

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS

ESTUDO EXPERIMENTAL
DA RUÍNA DE LIGAÇÕES LAJE-PILAR
EM CASOS CARACTERÍSTICOS
DE CANTOS DE LAJES-COGUMELO

ENG. JASSON R. FIGUEIREDO FILHO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

COMISSÃO EXAMINADORA

PROF. DR. TELEMACO H. M. VAN LANGENDONCK

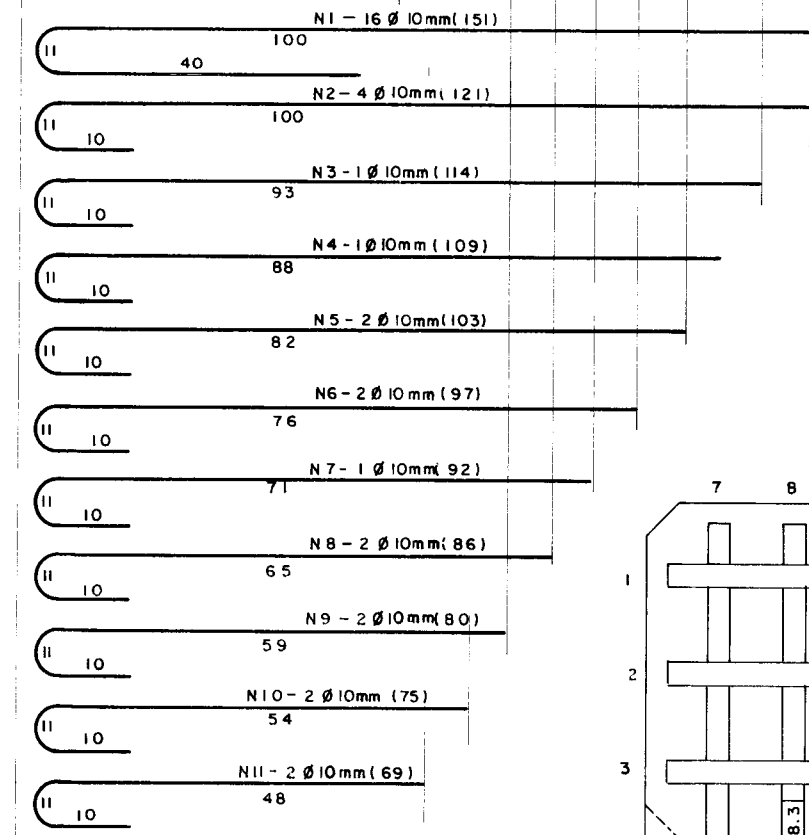
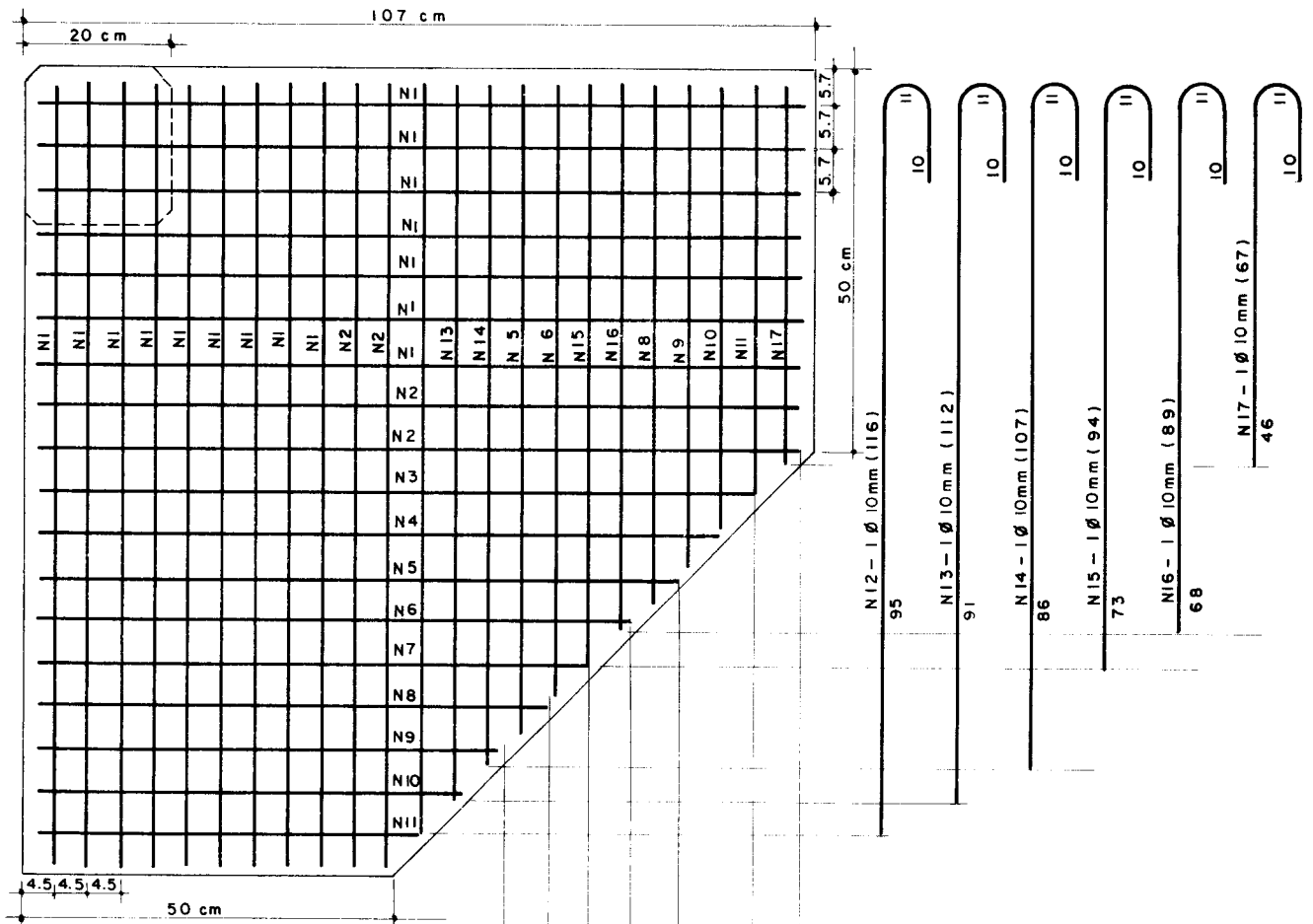
PROF. DR. JOSÉ ELIAS LAIER

(Orientador) PROF. DR. DANTE A. O. MARTINELLI

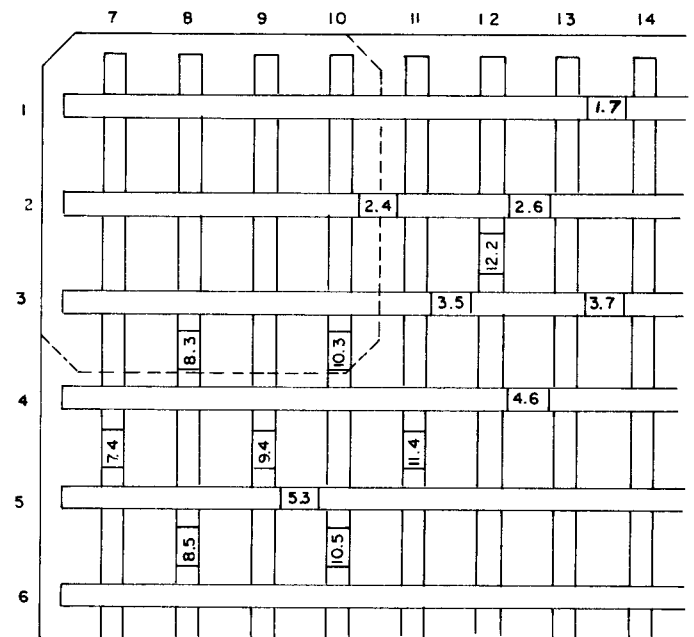
(Suplente) PROF. DR. PÉRICLES B. FUSCO

(Suplente) PROFA. DRA. HELENA M. C. C. ANTUNES

SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1981

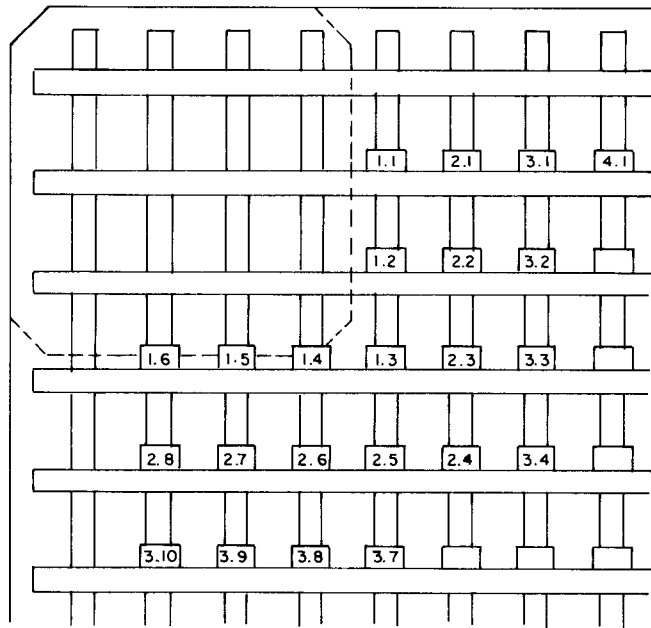


a) ARMADURA DE FLEXÃO DOS MODELOS DO ELEMENTO-DE-LAJE 19.

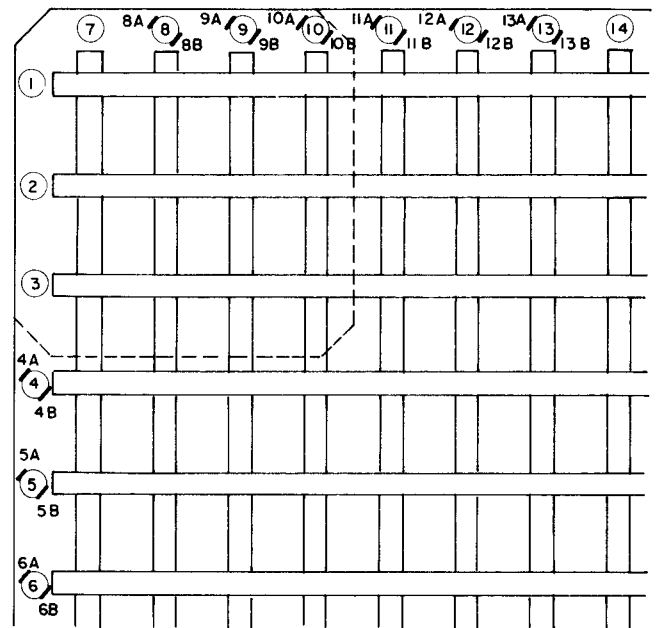


b) INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DO MODELO 19/3

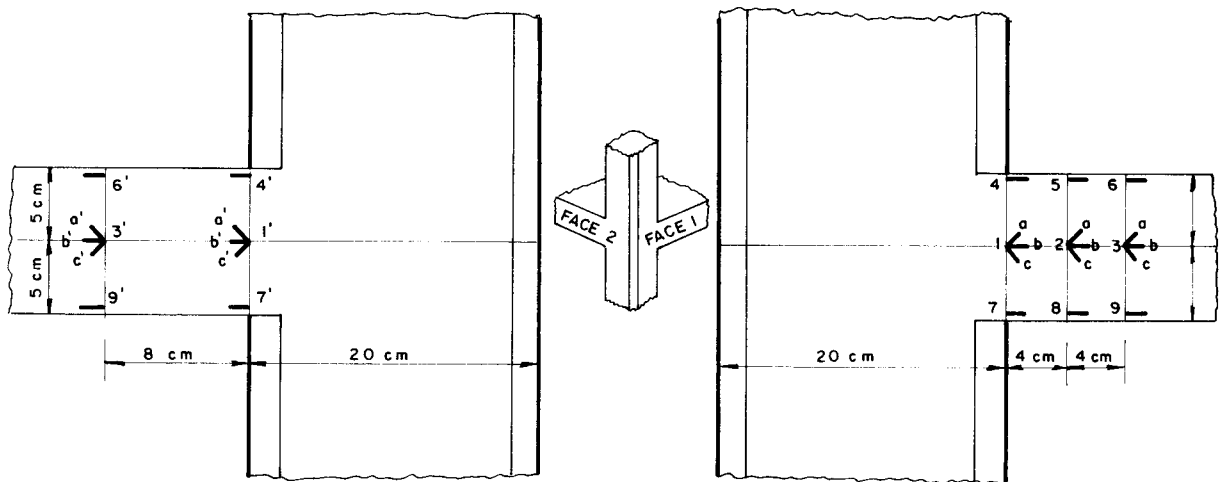
FIGURA 2.4



a) INSTRUMENTAÇÃO DOS ESTRIBOS
MODELO 19/3



b) INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS
MODELO 19/3



c) INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO - MODELO 19/3

2.1.4 - Elemento-de-laje 20

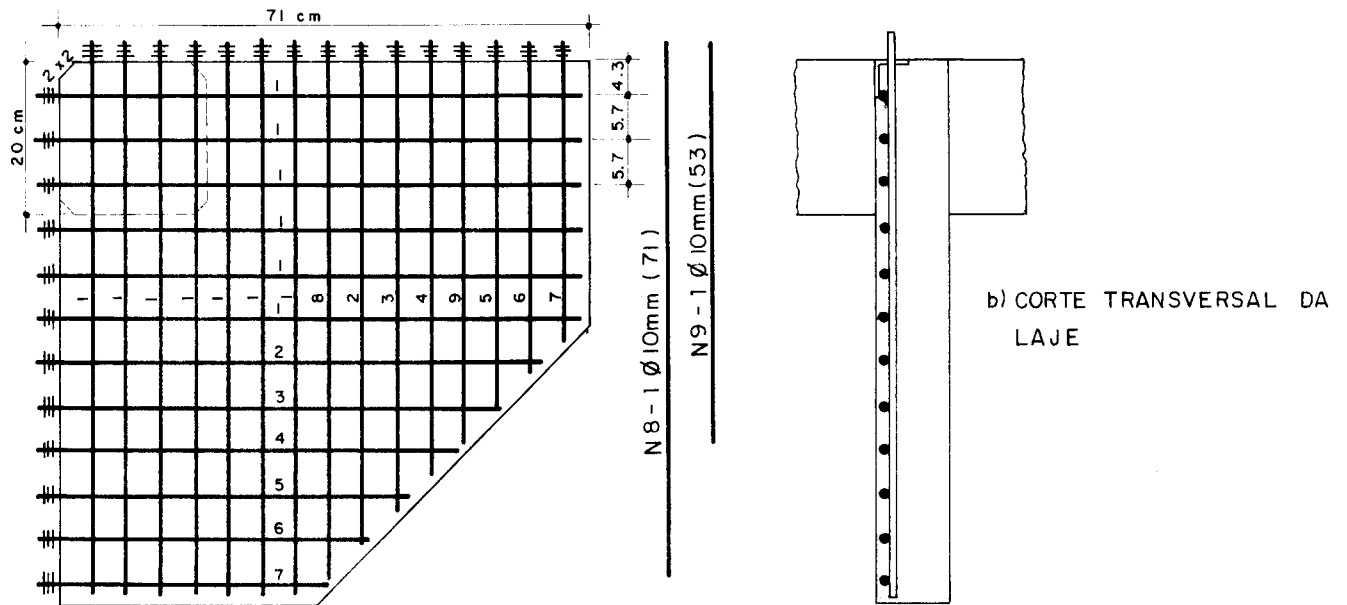
Os três modelos que compõem este elemento-de-laje, 20/1, 20/2, 20/3, têm como característica principal a ausência total de armadura transversal, inclusive os ganchos de ancoragem da armadura de flexão; assim, ao se comparar os resultados obtidos dos ensaios desses modelos com aqueles dos modelos do estudo anterior onde, como armadura transversal, existiam apenas os ganchos, pôde-se verificar qual a contribuição deles como armadura transversal.

Com a ausência dos ganchos, as barras da armadura de flexão tiveram que ser ancoradas em pedaços de cantoneiras metálicas colocadas ao longo das faces laterais da laje (§ 2.2.2.3 e figuras 2.6 e 2.9).

A carga foi aplicada em um arco de círculo de raio 51 cm (figura 1.19), para que a única diferença existente entre este e os elementos-de-laje 6 e 7 (tabela 1.1) do estudo anterior residisse na ausência dos ganchos.

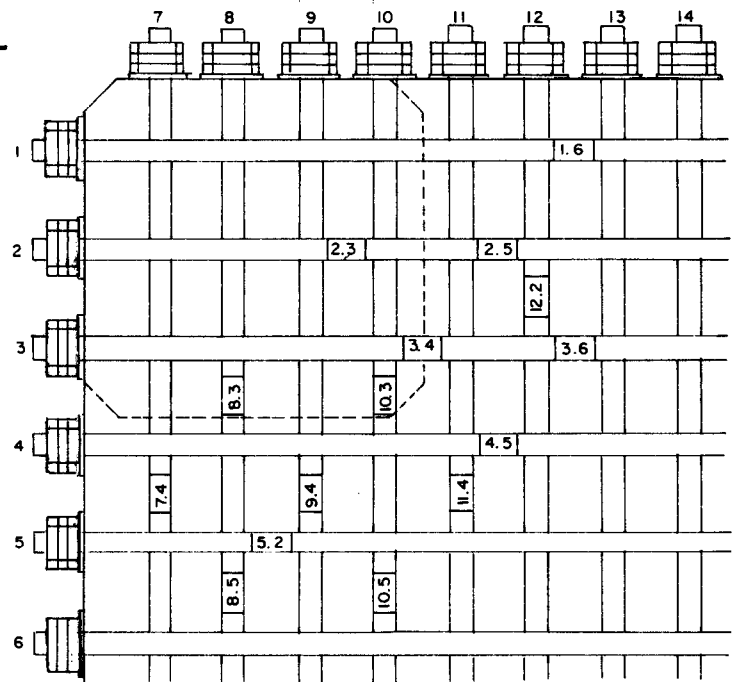
O modelo 20/3 recebeu instrumentação suficiente para detectar com precisão suas deformações. A armadura de flexão do modelo, sua instrumentação e a do concreto estão na figura 2.6.

A tabela 2.2 contém todas as características de cada modelo, e na figura 2.7 estão fotografias da armadura de flexão de um modelo de cada elemento-de-laje.

