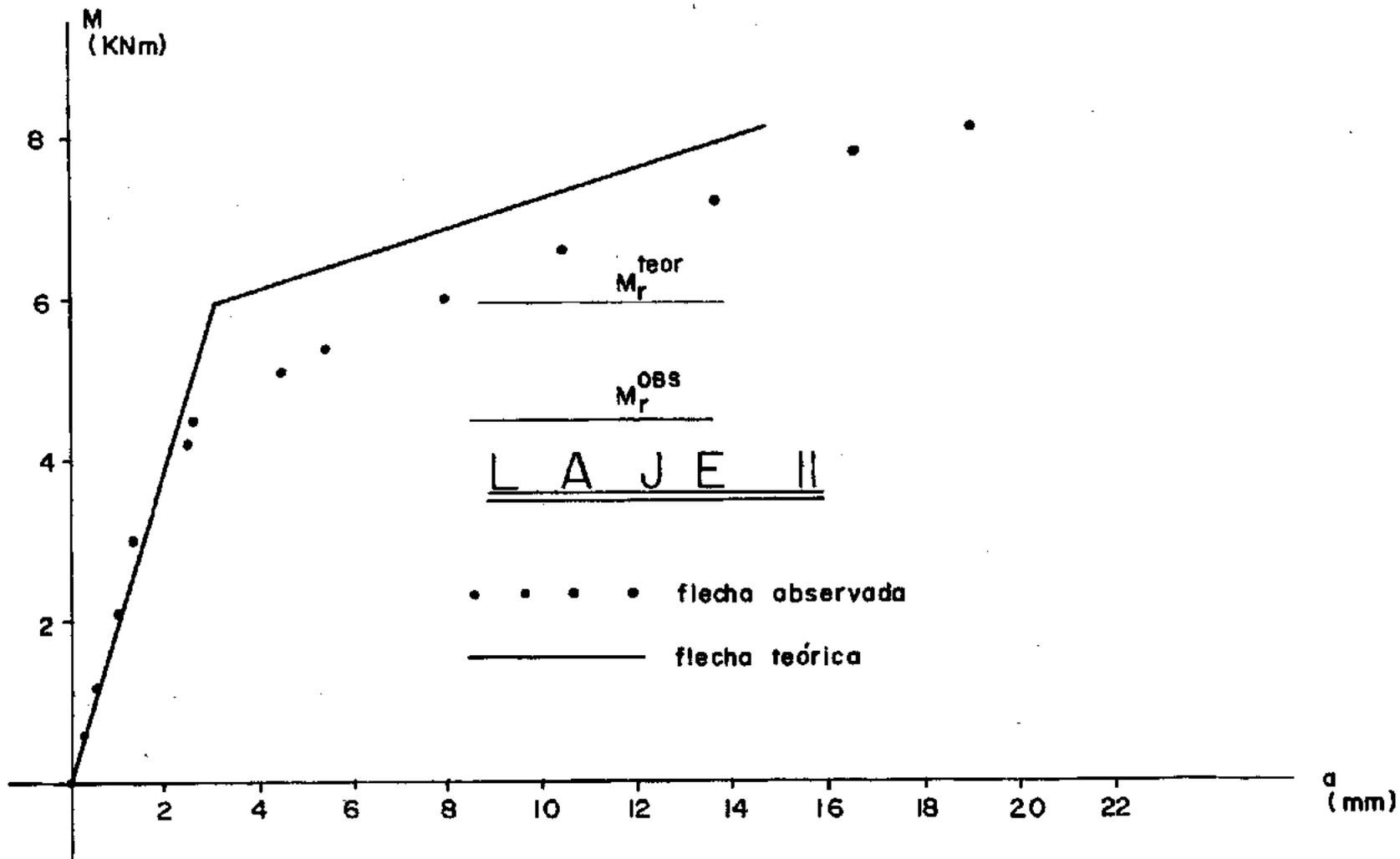


Fig. 50 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

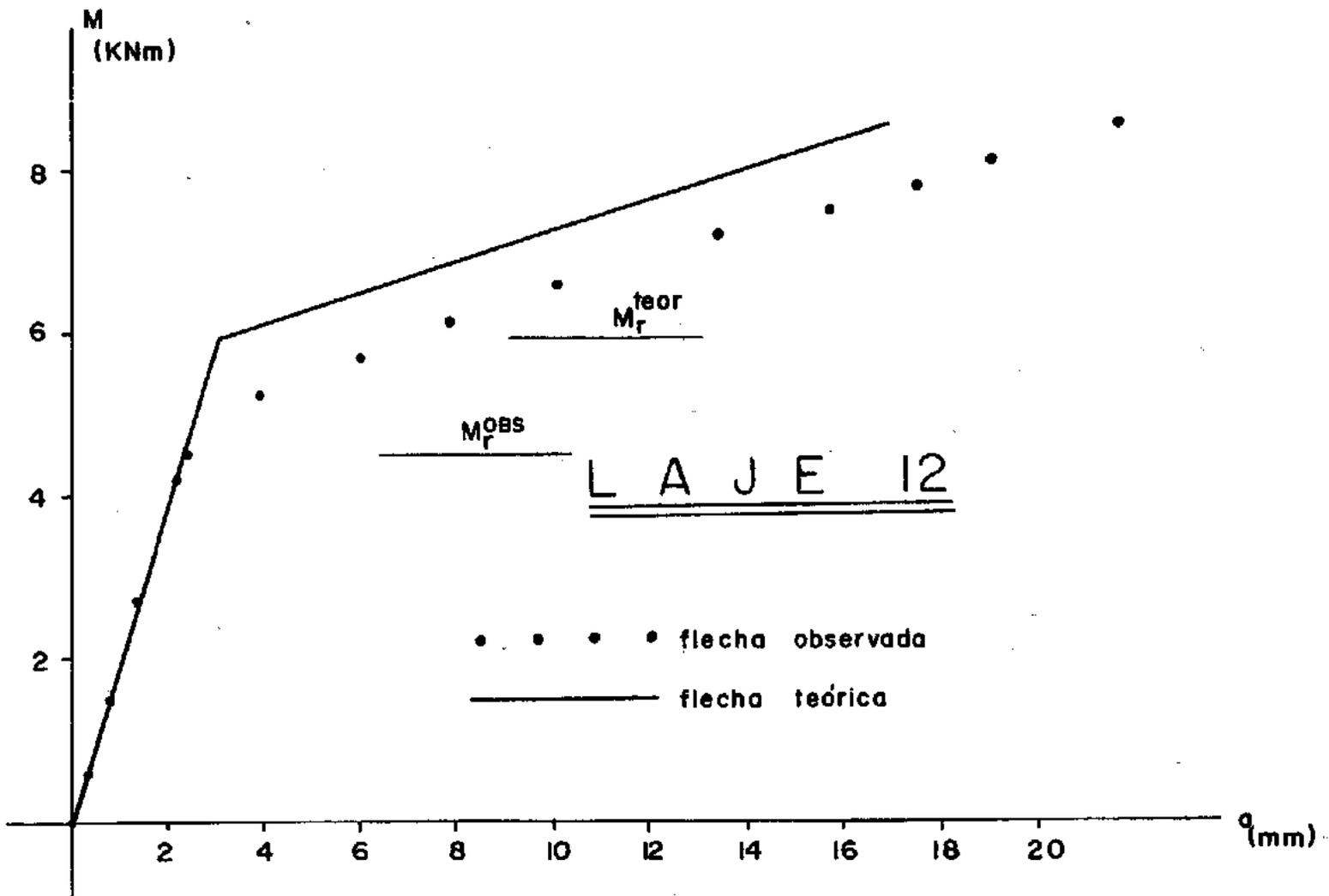


Fig. 51 - Gráfico momento solicitante - flechas (teórica e observada) no meio do vão

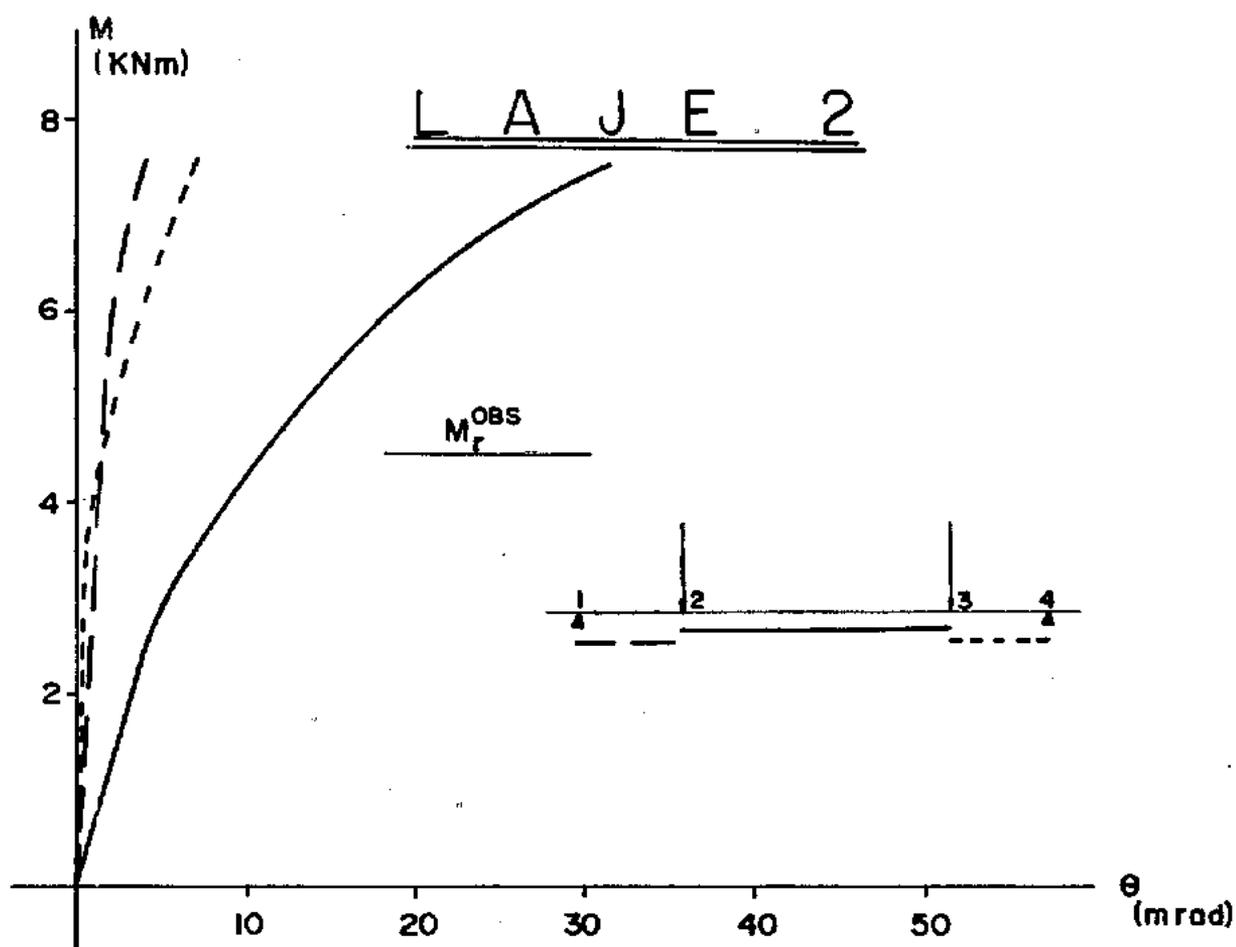
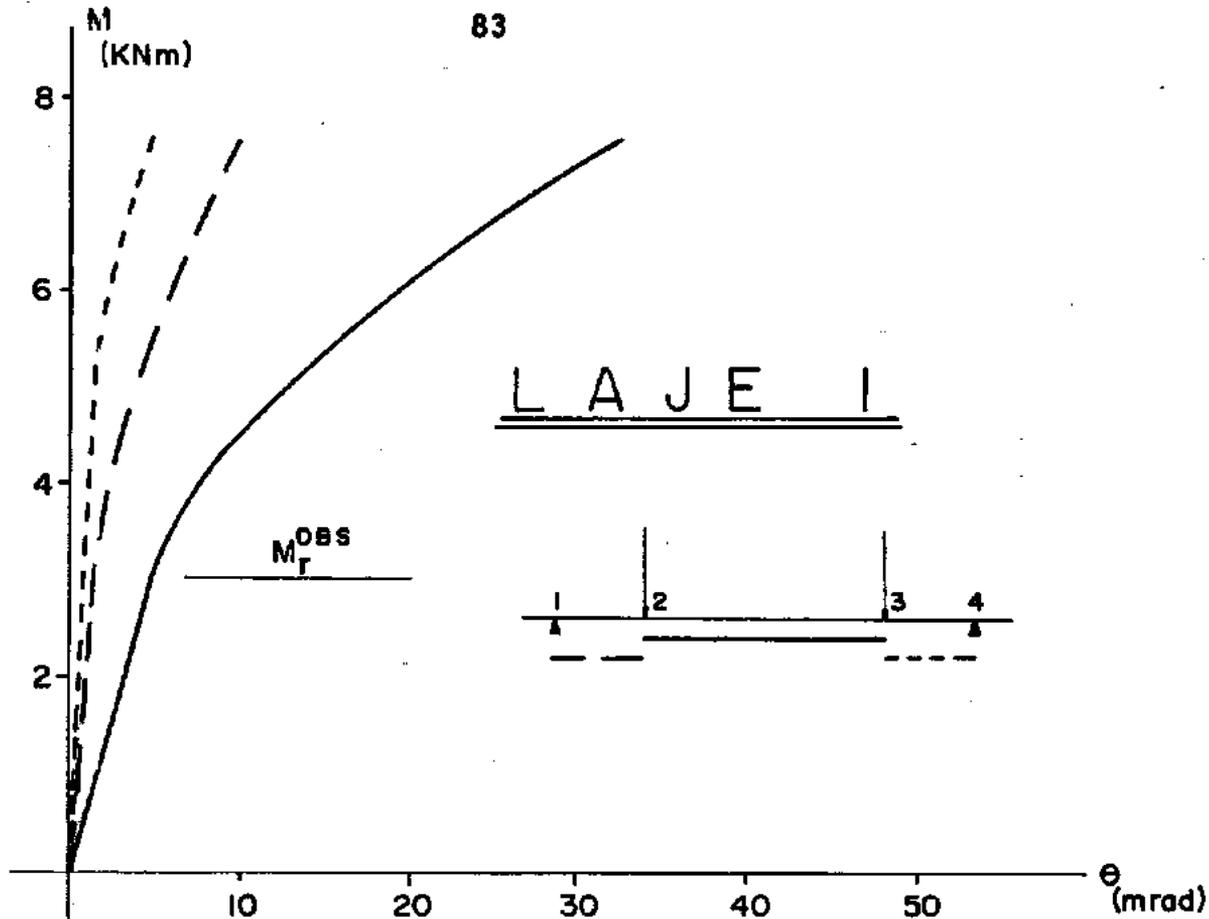


Fig. 52 e 53 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1, 2, 3 e 4

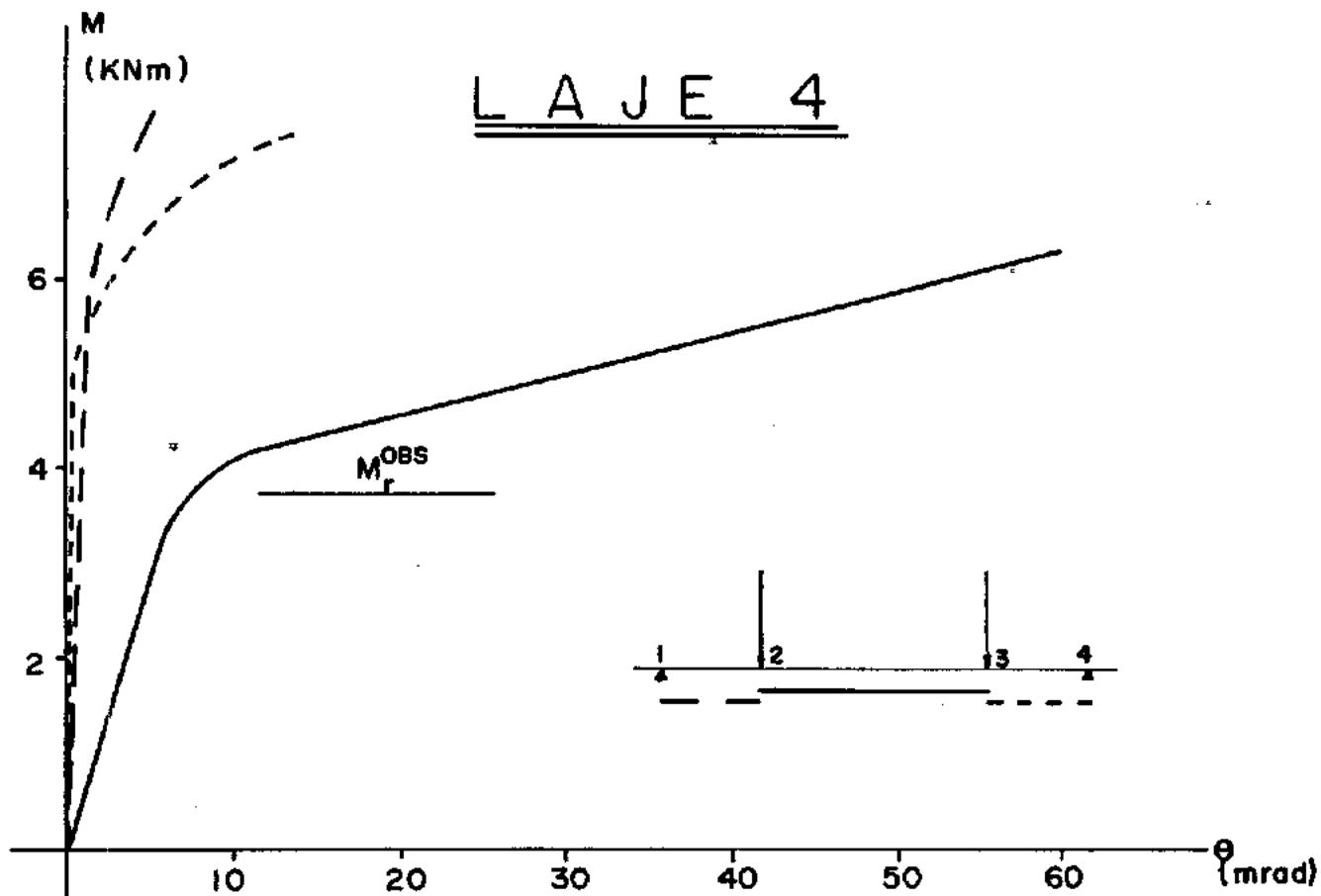
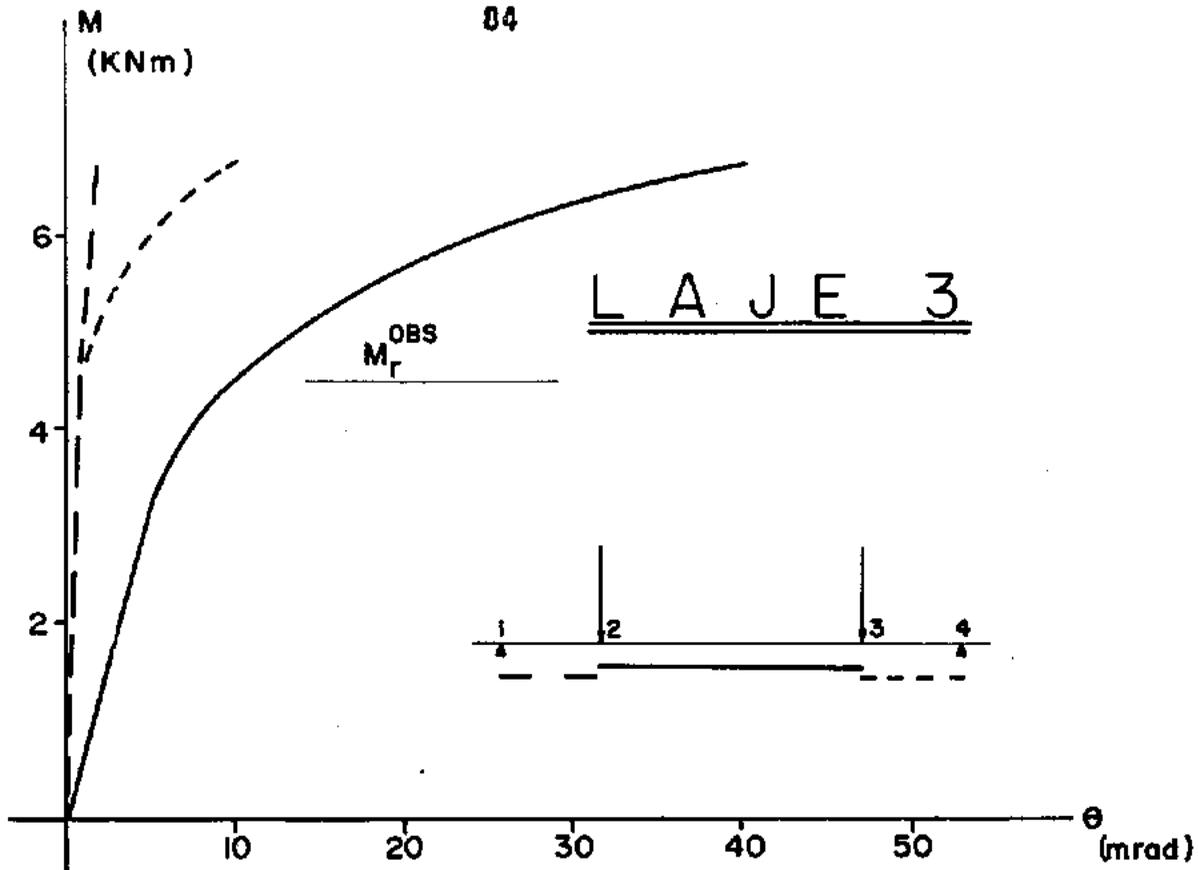


Fig. 54 e 55 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1, 2, 3 e 4

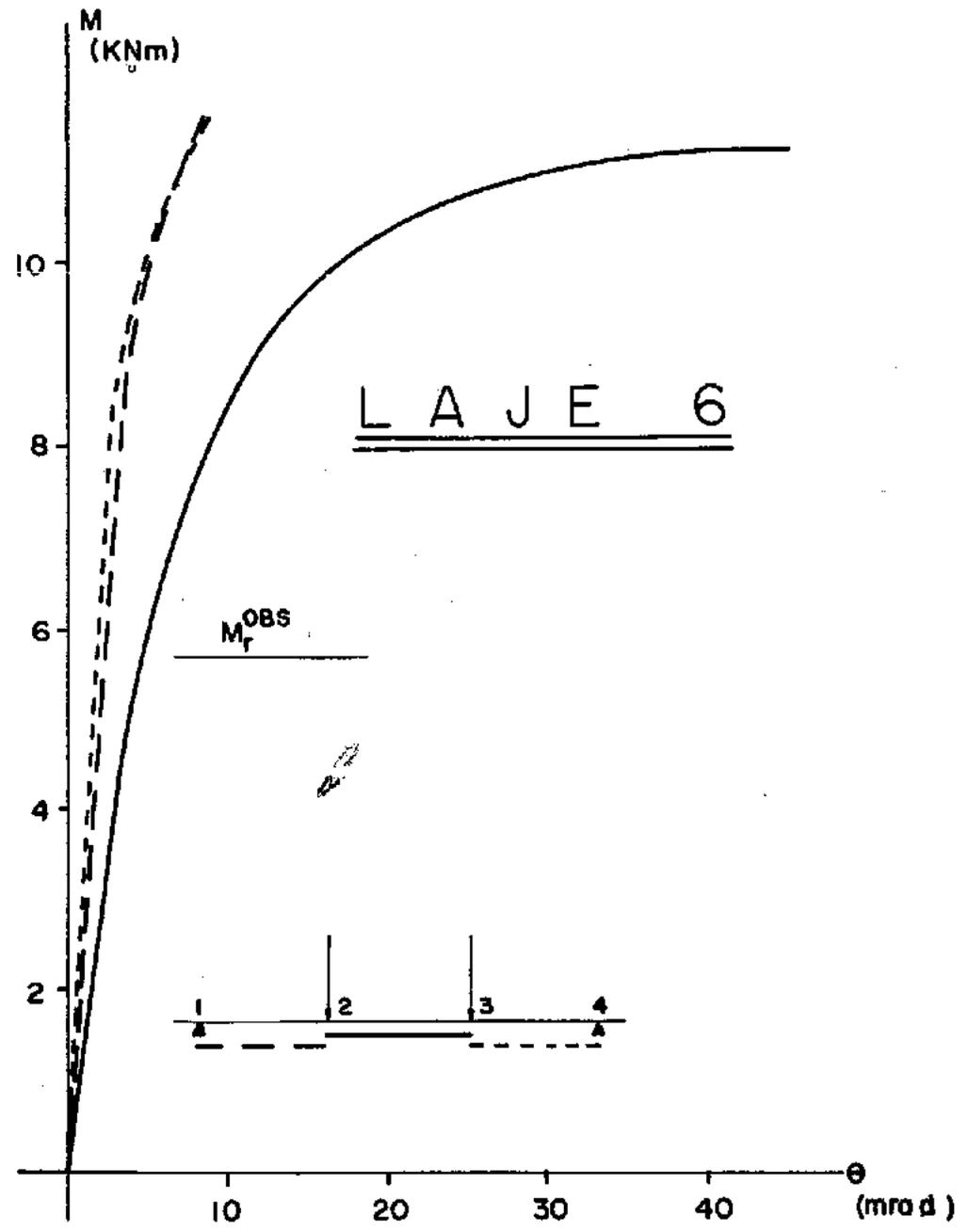
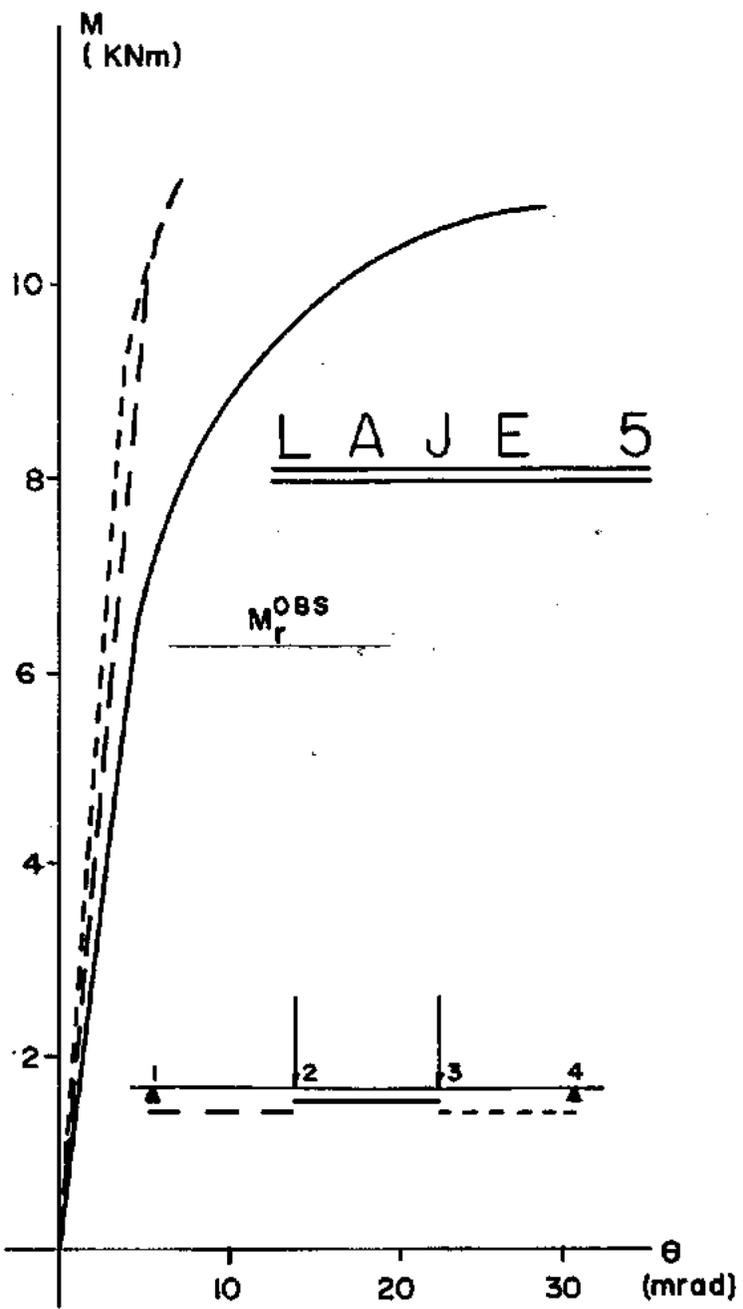