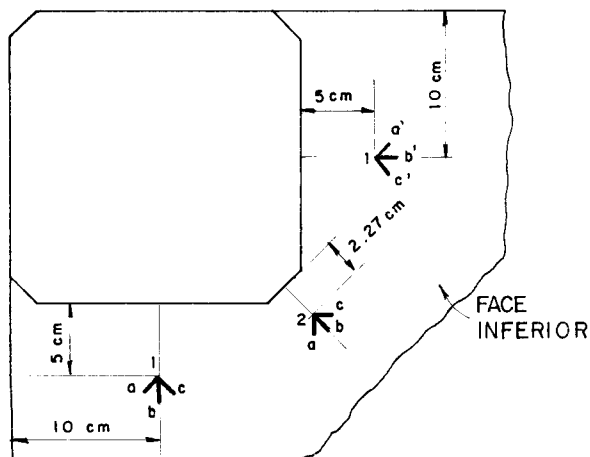
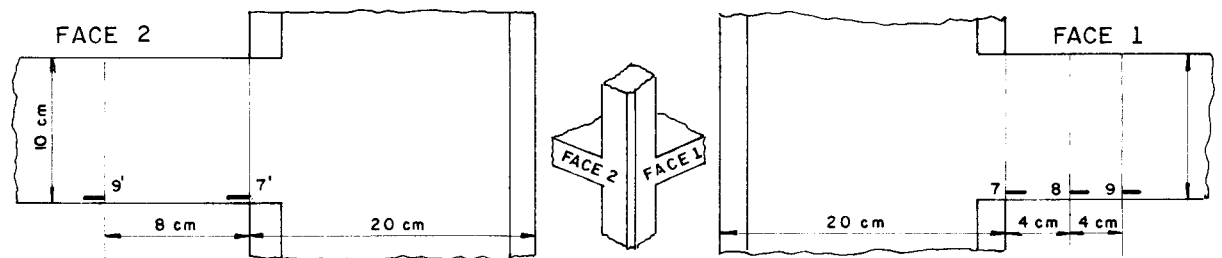


- N1 - 13 Ø10mm (73)
- N2 - 2 Ø10mm (66)
- N3 - 2 Ø10mm (62)
- N4 - 2 Ø10mm (56)
- N5 - 2 Ø10mm (48)
- N6 - 2 Ø10mm (44)
- N7 - 2 Ø10mm (39)

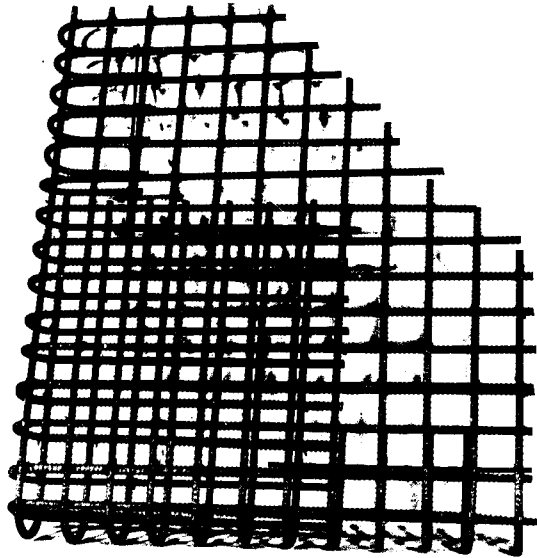
a) ARMADURA DE FLEXÃO DOS MODELOS DO ELEMENTO-DE-LAJE 20



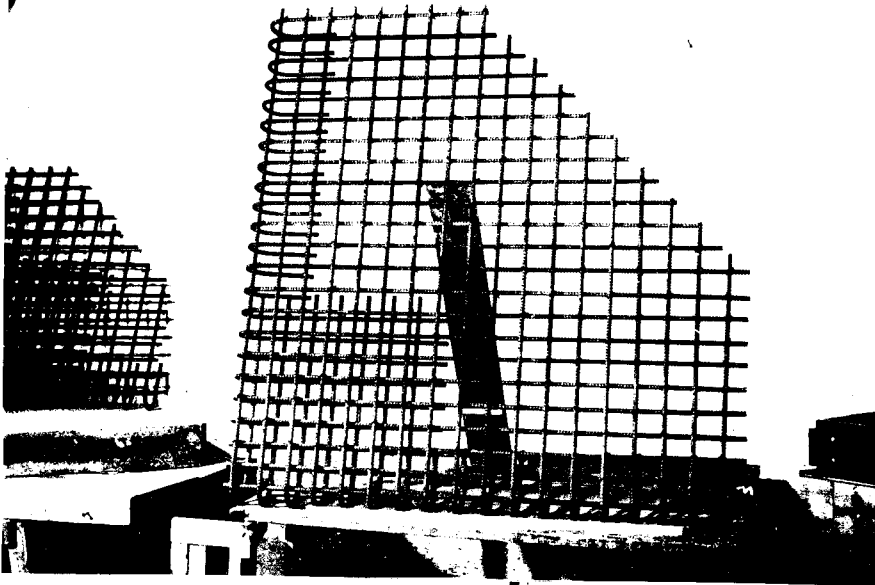
c) INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DO MODELO 20/3



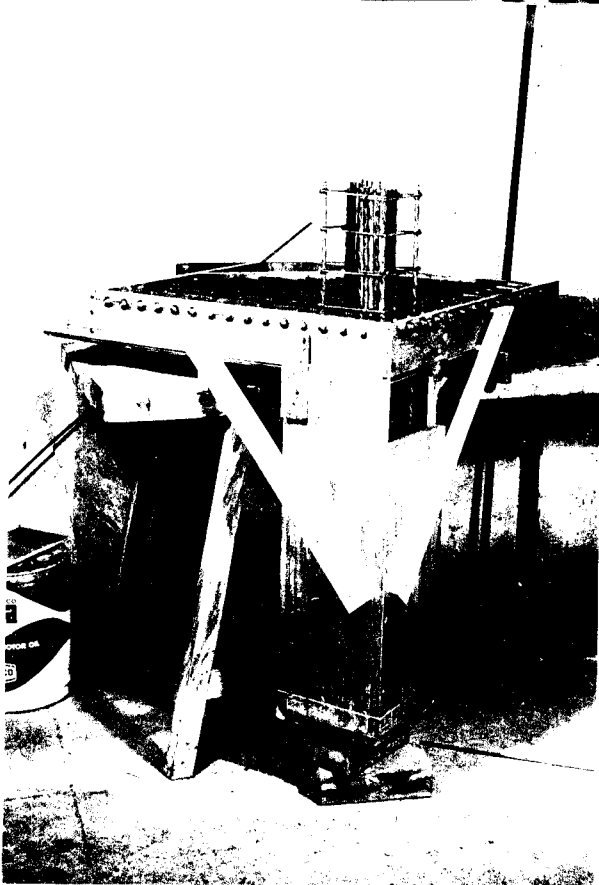
d) INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO MODELO 20/3



Armadura de flexão dos modelos do elemento-de-laje 18



Armadura de flexão dos modelos do elemento-de-laje 19



Armadura de flexão dos modelos do elemento-de-laje 20

As barras da armadura de flexão dos modelos deste elemento-de-laje foram ancoradas em pedaços de canteira metálica, que para a concretagem tiveram que ser presas na fôrma da laje do modelo; é portanto impossível mostrar essa armadura sem a fôrma do modelo.

modelo	r	ARMADURA TRANSVERSAL		b	h	INSTRUMENTADO
		ESTRIBOS	GANCHOS			
18/1 18/2 18/3	25,5 cm	SIM	SIM	71 cm	10 cm	NÃO NÃO SIM
19/1 19/2 19/3	89,3 cm	SIM	SIM	107 cm	10 cm	NÃO NÃO SIM
20/1 20/2 20/3	51,0 cm	NÃO	NÃO	71 cm	10 cm	NÃO NÃO SIM

r - raio do arco de círculo de aplicação da carga
b - dimensão real, em planta, dos lados dos modelos
h - espessura da laje

- armadura de flexão: barras de aço CA-50A, ϕ 10 mm, dispostas em malha retangular, de 5,7 x 4,5 cm
- estribos: aço CA-25, ϕ 6 mm, 1 em cada nó da região crítica
- ganchos: CA-50A, ϕ 10 mm
- pilar quadrado, lado de 20 cm e chanfros de 2 x 2 cm nos cantos, construído monoliticamente com a laje, parte inferior e superior.

TABELA 2.2

2.2 - Ensaíos

2.2.1 - Ensaíos dos modelos - dispositivos e pro cedimento

Os ensaios foram realizados no "quadro de rea
ção" esquematizado na figura 1.19, constituído de um blo
co de concreto fortemente armado, onde se engastaram os mo
delos, e um pórtico metálico - vinculado a esse bloco -
que serviu de encontro aos macacos hidráulicos, os que so
licitaram a peça e o que prē-comprimiu o pilar contra o
quadro.

Completando os dispositivos de ensaio, citam-se os de medidas:

- a) seis dinamômetros LE-EESC, com extensô
metros elétricos de resistência, acoplados aos macacos para medidas das cargas; dois de 200 kN de capacidade cada para o ensaio do elemento-de-laje 18 e quatro, cada um com 100 kN de capacidade, para o ensaio dos elementos-de-laje 19 e 20;
- b) extensômetros elétricos de resistê
ncia KYOWA, para medida das deformações das arma
duras e do concreto;
- c) ponte amplificadora KWS/6A-5 da Hottinger Baldwin Messtechnik e registrador x-y da Hewlett Packard modelo 7004 B, para o con
trole das cargas indicadas pelos dinamô
metros;
- d) digitalizador Hewlett Packard modelo HP-
2012 B, para os dinamômetros e para a medi
da das deformações acusadas pelos extensô
me

tros elétricos, registradas em fita perfurada;

- e) defletômetros mecânicos Huggenberger para a medida dos deslocamentos transversais;
- f) régua comparadora LNEC para a avaliação das aberturas das fissuras.

Os extensômetros, colados e, no aço, protegidos com massa de calafetar foram distribuídos nos modelos de modo a permitir a obtenção do maior número de informações sem provocar grande perturbação ao quadro de fissuração; a localização dos extensômetros já foi mostrada nas figuras 2.2 a 2.6.

Os deslocamentos transversais foram medidos com defletômetros montados em uma armação metálica fixa ao pilar, logo abaixo da laje; dessa maneira, eles são referidos diretamente ao pilar. Esses deslocamentos são medidos nas duas bordas livres e na bissetriz do canto, conforme a figura 1.19.

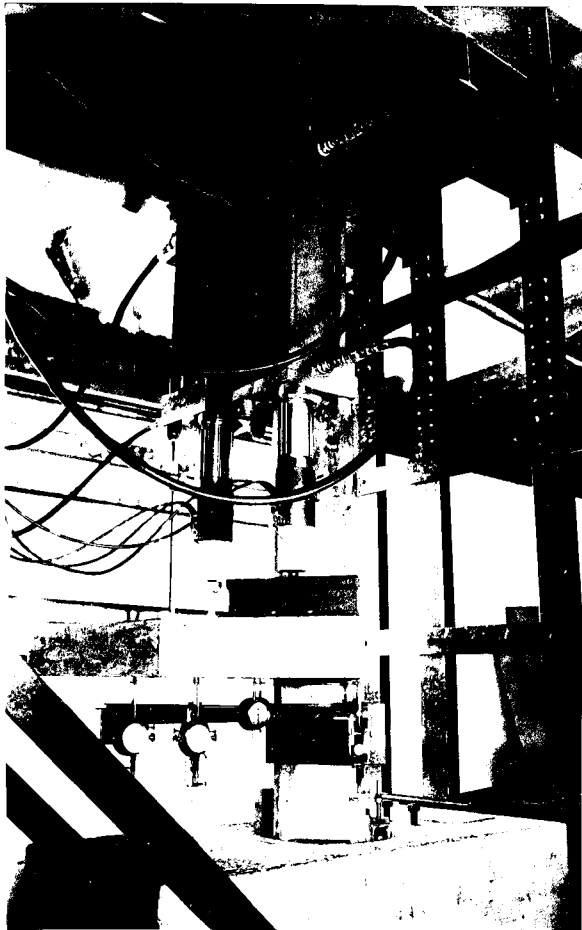
A carga, correspondente à ação do painel de laje sobre o canto do elemento-de-laje, foi aplicada com macacos hidráulicos - dois para os elementos-de-laje 18 e 20 e três para o 19 - dispostos convenientemente no pòrtico metálico, que a distribuíram na laje através de placas retangulares dispostas em arcos de circunferência de raios 25,5 cm, 51,0 cm e 89,3 cm referentes aos elementos-de-laje 18, 19 e 20 respectivamente (figura 1.19). Sobre o pilar, durante todo o ensaio, foi mantida uma carga constante de 200 kN que completou a sua vinculação, pré-comprimindo-o contra o quadro de reação.

O carregamento foi aplicado em estágios, cada estágio correspondendo a aproximadamente 1/20 da carga de ruína. Esse fracionamento, definido na primeira fase do projeto onde também foram examinadas frações de 1/10 e 1/30, mostrou-se o mais conveniente, principalmente no que se refere à evolução do fissuramento. A divisão do carregamento

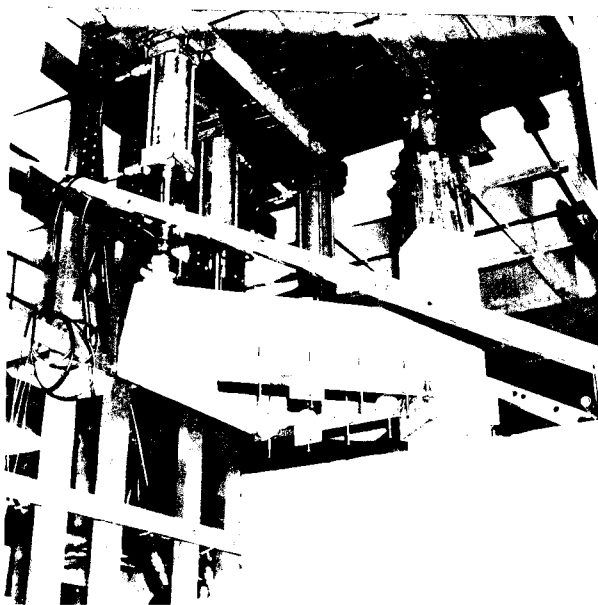
gamento em décimos da carga de ruína mostrou fissuramento menos regular, ao passo que o fracionamento em trigésimos apresentou estágios onde não houve modificação do quadro de fissuras.

Os acréscimos de carga aconteciam a cada cinco minutos; dois minutos depois do acréscimo - após eventual correção da carga sobre a laje e mesmo da carga de 200 kN de pré-compressão do pilar - realizavam-se as medidas dos deslocamentos transversais e, nos modelos instrumentados, das deformações.

Na figura 2.8 são apresentados aspectos dos ensaios dos modelos.

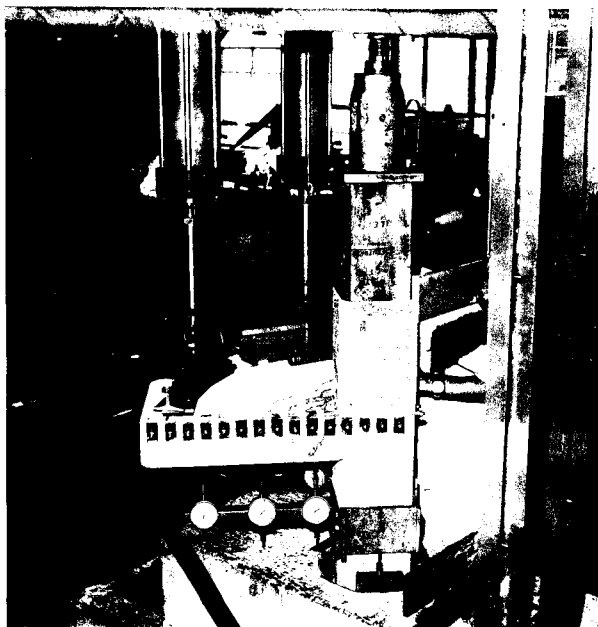


- a) Ensaio de um modelo do elemento-de-laje 18, de onde se observa:
- engastamento do pilar inferior no bloco de concreto;
 - armação metálica com os defletores, para medida dos deslocamentos transversais;
 - aplicação da carga na laje, com dois dinamômetros acoplados a dois macacos hidráulicos presos no pórtico metálico.

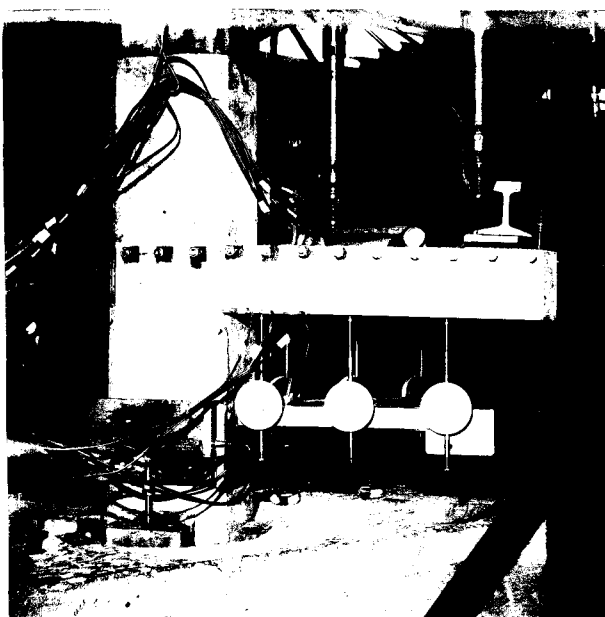


- b) Ensaio de um modelo do elemento-de-laje 19, com os seguintes detalhes:
- armação metálica com os defletores;
 - aplicação da carga na laje com três macacos hidráulicos;
 - macaco hidráulico de aplicação da carga de 200 kN de pré-compressão no pilar, completado com um prisma de peroba.

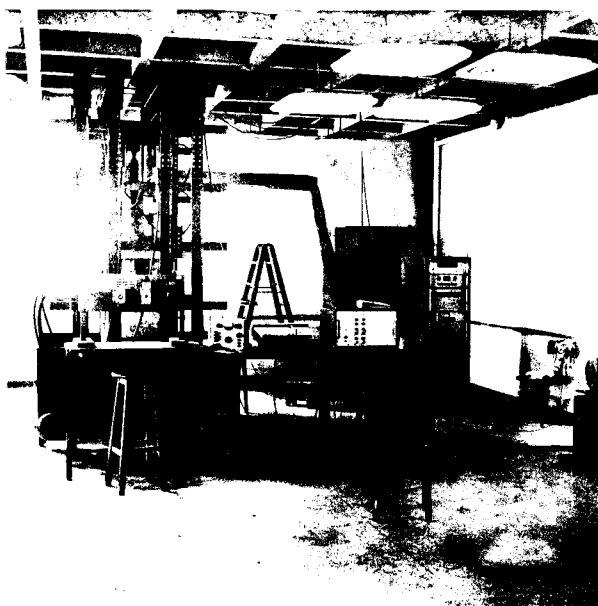
FIGURA 2.8



- c) Ensaio de um modelo do elemento-de-laje 20, onde se vê:
- engastamento do pilar;
 - armação metálica com os defletores;
 - ancoragem das barras da armadura de flexão na face lateral da laje;
 - face superior da laje com marcação de fissuras e detalhe da distribuição da carga;
 - macacos hidráulicos de aplicação das cargas, na laje e no pilar.



- d) Ensaio do modelo 20/3 - INSTRUMENTADO -, com:
- engastamento do pilar;
 - fiação da ligação dos extensômetros;
 - armação metálica com os defletores;
 - ancoragem das barras da armadura de flexão;
 - aplicação e distribuição da carga.



- e) Aparelhagem empregada no ensaio dos modelos instrumentados:
- ao fundo, o digitalizador HP-2012 B;
 - em primeiro plano, sobre a mesa, da esquerda para a direita, vê-se o sistema de controle da carga nos macacos hidráulicos, o indicador tepic-huggenberger, o registrador x-y HP-7004 - B e a ponte amplificadora KWS/6A-5 da HBM.

2.2.2 - Ensaaios acessórios

2.2.2.1 - Concreto

Procurou-se obter um concreto com f_{ck} em torno de 30 MPa, como na primeira fase da pesquisa (§ 1.3.1); foi então adotado o traço 1:1,75:2,65 (em peso), $x = 0,40$ (secando-se previamente a areia e a pedra), usado naquela fase, resultando $f_{ck} = 28,82$ MPa (§ 3.1.1).

Esse concreto foi confeccionado sempre com cimento Portland (ITAU 320), pedra britada da região de São Carlos, 50% de Nº 1 e 50% de Nº 2, e areia do Rio MOGI-GUAÇU, cuja distribuição granulométrica (após peneiragem e recomposição) é a da tabela 2.3.

PENEIRA (mm)	% RETIDA	% RETIDA ACUMULADA
4,8	6%	6%
2,4	7%	13%
1,2	37%	50%
0,6	25%	75%
0,3	19%	94%

TABELA 2.3

Quando da concretagem dos modelos, foram retirados 12 corpos de prova cilíndricos normais que, depois de curados, eram ensaiados praticamente na mesma data do ensaio do modelo correspondente (embora em alguns casos isto não tenha sido possível). Dos 12 corpos de prova, 6 foram submetidos a ensaio de compressão axial e 6 à compressão diametral - 9 e 3 nos modelos 19/1 e 19/2 - para obtenção das resistências à compressão simples e à tração sim

ples do concreto, respectivamente. Em 3 corpos de prova, dos ensaiados à compressão axial, foram medidas deformações para a obtenção do módulo de elasticidade do concreto. Os resultados se encontram no parágrafo 3.1.1.

2.2.2.2 - Aço

Para as armaduras de flexão foi utilizado aço CA-50A de bitola ϕ 10 mm (3/8"), e para as armaduras transversais (estribos) utilizou-se aço CA-25 de bitola ϕ 6 mm (1/4"). Os pilares foram armados com o mesmo aço usado na armadura de flexão. Desses aços extraíram-se amostras para a determinação do módulo de elasticidade e das tensões de escoamento e ruptura, cujos resultados estão no parágrafo 3.1.2.

2.2.2.3 - Ancoragens especiais

Nos modelos do elemento-de-laje 20, os ganchos de ancoragem da armadura de flexão tinham que ser suprimidos, e conseqüentemente as barras deveriam ser ancoradas de uma outra maneira. Optou-se por colocar pequenos pedaços de cantoneira metálica nas bordas da laje, e em cada um deles ancorar uma barra por meio de porcas rosqueadas nela mesma (figura 2.6); empregaram-se vários pedaços de cantoneira, pois se fosse usado um único pedaço para ancorar todas as barras de uma mesma direção, este poderia ser substituído em armadura de flexão adicional não prevista.

A decisão final pelo uso dessa ancoragem ocorreu após a realização de ensaios que testaram sua eficiência: foram construídos pequenos blocos de concreto e em ca

da um deles foi ancorada, em um pedaço de cantoneira através de duas ou três porcas, uma barra de aço igual às barras da armadura de flexão dos modelos (figura 2.9a a 2.9b); a essa barra foi aplicada uma força de tração na tentativa de arrancá-la do bloco (figura 2.9c), e como importava conhecer unicamente o comportamento do sistema de ancoragem em estudo, eliminou-se totalmente, quando da concretagem dos blocos, a aderência entre a barra e o concreto.

Nas barras ancoradas com uma ou duas porcas, com a aplicação da força, houve a danificação das porcas (as roscas espanaram) antes da tensão no aço atingir o limite de escoamento; na ancoragem com três porcas o aço escoou sem que estas se danificassem, sendo portanto suficientes para a ancoragem das barras. Os resultados dos ensaios estão no parágrafo 3.1.3.

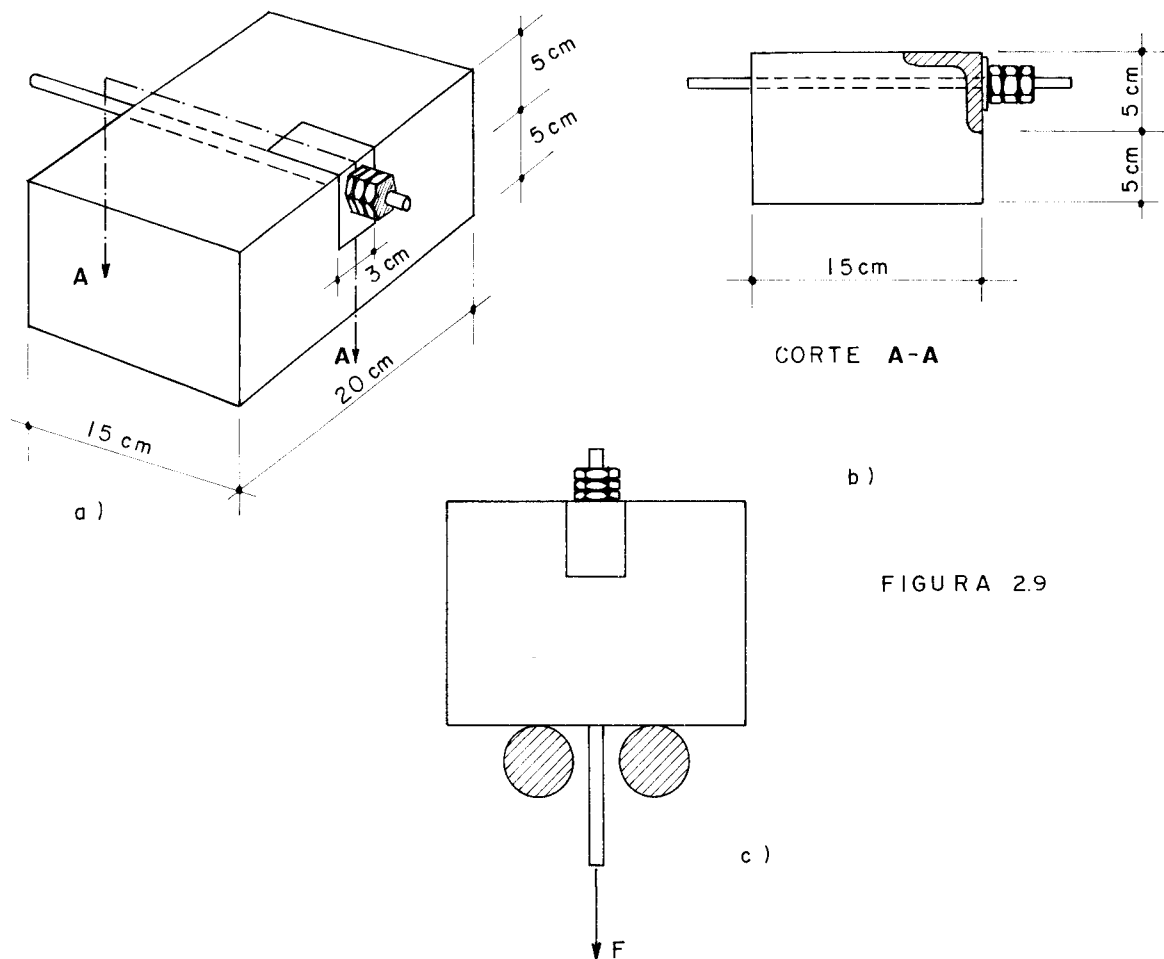


FIGURA 2.9

3. RESULTADOS DOS ENSAIOS

3.1 - Ensaaios Acessórios

3.1.1 - Concreto

As resistências do concreto à compressão simples e à tração simples, estas últimas determinadas a partir do ensaio de compressão diametral pela expressão da R.12.12 do CEB/72, encontram-se nas tabelas 3.1 e 3.2. A tabela 3.1 é referente aos corpos de prova com j dias de idade, e na tabela 3.2 as resistências foram referidas aos 28 dias pelas relações aproximadas das R.12.11 e 12.12 também do CEB/72.

A partir das resistências referidas aos 28 dias resultaram os seguintes valores das resistências (MPa) médias e características do concreto à compressão e à tração, dos desvios-padrão e dos coeficientes de variação das distribuições:

compressão simples (60 c.p.) - $f_{c,28} = 37,06$; $\delta = 13,47\%$;

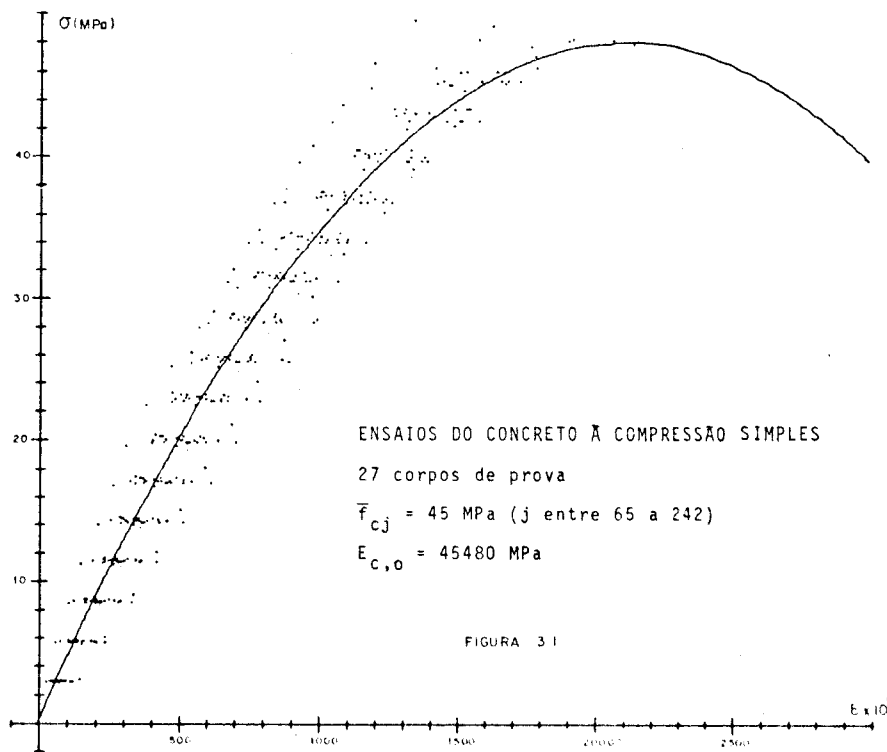
$$s = 4,99; f_{ck} = 28,82$$

tração simples (48 c.p.) - $f_{t,28} = 3,15$; $\delta = 12,30\%$; $s = 0,39$;

$$f_{tk} = 2,51$$

Dos corpos de prova ensaiados à compressão simples, seis para cada modelo (exceção aos modelos 19/1 e 19/2, com nove cada), em três foram medidas também as deformações; esses últimos resultados são apresentados através de uma curva (parábola do 2º grau) ajustada aos pontos

pelo método dos mínimos quadrados, onde $E_{c,0}$ é o valor da tangente à parábola na origem e representa o valor do módulo de elasticidade do concreto (figura 3.1).



MODELO	IDADE j (DIAS)	$f_{c,j,i}$	$\bar{f}_{c,j}$	$f_{t,j,i}$	$\bar{f}_{t,j}$
18/1	162	40,2 48,1 44,8 42,4 45,1 44,5	44,1	4,0 4,2 2,9 4,0 3,6 2,9	3,6
18/2	242	42,1 43,2 40,5 47,1 43,6 41,4	42,9	2,6 2,9 3,1 3,6 3,5 4,1	3,3
18/3	97	41,7 46,1 45,0 50,3 45,6 41,5	45,0	3,7 3,7 2,9 3,0 3,6 3,5	3,4
19/1	168	47,1 49,1 46,8 48,7 41,8 45,0 46,9 28,2 51,7	45,0	3,4 3,7 3,6	3,5
19/2	161	46,5 44,0 46,3 46,9 47,8 42,9 44,6 45,9 42,5	45,2	3,4 3,5 3,6	3,5
19/3	65	48,4 45,9 43,2 48,3 37,8 47,6	45,2	3,3 3,3 3,0 3,4 3,1 3,2	3,2
20/1	161	52,8 47,9 45,0 40,4 51,7 47,8	47,6	3,8 3,7 3,4 3,7 3,4 2,9	3,4
20/2	149	48,0 36,0 45,6 47,6 44,1 19,2	40,0	2,3 2,5 3,6 3,1 3,1 3,0	2,9
20/3	81	51,4 52,2 56,2 45,2 48,7 53,5	51,2	2,7 3,0 3,1 3,1 3,7 3,6	3,2

TABELA 3.1 - Resistências do Concreto A j Dias de Idade (em MPa)

MODELO	$f_{c,28,i}$	$\bar{f}_{c,28}$	$f_{t,28,i}$	$\bar{f}_{t,28}$
18/1	32,42 38,79 36,13 34,19 36,37 35,89	35,63	3,76 3,95 2,73 3,76 3,39 2,73	3,39
18/2	32,79 33,64 31,54 36,68 33,96 32,24	33,48	2,41 2,69 2,88 3,34 3,25 3,80	3,06
18/3	34,63 38,29 37,38 41,78 37,87 34,47	37,40	3,52 3,52 2,76 2,85 3,43 3,33	3,24
19/1	37,86 39,47 37,62 39,15 33,60 36,17 37,70 22,67 41,56	36,20	3,20 3,48 3,38	3,35
19/2	37,50 35,48 37,34 37,82 38,55 34,60 35,97 37,02 34,27	36,51	3,20 3,29 3,39	3,29
19/3	43,21 40,98 38,57 43,13 33,75 42,50	40,36	3,20 3,20 2,91 3,30 3,01 3,11	3,12
20/1	42,58 38,63 36,29 32,58 41,69 38,55	38,39	3,57 3,48 3,20 3,48 3,20 2,73	3,28
20/2	38,93 29,20 36,98 38,61 35,77 15,57	32,51	2,17 2,34 3,39 2,92 2,92 2,83	2,76
20/3	43,89 44,58 47,99 38,60 41,59 45,69	43,72	2,59 2,88 2,97 2,97 3,55 3,45	3,07

TABELA 3.2 - Resistências do Concreto Referidas A 28 Dias de Idade (em MPa)

3.1.2 - Aço

A seguir, na tabela 3.3 e nas figuras 3.2 e 3.3, estão os resultados dos ensaios dos aços CA-25 e CA-50A utilizados. Nos diagramas, o salto vertical é possivelmente devido a um escorregamento das garras que prendiam as barras de aço.

Aço	ϕ (mm)	A_s (cm ²)	f_y (MPa)	f_{st} (MPa)	E_s (MPa)
CA-25	6	0,323	520,1	619,1	————
		0,323	529,4	619,1	209623
		0,326	521,4	613,4	————
		0,326	527,6	604,2	184049
CA-50A	10	0,798	548,2	815,5	————
		0,790	552,4	823,7	191000
		0,810	566,7	814,1	201000
		0,808	549,5	800,2	————

TABELA 3.3

Com esses resultados, obteve-se:

$$\text{Aço CA-25} = \bar{f}_y = 524,6 \text{ MPa}; \delta = 0,87\%; s = 4,56 \text{ MPa}$$

$$\text{Aço CA-50A} = \bar{f}_y = 554,2 \text{ MPa}; \delta = 1,54\%; s = 8,53 \text{ MPa}$$

Nota-se que o aço adquirido como CA-25 revelou-se CA-50. Todavia, como se mostrará no parágrafo 4.2.4, essa maior resistência da armadura transversal não afetou os resultados, pois as tensões nos estribos ficaram abaixo da tensão de escoamento do CA-25.

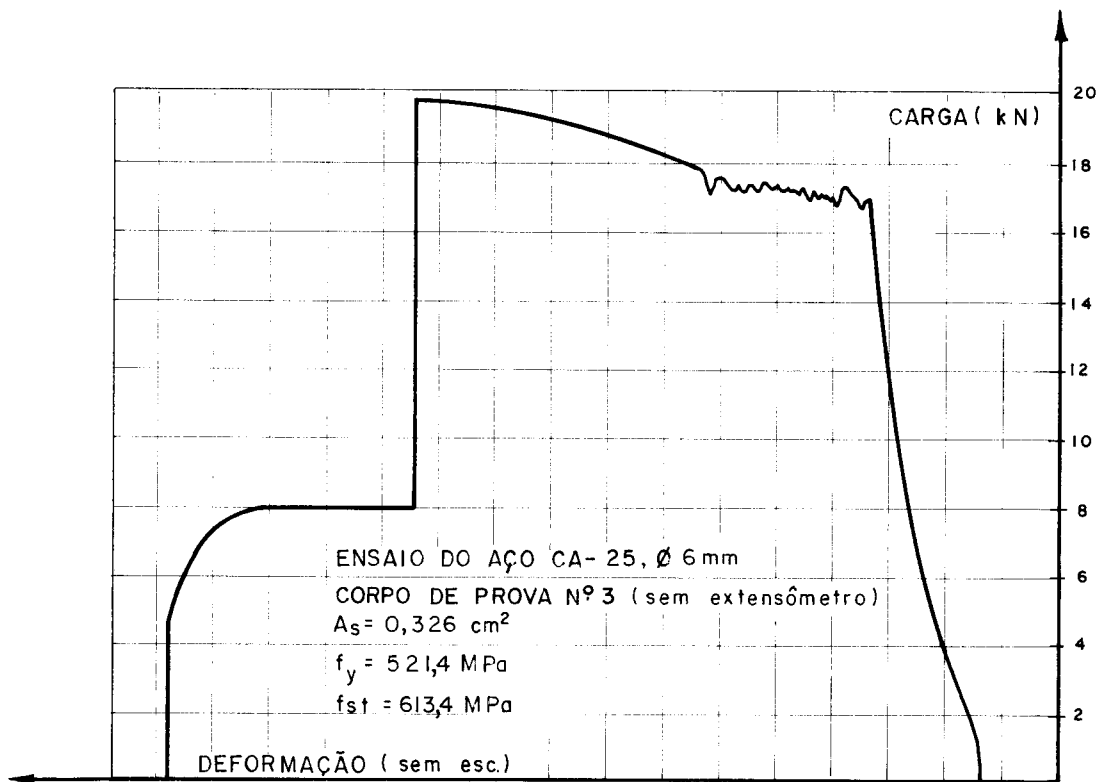
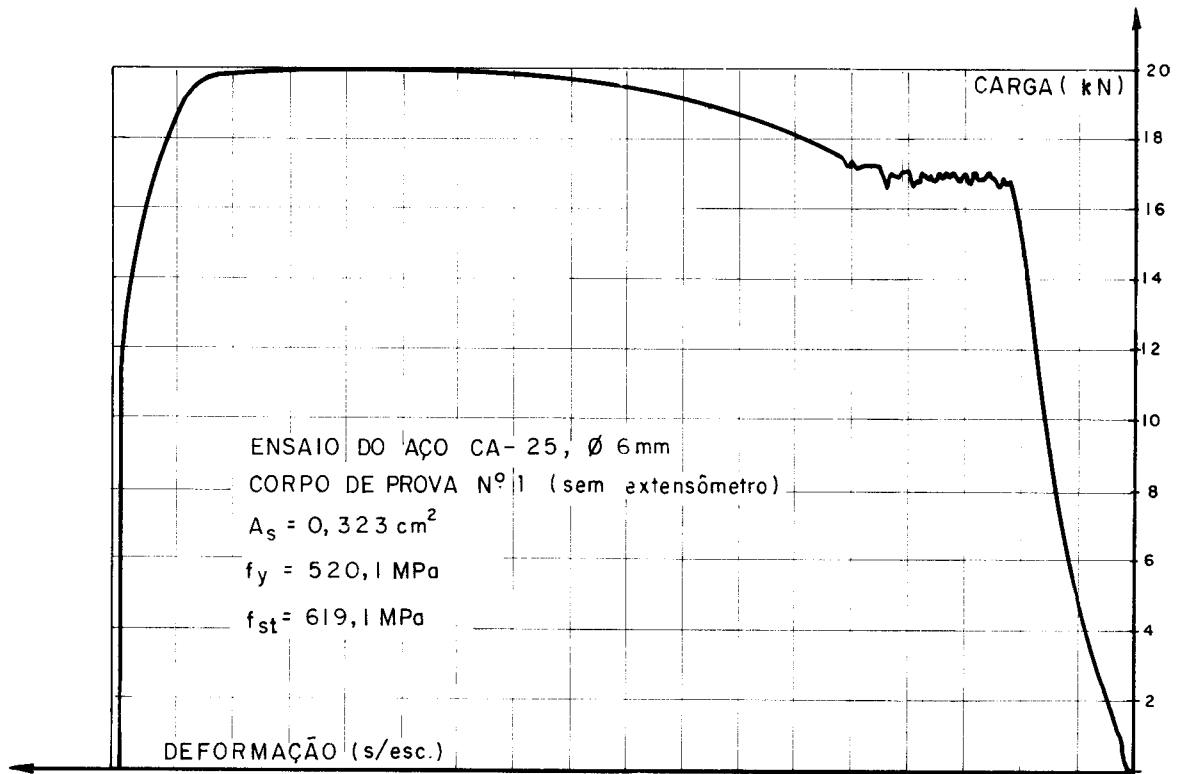


FIGURA 3.2

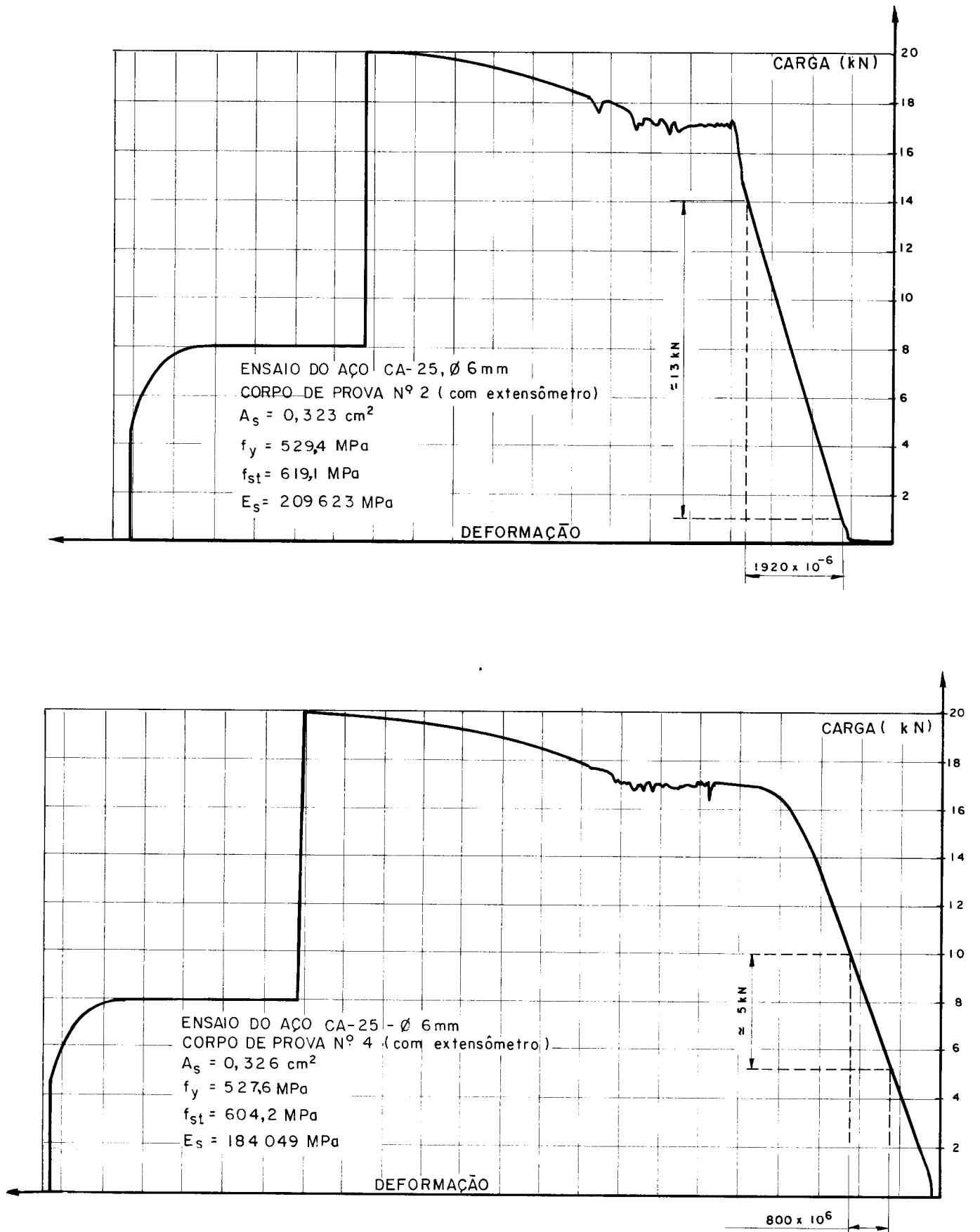


FIGURA 3.3

3.1.3 - Ancoragens especiais

A tabela 3.4 contém os resultados da força necessária ao arrancamento das barras de aço dos blocos de concreto nos ensaios de ancoragem, onde P é a máxima carga atingida. As barras estavam presas aos blocos por meio de 3 porcas, com exceção da peça número 7, presa apenas com duas porcas; nesta, as roscas foram danificadas com a aplicação da carga.