Fig. 56 e 57 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1, 2, 3 e 4

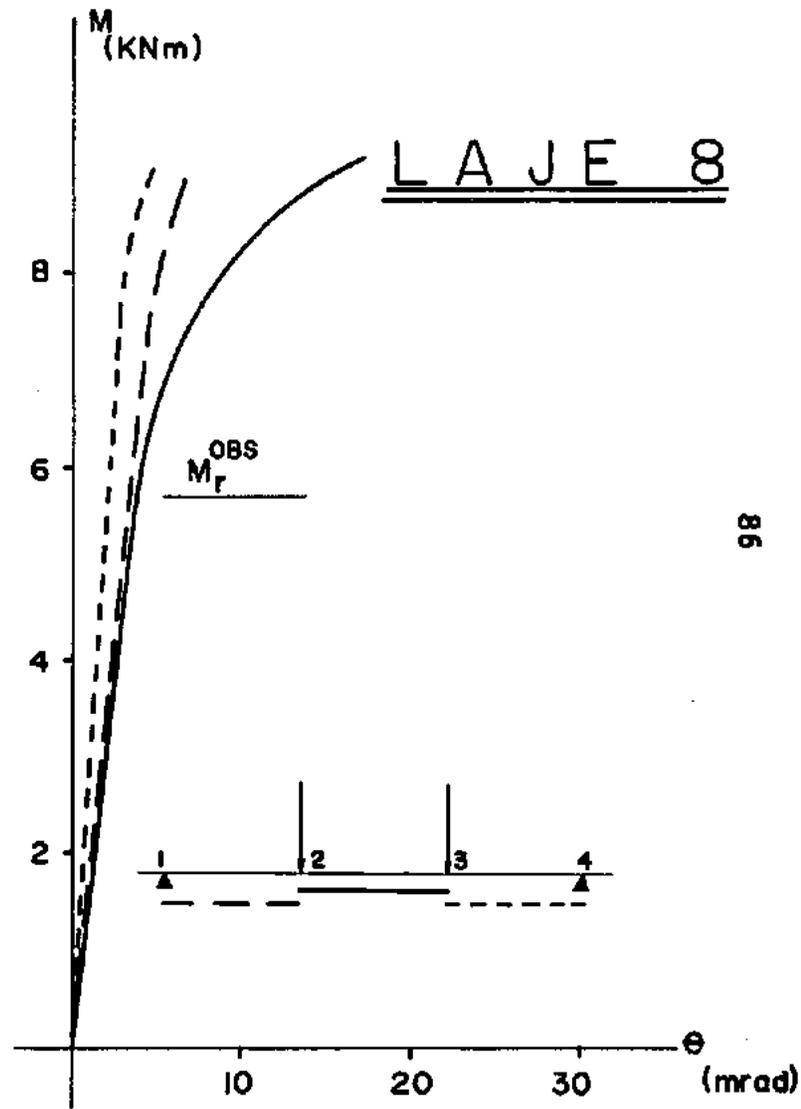
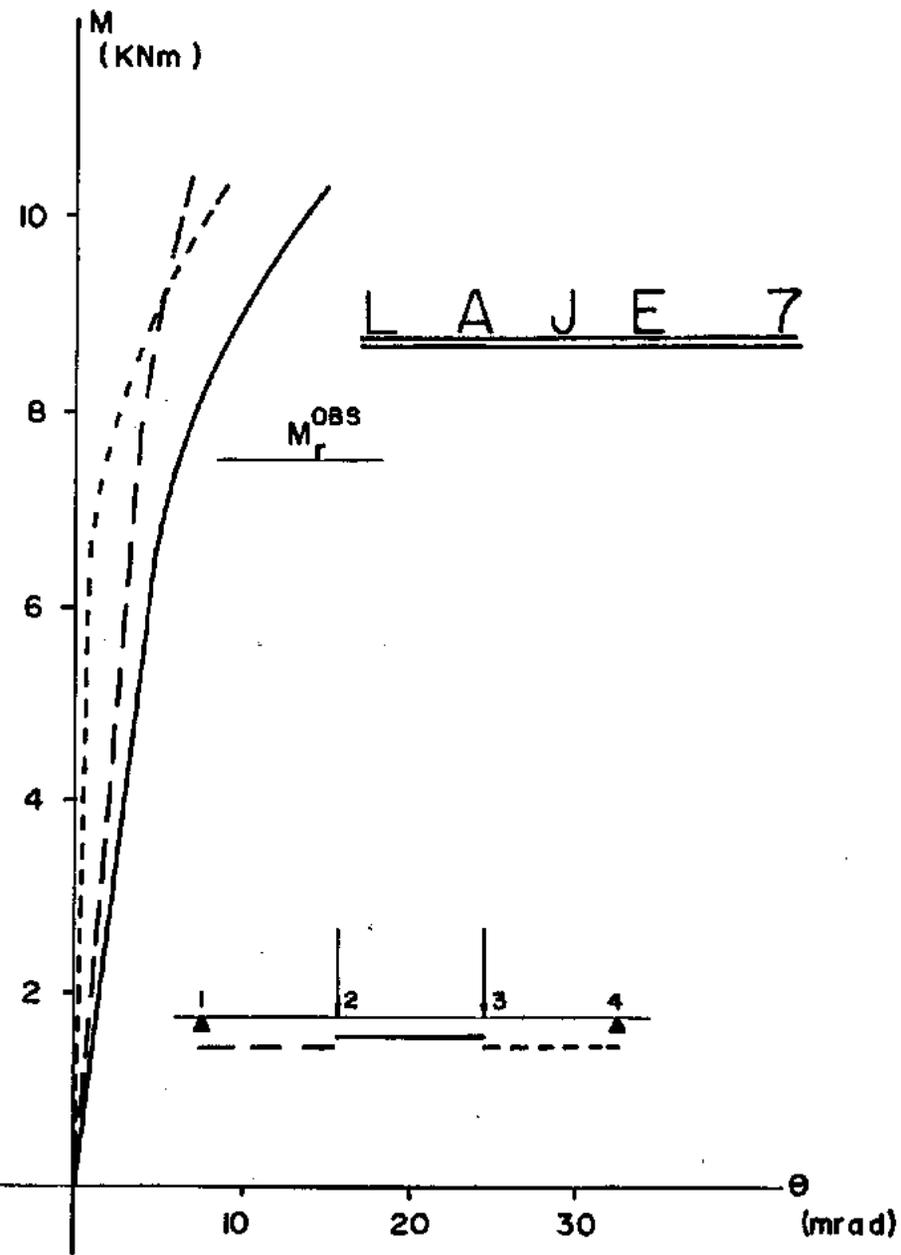


Fig. 58 e 59 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1,2,3 e 4

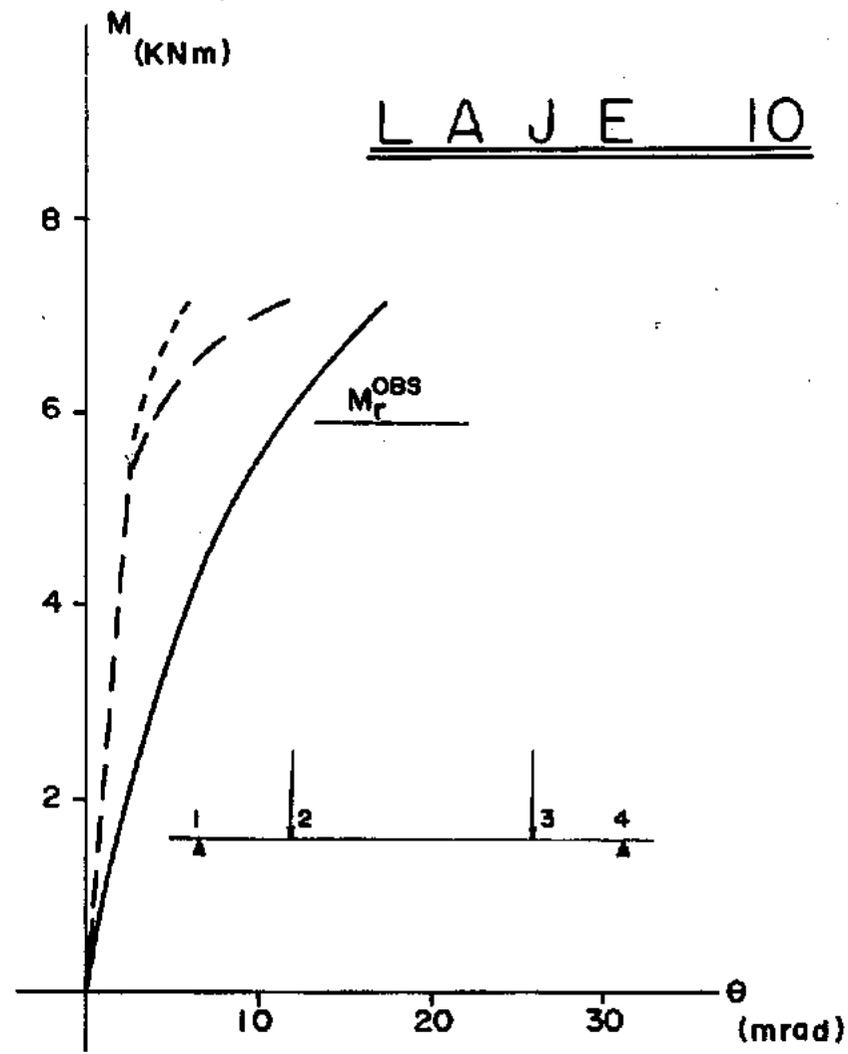
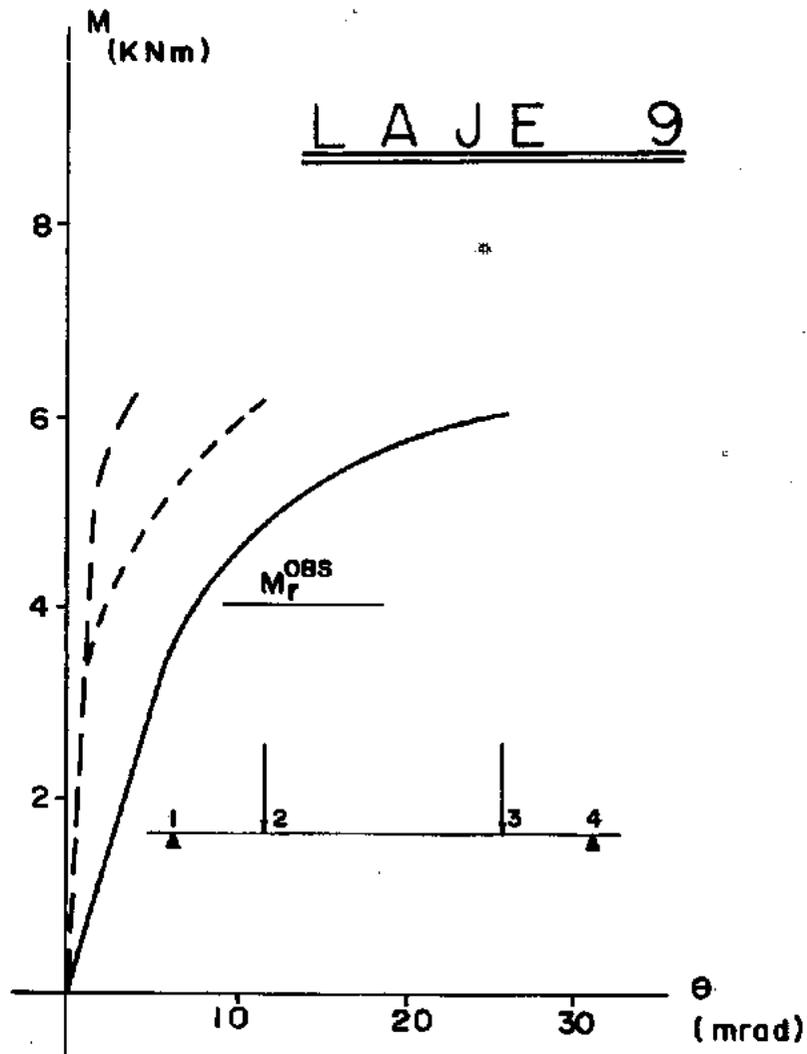


Fig. 60 e 61 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1,2,3e 4

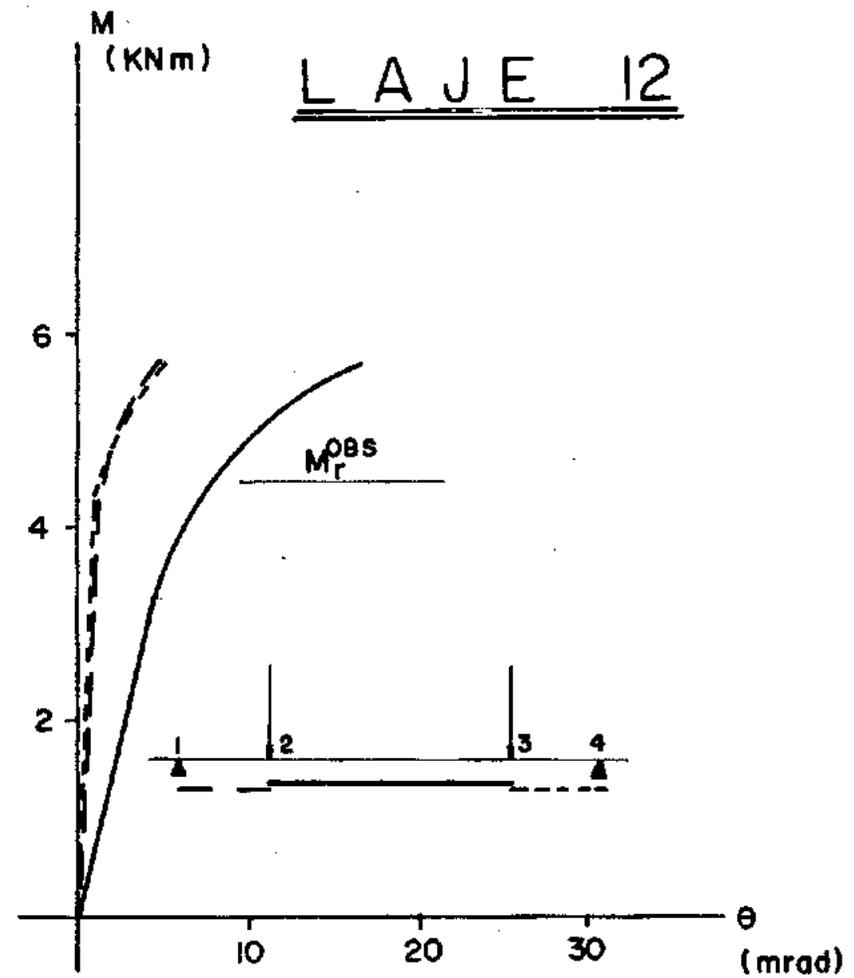
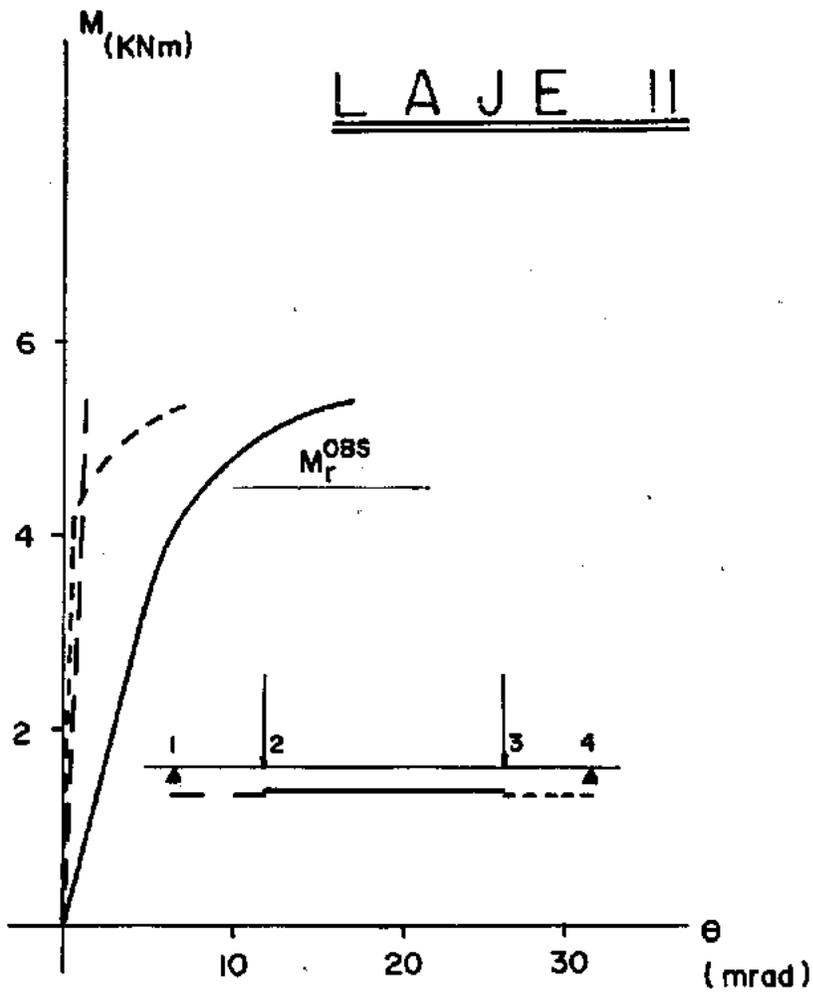


Fig. 62 e 63 - Gráficos momento solicitante - rotação relativa das seções 1, 2, 3 e 4