Peça	P(kN)
1	431,0
2	412,5
3	412,5
4	432,5
5	425,0
6	415,0
7	405,0

TABELA 3.4

3.2 - Elementos - de - Laje

3.2.1 - Considerações gerais

Apresentam-se a seguir todos os resultados de interesse obtidos nos ensaios dos modelos; serão simplesmente expostos, ficando a análise para o próximo capítulo, evitando assim citações de resultados ainda não apresentados e repetições desnecessárias de comentários.

No próximo parágrafo (§ 3.2.2), através de uma tabela e dois gráficos, são apresentadas as cargas de ruína dos elementos-de-laje 18, 19 e 20; a tabela 3.5 contém todas as cargas e as características principais dos modelos, e nos dois gráficos os resultados estão juntamente com os dos elementos-de-laje 6, 7, 10 e 11 da primeira fase da pesquisa e que se relacionam com aqueles aqui em estudo.

Em 3.2.3, além de uma tabela com as aberturas das fissuras dos modelos em diversas fases do carregamento, encontram-se documentadas fotograficamente as configurações de ruína de todos eles.

Nos parágrafos seguintes apresentam-se gráficamente (uma curva por ponto instrumentado) as deformações na armadura de flexão (§ 3.2.4), nos estribos (§ 3.2.5) , nos ganchos (§ 3.2.6) e nas faces inferior (§ 3.2.7) e laterais (§ 3.2.8) da laje dos modelos instrumentados.

Os deslocamentos transversais, medidos em todos os modelos, estão no parágrafo 3.2.9.

Devido ao elevado número de pontos instrumentados em cada tipo de elemento (armadura de flexão, estribos, ganchos, faces inferior e laterais), para cada um desses elementos as curvas foram distribuídas em um número adequado de gráficos, de acordo com o grau de afinidade entre

os pontos - por exemplo, para a armadura de flexão foram colocados em um mesmo gráfico curvas de pontos de uma mesma barra e de barras de uma mesma direção; dos estribos foram colocados em um mesmo gráfico curvas relativas a pontos aproximadamente equidistantes das faces do pilar.

3.2.2 - Cargas de ruína

A tabela 3.5 contém as cargas de ruína e as principais características de todos os modelos que compõem os elementos-de-laje 18, 19 e 20.

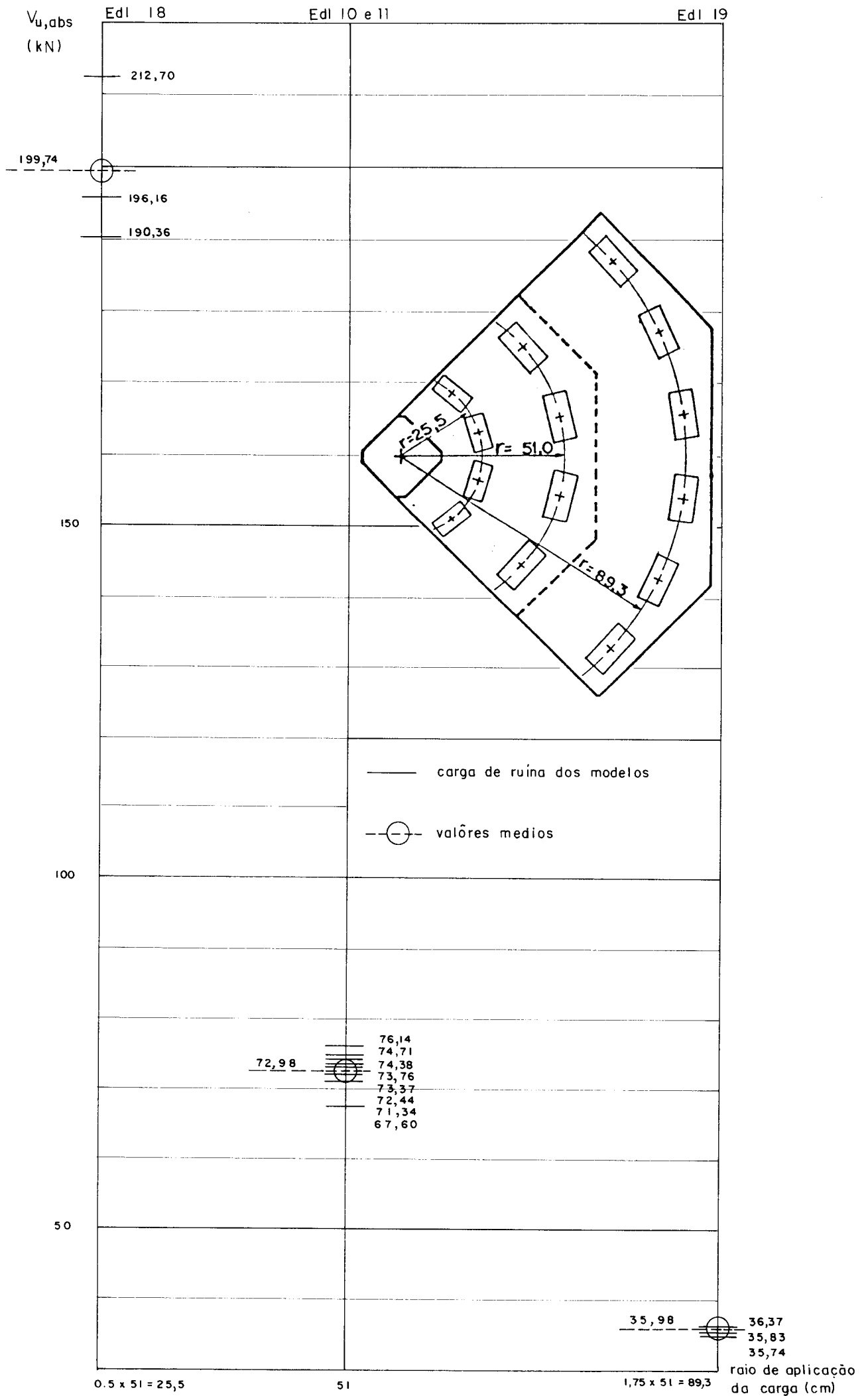
No gráfico da figura 3.4 estão os resultados dos elementos-de-laje 10, 11, 18 e 19, os dois primeiros pertencentes à primeira fase da pesquisa. Esses elementos-de-laje têm características construtivas iguais - armadura de flexão, quantidade de estribos, ganchos, espessura da laje e dimensões do pilar -, mas diferem quanto à aplicação da carga nos modelos - os elementos-de-laje 10 e 11 tem raio de aplicação da carga $r = 51$ cm, o 18 tem $r = 25,5$ cm ($51/2$) e o 19 tem $r = 89,3$ cm ($1,75 \times 51$); entre si os elementos-de-laje 10 e 11 diferem apenas quanto à armadura inferior onde foram ancorados os estribos.

Os resultados referentes ao elemento-de-laje 20 são mostrados no gráfico da figura 3.5, juntamente com os resultados dos elementos-de-laje 6 e 7 da fase anterior; esses elementos-de-laje diferem entre si apenas quanto aos ganchos de ancoragem da armadura de flexão, presentes nos 6 e 7 e ausentes no 20; entre os elementos-de-laje 6 e 7 a diferença está somente na armadura inferior de ancoragem dos estribos. Em todos os ensaios dos modelos desses elementos-de-laje o raio de aplicação da carga foi 51 cm.

MODELO	IDADE (DIAS)	ESTRIBOS	GANCHOS	r (cm)	$\frac{r}{51}$	V _{u, OBS} (kN)	f _{cj} (MPa)	f _{tj} (MPa)	IDADE (DIAS)
18/1	159					196,16	44,1	3,6	162
18/2	241	Sim		25,5	0,50	190,36	42,9	3,3	242
18/3	84					212,70	45,0	3,4	97
					Média	199,74			
19/1	160					36,37	45,0	3,5	168
19/2	155	Sim		89,3	1,75	35,83	45,2	3,5	161
19/3	59					35,74	45,2	3,2	65
					Média	35,98			
20/1	103					66,33	47,6	3,4	161
20/2	93	Não	Não	51,0	1,00	59,92	40,0	2,9	149
20/3	80					59,86	51,2	3,2	81
					Média	62,03			

- Nos modelos com estritos, um em cada nó da região crítica;
 - r → raio do arco de circunferência de aplicação da carga;
 - 51 cm → raio do arco de circunferência de aplicação da carga utilizado na primeira fase da pesquisa;
 - V_{u, OBS} → carga de ruína dos modelos observada nos respectivos ensaios.

TABELA 3.5



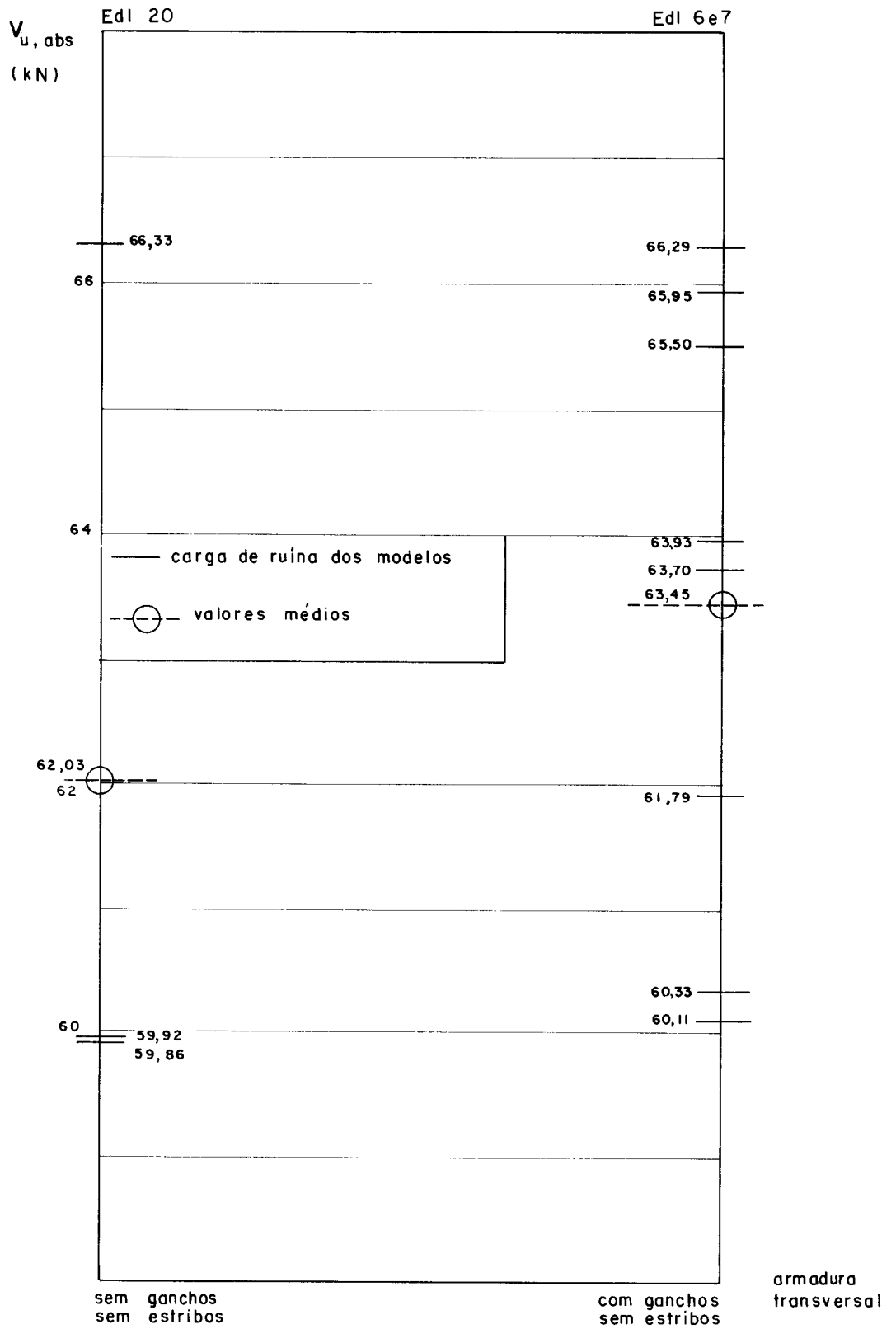


FIGURA 3.5

3.2.3 - Fissuração e configurações de ruína

Encontra-se a seguir a tabela 3.6, que contém os valores máximos das aberturas das fissuras em diversas fases do carregamento, medidas com régua de comparação LNEC, em décimos de milímetros.

A configuração de ruína de todos os modelos é documentada através de uma série fotográfica (figuras 3.6 a 3.14); as fissuras foram repassadas com tinta a óleo, para melhor clareza, embora não seja possível visualizar suas aberturas. Ao lado das fissuras, indica-se a fase em que a mesma foi observada pela primeira vez, sendo que as da última fase, quando não foi atingido o extremo do estágio de carregamento, são indicadas com a letra F.

MODELO	ABERTURA DAS FISSURAS (décimos de mm)							
	FASE							
	5	7	10	13	15	18	20	F
18/1	0,5	—	1,0	1,5	3,5	5,0	7,0	—
18/2	0,5	—	0,8	2,0	3,0	16,0	—	—
18/3	0,5	—	0,8	1,5	3,0	4,0	14,0	14,0 (fase 21)
19/1	1,5	2,0	3,0	4,5	7,0	—	—	20,0 (fase 16)
19/2	1,0	1,5	2,0	2,0	3,5	4,5	6,5	9,5 (fase 22)
19/3	1,0	2,0	2,5	4,5	7,0	—	—	18,0 (fase 16)
20/1	0,5	—	2,0	3,0	3,5	4,0	7,5	—
20/2	0,5	—	2,0	3,0	4,0	—	—	—
20/3	0,5	—	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0	5,5 (fase 22)

TABELA 3.6

RESUMO

Sistemas estruturais de edifícios de concreto armado com vários pavimentos, constituídos de lajes apoiadas diretamente sobre pilares sem capitães (lajes-cogumelo sem capitães), têm sido largamente utilizados.

A ligação entre a laje e o pilar é geralmente a região mais crítica desses sistemas estruturais em termos de resistência, pois os efeitos das cargas sobre a laje (forças cortantes e momentos fletores) concentram-se nessa região, podendo causar a punção dessas lajes. Quando existem momentos fletores não balanceados, eles são transferidos da laje para o pilar, agravando ainda mais o problema, principalmente nas situações em que os pilares se situam nas bordas ou cantos das lajes, pois esses momentos são máximos e a parte do pilar em contacto com a laje é menor.

Para aumentar a resistência da ligação, uma armadura de punção (barras dobradas ou estribos) pode ser colocada na vizinhança do pilar.

Este trabalho, referente a casos de pilares em cantos, visou a dar novas contribuições ao problema, já estudado por MARTINELLI (1974) que procurou, principalmente, analisar a contribuição da armadura de punção - no caso estribos verticais - na resistência da ligação; aqui as finalidades principais foram verificar que influência, como armadura de punção, têm os ganchos de ancoragem da armadura de flexão, e também como afetam a resistência da ligação situações onde predominam forças cortantes ou momentos fletores. Nos três modelos ensaiados, os ganchos, pela quantidade e pela localização, tiveram influência desprezível. Por outro lado, os seis modelos ensaiados romperam sempre por flexão, mesmo nos três em que se exaltou a influência da força cortante.

"Se o Senhor não edificar a casa, em vão trabalham os que a edificam".

Salmo 127a.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente, quero agradecer a todos que de alguma forma possibilitaram a realização deste trabalho, destacando aqueles que participaram de forma direta:

- ao professor Dante A. O. Martinelli, orientador dedicado, que com suas idéias, sugestões e conselhos foi o responsável direto pela execução e conclusão deste trabalho;
- a Jorge Campiteli Ferreira, por ter me introduzido no campo da pesquisa experimental, me orientando e, posteriormente, mesmo distante, acompanhando o trabalho com opiniões sempre importantes;
- a Toshiaki Takeya, cuja preciosa colaboração seria impossível discriminar;
- a Dauro Ribeiro da Silva, principalmente pela participação nos ensaios e pelas sugestões sempre valiosas e fundamentais;
- a Fatima A. G. Ciapina, pela importante colaboração na pesquisa bibliográfica;
- a Guarino, Pedro, Tomás, Caetano, Jorge, Waldir, Mauri e José, técnicos e funcionários do laboratório, pela execução da parte experimental;
- a Paulinho e Raimundo, pelos desenhos;
- a Denise, Maria Cecília e Vilma, pela datilografia deste trabalho;
- a D. Vilma, Rui e Raul, pela datilografia de planos e relatórios;
- aos professores da Escola de Engenharia de São Carlos e em particular aos do Departamento de Estruturas, responsáveis pela minha formação;

- aos professores do Departamento de Engenharia de Produção da UFSCar;
- à minha esposa, Mariangela, pelo incentivo, compreensão, carinho e ajuda;
- aos meus pais, Jasson e Maria, por tudo que significam para mim como exemplo de vida e amor e também pela ajuda material que nunca me faltou.

Finalmente, às Instituições que também permitiram a execução deste trabalho:

- Escola de Engenharia de São Carlos e Departamento de Estruturas;
- Universidade Federal de São Carlos;
- Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, pela concessão de auxílios e bolsas.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 - Preliminares	1
1.2 - A punção nas lajes-cogumelo	5
1.2.1 - O problema da punção	5
1.2.2 - Principais estudos sobre o problema da punção	8
1.2.2.1 - Lajes sem armadura de punção	9
1.2.2.2 - Lajes com armadura de punção	15
1.2.2.3 - Casos assimétricos	20
1.2.3 - Especificações e regulamentos	25
1.2.3.1 - ACI 318-77	28
1.2.3.2 - Código-Modelo CEB/FIP para es truturas em concreto - 1978	33
1.2.3.3 - NB-1/78	38
1.3 - O estudo dos cantos	42
1.3.1 - Descrição	43
1.3.2 - Principais resultados	53
1.3.2.1 - Cargas de ruína	53
1.3.2.2 - Configurações de ruína	54
1.3.3 - Principais conclusões	56
1.4 - Objetivos deste estudo	58
1.4.1 - Relação momento-fletor força-cortan te	59
1.4.2 - Ganchos de ancoragem da armadura de flexão	61
2. OS MODELOS E OS ENSAIOS	62
2.1 - Os modelos	62
2.1.1 - Características comuns aos três ele mentos-de-laje	62
2.1.2 - Elemento-de-laje 18	67
2.1.3 - Elemento-de-laje 19	71
2.1.4 - Elemento-de-laje 20	74

2.2 - Ensaaios	78
2.2.1 - Ensaaios dos modelos - dispositivos e procedimento	78
2.2.2 - Ensaaios acessórios	83
2.2.2.1 - Concreto	83
2.2.2.2 - Aço	84
2.2.2.3 - Ancoragens especiais	84
3. RESULTADOS DOS ENSAIOS	86
3.1 - Ensaaios acessórios	86
3.1.1 - Concreto	86
3.1.2 - Aço	89
3.1.3 - Ancoragens especiais	92
3.2 - Elementos-de-laje	93
3.2.1 - Considerações gerais	93
3.2.2 - Cargas de ruína	95
3.2.3 - Fissuração e configurações de ruína	99
3.2.4 - Deformações das armaduras de flexão	109
3.2.5 - Deformações dos estribos	114
3.2.6 - Deformações dos ganchos	117
3.2.7 - Deformações na face inferior das la jes	117
3.2.8 - Deformações nas faces laterais das lajes	121
3.2.9 - Deslocamentos transversais	126
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS, CONCLUSÕES	129
4.1 - Preliminares	129
4.2 - Análise dos resultados	130
4.2.1 - Cargas de ruína	130
4.2.2 - Fissuração e configurações de ruí na	136
4.2.3 - Deformações das armaduras de flexão	139
4.2.4 - Deformações das armaduras transver sais	141

4.2.5 - Deformações na face inferior das lajes	143
4.2.6 - Deformações nas faces laterais das lajes	145
4.2.7 - Deslocamentos transversais	146
4.3 - Conclusões	150
4.4 - Prosseguimento da pesquisa	157
BIBLIOGRAFIA	158
ANEXO	175

NOTAÇÕES

- a - lado do pilar de seção quadrada ou diâmetro do circular (eq. 4 - pg. 12) (*)
- b - perímetro a uma distância d do pilar (eq. 1 pg. 9)
- b_0 - perímetro a uma distância d/2 do pilar nos códigos do ACI (pg. 26)
- b_x, b_y - (pg. 36)
- c_1 - dimensão do pilar retangular (ou equivalente) na direção do momento fletor - ACI 318-77 (pg. 32)
- c_2 - dimensão do lado perpendicular a c_1 (pg. 32)
- d - altura útil da laje (eq. 1 - pg. 9)
- d_x - altura útil na direção x (pg. 37)
- d_y - altura útil na direção y (pg. 37)
- e - excentricidade, em relação ao centróide da área carregada, da força cortante (eq. 10 - pg. 20)
- e_x, e_y - (pg. 36)
- f_c - resistência à compressão do concreto determinada em corpos de prova cilíndricos (eq. 2 - pg. 11)
- f'_c - resistência à compressão do concreto nos códigos do ACI (pg. 25)
- f_{ck} - resistência característica do concreto à compressão (pg. 37)
- f_{ctd} - (pg. 27)
- f_{tk} - resistência característica do concreto à tração (pg. 86)
- f_y - resistência de escoamento do aço à tração (pg. 11)

(*) A indicação entre parêntesis refere-se à primeira vez que o símbolo aparece.