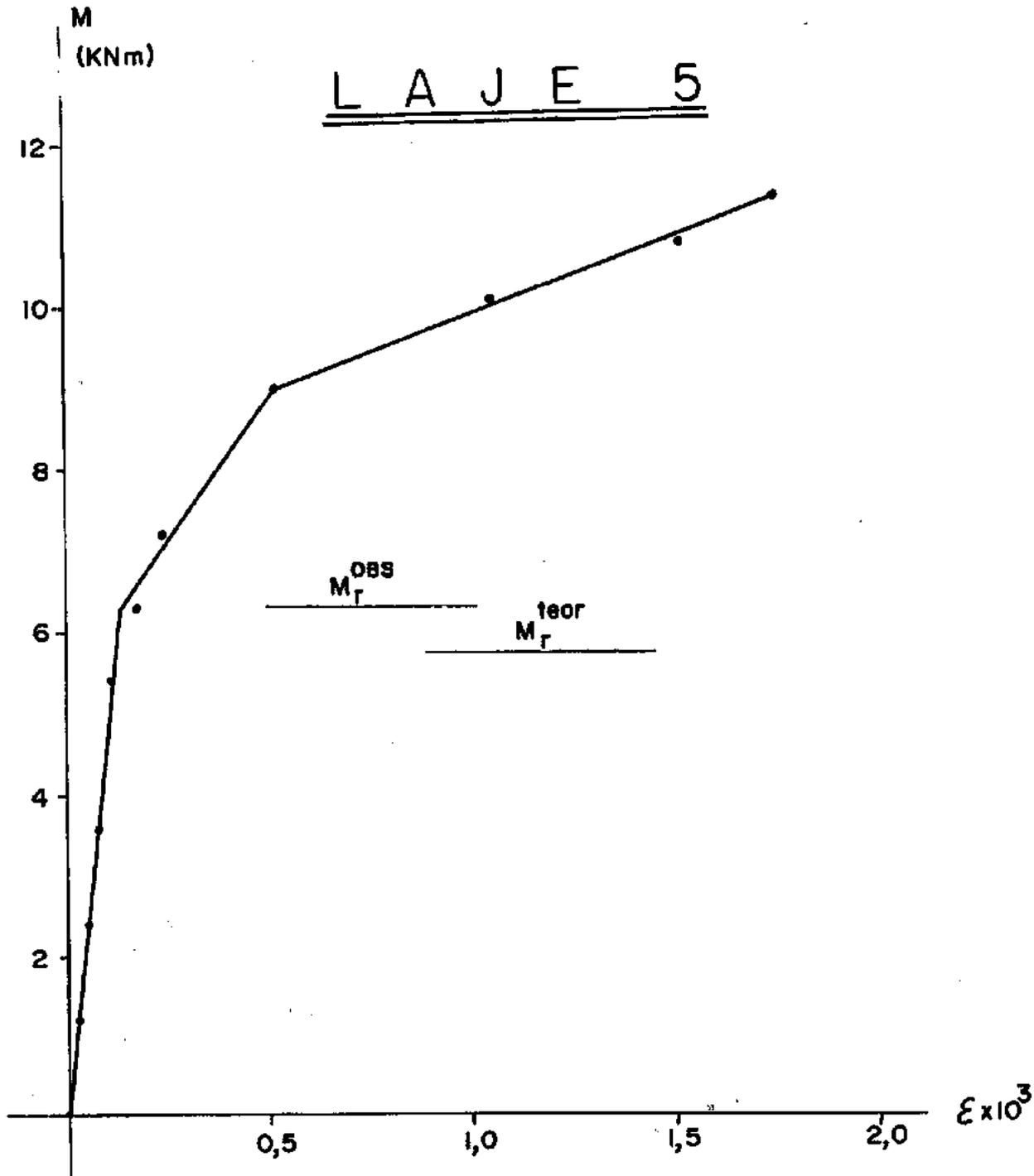


Fig. 64 - Gráfico momento sollicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

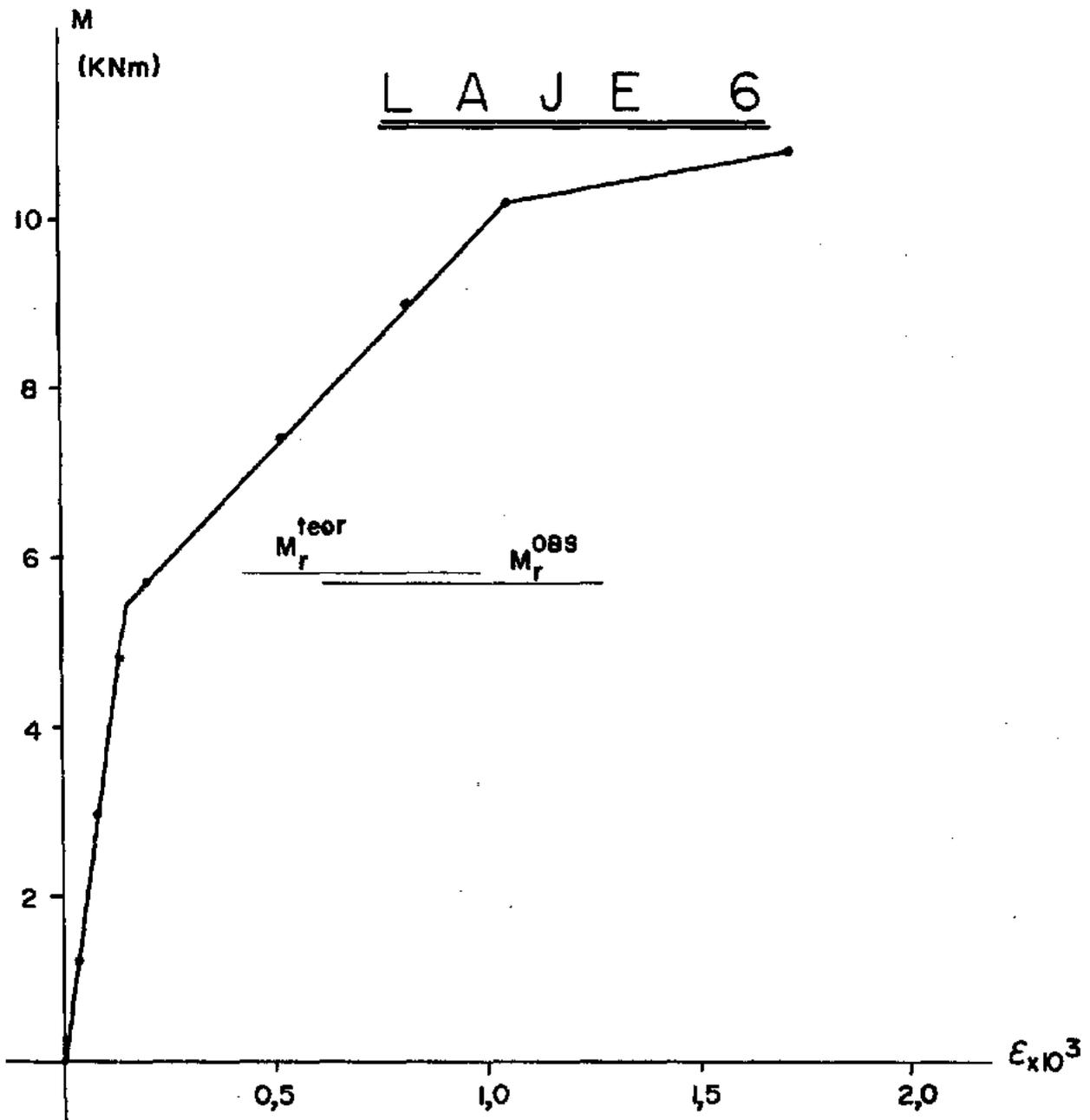


Fig. 65 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

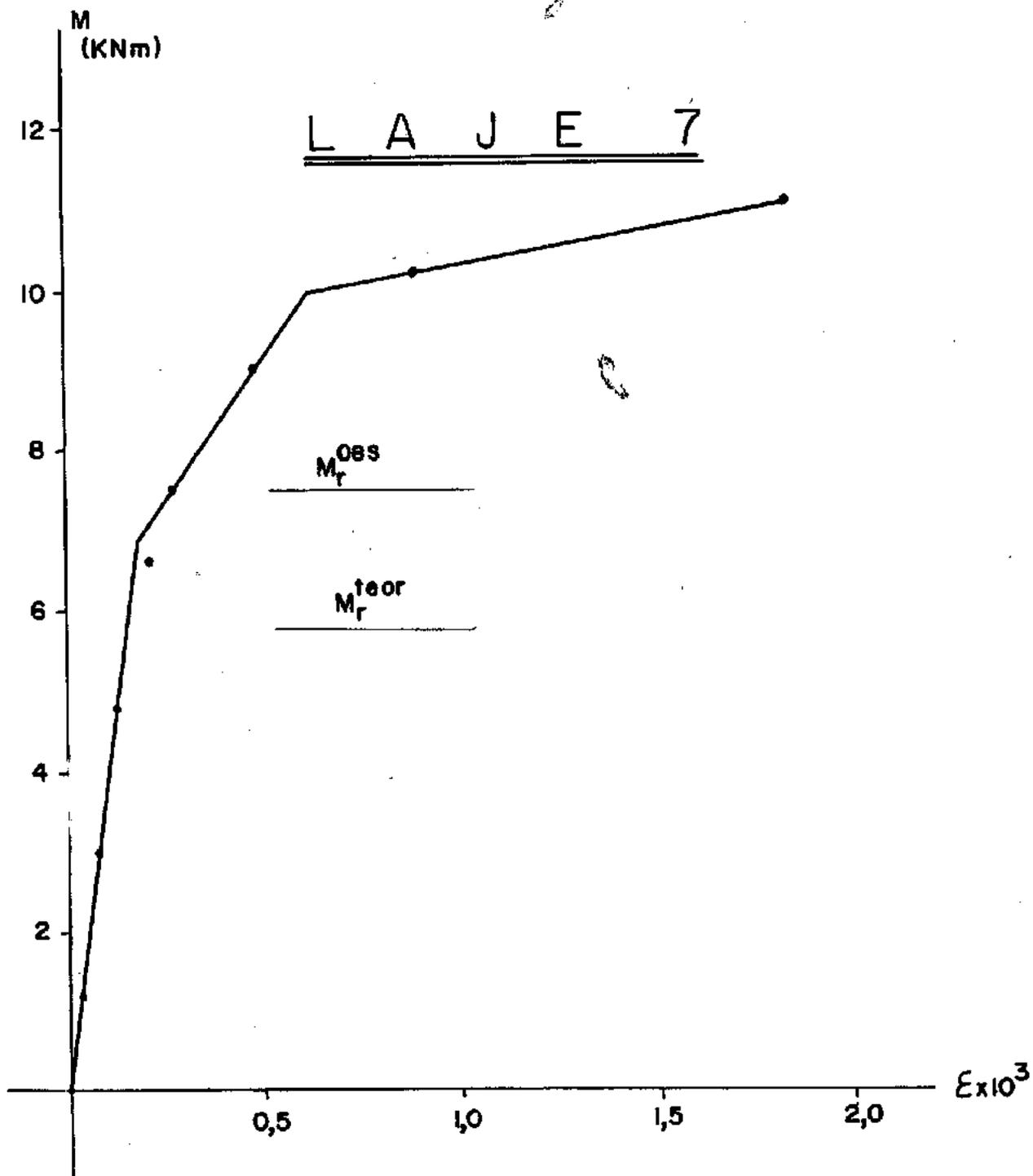


Fig. 66 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

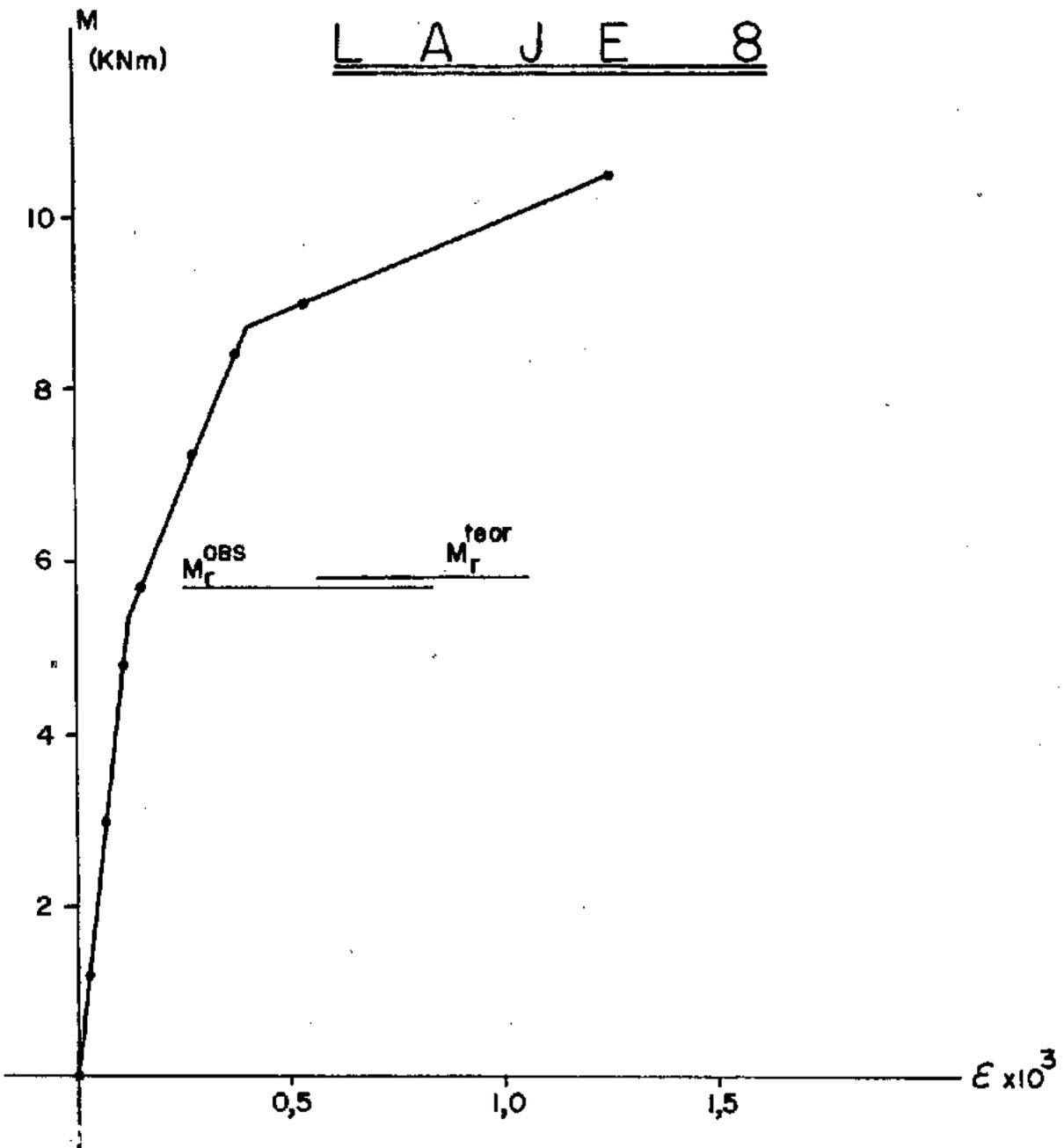


Fig. 67 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

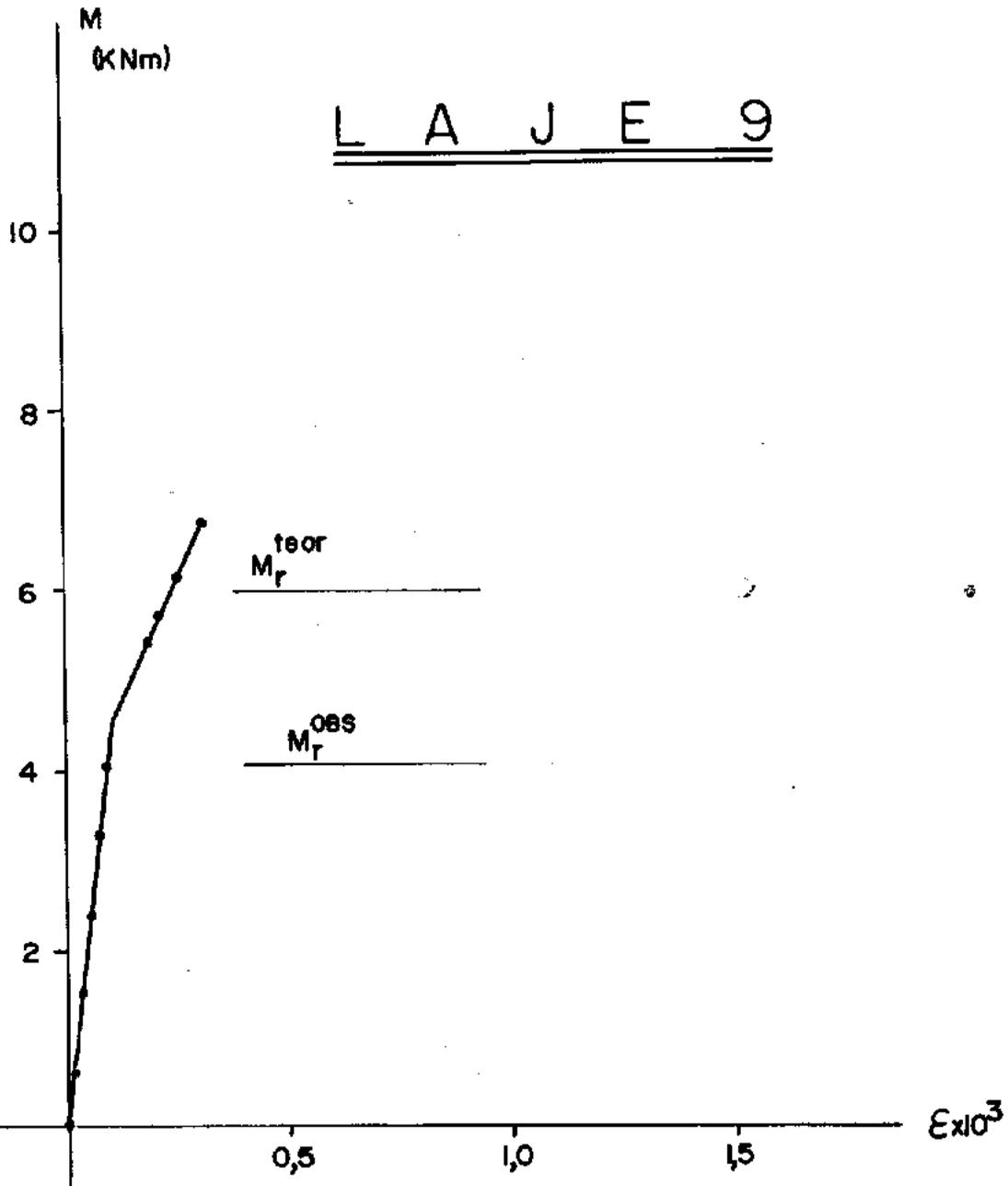
L A J E 9

Fig. 68 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

8)

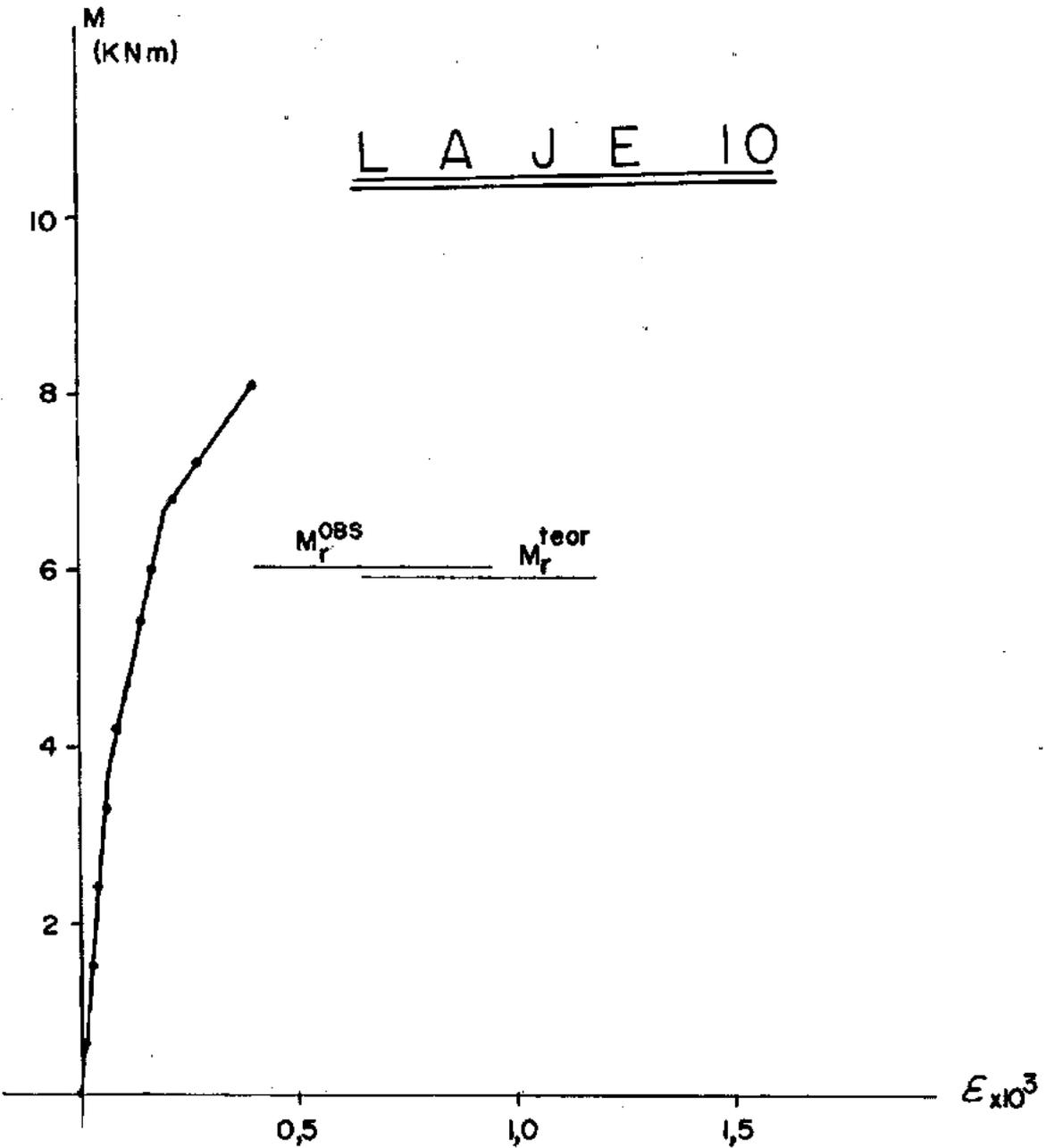


Fig. 69 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

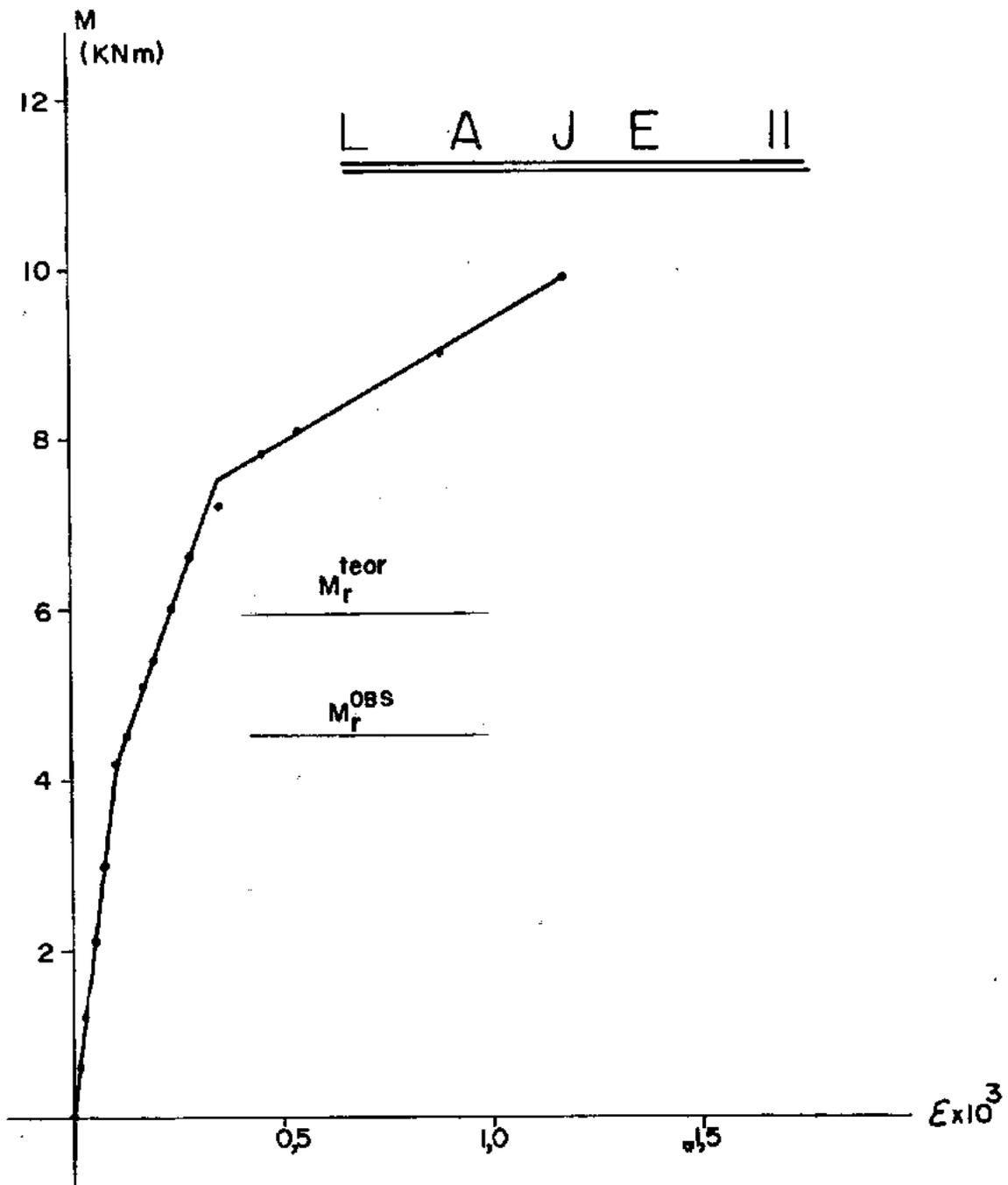


Fig. 70 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

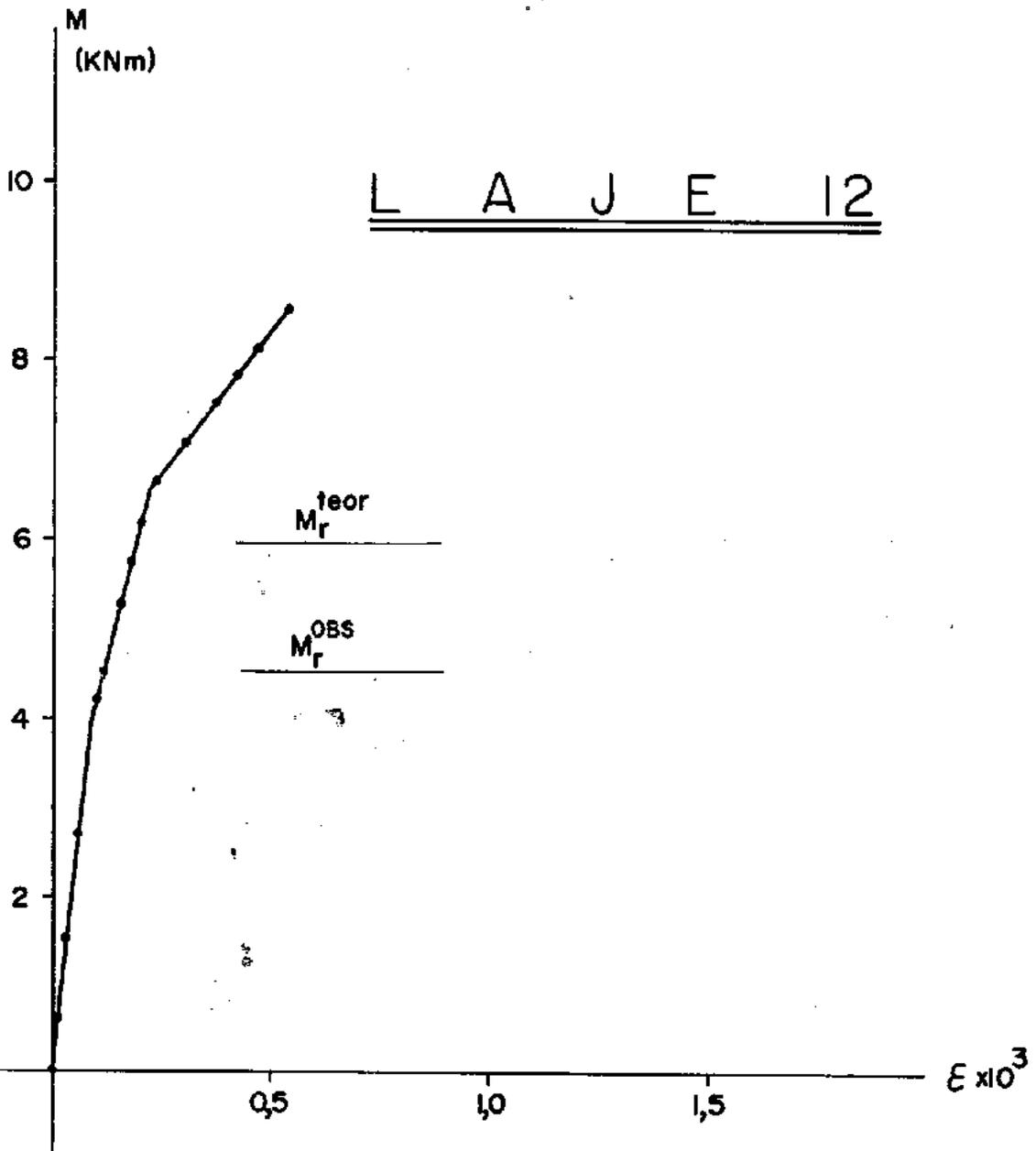


Fig. 71 - Gráfico momento solicitante - deformação do concreto ao nível da armadura de protensão durante o ensaio

#### 4.4 - Descrição do Comportamento das Lajes

Pode-se distinguir dois tipos de comportamento das lajes compostas, correspondendo aos dois sistemas de ancoragem adotados:

a) Lajes com ancoragem formada por um fio soldado transversalmente aos fios de protensão

Este grupo era formado pelas lajes L1, L2, L5, L6, L9 e L10. As lajes L1, L2, L5 e L6 comportaram-se de maneira semelhante, tendo a primeira fissura surgido nas proximidades de um dos pontos de aplicação das cargas. Durante a etapa de carregamento que seguiu-se ao aparecimento da primeira fissura, houve um aumento brusco da abertura da fissura inicial e o aparecimento de uma nova fissura também de grande abertura, sob a outra carga. À medida em que a carga era aumentada, a abertura das fissuras iniciais crescia rapidamente e surgiam novas fissuras de pequena abertura, entre as iniciais, quando ocorreu a ruptura, deu-se em todas as lajes, um grande deslizamento dos fios de protensão, o que provocou o fendilhamento horizontal da peça na zona de ancoragem (Ver fig. 72 a 75).

As lajes L9 e L10 tiveram um comportamento semelhante, sendo que a ruptura deu-se numa das seções em que eram aplicadas as cargas; nestas lajes não houve fendilhamento na zona de anco-

ragem (ver fig. 76 e 77).