- f_{ya} - (pg. 27)
 f_{yd} - resistência de cálculo do aço à tração (pg. 38)
 h - espessura da laje (pg. 25)
 ℓ - vão dos painéis de laje, quadrados (pg. 11)
 n - (pg. 26)
 p - perímetro do pilar, só se considerando os lados em contato com a laje (eq. 2 - pg. 11)
 q - (pg. 11)
 q_e - (pg. 12)
 q_v - (eq. 7 - pg. 17)
 r - lado do pilar quadrado (ou equivalente) (pg. 11); raio do arco de círculo de aplicação da carga nos modelos (pg. 43)
 s - desvio padrão (pg. 14)
 u - perímetro do contorno crítico distante $d/2$ do pilar (eq. 1 - pg. 9)
 v_{Rd} - esforço cortante resistente de cálculo por unidade de comprimento (pg. 34)
 v_{Rd1} - (pg. 37)
 v_{Rd2} - (pg. 37)
 v_{Sd} - esforço cortante solicitante de cálculo por unidade de comprimento (pg. 34)
 x - relação água-cimento (pg. 83)
 A_t - área da seção transversal da armadura de punção (eq. 7 - pg. 17)
 A_v - área da seção transversal da armadura de cisalhamento no ACI 318-77 (pg. 30)
 F_d - carga de punção de cálculo - CEB/72 (pg. 27)
 M - momento fletor (pg. 2)

- N_1, N_2, N_c, N_α - (pg. 12)
- V - força cortante (pg. 2)
- V_c - força cortante resistente devida ao concreto (pg. 29)
- V_{calc} - (pg. 14)
- V_f - força cortante na ruptura à flexão (eq. 2 - pg. 11)
- V_L, V_{L1}, V_{L2} - (pg. 14)
- V_n - força cortante resistente (pg. 29)
- V_{obs} - carga medida em ensaios (pg. 14)
- V_p - força cortante na ruptura à punção (eq. 2 - pg. 11)
- V_{po} - (eq. 10 - pg. 20)
- V_{Rd} - força cortante resistente de cálculo ao longo da seção crítica (pg. 34)
- V_s - força cortante resistente devida à armadura de cisalhamento (pg. 30)
- V_{Sd} - força cortante solicitante de cálculo ao longo da seção crítica (pg. 34)
- V_t - contribuição da armadura de punção segundo Moe (eq. 8 - pg. 17)
- V_u - força cortante atuante na seção segundo o ACI 318-77 (pg. 29)
- V_{ut} - contribuição da armadura de punção segundo Langendonck (eq. 9 - pg. 19)
- α - inclinação, em relação ao plano da laje, da armadura de punção (eq. 7 - pg. 17)
- β_c - (pg. 29)
- γ_c - coeficiente de minoração da resistência do concreto (pg. 27)
- γ_v - (pg. 32)

- δ - coeficiente de variação (pg. 86)
 ϵ - deformação específica - gráficos dos itens 3.1 e 3.2
 κ - (pg. 37)
 ρ - porcentagem geométrica da armadura longitudinal (pg. 11)
 $\rho_l, \rho_{lx}, \rho_{ly}$ - (pg. 37)
 τ - tensão nominal ou convencional de cisalhamento (eq. 1 - pg. 9)
 τ_{Rd} - (pg. 37)
 ϕ - (pg. 27)

UNIDADES

As unidades utilizadas foram as do Sistema Internacional (SI), admitindo-se:

$$1 \text{ MPa} \cong 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN} \cong 100 \text{ kgf}$$

notando-se, porém, que as medidas foram feitas em kgf.

1. INTRODUÇÃO

1.1 - Preliminares

Sistemas estruturais onde as lajes são apoiadas diretamente sobre pilares, sem o uso de vigas - as chamadas lajes-cogumelo, têm sido largamente utilizados em diversos países, principalmente em edifícios de vários pavimentos em concreto armado. Será analisado aqui o problema da ligação laje-pilar em lajes-cogumelo sem capitéis.

Essas lajes são planas e de espessura constante - Flat Plates, Planchers - Dalles, Flachdecken, que diferem das Flat Slabs, Dalles-Champignons, Pilzdecken, respectivamente, pela ausência dos capitéis. Lajes-cogumelo com capitéis foram primeiramente utilizadas por TURNER (1905)* nos Estados Unidos.

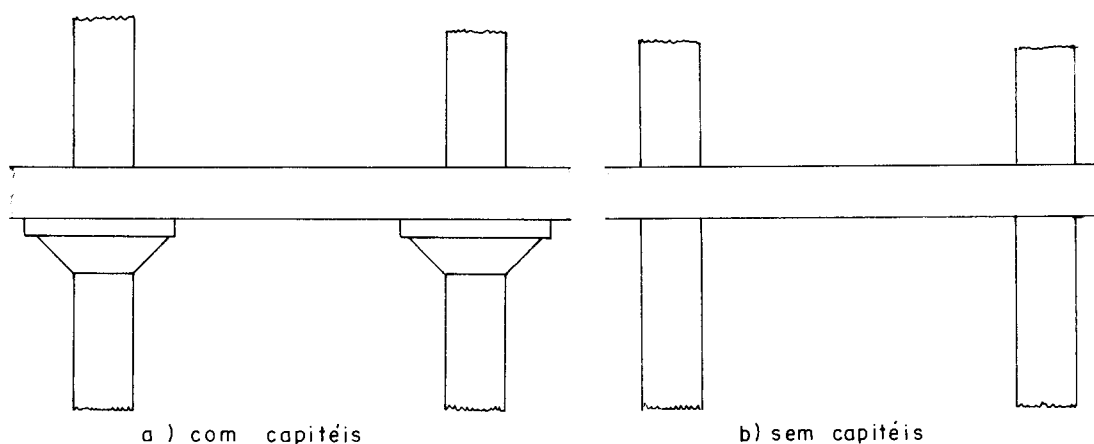


FIGURA 1.1 - LAJES-COGUMELO

Fatores construtivos, econômicos e arquitetônicos têm determinado o uso crescente desse sistema estrutural nos últimos anos. Como fatores construtivos entende-se

(*) Autor e data identificam as referências bibliográficas, ordenadas alfabeticamente no final do trabalho.

a simplificação da execução das formas e armaduras e da concretagem; isso implica em economia de material e mão-de-obra e em menor tempo de construção. Arquitetonicamente, ele tem sido preferido pela maior facilidade na execução de instalações e, principalmente, por razões estéticas.

A ligação entre a laje e o pilar é geralmente a região mais crítica desses sistemas estruturais em termos de resistência, pois aí atuam forças cortantes de altas intensidades, que podem ocasionar a ruína por punção dessas lajes.

Esse problema é agravado quando há transferência de momentos não balanceados da laje para o pilar, tornando-se crítico nos casos de pilares de bordas e cantos, quando o momento não balanceado é máximo e a seção em torno do pilar em contato com a laje é menor.

Neste trabalho, referente aos pilares de cantos, duas situações distintas foram analisadas, como se diz mais detalhadamente no item 1.4: primeiramente, que influência na ruína da ligação tem a relação momento fletor - força cortante (M/V) nela atuante; em segundo lugar, se os ganchos de ancoragem da armadura de flexão trabalham como armadura transversal (armadura de punção - § 1.2.2.2), ocasionando algum acréscimo na resistência da ligação, além do que se obteria com os estribos.

Em fins de 1972 foi instaurado, no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, amplo projeto de pesquisa sugerido pelo Prof. Telemaco Van Langendonck e do qual este trabalho é parte integrante, constituindo-se em sua terceira fase (EdL 18, 19, 20 - tabela 1.1).

A primeira fase (EdL 1 a 14 - tabela 1.1), executada e relatada por MARTINELLI (1974), também foi dedicada a situações de pilares em cantos, e a esta terceira fase está intimamente ligada; a segunda fase (EdL 15, 16, 17 - tabela 1.1), tratando de pilares nas bordas já foi executada, tendo sido sumariamente relatada, juntamente com a primeira fase, por MARTINELLI, FERREIRA E TAKEYA (1975,

EdL	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)	(i)
1	C	I	AT ₂	G	10,0	1,37	U	PBC	1
2						P			
3			U						
4				AT ₁		T			
5			AT ₄	G					
6 (A ₁)		AT ₁	T						
7 (B ₁)				AT ₂		G			
8 (A ₂)		AT ₃	T						
9 (B ₂)				AT ₄		G			
10 (A ₃)		T							
11 (B ₃)			G						
12 (A ₄)		T							
13 (B ₄)			G						
14 (A ₅)		T							
15	M		II	AT ₁	G	1,0	J	PNB	3
16		AT ₃							
17		AT ₄							
18	C	AT ₃		S	0,5				
19		AT ₀			1,75				
20	M	AT ₃		G	1,0			PPFL	
21		AT ₀							
22	C	III		AT ₃	G			PPFL	
23									
24	IV							7,5	
25									
26	IV	7,5							
27				C	IV			7,5	
28	M	III							
29			C	IV	7,5	PNB			
30	M	III					10,0		
31			C	IV	7,5	PNB			
32	M	III					10,0		
33			C	IV	7,5	PNB			
34	M	III					10,0		
35			C	IV	7,5	PNB			
36	M	III					10,0		
37			C	IV	7,5	PNB			
38	M	III					10,0		
39			C	IV	7,5	PNB			
40	M	III					10,0		
41			C	IV	7,5	PNB			
42	M	III					10,0		
43			C	IV	7,5	PNB			
44	M	III					10,0		
45			C	IV	7,5	PNB			
46	M	III					10,0		
47			C	IV	7,5	PNB			
48	M	III					10,0		
49			C	IV	7,5	PNB			
50	M	III					10,0		
51			C	IV	7,5	PNB			
52	M	III					10,0		
53			C	IV	7,5	PNB			
54	M	III					10,0		
55			C	IV	7,5	PNB			
56	M	III					10,0		
57			C	IV	7,5	PNB			
58	M	III					10,0		
59			C	IV	7,5	PNB			
60	M	III					10,0		
61			C	IV	7,5	PNB			
62	M	III					10,0		
63			C	IV	7,5	PNB			
64	M	III					10,0		
65			C	IV	7,5	PNB			
66	M	III					10,0		
67			C	IV	7,5	PNB			
68	M	III					10,0		
69			C	IV	7,5	PNB			
70	M	III					10,0		
71			C	IV	7,5	PNB			
72	M	III					10,0		
73			C	IV	7,5	PNB			
74	M	III					10,0		
75			C	IV	7,5	PNB			
76	M	III					10,0		
77			C	IV	7,5	PNB			
78	M	III					10,0		
79			C	IV	7,5	PNB			
80	M	III					10,0		
81			C	IV	7,5	PNB			
82	M	III					10,0		
83			C	IV	7,5	PNB			
84	M	III					10,0		
85			C	IV	7,5	PNB			
86	M	III					10,0		
87			C	IV	7,5	PNB			
88	M	III					10,0		
89			C	IV	7,5	PNB			
90	M	III					10,0		
91			C	IV	7,5	PNB			
92	M	III					10,0		
93			C	IV	7,5	PNB			
94	M	III					10,0		
95			C	IV	7,5	PNB			
96	M	III					10,0		
97			C	IV	7,5	PNB			
98	M	III					10,0		
99			C	IV	7,5	PNB			
100	M	III					10,0		

EdL - elemento-de-laje ou protótipo; a nomenclatura entre parêntesis foi a utilizada por MARTINELLI (1974);
(a) - tipo de elemento-de-laje: cantos (C) e bordas (M);
(b) - tipo de armadura de flexão da laje:
I - φ 3/8" (10 mm) em malhas de 2,5 x 7,3 cm²;
II - idem em malhas de 5,7 x 4,5 cm²;
III - φ 5/16" (8 mm) em malhas de 5,7 x 4,5 cm²;
IV - idem em malhas de 5,3 x 4,2 cm²;
(c) - tipo de armadura transversal da laje:
AT₀ - sem nenhuma armadura transversal
AT₁ - armadura transversal constituída somente pelos ganchos de ancoragem das barras de flexão da laje;
AT₂ - com ganchos e com estribos nos nós centrais da "região crítica";
AT₃ - com ganchos e com um estribo em todos os nós da "região crítica";
AT₄ - com ganchos e com dois estribos em todos os nós da "região crítica";
(d) - tipo de armadura inferior da laje, onde é ancorada a extremidade inferior dos estribos:
G - prolongamento dos ganchos de ancoragem das barras de flexão;
T - tela de malhas retangulares (5,7 x 4,5 cm²), de ferros φ 3/16" (4,8 mm);
S - sem armadura inferior;
(e) - espessura da laje (cm);
(f) - razão entre o raio da circunferência de distribuição das cargas (concêntrica com o pilar) e o raio r = 51 cm utilizado na maioria dos ensaios já executados;
(g) - pilar superior:
P - simulado por um prisma de peroba;
J - de concreto, construído monolítico com a restante de cada peça;
U - sem pilar superior, indicando pilar último ou único
(h) - plano de atuação do momento fletor, dependendo da posição da resultante sobre a laje (centro do pilar sempre cortido no plano do momento):
PBC - plano bissetor do canto; PDP - plano diagonal do pilar;
PNB - plano normal à borda; PPFL - plano paralelo ao da face lateral da laje;
(i) - número de peças ensaiadas por elemento-de-laje.

TABELA 1.1

1976) e é objeto da Dissertação de Mestrado deste último autor, sendo aí exposta em pormenores; uma quarta fase (EdL 22, 27, 28 - tabela 1.1), também referente às bordas, já teve a fase experimental executada.

Neste primeiro capítulo (item 1.2, §§ 1.2.1, 1.2.2) dá-se uma visão geral do problema da punção em lajes-cogumelo, citando os trabalhos mais expressivos; o parágrafo 1.2.3 é dedicado aos principais regulamentos sobre o assunto. No item 1.3 dedica-se especial atenção à primeira fase do projeto de pesquisa citado, por estar ela diretamente ligada a esta terceira fase; em 1.4 diz-se detalhadamente dos objetivos desta pesquisa.

No capítulo segundo descrevem-se os modelos e sua instrumentação (item 2.1), seus ensaios e os ensaios acessórios (item 2.2).

O capítulo terceiro limita-se à apresentação dos resultados obtidos nos ensaios acessórios (concreto, aço, ancoragem) e principais (modelos), de modo que a análise, no capítulo quarto, seja feita após visão global desses resultados, não acontecendo assim referências a resultados ainda não apresentados; ainda no quarto capítulo estão as conclusões a que se pôde chegar, encerrando-se o capítulo com novas sugestões sobre o prosseguimento da pesquisa.

Julgou-se de utilidade, para o leitor, divulgar, no final do trabalho, a relação completa da bibliografia coletada durante a pesquisa, embora apenas uma parte tenha sido efetivamente empregada (as assinaladas com (*) na relação bibliográfica).

Finalmente, em anexo, encontram-se as tabelas das cargas, deformações e deslocamentos transversais medidos nos ensaios.

1.2 - A Punção nas Lajes-Cogumelo

1.2.1 - O Problema da punção

Nas lajes-cogumelo sem capitêis, a ligação entre a laje e o pilar é a região mais crítica em termos de resistência, pois a concentração de momentos fletores e forças cortantes - que entretanto decrescem rapidamente à medida que seções mais afastadas do pilar são consideradas - pode causar a punção dessas lajes.

Em um painel, os pilares podem se situar no interior, nas bordas e nos cantos, e a laje estar sujeita, em relação ao pilar, a carregamentos simétricos ou assimétricos, sendo que neste último caso há transferência de momentos da laje para o pilar. Carregamentos assimétricos ocorrem mesmo em pilares interiores, devido a cargas laterais (ação de vento ou terremoto) ou a cargas não balanceadas (carregamentos assimétricos nos painéis, diferença de espaçamento entre pilares de painéis consecutivos, carregamentos desiguais em pilares, recalques, retrações, deformações lentas, etc).

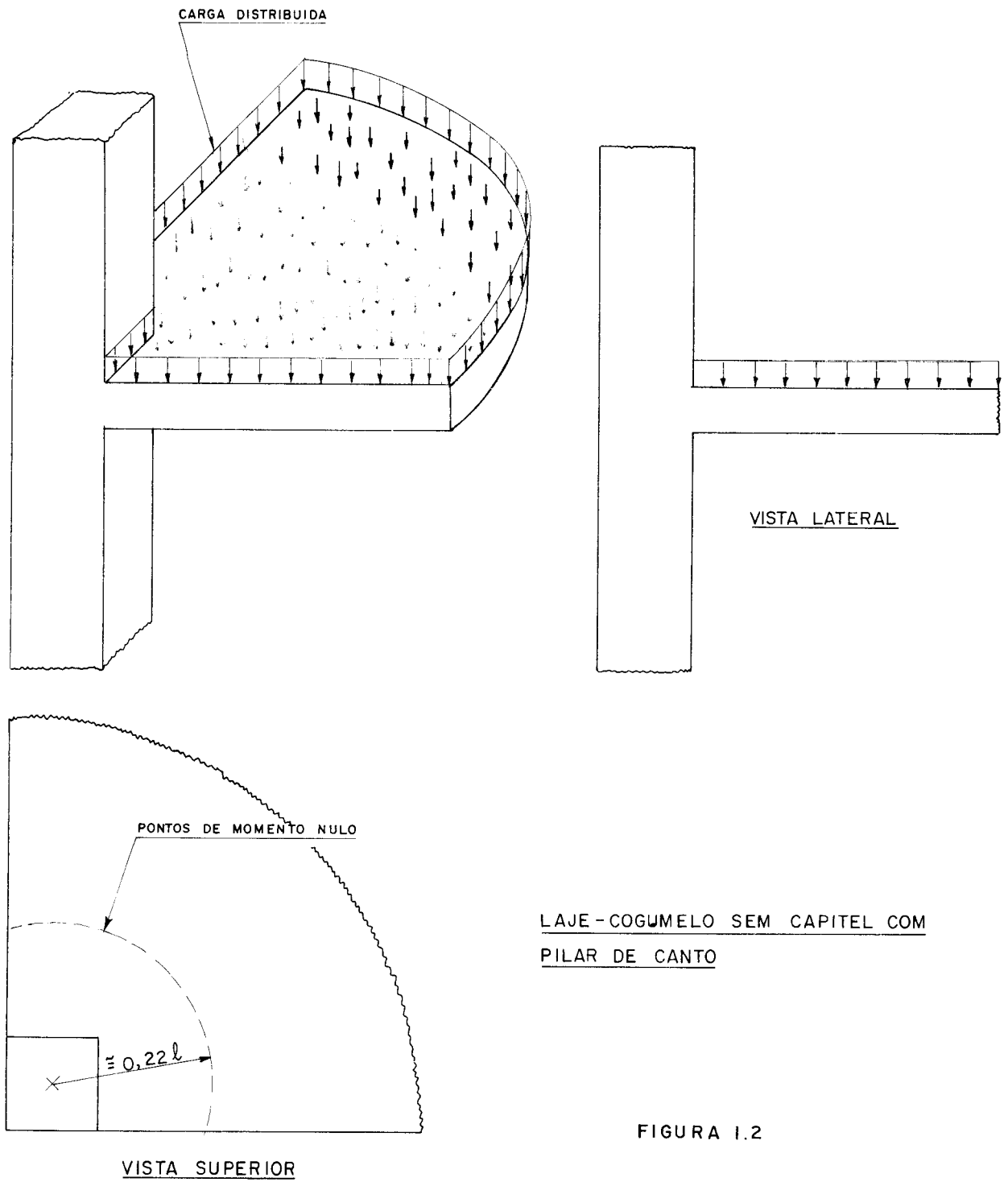
Algumas pesquisas, principalmente as de GRAF (1933), RICHART e KLUGE (1939), MOE (1961), HANSON e HANSON (1968), demonstraram que a transferência de momentos da laje para o pilar causa a diminuição da resistência da ligação à força cortante, devido às fissuras causadas pela flexão. No caso de pilares exteriores (bordas e cantos) a situação é ainda agravada, pois além dos momentos não balanceados serem máximos, a seção periférica em torno do pilar é diminuída pela presença das bordas livres.

Na ligação laje-pilar podem ocorrer três tipos de ruptura: por flexão - ação predominante do momento fletor -, quando toda a armadura de flexão atinge a tensão

de escoamento, esgotando assim a capacidade da laje; por punção - ação predominante da força cortante -, onde a laje rompe antes que a armadura de flexão atinja a tensão de escoamento; por flexo-punção, onde tanto o momento fletor quanto a força cortante têm ação significativa na ruína da ligação. No segundo caso, uma armadura de punção pode aumentar a resistência da ligação à força cortante, de modo que a resistência à flexão passe a ser crítica; isso, além de provocar um aumento na carga última, evita ruptura abrupta.

Os principais fatores que determinam ou influenciam a resistência da ligação são: a espessura da laje, as dimensões da seção transversal do pilar em relação à espessura da laje, a resistência do concreto, a relação entre o momento fletor e a força cortante na vizinhança da ligação, a armadura de flexão e a armadura transversal.

Como o conhecimento dos efeitos dessas variáveis envolvidas no projeto de lajes de concreto armado com vistas à punção é limitado, as especificações de projeto em vários países diferem consideravelmente, não são com respeito aos valores últimos permitidos para os esforços oriundos da força cortante, mas também quanto aos métodos de avaliação desses esforços. A figura 1.2 mostra um elemento-de-laje-cogumelo sem capitel com pilar de canto.