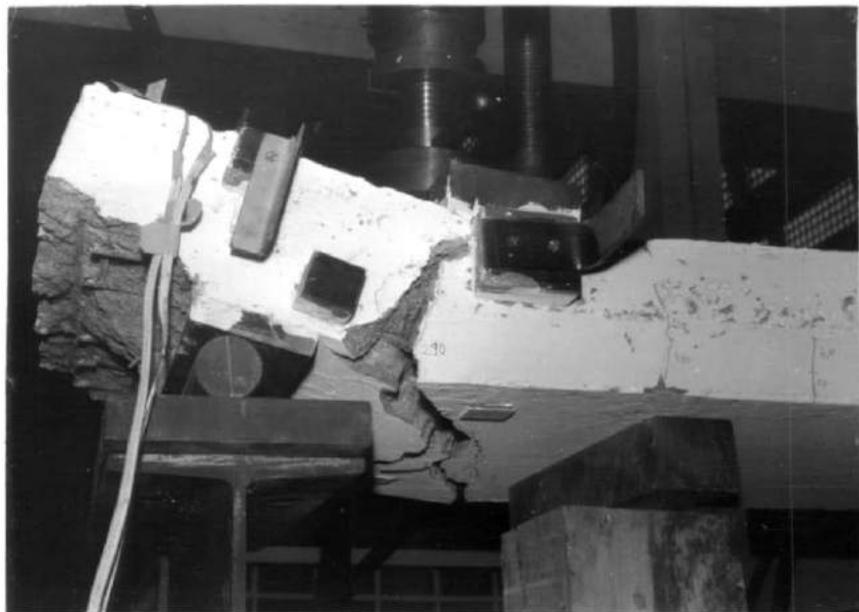


Fig. 72 - Ruptura da laje L1

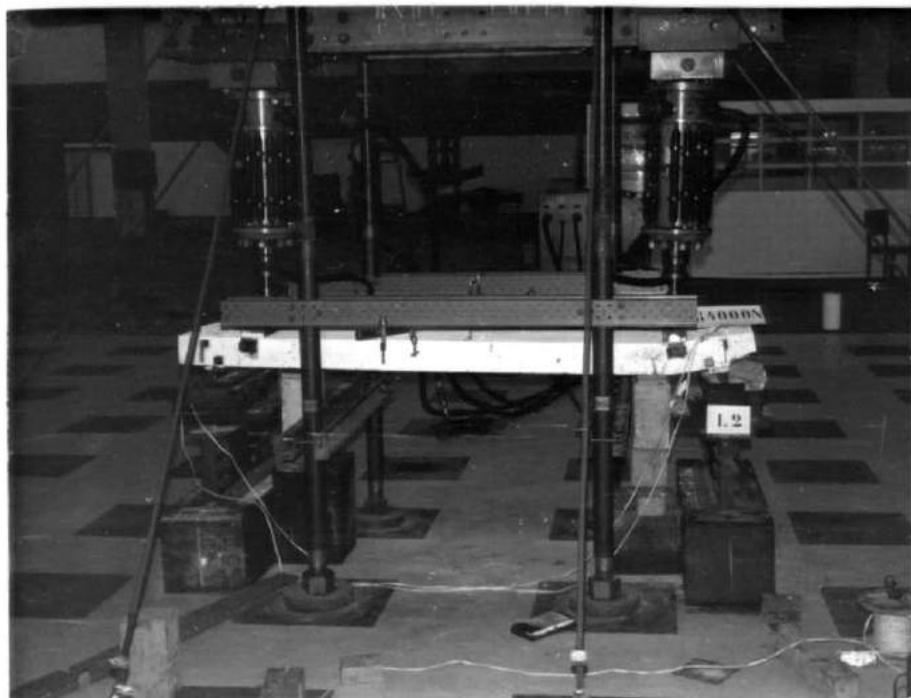


Fig. 73 - Ruptura da laje L2



Fig. 74 - Ruptura da laje L5

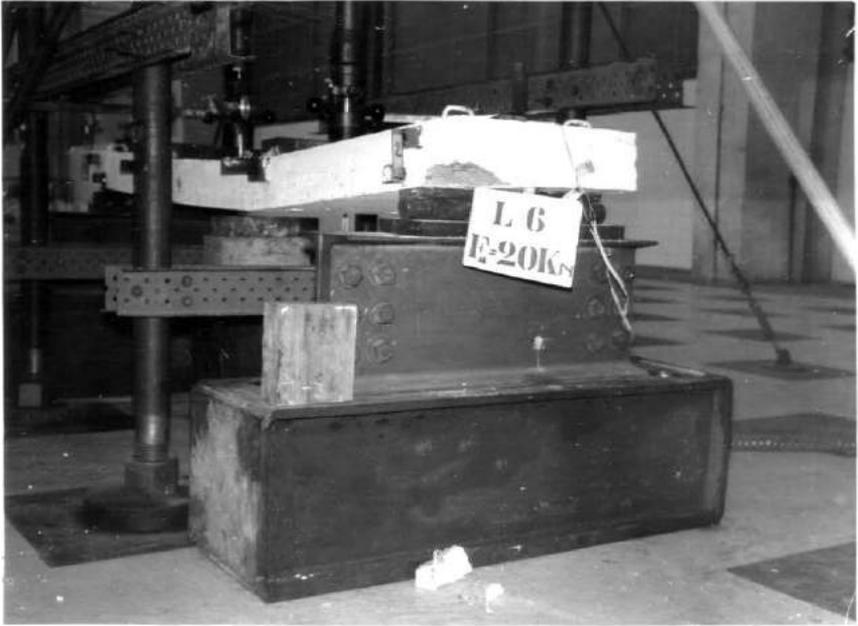


Fig. 75 - Ruptura da laje L6



Fig. 76 - Ruptura da laje L9

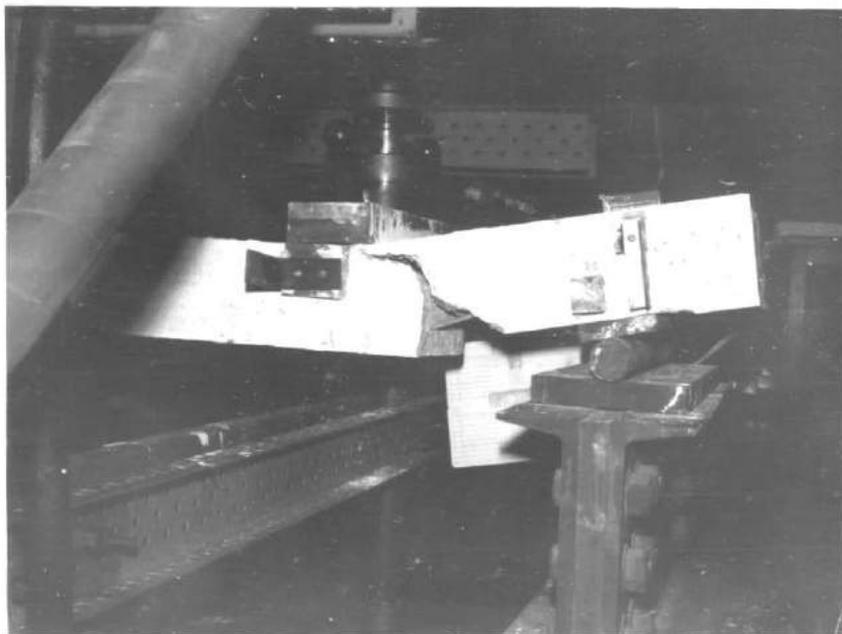


Fig. 77 - Ruptura da laje L10

b) Lajes com ancoragem formada pelos cones externos

Este grupo era formado pelas lajes L3, L4, L7, L8, L11 e L12. O comportamento destas lajes foi semelhante ao das do outro grupo, isto é, surgiram quase que simultaneamente duas grandes fissuras próximas aos pontos de aplicação das cargas. À medida em que a carga era aumentada, surgiram novas fissuras de pequena abertura, entre as fissuras iniciais, cujas aberturas cresciam rapidamente, porém com uma velocidade menor do que as do grupo anterior. A ruptura ocorreu numa das seções das fissuras iniciais. A carga última foi maior que no grupo anterior.

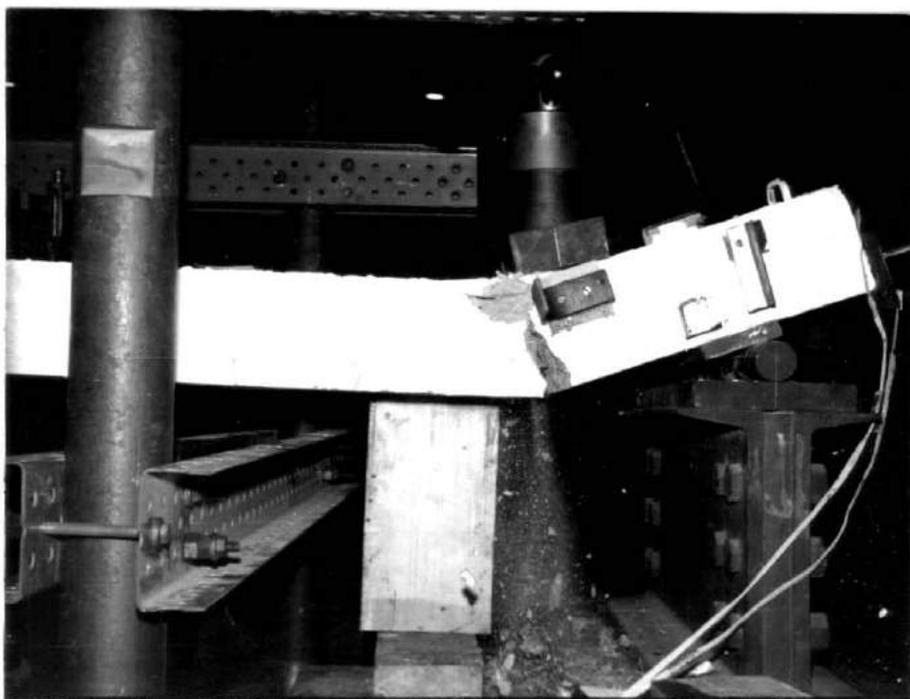


Fig. 78 - Ruptura da laje L4

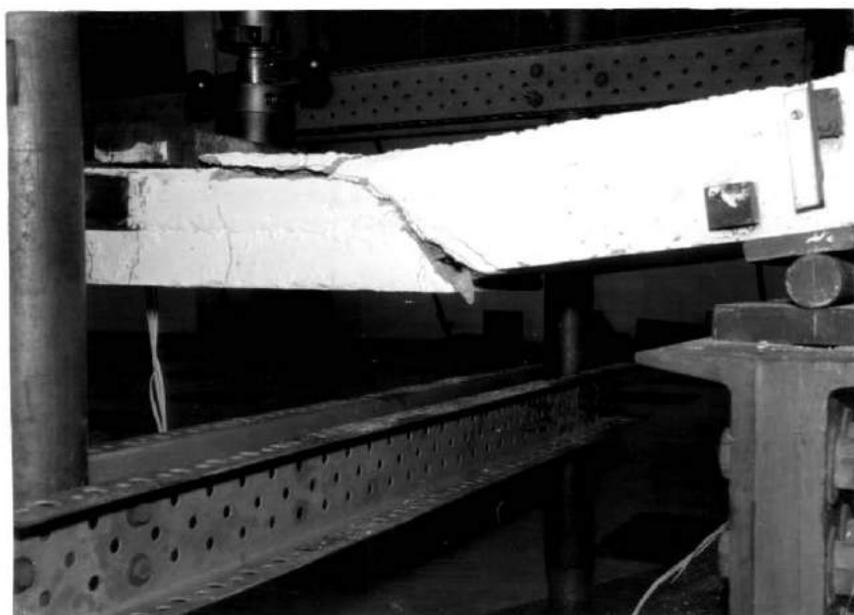


Fig. 79 - Ruptura da laje L7

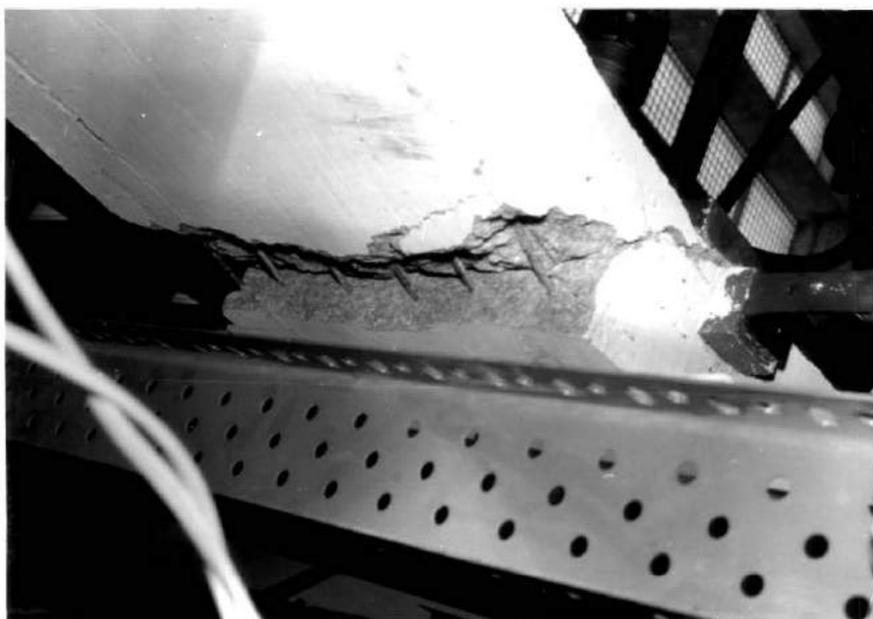


Fig. 80 - Ruptura da laje L8

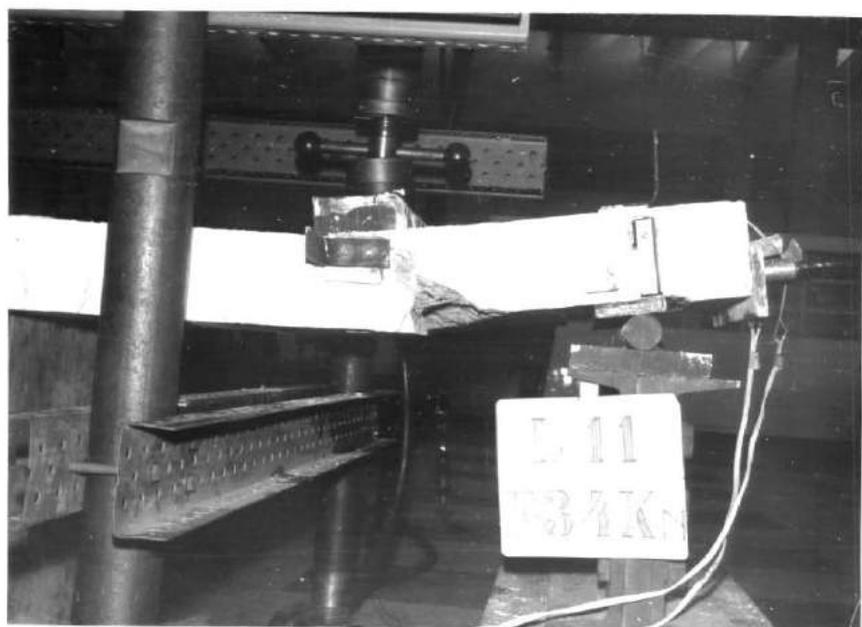


Fig. 81 - Ruptura da laje L11

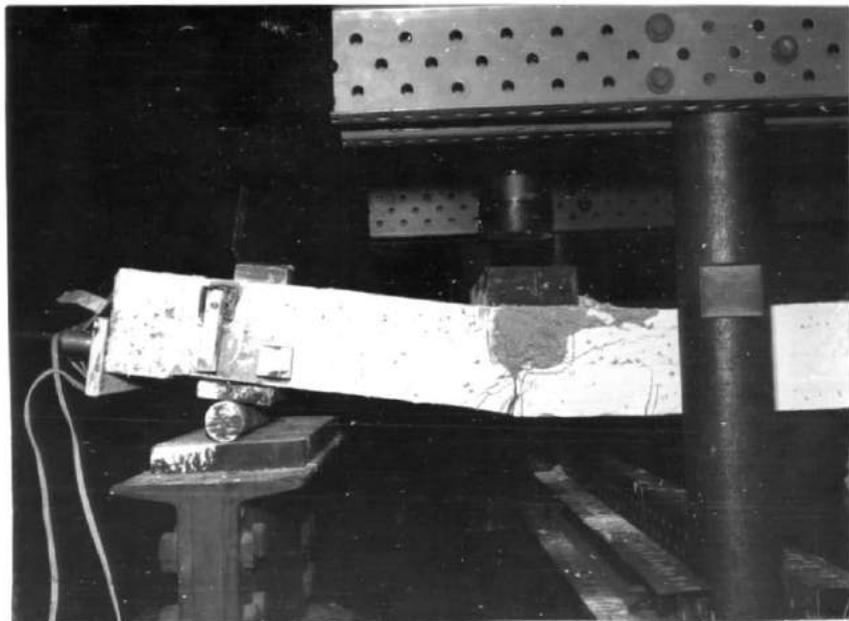


Fig. 82 - Ruptura da laje L12

C A P Í T U L O 5ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DAS LAJES COMPOSTAS