LAJE - COGUMELO SEM CAPITEL COM
PILAR DE CANTO

FIGURA 1.2

1.2.2 - Principais estudos sobre o problema da punção

A punção em lajes-cogumelo com pilares centrais e carregamento simétrico tem sido bastante estudada, não se encontrando, contudo, uma solução que seja aceita por unanimidade dos pesquisadores. Dentro desse caso as lajes são divididas em dois grupos: as sem armadura de punção e as com armadura de punção, cujos trabalhos mais significativos a respeito serão, resumidamente, relatados a seguir.

Relativamente aos casos assimétricos, os trabalhos existentes são em número bastante reduzido, e alguns deles também serão brevemente relatados aqui.

Diversos dos trabalhos e regulamentos citados não puderam ser consultados; suas principais conclusões são citadas a partir do que deles se diz em Boletins do CEB, publicações do ACI ou mesmo em artigos de outros autores. São eles os seguintes:

- TURNER (1905), citado por CORLEY, G. e HAWKINS, N.M. (1968);
- TALBOT (1913), citado no ACI Journal de março de 1962 (ACI - ASCE Committee 326) e no Bull. n° 50 do CEB de julho de 1965 (BERNAERT, M.S.);
- GRAF e BACH (1915), citado no ACI Journal, março de 1962;
- GRAF (1933), ACI Journal, março 1962;
- RICHART e KLUGE (1939), ACI Journal, março 1962, Bull. CEB, n° 50, julho de 1965;
- RICHART (1948), idem anterior;
- HOGNESTAD (1953), ACI Journal, março 1962, Bull. CEB n° 50, julho 1965 e n° 57, set. 1966, (BERNAERT, M.S., PUECH, M.C.);

- KINNUNEN e NYLANDER (1960), Bull. CEB nº 50 e 57;
- MOE (1961), ACI Journal, março 1962, Bull. CEB nº 50 e 57;
- "JOINT COMMITTEE" (1913, 1924), ACI Journal, março 1962;
- ACI de 1916, idem anterior;
- ACI 318-56; idem anterior;
- ACI 318-63, Bull. CEB nº 57, e nº 113, jan. 1979 (CORLEY; G);

1.2.2.1 - Lajes sem armadura de punção

O início do estudo pode ser atribuído a TALBOT (1913), que apresentou extensa pesquisa sobre o problema da resistência à força cortante em 197 sapatas (114 sob muro e 83 sob pilar) ensaiando-as até a ruptura, das quais aproximadamente vinte romperam por punção. Nessas, Talbot observou que a punção ocorreu segundo um tronco de cone com faces inclinadas em torno de 45°, e que os maiores valores da resistência foram encontrados nas sapatas mais armadas à flexão, talvez por contribuição dessa armadura e por menor desenvolvimento da fissuração.

A tensão "convencional" ou "nominal" τ de cisalhamento foi calculada pela expressão:

$$\tau = \frac{V}{bd} \quad (1)$$

onde d é a altura útil e b o perímetro crítico distante d do pilar, mostrado na figura 1.3 para o caso de pilar quadrado de lado r .

dura de flexão aumentava ao se diminuir d , passando esta a dar maior contribuição à resistência ao puncionamento.

Embora todos esses autores tenham constatado que, de alguma forma, a resistência à força cortante era influenciada pela resistência à flexão, foi HOGNESTAD (1953) quem, reanalisando os resultados obtidos por Richart, tentou pela primeira vez determinar quantitativamente essa influência; propôs então a seguinte expressão, com as cargas em kgf e dimensões em cm:

$$V_p/pd = 8 + [0,03 + 0,06/(V_p/V_f)] f_c \quad (2)$$

onde $V_f = 8q (1 - q/2) d^2 f_c$, $p/r \geq \ell/5$

$$V_f = 4q (1 - q/2) d^2 f_c [1 + 4/(\ell/r-1)], \quad p/r \leq \ell/5$$

$$q = \rho f_y/f_c$$

Após ensaios realizados juntamente com ELSTNER (1956), cujos resultados indicaram que os valores da resistência última à cortante, calculados pela expressão (2), eram inseguros para concretos de alta resistência, Hognestad a modifica para:

$$V_p/pd = 20 + 0,04 f_c/(V_p/V_f) \quad (3)$$

Essa experimentação mostrou ainda que a concentração de armadura de flexão sobre o pilar não causa influência na resistência última à cortante, e confirmou a interferência da resistência à flexão no comportamento ao puncionamento pois, nas lajes com maior armadura de flexão, a redução das fissuras levou a um aumento da resistência à punção.

MOE (1961) relatou extensa pesquisa que incluiu o ensaio de 43 lajes e um estudo estatístico dos resultados de 260 lajes e sapatas obtidos por outros autores. Moe chegou a uma série de conclusões, das quais seguem-se as principais referentes a casos simétricos e sem armadura de punção:

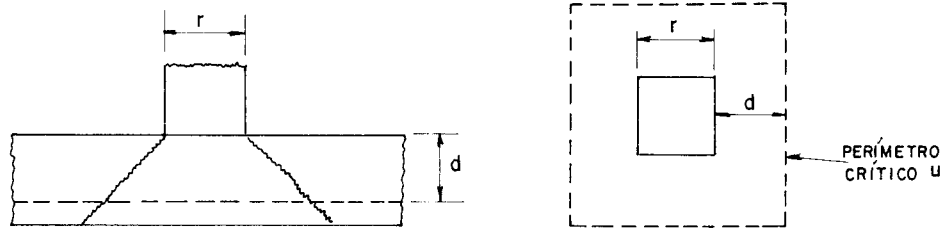


FIGURA 1.3

Esse método, que separa o cálculo à força cortante do cálculo à flexão, é a base do método que se pode chamar de "clássico", e que ainda hoje faz parte da maioria dos regulamentos.

Em suas conclusões, Talbot se limitou a considerar a tensão nominal de cisalhamento à ruptura como função exclusiva da resistência do concreto, não considerando o estado de fissuração (ou deformação) da laje devido à flexão.

GRAF e BACH (1915) ensaiando várias lajes para estudar a resistência à flexão, notaram que algumas delas romperam por punção e, conforme já assinalara Talbot, segundo um tronco de cone.

Estudando lajes sob cargas concentradas, GRAF (1933) realizou uma série de ensaios e observou que a resistência à força cortante aumentava muito pouco com o aumento da resistência do concreto, provavelmente devido à fissuração provocada pela flexão.

RICHART e KLUGE (1939) constataram, em um estudo de lajes de pontes rodoviárias, que nas lajes pouco armadas à flexão, as tensões nominais de cisalhamento estavam excessivamente baixas, também em razão das fissuras causadas pela flexão.

Através do ensaio de 164 sapatas (24 sob muro e 140 sob pilar), RICHART (1948) observou que a tensão convencional limite aumentava quando se diminuía a altura útil d ; verificou-se, posteriormente, que a porcentagem da arma

- a seção crítica, que governa a resistência última à cortante de lajes e sapatas, deve ser medida ao longo do perímetro do pilar;
- a resistência à cortante de lajes e sapatas depende da resistência à flexão;
- a concentração de armadura de flexão em faixas próximas ao pilar não aumentou a resistência à cortante;
- a resistência última à cortante pode ser determinada pela equação

$$V_p = \frac{4 (1 - 0,075 a/d)}{1 + 1,4 \rho d \sqrt{f_c} / V_f} \rho d \sqrt{f_c} \quad (4)$$

KINNUNEN e NYLANDER (1960), KINNUNEN (1963) e NYLANDER (1964), após observações e medidas efetuadas em ensaios de lajes circulares, desenvolveram uma teoria baseada em um modelo mecânico que procurou definir melhor a influência da flexão na capacidade ao funcionamento; esse modelo representa, esquematicamente, o complexo estado de tensões na vizinhança do pilar (figura 1.4).

De acordo com o modelo, a laje é decomposta em setores circulares, devidos às fissuras radiais e às circulares; os setores se apoiam embaixo, no topo do pilar, em uma casca cônica delgada (zona comprimida na flexão), e na parte superior a junção com o cone de funcionamento é feita pela armadura de flexão.

Cada setor está sujeito a um carregamento externo q_e e, internamente, aos seguintes esforços: N_1 - resultante dos esforços de tração nas armaduras que cruzam as fissuras circulares; N_2 - resultante dos esforços de tração nas armaduras que cruzam as fissuras radiais; N_c - resultante dos esforços de compressão no concreto; N_α - força de compressão sobre o elemento de casca cônica (figu

ra 1.4). Das condições de geometria e equilíbrio de um setor determina-se a carga de punção. A teoria desenvolvida por Kinnunen e Nylander é a base do Regulamento Sueco com respeito à punção.

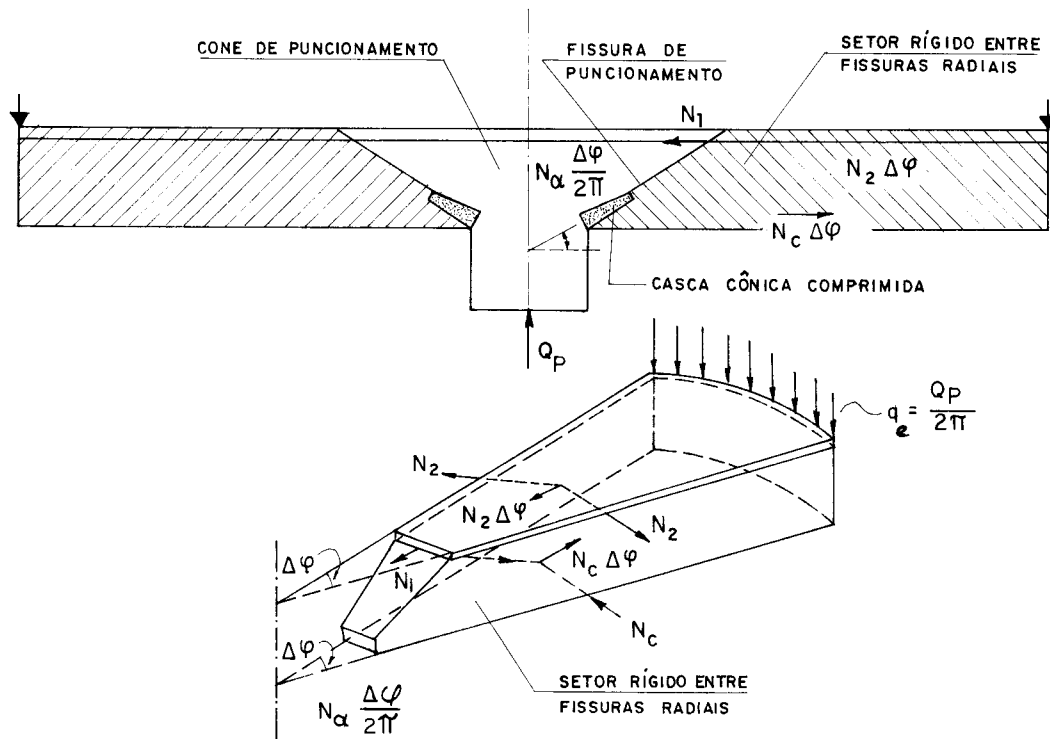


FIGURA 1.4

YITZHAKI (1966) apresentou um método de cálculo onde fica estabelecida claramente a correlação entre resistência à punção e resistência à flexão. Nele, mostra-se que a resistência à punção depende principalmente do produto ρf_y - taxa de armadura multiplicada pela tensão de escoamento do aço, e que o efeito da resistência do concreto é pequeno, da mesma ordem que seu efeito na resistência à flexão. Foram ensaiadas 28 lajes circulares, das quais 16 sem armadura de punção, e os resultados obtidos estavam

coerentes com os teóricos determinados pela expressão:

$$V_p = V_f \left(\frac{10,45}{\rho \cdot f_y} + 0,164 \right) \cdot \left(1 + 0,5 \frac{r}{d} \right) \quad (5)$$

Analisando diversos métodos de cálculo, LANGENDONCK (1966) concluiu que o método sueco é muito complicado, e seu uso só se justificaria se os resultados por ele obtidos fossem mais exatos que os determinados por outras teorias; isso não ocorre, como evidenciam os resultados abaixo, frutos da análise de 172 ensaios:

	MOE	YITZHAKI	SUECO	ACI-318/63
V_{obs}/V_{calc}	1,01	1,03	1,05	1,38
s	0,092	0,135	0,152	0,167

onde V_{obs} é a carga medida nos ensaios, V_{calc} a calculada com as teorias acima e s é o desvio padrão. Langendonck observou então que a fórmula de Moe, embora bastante simples, forneceu resultados mais próximos dos experimentais em relação às outras teorias.

LONG (1975) apresentou um método de cálculo que leva em consideração a interação dos efeitos da flexão e cortante para lajes quadradas apoiadas em pilares quadrados centrais, mas que, por sua base analítica, pode ser estendido a outros tipos de lajes e apoios. O método se fundamenta no fato de que são dois, basicamente, os modos de ruptura: o primeiro quando a armadura atinge a tensão de escoamento antes da ruptura do concreto, e o segundo quando primeiro ocorre a ruptura do concreto. Assim, duas expressões foram estabelecidas, uma que determina a resistência quando a armadura escoou antes da punção (V_{L1}), e outra quando primeiramente há a ruptura do concreto (V_{L2}); a resistência da ligação (V_L) é o menor valor entre V_{L1} e V_{L2} (em Newtons).

$$V_{L1} = \frac{\rho f_y d^2 \left(1 - 0,59 \frac{\rho f_y}{f_c} \right)}{0,2 - 0,90 \frac{r}{\ell}} ; V_{L2} = \frac{1,66 (r+d) d (100\rho)^{0,25} \sqrt{f_c}}{0,75 + 4 \frac{r}{\ell}} \quad (6)$$

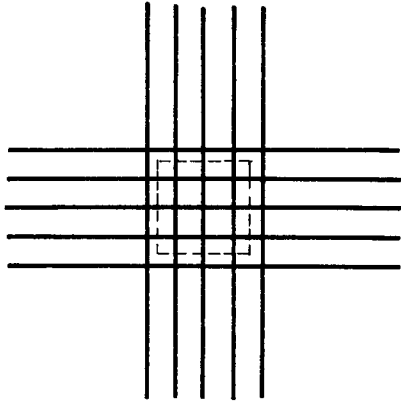
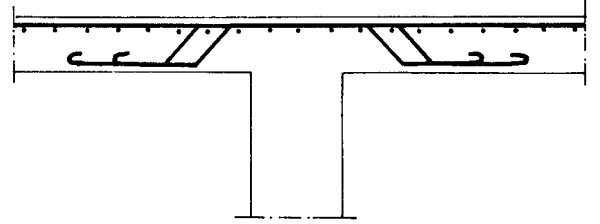
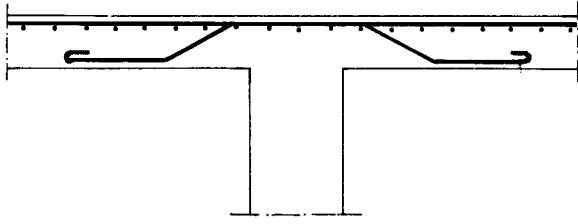
1.2.2.2 - Lajes com armadura de punção

A resistência à punção em lajes-cogumelo pode ser aumentada por meio de uma armadura de punção (estribos verticais, estribos inclinados, barras dobradas, "Shearheads", etc - figura 1.5); esse aumento pode ser de tal ordem que eleve a resistência à punção a um valor maior que a resistência à flexão, passando esta última a determinar o comportamento da laje.

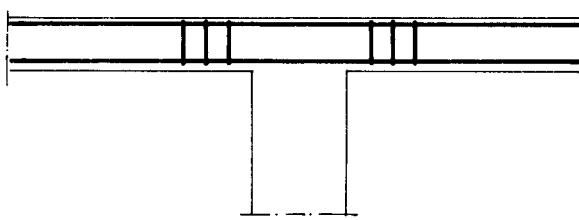
A pequena quantidade de dados experimentais disponíveis e a dificuldade de se ancorar a armadura de punção em lajes de espessura reduzida, fizeram com que as prescrições do ACI até 1971, permitissem seu uso só em lajes de espessura maior que 25 cm; mesmo nessas, só poderiam ser considerados acréscimos de no máximo 50% na resistência à punção.

O avanço das pesquisas nesse campo fez com que o ACI-318/71 permitisse o uso de armadura de punção, desde que efetivamente ancorada, em lajes de qualquer espessura, embora ainda sua contribuição esteja limitada a 50%; esse limite, mantido no código do ACI de 1977, é de 60% nas recomendações do CEB-FIP-1978 (§ 1.2.3).

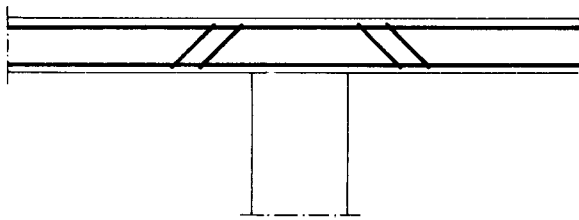
Como em lajes finas a zona comprimida é bastante reduzida, a ancoragem de barras dobradas é bem difícil, sendo mais conveniente o uso de estribos, pois podem ser facilmente ancorados na armadura longitudinal superior e



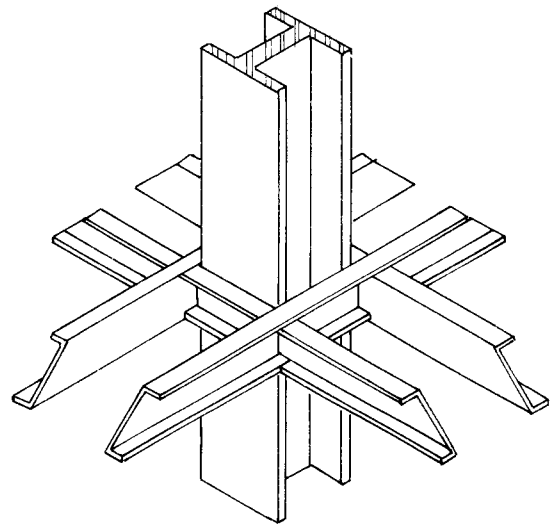
BARRAS DOBRADAS



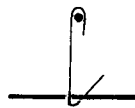
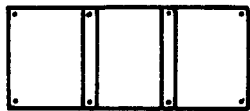
ESTRIBOS VERTICAIS



ESTRIBOS INCLINADOS



SHEARHEAD



TIPOS DE ESTRIBOS

FIGURA I.5 - TIPOS DE ARMADURA DE PUNÇÃO

inferior, com seus extremos circundando as barras dessa armadura.

GRAF (1938) ensaiou seis lajes quadradas bastante espessas (entre 305 e 508 mm) e com forte armadura de punção. Posteriormente, calculou-se a resistência dessas lajes, desprezando a contribuição da armadura de punção, com a equação (4), de Moe; verificou-se que houve um acréscimo médio em torno de 86% na resistência dessas lajes, pela presença da armadura de punção.

A determinação da contribuição, no aumento da carga de ruína, da armadura de punção, foi proposta primeiramente por ELSTNER e HOGNESTAD (1956) pela adição de um termo à expressão (3), que agora passa a ser:

$$\frac{V_p}{pd} = \left(20 + 0,04 \frac{f_c}{V_p/V_f} \right) + (q_v - 0,044) f_c \quad (7)$$

$$\text{onde } q_v = \frac{A_t}{pd} \frac{f_y \operatorname{sen} \alpha}{f_c}$$

MOE (1961) em seus ensaios também observou um acréscimo na resistência devido à armadura de punção, entretanto não recomendando o seu uso em lajes muito finas pela dificuldade de ancoragem. Sua contribuição é determinada por um termo que deve ser adicionado à equação (4), e a resistência da laje é agora dada por:

$$\frac{V_p}{pd\sqrt{f_c}} = \frac{4(1 - 0,075 \frac{a}{d}) + \left(\frac{V_t}{pd\sqrt{f_c}} - 0,08 \right)}{1 + 1,4 \frac{pd\sqrt{f_c}}{V_f}} \quad (8)$$

$$\text{onde } V_t = A_t f_y \operatorname{sen} \alpha$$

FRANZ (1964) ensaiou uma série de lajes circulares, tendo como armadura de punção, na vizinhança do pi

lar, barras dobradas e estribos. Esses ensaios conduziram a algumas conclusões importantes:

- a configuração de ruína tem a forma de um tronco de cone;
- as fissuras, que surgiram com cargas elevadas, são radiais;
- a utilização de uma armadura transversal dimensionada para suportar a totalidade da força cortante conduz a uma resistência pouco superior à que se obtém para uma armadura dimensionada para resistir a 2/3 da força cortante;
- os estribos produziram um aumento de aproximadamente 25% na resistência em relação às lajes sem armadura de punção, ao passo que as barras dobradas produziram um acréscimo em torno da metade daquele conseguido com os estribos;
- um aumento de armadura de flexão conduz, dentro de certos limites, a um acréscimo da resistência à punção.

Ensaando lajes com armadura de punção constituída de barras dobradas, YITZHAKI (1966) também observou um aumento, na carga de ruína, provocado por essa armadura. Ele propôs então que, quando a carga limite calculada com a equação (5) for menor que a carga limite na flexão, seja colocada na região do pilar uma armadura de seção $A_t = V_f / (f_y \text{ sen}\alpha)$ que evita a ruptura por punção, com a carga limite sendo agora determinada pela flexão.