O dimensionamento das lajes prē-fabricadas foi feito para que resistisse a seu peso prōprio e ao peso prōprio do concreto fresco das sobre-lajes. O conjunto teria que resistir, alēm do seu peso prōprio ā carga ũtil de 3KN/m<sup>2</sup>. Para o funcionamento do conjunto a laje resultou superdimensionada, pois a camada nāo protendida passou a contribuir para a resistēncia da peęa, o que nāo acontecia logo apōs a concretagem, quando apenas a parte prē-fabricada suportava toda a carga. Uma outra causa que contribuiu para que a laje composta ficasse superdimensionada, foi ter-se avaliado as perdas de protensāo nos fios, por escorregamento da ancoragem, em nīveis maiores do que os efetivamente observados.

5.1 - Anālise das Rupturas

a) Sērie I:  $(\frac{M}{\sqrt{h}} = 1,5)$

Nas lajes L1, L2 (com fio) e L3, L4 (com cone), pode

mos admitir que a abertura das primeiras fissuras foi uma consequência do escorregamento dos fios de protensão, na ancoragem e fora da zona de ancoragem, já que o esforço cortante máximo permitido para que não houvesse escorregamento da armadura longitudinal calculado segundo as Recomendações do CEB-FIP, era menor do que o esforço cortante provocado pela carga em que apareceram as primeiras fissuras. Além disso, a abertura brusca das fissuras pode ser tomada como um indício desse escorregamento.

Quando ocorreu a ruptura das lajes, o esforço cortante era, aproximadamente, cinco vezes maior que o esforço cortante máximo permitido para que não houvesse escorregamento da armadura longitudinal, calculado segundo as Recomendações do CEB-FIP.

$$\tau_{bud} = 5 \sqrt{f_{ccd}} \quad (f_{ccd} \text{ em N/cm}^2)$$

$$V_d \leq 0,9dn U \tau_{bud}$$

d - altura útil da laje

n - nº de fios

U - perímetro de um fio

$\tau_{bud}$  - tensão de escorregamento

V - esforço cortante quando a peça fissurou

$V_d$  - esforço cortante de cálculo (último)

Laje	$\tau_{bud}$ (N/cm <sup>2</sup> )	0,9dnUt <sub>bud</sub> (N)	V (N)	V <sub>d</sub> (N)	$\frac{M_{r}^{OBS}}{M_{r}^{teor}}$
1	277,6	17660	20000	65000	0,5
2	266,8	16973	30000	64000	0,8
3	273,0	17368	30000	96000	0,8
4	298,5	18990	25000	95000	0,6

Quadro 29 - Quadro comparativo

Na ruptura das lajes L1 e L2 (com fio), ocorreu um grande deslizamento dos fios de protensão na ancoragem, que provocou um fendilhamento do concreto na zona de ancoragem e simultaneamente ocorreu a ruptura das lajes por esforço cortante, esmagando o concreto na zona comprimida, com valores superiores ao limite máximo permitido pelas Recomendações do CEB-FIP; para uma laje sem armadura transversal.

A ruptura das lajes L3 e L4 (com cone) deu-se simultaneamente por flexão e esforço cortante, ocorrendo o esmagamento do concreto na zona comprimida, com valores superiores ao limite máximo permitido pelas Recomendações do CEB-FIP; para uma laje sem armadura transversal.

$$\tau_{wd} \leq \frac{6}{\gamma_c} \sqrt{\rho_{lw2}} \sqrt{f_{cck}} \quad (\text{em N/cm}^2)$$

Laje	$\frac{6}{\gamma_c} \sqrt{\rho_{lw}^2} \sqrt{f_{cck}}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_w$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{wd}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\frac{M_u^{OBS}}{M_u^{teor}}$
1	76,5	66,7	217,0=0,08f <sub>ccd</sub>	0,9
2	75,0	100,0	213,3=0,08f <sub>ccd</sub>	0,9
3	78,8	100,0	320,0=0,12f <sub>ccd</sub>	1,3
4	79,4	83,3	317,0=0,11f <sub>ccd</sub>	1,3

Quadro 30 - Quadro comparativo

Nas lajes L3 e L4 (com cone) observamos que suportaram uma carga maior que as lajes L1 e L2 (com fio); provavelmente, o que ocorreu nestes dois ensaios foi que, superada a resistência de ancoragem por aderência dos fios, todo o esforço de tração passou a ser absorvido pela ancoragem externa, comportando-se as lajes como um arco atirantado.

b) Série II:  $\frac{M}{Vh} = 6,0$

Nas lajes L5, L6, L7 e L8 as primeiras fissuras que surgiram foram devidas à flexão. Esta afirmação pode ser feita pois os momentos de fissuração calculados com as cargas que as peças fissuraram, foram maiores ou iguais aos momentos teóricos de fissuração, calculados segundo as Recomendações do CEB-FIP.

Quando ocorreu a ruptura das lajes, o esforço cortante correspondente à carga de ruptura era aproximadamente igual ao esforço cortante máximo permitido para que não houvesse escorregamento da armadura longitudinal, fora da zona de ancoragem, calculado segundo as Recomendações do CEB-FIP.

Laje	$\tau_{bud}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$0,9dnUt_{bud}$ (N)	V (N)	$V_d$ (N)	$M_r^{OBS}$ / $M_r^{teor}$
5	314,7	20020	10500	20000	1,1
6	323,8	20599	9500	20000	1,0
7	316,1	20109	12500	19500	1,3
8	304,2	19352	9500	19500	1,0

Quadro 31 - Quadro comparativo

Nas lajes L5, L6 (com fio), quando ocorreu a ruptura das lajes houve um grande deslizamento dos fios na ancoragem, que provocou fendilhamento do concreto na zona de ancoragem. Nas lajes L5, L6 (com fio) e L7, L8 (com cone) a ruptura deu-se por flexão, sendo o momento último observado maior do que o momento último teórico.

Nesta série de lajes observamos que a resistência das peças foram praticamente iguais independentemente do sistema de ancoragem adotado.

Laje	$\frac{6}{\gamma_c} \sqrt{\rho_w} \sqrt{f_{cck}}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_w$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{wd}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\frac{M_u^{OBS}}{M_u^{teor}}$
5	82,7	35,0	66,7=0,02f <sub>ccd</sub>	1,1
6	78,2	32,0	66,7=0,02f <sub>ccd</sub>	1,1
7	79,3	32,0	65,0=0,02f <sub>ccd</sub>	1,1
8	77,1	32,0	65,0=0,02f <sub>ccd</sub>	1,1

Quadro 32 - Quadro comparativo

c) Série III:  $\frac{M}{Vh} = 3,0$

Nas lajes L9, L10 (com fio) e L11, L12 (com cone), a abertura das primeiras fissuras foi uma consequência do escorregamento dos fios de protensão na ancoragem, quando ainda o esforço cortante nas peças para a carga de fissuração, era menor do que o esforço cortante máximo permitido para que não houvesse escorregamento da armadura longitudinal fora da zona de ancoragem, calculado segundo as Recomendações do CEB-FIP. Além disso, a abertura brusca das fissuras iniciais, pode ser tomada como um indício desse escorregamento.

Laje	$\tau_{bud}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$0.9dnU\tau_{bud}$ (N)	V (N)	$V_d$ (N)	$M_r^{OBS}$ / $M_r^{teor}$
9	294,9	18760	13500	22500	0,7
10	332,2	21134	20000	28500	1,0
11	316,0	20103	15000	34000	0,8
12	314,8	20027	15000	39000	0,8

Quadro 33 - Quadro comparativo

A ruptura das lajes L9, L10 (com fio) e L11, L12 (com cone) ocorreu por esforço cortante; houve escorregamento da armadura longitudinal fora da zona de ancoragem, onde, o esforço cortante calculado para a carga de ruptura era maior que o esforço cortante máximo permitido para que não houvesse escorregamento da armadura longitudinal fora da zona de ancoragem, calculado segundo as Recomendações do CEB-FIP.

Na ruptura destas lajes ocorreu o esmagamento do concreto na zona comprimida com valores superiores ao limite máximo permitido pelas Recomendações do CEB-FIP, para uma laje sem armadura transversal.

Laje	$\frac{6}{\gamma_c} \sqrt[4]{\rho_{lw}^2} \sqrt{f_{cck}}$	$\tau_w$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_{wd}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$M_u^{OBS}$ / $M_u^{teor}$
9	73,8	45,0	75,0 = 0,03 f <sub>ccd</sub>	0,6
10	70,4	66,7	95,0 = 0,04 f <sub>ccd</sub>	0,7
11	70,4	50,0	113,0 = 0,05 f <sub>ccd</sub>	0,9
12	72,1	50,0	130,0 = 0,06 f <sub>ccd</sub>	1,0

Quadro 34 - Quadro comparativo

Nesta sêrie de lajes observamos que o sistema de ancoragem formada por cones externos, permite que sejam atingidas cargas maiores do que as obtidas nas lajes com sistema de ancoragem formada por um fio soldado transversalmente aos fios de protensão.

A seguir mostramos por meio de grãficos o comportamento das lajes em relaçaõ a  $\frac{M}{Vh}$ .

Estes grãficos foram traçados linearmente por não conhecermos a curvatura do grãfico, por ter-se poucos pontos em relaçaõ à variaçaõ  $\frac{M}{Vh}$ .