Em seu trabalho, LANGENDONCK (1966) ressalta que para as lajes com armadura de punção os resultados são afetados por uma grande dispersão, e que nenhuma das teorias têm apresentado vantagens sobre as outras. Nessas con

dições ele sugere que se adicione à expressão (4) de Moe, que fornece bons resultados para as lajes sem armadura de punção, uma parcela V_{ut} que considere a contribuição dessa armadura sendo

$$V_{ut} = \frac{3}{4} \frac{\sqrt{A_t}}{d} f_y A_t \operatorname{sen} \alpha \quad (9)$$

Calculando a carga de punção desse modo, em 55 ensaios disponíveis, Langendonck obteve para a relação V_{obs}/V_{calc} o valor médio de 1,08 com $s = 0,17$; com o método do sueco, para esses mesmos 55 ensaios, os valores encontrados foram 1,22 e 0,26 respectivamente. A média 1,08 poderia ser melhorada suprimindo-se o coeficiente 3/4 da fórmula (9), passando ao valor ideal 1,00 com $s = 0,16$; isto não é aconselhável, pois acarretaria para a relação V_{obs}/V_{calc} muitos valores inferiores à unidade, ou seja, resultados encontrados em ensaios menores que os calculados. Esses resultados indicam que a proposta é bastante satisfatória, e o posterior estudo de WANTUR (1969), tanto em precisão quanto em simplicidade, não apresentou vantagens em relação a ela.

Tem sido bastante usada, principalmente nos EUA, uma armadura de punção denominada "Shearhead", que é constituída de perfis metálicos que cruzam o pilar na região da ligação laje-pilar (figura 1.5). Ensaios relatados por CORLEY e HAWKINS (1968), acusaram, em lajes com "Shearheads", acréscimos da ordem de 75% na resistência à força cortante em relação às lajes sem "Shearheads".

DILGER, GHALI e LANGOHR (1976) e SEIBLE, GHALI e DILGER (1980) estudaram alguns tipos especiais de armadura de punção, entretanto de pouco interesse no âmbito do presente trabalho.

1.2.2.3 - Casos assimétricos

Relativamente aos casos assimétricos (carregamentos assimétricos, pilares de bordas e de cantos), onde há transferência de momentos da laje para o pilar, são poucos os trabalhos existentes, tendo sido MOE (1961) um dos primeiros a estudar detalhadamente o problema.

Partindo de hipóteses simplificadas sobre o mecanismo de transferência de momentos entre a laje e o pilar, Moe deduziu a expressão (10) que determina a carga de punção V_p para uma laje sujeita a um carregamento com excentricidade e em relação ao pilar (suposto quadrado de lado r), em função da carga de punção V_{po} de uma laje idêntica mas submetida a um carregamento simétrico:

$$V_p = \frac{V_{po}}{1+e/r} \quad (10)$$

Analisando os resultados de 12 lajes sem armadura de cisalhamento e com carregamento excêntrico, Moe encontrou média de 1,026 e desvio-padrão $s = 0,103$ para a relação V_{obs}/V_{calc} , com V_{calc} determinado com a expressão acima.

FRANZ (1965) realizou uma série de ensaios em lajes circulares e com armadura de punção, carregadas excentricamente em relação ao pilar, central e também circular. Para uma excentricidade da carga igual a um quarto do diâmetro do pilar, a resistência da laje foi reduzida, em relação à laje sob carregamento central, em 10%. Segundo Franz, a redução obtida por Moe nas mesmas condições, mas em lajes sem armadura de punção, foi em torno de 25%.

HANSON E HANSON (1968) ensaiaram 17 lajes, 16 retangulares com pilar central e uma quadrada com pilar na borda. As cargas foram aplicadas excentricamente em relação ao centro do pilar (figura 1.6), de três formas: na primeira, foram aplicadas em sentidos opostos, em cada li

nha de carga, de modo a haver somente ação de momentos e não da força cortante, simulando ação de carga lateral; na segunda, as cargas foram aplicadas com o mesmo sentido, de modo a não haver transferência de momentos da laje para o pilar; finalmente, a carga foi aplicada em apenas uma linha, produzindo uma ação combinada de força-cortante e momento-fletor.

Analisando os resultados obtidos nos ensaios e também os anteriormente relatados por Moe, esses autores concluíram, após comparação com vários métodos de cálculo, que o de Moe determina com maior precisão a resistência última da ligação, além de ser de fácil aplicação.

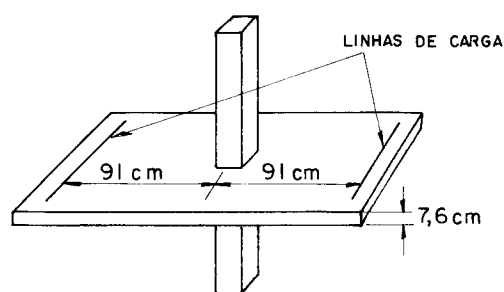


FIGURA 1.6

Quatro painéis quadrados, as lajes construídas monoliticamente com pilares quadrados nos cantos, foram ensaiadas por ZAGHLOOL, PAIVA E GLOCKNER (1970), para estudar o comportamento da ligação laje-pilar sob a ação de força cortante e momento fletor. Os resultados mostraram que os métodos existentes para a determinação da resistência da ligação no caso de pilares interiores, quando extrapolados para pilares em cantos, fornecem resultados muito abaixo dos encontrados nos ensaios; foi proposta então a seguinte equação, desenvolvida a partir de uma análise simplificada da resistência à tração do cone de ruptura, para o cálculo da carga última:

$$V_p = \rho d \left(5,6 + 2,0 \frac{d}{r} \right) \sqrt{f_c} \quad (11)$$

Comparando os resultados dos ensaios com os fornecidos por essa equação, os autores obtiveram para a relação V_{obs}/V_{calc} média de 1,034 e desvio-padrão $s=0,088$.

GESUND e DIKSHIT (1971) analisando dados experimentais disponíveis na literatura observaram que, em muitos casos, é a flexão quem governa a resistência à punção na ligação laje-pilar. Esta situação foi por eles examinada, para lajes carregadas uniformemente, pela teoria das charneiras plásticas e, comparando os resultados obtidos com os experimentais disponíveis e com os determinados pelas prescrições do ACI, concluíram que a ruptura à punção governada pela flexão é possível em todos os casos - pilares interiores ou em bordas e cantos; assim, de acordo com os autores, todas as lajes-cogumelo podem ser analisadas por essa teoria.

Fazendo uma avaliação crítica dos métodos de análise e resultados existentes sobre resistência à punção em lajes sem armaduras de punção sujeitas a transferência de momentos da laje para o pilar, HAWKINS (1974) alinhou algumas conclusões abaixo resumidas:

- os dados experimentais existentes são poucos;
- a resistência de acordo com o ACI 318-71 frequentemente é bastante cautelosa;
- para concretos de resistência acima de 28 MPa e relação r/d maior que 3,0, a resistência dada pelo ACI pode deixar de ser segura;
- resistências determinadas por analogia com viga estão mais próximas dos resultados ex

perimentais do que as resistências de acordo com o proposto pelo comentário do ACI 318-71.

LONG (1975) em seu método já citado (§ 1.2.2.1) considerou também lajes sob a ação combinada de momento-fletor e força-cortante, sugerindo que neste caso a resistência da ligação seja determinada pela equação abaixo, sendo V_L o menor valor entre V_{L1} e V_{L2} dados pelas equações (6).

$$V_p = \frac{V_L}{1 + 15 \frac{e}{\ell}} \quad (12)$$

Em dois trabalhos, um teórico e outro experimental, PARK E ISLAM (1976) analisaram lajes com e sem armadura de punção e carregadas assimetricamente, concluindo principalmente o seguinte:

- nas ligações sem armadura de punção a ruptura pode ocorrer abruptamente;
- barras dobradas aumentam a resistência da ligação mas não evitam ruptura abrupta;
- estribos colocados na região da ligação, circundando a armadura de flexão, aumentam a resistência e evitam ruptura repentina, devendo ser usados principalmente em estruturas que podem sofrer ação de terremotos;
- a resistência de acordo com o ACI 318-71 para lajes sem armadura de punção é segura, mas em muitos casos, extremamente conservadora;
- a resistência devida à armadura de punção deve ser adicionada à resistência da ligação quando considerada sem armadura de punção,

levando-se em conta que a resistência à cor
tante do concreto sofre uma redução, pela pre
sença dessa armadura, em lajes sob a ação de
momento fletor e força cortante.

A respeito de casos assimétricos outros traba
lhos podem ser ainda citados, como os de DI STASIO e VAN
BUREN (1960), WHITTING (1962), ANDERSON (1966), HAWKINS e
CORLEY (1970), LONG (1973), KEMP e WILHELM (1973), REGAN
(1974) e MARTINELLI (1974), sendo que o último, do qual es
te é continuação, será considerado isoladamente no item
1.3.

1.2.3 - Especificações e regulamentos

Por ser o problema da punção na ligação laje-pilar em lajes-cogumelo bastante complexo, ainda não se chegou a uma solução que seja aceita por unanimidade, embora grande o número de pesquisas nesse campo. Isto é claramente refletido nas especificações dos diversos países, onde os métodos de avaliação das tensões de cisalhamento e os valores máximos permitidos para essas tensões diferem consideravelmente.

Essas especificações têm evoluído com o passar do tempo em função de dados que vão sendo obtidos por novas pesquisas e avaliados por comissões criadas especialmente para esse fim (Joint Committee on Concrete and Reinforced Concrete - EUA - 1919, 1917, 1924, ACI - ASCE Committee 326 - 1962, Joint ASCE - ACI Task Committee 426 - 1974, Grupo de Trabalho do CEB sobre punção - 1964, etc), que eventualmente realizam ou recomendam novas pesquisas.

Neste parágrafo alguns códigos antigos serão citados apenas para uma visão de como as especificações evoluíram até aos mais recentes, estes sendo então expostos com mais detalhes.

Nos Estados Unidos, as primeiras especificações foram feitas pelo "Joint Committee" (1913) que limitou a tensão de cisalhamento, devida unicamente à força cortante e calculada pela expressão $\tau = V/ph$, em $0,06 f'_c$, sendo h a espessura da laje e p o perímetro do pilar, considerado como seção crítica.

O ACI de 1916 permitia tensões de cisalhamento máximas, também devidas unicamente à cortante, iguais a $0,075 f'_c$, computadas ao longo do perímetro do pilar.

Em 1924 o "Joint Committee" especificou que as tensões de cisalhamento deveriam ser computadas a uma distância ($h - 3,8$ cm) da periferia da área carregada e a

tensão máxima determinada por $\tau = 0,02 f'_c (1+n) \leq 0,03 f'_c$, onde n é a relação entre a área da armadura cruzando a área carregada (pilar) pela área total da armadura de tração.

O código do ACI de 1956 (ACI 318-56) limitava as tensões de cisalhamento, calculadas em uma seção crítica distante d (altura útil) do perímetro do pilar, aos seguintes valores:

$0,03 f'_c \leq 0,69$ MPa se mais que 50% da armadura de tração se concentrasse na seção crítica;

$0,025 f'_c \leq 0,59$ MPa se apenas 25% da armadura de tração se concentrasse na seção crítica;

$0,03 f'_c \leq 0,52$ MPa para sapatas.

A NB - 1/60 prescrevia que as lajes-cogumelo deviam ser calculadas por um dos processos seguintes:

- a) pela teoria da elasticidade com coeficiente de Poisson igual a 1/6;
- b) como pórticos múltiplos constituídos por vigas contínuas solidárias com os pilares;
- c) no regime de ruptura, se a laje tiver espessura uniforme e a armadura em cada direção for distribuída uniformemente, utilizando-se as configurações das linhas de ruptura conhecidas através da experiência.

As tensões de cisalhamento, no ACI 318 - 63, eram limitadas a $0,335 \sqrt{f'_c}$ (em MPa), sendo a resistência da ligação à cortante $V_p = 335 b_o d \sqrt{f'_c}$ (em kN), onde b_o é o perímetro tomado a uma distância $d/2$ do pilar (b_o e d em metros). Este código permitia também o uso de armadura de punção, restrito a lajes de espessura maior que 25 cm e

com eficiência limitada a 50%; neste caso, a resistência da ligação seria, em kN:

$$V_p = 335 b_o d \sqrt{f'_c} + 0,1 A_t f_{ya} \text{ sen } \alpha$$

$$\text{com } A_t \text{ em cm}^2 \text{ e } f_{ya} = \frac{f_y}{2} \text{ (MPa)}$$

De acordo com o ACI 318 - 71 (itens 11.10 e 11.11) a tensão nominal de cisalhamento deve ser calculada com a expressão $\tau = V/(\phi b_o d)$, onde $\phi = 0,85$ é um fator de redução e a tensão τ não deve exceder ao valor $\tau_c = 0,335 \sqrt{f'_c}$ (MPa). Quanto às armaduras de punção, podem ser utilizadas em lajes de qualquer espessura, desde que convenientemente ancoradas; ainda assim, só é permitido um acréscimo de 50% na tensão nominal τ e a tensão τ_c no concreto agora é limitada a $0,167 \sqrt{f'_c}$.

As recomendações R. 45, 31 do CEB/72, que não sofreram grandes alterações em relação ao CEB/70, determinam que o valor limite, sob o ponto de vista da punção, de uma força concentrada agindo sobre uma pequena parte da superfície de uma laje será considerado igual, desprezando o efeito da armadura de punção, a $F_d = 2 f_{ctd} u d$, onde f_{ctd} é uma resistência convencional do concreto igual a $1,56 \sqrt{f_{ck}} / \gamma_c$, com f_{ctd} e f_{ck} em N/cm^2 .

Nos itens R. 53, 521 e R. 53, 522, o CEB/72 recomenda, como no CEB/70, que uma armadura de punção (estribos ou barras dobradas) deve ser disposta na vizinhança dos pilares de apoio das lajes de piso sem capitães; essa armadura deve abranger, no plano médio da laje, uma zona igual a $1,5 d$, ter espaçamento máximo de $0,75 d$ e seção transversal tal que a soma das componentes verticais dos esforços nela atuante corresponda no mínimo a 75% da reação do pilar.

1.2.3.1 - ACI 318-77

As indicações do ACI 318-77 para a verificação da punção são dadas no seu capítulo 11, que trata de cisalhamento e torção, nos itens 11.11 e 11.12.

11.11 - Prescrições especiais para lajes e sapatas

11.11.1 - A resistência à força cortante de lajes e sapatas na vizinhança de cargas ou reações concentradas é governada pela condição mais desfavorável entre as duas seguintes:

11.11.1.1 - Lajes ou sapatas comportando-se como viga, sendo a seção crítica definida, em toda a largura, por um plano transversal a uma distância d da face da carga ou reação concentrada. Devem ser calculadas de acordo com os itens 11.1 a 11.5.

11.11.1.2 - Lajes ou sapatas com ação em duas direções, com a seção crítica perpendicular ao plano da laje e localizada a uma distância $d/2$ do contorno da carga ou reação, de modo que seu perímetro b_0 seja mínimo. Devem ser calculadas de acordo com os itens 11.11.2 a 11.11.4.

11.11.3.1 - A força cortante resistente V deve

ser calculada por

$$V_n = V_c + V_s$$

com V_c calculada segundo o item 11.11.3.4
e V_s calculada segundo o item 11.11.3.5

11.11.3.2 - A força cortante resistente V_n não deve ser maior que $0,5 \sqrt{f'_c} b_o d$, onde b_o é o perímetro da seção crítica definida no item 11.11.3.3.

11.11.3.3 - A força cortante deve ser verificada na seção crítica definida em 11.11.1.2 e em outras mais distantes do contorno da área carregada.

11.11.3.4 - A força cortante resistente V_c , em qualquer seção, não deve ser maior que $0,167 \sqrt{f'_c} b_o d$, b_o definido no item 11.11.3.3.

11.11.3.5 - Quando a força cortante atuante V_u exceder a força cortante resistente ϕV_c dada no item 11.11.3.4, a área A_v e a força cortante resistente V_s da armadura de cisalhamento devem ser calculadas de acordo com o item 11.5.

11.11.4 - Armadura de cisalhamento composta de perfis metálicos (Shearheads) pode ser usada em lajes, de

vendo ser calculada de acordo com os itens 11.11.4.1 a 11.11.4.9.

11.11.5 - Aberturas em lajes

Se a distância entre uma abertura e a carga ou reação concentrada for menor que 10 vezes a espessura da laje, a seção crítica definida nos itens 11.11.1.2 e 11.11.4.7 deve ser modificada do seguinte modo:

- a) para lajes sem "shearheads", a parte do perímetro da seção crítica que ficar contida entre as retas traçadas do centróide da área da carga ou reação e tangentes às bordas da abertura, deve ser considerada sem efeito;

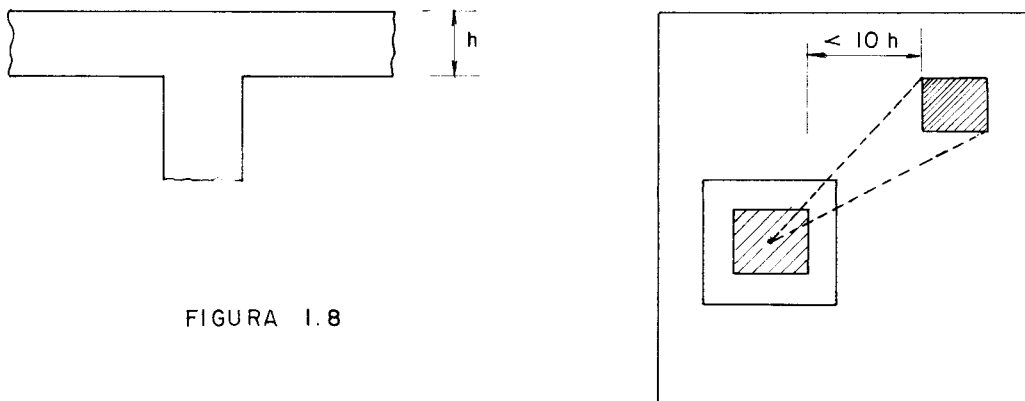


FIGURA 1.8

- b) para lajes com "shearheads", a parte do perímetro sem efeito é a metade da definida em a).

11.12 - Transferência de momentos para o pilar

11.12.2 - Prescrições especiais para lajes

11.12.2.1 - Quando forças de gravidade, vento, terremoto ou outras forças laterais causam transferência de momentos entre a laje e o pilar, uma fração do momento não balanceado deve ser transferida pela excentricidade da força cortante de acordo com os itens 11.12.2.3 e 11.12.2.4.

11.12.2.2 - A fração do momento não transferida pela excentricidade da força cortante deve ser transferida pela flexão de acordo com o item 13.3.4.

11.12.2.3 - A fração do momento não balanceado dada por

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

deve ser transferida pela excentricidade da força cortante em relação ao centróide da seção crítica, perpendicular ao plano da laje e localizada a uma distância $d/2$ do perímetro do pilar

11.12.2.4 - Deve-se supor que as tensões de cisalhamento, resultantes do momento transferido pela excentricidade da força cortante, variam linearmente em relação ao centróide da seção crítica definida no item 11.12.2.3. A máxima tensão de cisalhamento devida às forças cortantes e momentos atuantes não deve exceder a $\phi (0,167 + 0,335/\beta_c) \sqrt{f'_c}$ e nem a $\phi (0,335) \sqrt{f'_c}$.

1.2.3.2 - *Código Modelo CEB/FIP para Estruturas em Concreto - 1978*

As recomendações do Código Modelo CEB/FIP-1978 relativas à punção em lajes de espessura constante e a sapatas de fundação, encontram-se no capítulo 13 do Código - Estado Limite Último de Resistência ao Puncionamento.

13.1 - Generalidades

O puncionamento pode ocorrer devido a uma carga ou a uma reação concentradas sobre uma pequena área (chamada de área carregada) de lajes ou sapatas. O capítulo se aplica às seguintes áreas carregadas:

- circulares, com diâmetro no máximo igual a 3,5 d;
- retangulares, com perímetro máximo igual a 11 d; a razão entre o lado maior e o menor não deve ser maior que 2;

A seção crítica é perpendicular ao plano médio da laje; sua altura é a altura útil d da laje e seu contorno como indicado nos parágrafos abaixo:

13.2.1 - O contorno da seção crítica é o perímetro mínimo distante de um valor nunca inferior a $d/2$ da área carregada no caso desta estar afastada de aberturas ou bordas livres (figura 1.10).

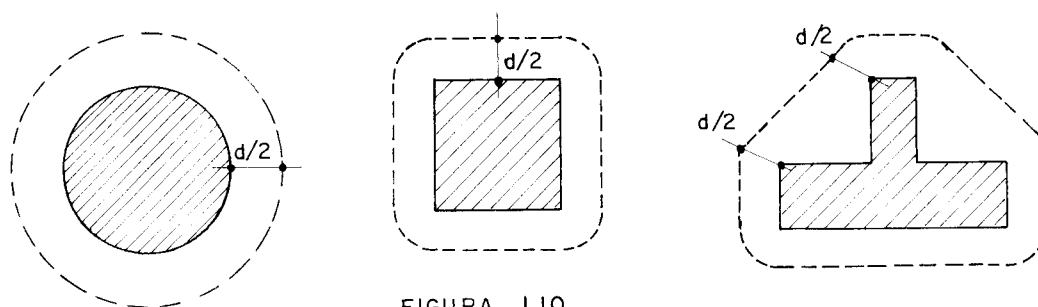


FIGURA 1.10

Ainda neste parágrafo e nos próximos (13.2.2 e 13.2.3) são considerados, para o cálculo da seção crítica, os casos de áreas carregadas retangulares alongadas e áreas carregadas próximas de aberturas ou de bordas livres; em qualquer caso a distância mínima $d/2$ deve ser sempre respeitada.