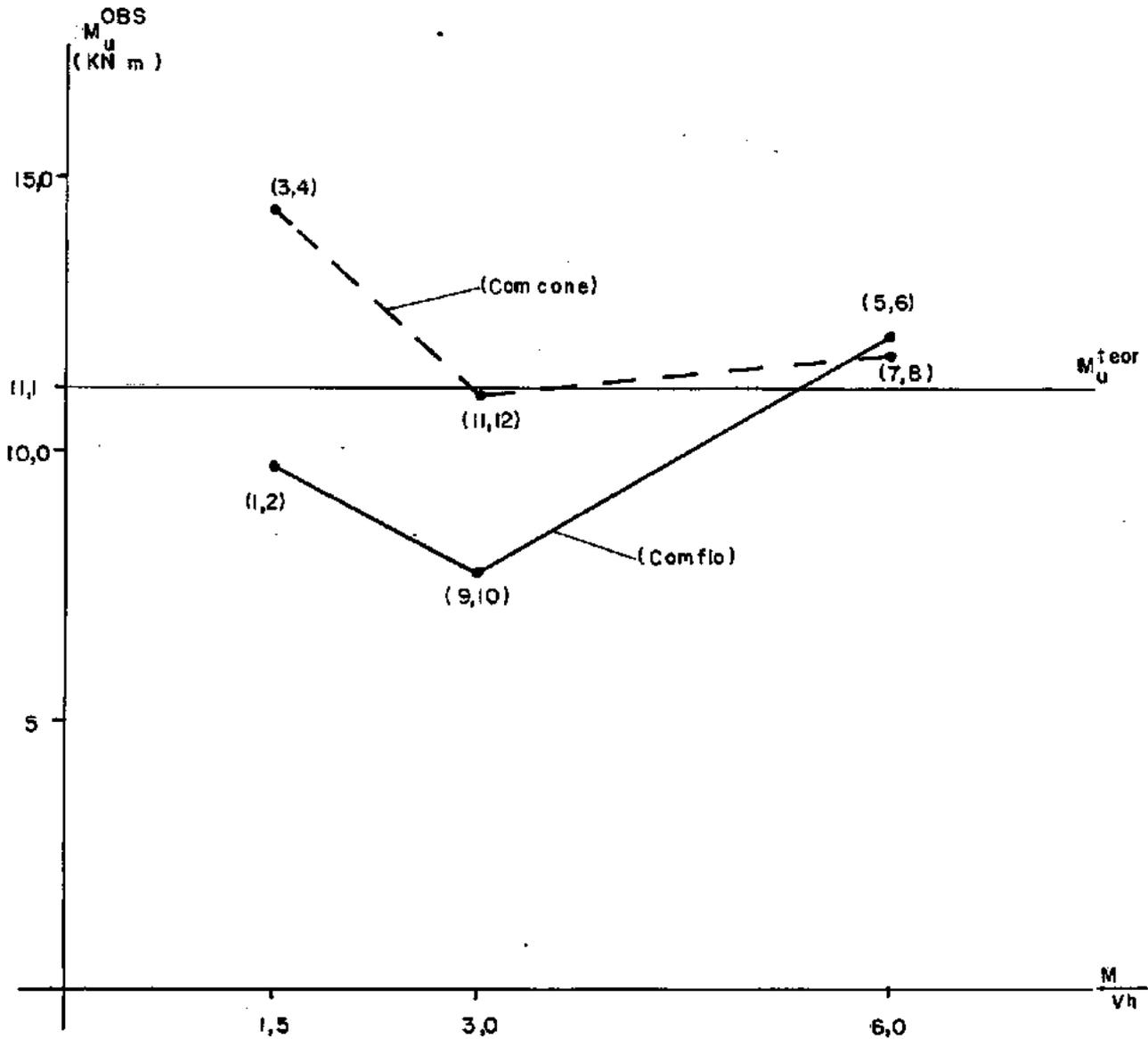


Fig. 83 - Variação do momento último observado em relação a  $\frac{M}{Vh}$

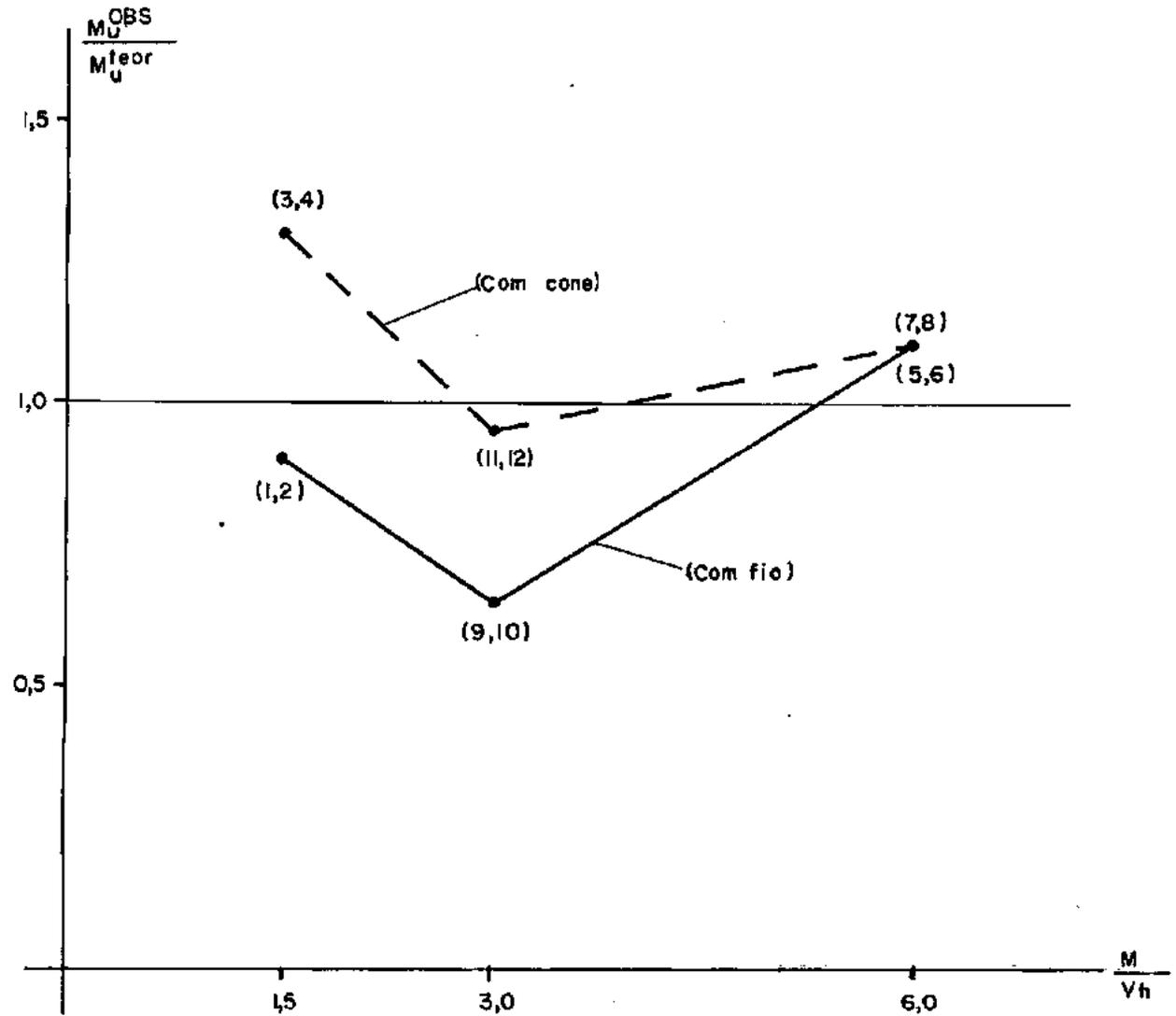


Fig. 84 - Variação da razão entre o momento último observado e momento último teórico, em relação a variação

$\frac{M}{Vh}$

## 5.2 - Influência da Posição das Cargas

Nos ensaios verificou-se que a posição das cargas tem uma certa influência na resistência das lajes. No quadro abaixo, mostramos a carga de ruptura das lajes e as relações  $\frac{M}{Vh}$  correspondentes.

	Com fio		Com cone	
SÉRIE I $\frac{M}{Vh} = 1,5$				
Q	Laje 1	Laje 2	Laje 3	Laje 4
(KN)	65,0	64,0	96,0	95,0
SÉRIE II $\frac{M}{Vh} = 6,0$				
Q	Laje 5	Laje 6	Laje 7	Laje 8
(KN)	20,0	20,0	19,5	19,5
SÉRIE III $\frac{M}{Vh} = 3,0$				
Q	Laje 9	Laje 10	Laje 11	Laje 12
(KN)	22,5	28,5	34,0	39,0

Quadro 35 - Cargas de ruptura das lajes

A seguir traçamos o gráfico que relaciona o esforço cortante último observado e o quociente  $\frac{M}{Vh}$  (ver fig. 85); este gráfico nos mostra a influência da posição das cargas no comportamento das lajes, de onde podemos concluir que a posição mais desfavorável ocorre para a relação  $\frac{M}{Vh} = 6,0$  (série II), onde a ruptura ocorrerá por flexão. Este gráfico nos mostra também que a resistência ao esforço cortante aumenta consideravelmente para

valores da relação  $\frac{M}{Vh}$  menores do que três. Para valores maiores do que três, a resistência mantém-se aproximadamente constante.

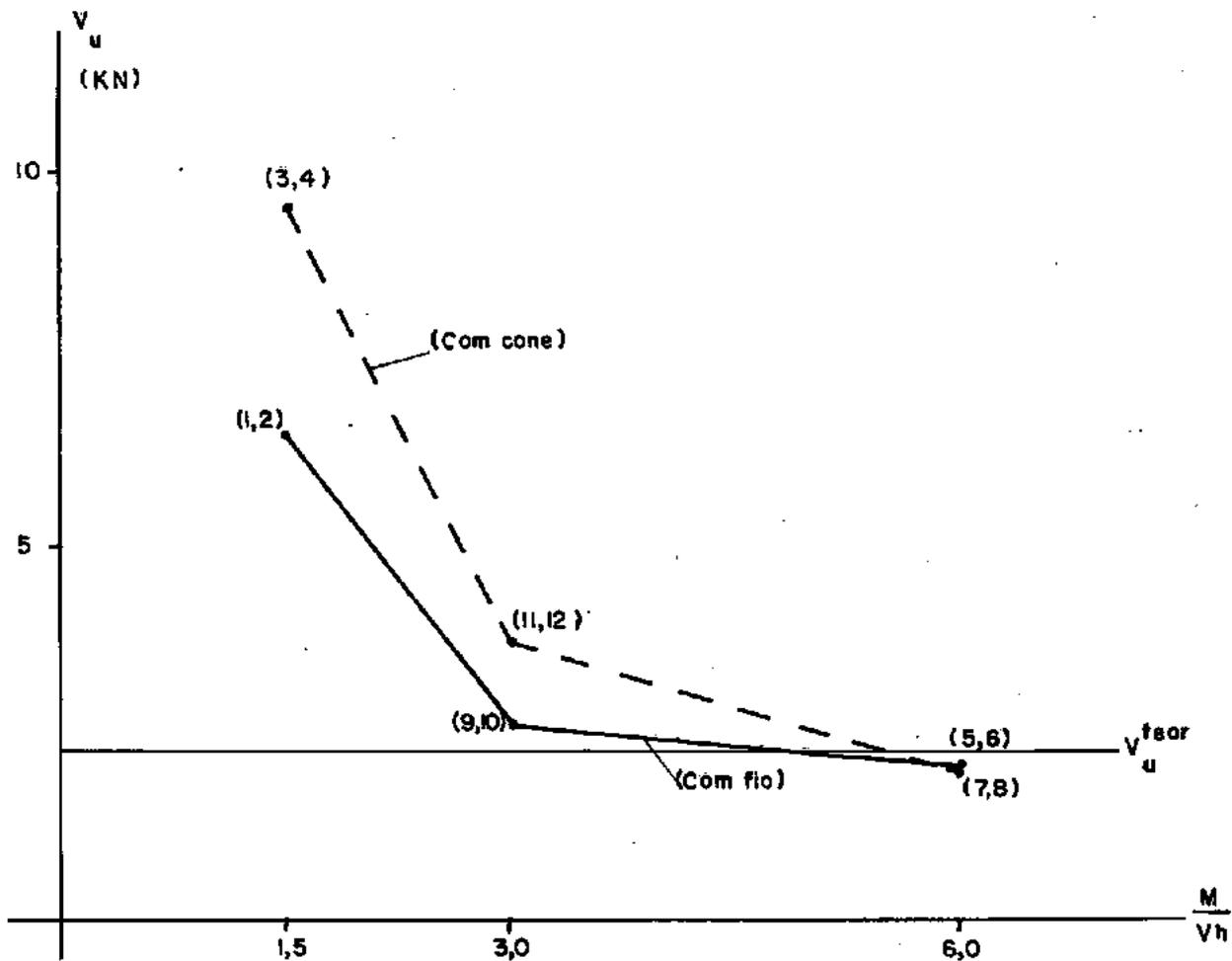


Fig. 85 - Variação do cortante último observado em relação a  $\frac{M}{Vh}$

C A P Í T U L O 6CONCLUSÕES

Após a análise e comparações dos resultados obtidos durante os ensaios dos dois grupos de seis lajes compostas, chegamos às seguintes conclusões:

1) As lajes compostas ensaiadas comportaram-se como uma peça única, inclusive na ocasião da ruptura, independentemente do tipo de tratamento da junta de concretagem entre a laje pré-fabricada e a sobre-laje, não ocorrendo nenhum deslizamento da sobre-laje em relação à laje pré-fabricada, em nenhuma das séries. Isto nos permite pensar que não há necessidade de colocar armadura de conexão no plano de ligação das duas peças. Chegamos a esta conclusão, analisando os resultados de medidas feitas durante os ensaios por meio dos flexímetros Huggenberger de 0,0005mm de sensibilidade, conforme descrito anteriormente (ver instrumentação), com a finalidade de medir o deslizamento da sobre-laje em relação à laje pré-fabricada. Os resultados obtidos foram, em média, da ordem de grandeza da sensibilidade dos flexímetros.

2) Verificamos também que a posição das cargas influi no comportamento das peças. Esta influência é mostrada pela figura 85, onde a posição mais desfavorável é para a relação  $\frac{M}{Vh} = 6,0$  (série II), onde a ruptura ocorreu por flexão. Desta figura, que relaciona o esforço cortante último observado e o quociente  $\frac{M}{Vh}$ , concluimos que, de maneira análoga ao que se passa em peças concretadas em uma só etapa, a resistência ao esforço cortante aumenta consideravelmente para valores da relação  $\frac{M}{Vh}$  menores do que 3,0. Para valores maiores que 3,0, a resistência mantém-se aproximadamente constante e próxima dos valores teóricos obtidos das Recomendações do CEB-FIP.

3) Analisando a figura 85, para as relações  $\frac{M}{Vh} = 1,5$  (série I) e  $\frac{M}{Vh} = 3,0$  (série III), observamos que as lajes que tiveram o sistema de ancoragem formado por cones externos, resistiram um esforço cortante último maior que as lajes que tiveram o sistema de ancoragem formado por um fio soldado transversalmente aos fios de protensão.

Esta análise nos mostra a importância de ter-se uma boa ancoragem da armadura longitudinal, para resistir ao esforço cortante, quando tivermos cargas atuando próximas aos apoios.

Para a relação  $\frac{M}{Vh} = 6,0$  (série II), onde a ruptura ocorreu por flexão, a resistência de todas as peças foi praticamente a mesma, independentemente do sistema de ancoragem adotado.

4) Os sistemas de ancoragem adotados não funcionaram conforme o esperado. No sistema formado por um fio soldado transversalmente aos fios de protensão, ocorreu o deslizamento dos fios de protensão na ancoragem durante os ensaios. O sistema de ancoragem formado por cones externos, começou a funcionar após um pequeno deslizamento do fio, o que provocou a fissuração da peça. Este deslizamento ocorreu como uma consequência dos cones serem colocados após as lajes estarem prontas, ficando uma pequena folga entre os cones externos e a chapa de aço, que separava os cones da face externa da laje.

5) Finalmente podemos concluir, que os modelos comportaram-se satisfatoriamente. Entretanto os modelos ensaiados foram executados de maneira diferente do que aconteceria numa construção. Este tipo de estrutura, quando utilizado na execução de um projeto, teria que suportar seu peso próprio e o da sobre-laje sem escoramento adicional, apoiando-se simplesmente sobre vigas. Este tipo de estrutura só pode ser utilizado, desde que se garanta uma boa ancoragem dos fios de protensão na laje pré-fabricada, antes da concretagem da sobre-laje. Satisfeita esta exigência, este tipo de estrutura pode ser verificado e dimensionado seguindo-se as Recomendações do CEB-FIP, obtendo-se desta maneira uma segurança aceitável.

C A P Í T U L O 7DESENVOLVIMENTO FUTURO

Como já foi dito anteriormente, o estudo deste trabalho foi baseado num projeto de edifício, no qual se pretendia utilizar lajes compostas, formadas por uma laje pré-fabricada protendida por fios aderentes, que receberiam, uma vez apoiadas sobre vigas, uma sobre-laje moldada "in situ", formando um sistema de lajes contínuas.

No presente trabalho restringimo-nos ao estudo do comportamento de lajes compostas bi-apoiadas. Não nos foi possível realizar um estudo mais amplo, que abordasse o sistema de lajes contínuas, pois todo trabalho é necessariamente limitado. Ficam no entanto registrados, a seguir, alguns aspectos cujo estudo julgamos ser de interesse para o desenvolvimento dos conhecimentos sobre o tema.

a) O estudo do comportamento de lajes compostas, contínuas, conforme a idéia original do presente trabalho, estudando-se a armadura negativa necessária para suportar aos esforços no apoio central.

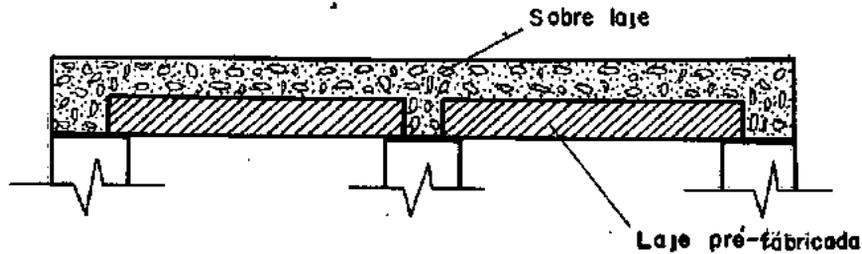


Fig. 86 - Sistema de lajes compostas contínuas

b) Estudos sobre o grau de protensão ideal a ser aplicado, às peças pré-fabricadas para que possam servir de forma para as sobre-lajes sem necessidade de escoramento adicional.

c) Sugere-se ainda que os mesmos estudos sejam feitos com fios de protensão de alta aderência, no sentido de comprovar a influência do escorregamento dos fios lisos na capacidade última das peças.

B I B L I O G R A F I A

1. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NB-1, P-EB-233, P-NB-116, Rio de Janeiro 1967 e 1970.
2. CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. - Dosagem de Concretos, Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1953.
3. CARNEIRO, Fernando Luiz Lobo B. - Resistência ao Esforço Corante no Concreto Armado e Protendido, Rio de Janeiro, Instituto Nacional de Tecnologia, 1964.
4. COMITÉ EUROPEËN DU BÉTON - Recommandations Internationales CEB-FIP - 1970 pour le Calcul et l'Execution des Ouvrages en Béton.
5. COMITÉ EUROPEËN DU BÉTON - Bulletin d'Information n° 81, Paris, 1970.
6. COMITÉ EUROPEËN DU BÉTON - Bulletin d'Information n° 84, Paris, 1972.
7. COMITÉ EUROPEËN DU BÉTON - Bulletin d'Information n° 92, Paris, 1973.
8. GUYON, Yves - Constructions en Béton Précontraint, Vol. 2, Paris, 1968.
9. LEONHARDT, F. - Hormigón Pretensado, Madrid, 1967.

10. MORETTO, Dreste - Curso de Hormigón Armado, Buenos Aires, 1970.
11. MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRÉ, F. M. - Hormigón Armado Vol. 2, 7 ed. Barcelona, 1973.
12. SILVA, Augusto Claudio Paiva e - Apoios em Dente de Vigas de Concreto Leve Armado e Protendido, Rio de Janeiro, COPPE, 1974.