13.3 - Esforços Solicitantes

No caso de carga ou reação central, o esforço solicitante por unidade de comprimento é dado por

$$v_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u}$$

onde:

V_{Sd} é a força cortante atuante ao longo do pe
r $\bar{}$ metro u ;

u é o per $\bar{}$ metro da se \tilde{c} ão cr $\bar{}$ tica segundo 13.2.

No caso de cargas exc $\bar{}$ entricas, com \bar{a} rea carre
gada retangular, o esfor \bar{c} o solicitante m \bar{a} ximo \bar{e} :

$$v_{Sd,max} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right)$$

sendo,

e_x, e_y - exc $\bar{}$ entricidades da carga ou re \bar{a} ção
nas dire \tilde{c} ões x e y ; as dire \tilde{c} ões x e y
s \bar{a} o paralelas aos lados da \bar{a} rea carre
gada;

b_x, b_y - dimens \bar{c} ões do contorno u medidas nas
dire \tilde{c} ões x e y .

Esta express \bar{a} o se aplica aos casos de \bar{a} reas
carregadas pr \bar{o} ximas a bordas livres e cantos se:

- a borda livre \bar{e} paralela a uma das dire \tilde{c} ões
 x ou y ;
- as bordas do canto s \bar{a} o paralelas \bar{a} s dire \tilde{c} ões
 x e y .

Os Complementos do C \bar{c} odigo Modelo (Bull. CEB n \bar{c} o
137) indicam uma maneira simplificada de verifica \tilde{c} ao da
pun \tilde{c} ao no caso de pilares em bordas ou cantos de lajes,
pois nesses casos a for \tilde{c} a cortante fica praticamente con
centrada na face interior do pilar de borda ou no canto in
terior do pilar de canto. A simplifica \tilde{c} ao consiste em se
admitir a distribu \tilde{c} ao uniforme da for \tilde{c} a cortante em um pe
r $\bar{}$ metro reduzido, indicado na figura 4.4 para o caso de pi
lares em cantos.

13.4 - Esforços Resistentes

13.4.1 - Lajes ou sapatas sem armadura de punção.

$$V_{Rd1} = 1,6 \tau_{Rd} \kappa (1 + 50 \rho_l) d$$

onde τ_{Rd} é dado abaixo:

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,50

τ_{Rd} em MPa

$$\kappa = 1,6 - d \geq 1 \text{ (d em metros)}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \leq 0,008$$

ρ_{lx} , ρ_{ly} - taxas geométricas da armadura longitudinal paralelas às direções x e y

$$d = 0,5 (d_x + d_y)$$

d_x , d_y - alturas úteis para as direções x e y.

13.4.2 - Lajes ou sapatas com armadura de punção

$$V_{Rd2} = 1,6 v_{Rd1}$$

A armadura de punção deve ser determinada de

modo que a resultante das componentes verticais das forças na armadura seja pelo menos igual a $0,75 v_{Rd2} \cdot u$; deve-se tomar como tensão na armadura de punção o menor valor entre f_{yd} e 300 MPa.

Segundo o artigo 18.1.2.3.3, somente podem ser consideradas como armadura de punção:

- as armaduras contidas dentro de uma zona de limitada por um contorno situado a uma distância no máximo igual a $1,5 d$ ou 800 mm do contorno da área carregada;
- as barras dobradas dentro da área definida por um contorno situado a uma distância $d/4$ do contorno da área carregada.

1.2.3.3 - NB-1/78

Na NB-1/78 a punção é considerada no item 4.1.5.

4.1.5.1 - Tensão no concreto - supõe-se que a carga produza tensão tangencial uniformemente distribuída em uma área $u \cdot d$ em que:

- d - altura útil da laje ao longo do contorno C da área de aplicação da carga;
- u - perímetro de um contorno C' externo ao contorno C e deste distante $d/2$ no plano da laje (figura 1.11).

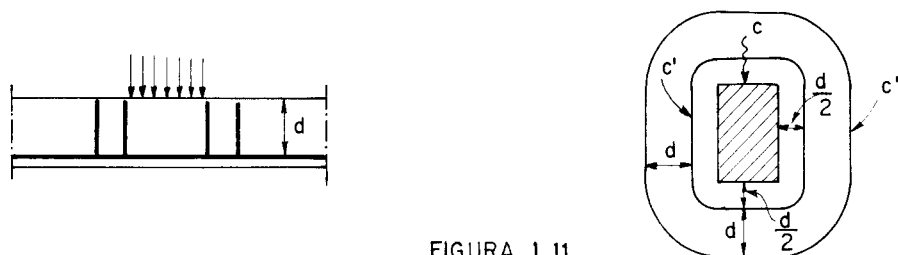


FIGURA 1.11

- a tensão determinada com a carga de cálculo não poderá ultrapassar o valor $0,63 \sqrt{f_{ck}} / \gamma_c$ (MPa) dado em 5.3.1.2b, mesmo quando for colocada armadura (item 4.1.5.2);
- se o contorno C tiver reentrâncias (figura 1.12), o contorno C' será paralelo ao polígono convexo circunscrito ao contorno C;
- no caso em que o maior lado a do mais estreito retângulo circunscrito ao contorno C (figura 1.13) for maior que 3 vezes o lado b desse retângulo, não serão considerados os segmentos do contorno C' contidos entre as 2 paralelas aos lados menores b e destes distantes $1,5b$;
- se existir na laje uma abertura situada a menos de $2d$ do contorno C, não será considerado o trecho do contorno C' entre as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação da carga e tangenciam o contorno da abertura (figura 1.14);
- em qualquer caso, os segmentos do contorno C' situados a uma distância inferior a $3d$ de uma borda livre da laje não serão considerados no valor de u .

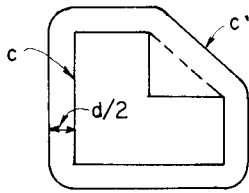


FIGURA 1.12

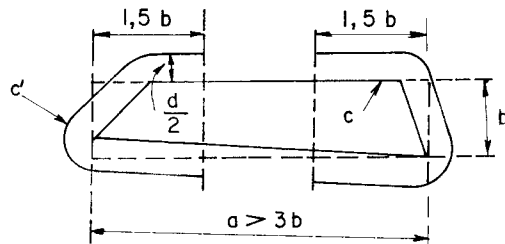


FIGURA 1.13

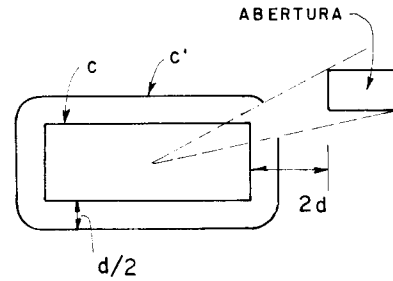


FIGURA 1.14

4.1.5.2 - Armadura

Deverã ser calculada e colocada na face tracionada armadura de flexão que atravesse a projeção da área em que se aplica a carga e que seja suficientemente ancorada além do perímetro C" (figura 1.11). Sempre que a tensão no concreto, calculada de acordo com o item 4.1.5.1, for igual ou inferior ao valor último dado em 5.3.1.2b mas superior a metade desse valor, dever-se-ã dispôr uma armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva, perpendicular a laje, corresponda no mínimo a 75% do valor de cálculo da força concentrada aplicada a laje. Essa armadura serã calculada com a resistência de cálculo f_{yd} , não se tomando valores superiores a 300 MPa, e serã constituída por estribos distribuídos na faixa contida pelos perímetros C' e C" da figura 1.11.

6.1.1.1 - A espessura de lajes-cogumelo não deve ser menor que:

- a) 12 cm em lajes de cobertura não em balanço;
- b) 15 cm em lajes de piso, lajes em balanço e lajes destinadas a passagem de veículos.

6.1.3.1 - Dimensões mínimas de pilares que suportam lajes-cogumelo.

A menor dimensão dos pilares não cintados não deve ser inferior a 30 cm nem a $1/15$ da sua altura livre, e 30 cm e $1/10$ para os cintados, devendo ainda a espessura em cada direção não ser inferior a $1/20$ da distância entre eixos dos pilares nessa direção.

1.3 - O Estudo dos Cantos

Serã relatada resumidamente, neste item, a primeira fase do projeto de pesquisa já citado, desenvolvida por MARTINELLI (1974). Essa pesquisa teve como objetivo principal estudar a influência de armadura transversal (no caso, estribos perpendiculares ao plano médio da laje) na resistência da ligação laje-pilar em cantos de lajes-cogumelo desprovidas de capitêis.

A maioria dos conceitos, definições e conclusões que se seguem, são de importância fundamental para o desenvolvimento do presente trabalho.

1.3.1 - Descrição

A análise, em regime elástico, de uma placa de dimensões infinitas sobre apoios pontuais formando painéis quadrados de lado ℓ , com todos os painéis uniformemente carregados - casos simétricos -, mostra que os pontos de momento nulo em torno do pilar estão situados em uma circunferência de raio aproximadamente igual a $0,22 \ell$.

O comportamento da região em torno do pilar de uma laje-cogumelo pode portanto, em regime elástico, ser representado, com boa aproximação, por um elemento-de-laje que reproduz a parte da laje, em torno do pilar, delimitada pela circunferência de raio $0,22 \ell$. O elemento-de-laje deve estar apoiado em um pilar central e submetido a uma carga uniformemente distribuída ao longo das bordas (ou estar apoiado ao longo das bordas e submetido a uma carga central representando a reação do pilar).

Elementos-de-laje, circulares e retangulares, têm sido utilizados na maioria das pesquisas até hoje realizadas - ELSTNER e HOGNESTAD (1956), MOE (1961), NYLANDER (1964), FRANZ (1964, 1965), YITZHAKI (1966), ANDERSON (1966), LONG e BOND (1967), HANSON e HANSON (1968), DILGER, GHALI e LANGOHR (1976), SEIBLE, GHALI e DILGER (1980), etc - sempre com resultados satisfatórios.

Na pesquisa que aqui se resume, referente a casos assimétricos - pilares de canto, também se optou pelo ensaio de elementos-de-laje que reproduziram a parte da laje, em torno do pilar, delimitada pela circunferência de raio $r \cong 0,22 \ell$; o fato de não se dispor, na época dos ensaios, de laje de reação suficientemente grande no Laboratório de Estruturas - EESC também foi decisivo na utilização de elementos-de-laje na pesquisa.

A espessura dos elementos-de-laje deveria: por um lado, ser suficientemente grande para possibilitar instrumentação abundante das armaduras sem que houvesse per

turbação sensível na região de ruína; por outro, relativamente pequena de modo a caracterizar lajes de edifícios correntes.

Assim, pôde-se verificar a eficiência da ancoragem de armadura transversal em lajes pouco espessas (os códigos do ACI anteriores ao ACI - 318/71 exigiam espessura mínima de 25 cm nas lajes-cogumelo para que a ancoragem da armadura de punção fosse efetiva) e examinar a possibilidade de se reduzir a espessura mínima das lajes-cogumelo exigida por diversos regulamentos (A NB - 1/78 exige um mínimo de 15 cm para lajes de piso). Adotou-se então espessura de 10 cm, o que corresponde a altura útil de 9,0 cm em uma direção e 8,0 cm na outra, como se verá adiante.

Para os pilares, foi escolhida seção transversal quadrada de 20 cm de lado; admitindo-se altura útil média de 8,5 cm, a relação entre o lado do pilar e a altura útil - r/d - é igual a 2,35, menor que os valores limites recomendados pelo CEB e ACI, 3,5 e 3,6 respectivamente.

Decidiu-se que a carga seria aplicada o mais perto possível do pilar, em razão de se desejar ruína com predominância da força cortante, mas sem fugir de excentricidade que pudesse ser relacionada com circunferência de momentos nulos de raio 0,22 ℓ . O carregamento foi então repartido e aplicado, através de macaco hidráulico, em uma coroa circular de raio 51 cm em relação ao centro do pilar, de modo que a resultante estivesse a 45 cm daquele centro no plano bisetor do canto (figura 1.15). Se admitir-se que as peças são modelos à escala 1/2, verifica-se que os elementos-de-laje ensaiados representam cantos de lajes quadradas com 4,6 m de lado e espessura de 20 cm, naturalmente com cargas relativamente elevadas.

Ensaio em vigas realizados por FERRY BORGES e ARGALIMA (1961) mostraram que a redução do protótipo até a escala 1/4 ainda assegura uma boa reprodução dos fenômenos ligados à fissuração, e que essa reprodução é perfeita para reduções até 1/2,5. GURALNICK e LA FRAUGH (1963)

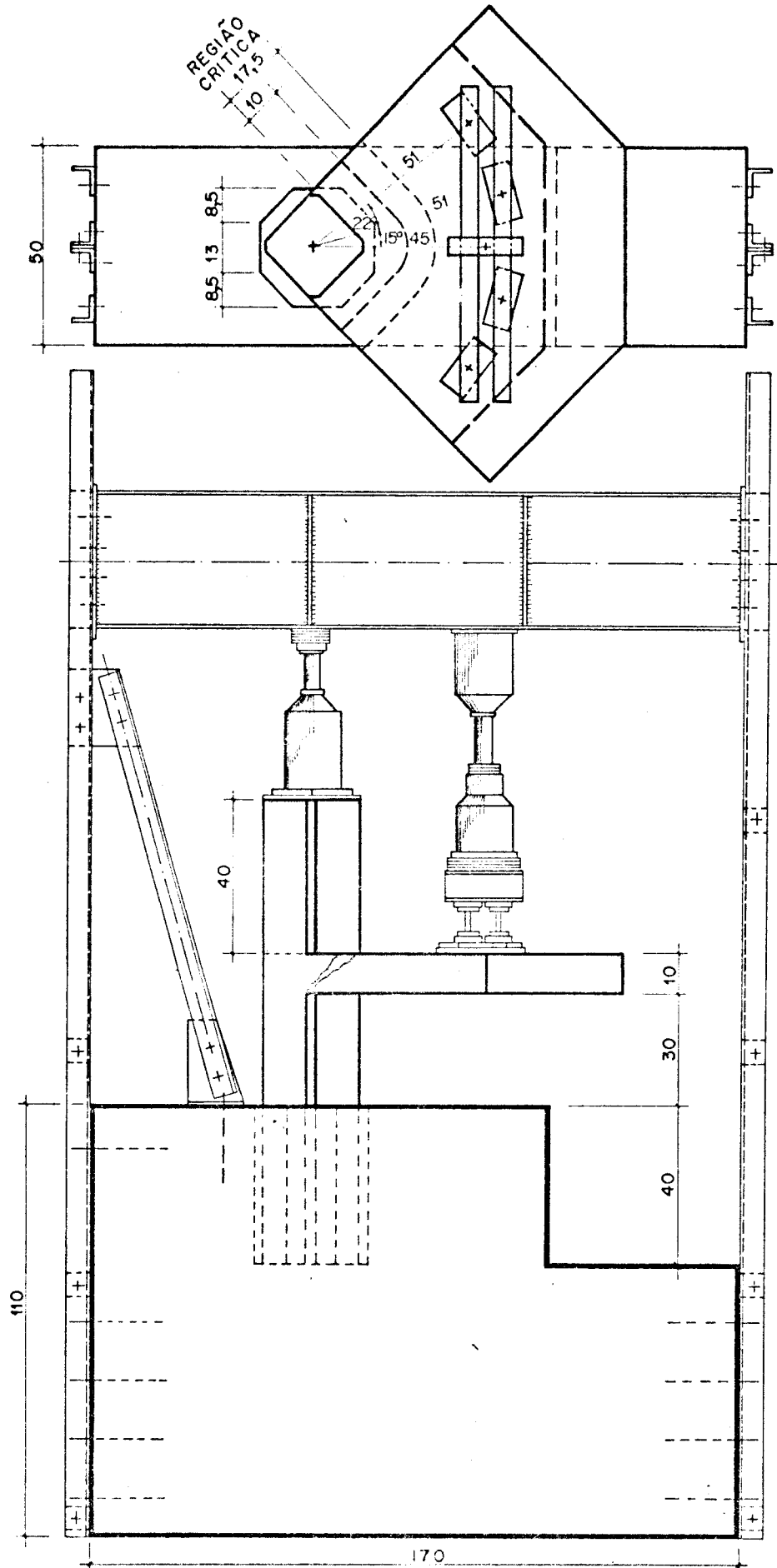


FIGURA I. 15

confirmaram essas observações, agora em lajes, quando comparam os resultados obtidos em uma laje de nove painéis na escala 3/4 (a laje em tamanho real não poderia ser acomodada no laboratório) com um protótipo também de nove painéis na escala 1/4 (portanto redução de 1 para 1/3); os autores concluíram que os deslocamentos transversais, configurações de ruína, tipo de ruptura e resistência última na laje à escala 3/4 estavam rigorosamente em concordância com as observações feitas no protótipo de escala 1/4.

Lembrando que a carga foi aplicada segundo uma coroa circular de raio 51 cm e que a circunferência de momentos nulos tem raio 0,22 ℓ , ambos em relação ao centro do pilar, e com base no exposto acima, os elementos-de-laje podem representar painéis de vários tamanhos, desde a escala 1/1 até 1/4, apresentados na tabela 1.2.

Das possibilidades relacionadas nessa tabela, as duas primeiras têm espessura menor que 15 cm, que é a mínima permitida pela NB - 1/78 para lajes de piso, e painéis muito pequenos; a partir da escala 1/2,75, as lajes são muito espessas, sem maior aplicação prática. Fica-se restrito então ao intervalo das escalas 1/1,50 a 1/2,50, que representam painéis de dimensões mais usuais (voltar-se-á ao assunto no parágrafo 2.1.1).

ESCALA	VÃO ℓ (m)	ESPESSURA h (cm)
1/1,00	2,3	10,0
1/1,25	2,9	12,5
1/1,50	3,5	15,0
1/1,75	4,1	17,5
1/2,00	4,6	20,0
1/2,25	5,2	22,5
1/2,50	5,8	25,0
1/2,75	6,4	27,5
1/3,00	6,9	30,0
1/3,25	7,5	32,5
1/3,50	8,1	35,0
1/3,75	8,7	37,5
1/4,00	9,3	40,00

TABELA 1.2

Nessa experimentação foram ensaiadas ao todo 44 peças, trinta e seis delas representando nove elementos -de-laje (casos 6 a 14 - tabela 1.1), sendo esses os que interessam à presente pesquisa; cada elemento-de-laje foi repetido em quatro peças, como amostra mínima para o controle de homogeneidade de construção e ensaio e para a obtenção de valores médios. Esses elementos-de-laje correspondem a lajes de andares intermediários - suposto de painéis quadrados - de edifícios de vários pavimentos. Em oito elementos-de-laje o pilar superior foi simulado mediante

um prisma de peroba que foi comprimido contra o pilar inferior; em quatro peças, representando um elemento-de-laje (caso 14), o pilar superior foi construído monolítico com a parte inferior, para se verificar a importância da falta de monolitismo; ainda aqui foi mantida uma carga de compressão no pilar, completando sua vinculação.

Os trinta e seis modelos foram divididos em série A (20 peças - casos 6, 8, 10, 12 e 14 - tabela 1.1) e série B (16 peças - casos 7, 9, 11 e 13 - tabela 1.1) - figuras 1.16 e 1.17. Na série A a extremidade superior da armadura transversal (estribos normais ao plano médio da laje) foi ancorada na armadura de flexão, e a inferior no prolongamento de alguns dos ganchos de ancoragem dessa armadura de flexão na face inferior (figura 1.16). Na série B esses prolongamentos foram substituídos por uma tela inferior postiça de ferros CA-25, ϕ 3/16" (4,8 mm), constituindo uma malha com os ferros espaçados como as barras da armadura de flexão (figura 1.17); a extremidade superior dos estribos continuou ancorada na armadura de flexão e a inferior foi agora ancorada nessa tela postiça. Essa é a única diferença entre as séries A e B.

A armadura de flexão foi determinada no estágio III, sendo a máxima compatível com a condição de sub-armação; alguns ensaios preliminares (casos 1, 2, 3 e 4 - tabela 1.1) ajudaram a defini-la. Usou-se armadura de flexão máxima, embora ainda dentro da faixa econômica, com a pretensão de se conseguir ruína dos modelos por punção e não por flexão; os resultados demonstraram, entretanto, que em todos os modelos a ruína ocorreu essencialmente por flexão. As barras, de aço CA-50A, ϕ 3/8" (10 mm), foram dispostas paralelamente às bordas do canto, em rede de malhas retangulares de 5,7 x 4,5 cm². Essa variação no espaçamento entre as barras procurou compensar a diferença de altura útil existente nas duas direções, para que fosse possível obter momentos resistentes iguais; ensaios de vigas auxiliares (que não serão aqui relatados) mostraram que numa

das direções o momento é apenas cerca de 87% do outro.

Os estribos, executados com aço CA-25, ϕ 1/4" (6 mm), e utilizados em proporções variáveis de maneira que sua contribuição à resistência da ligação ficasse bem definida, foram colocados nos nós da malha formada pela armadura de flexão, dentro de uma certa "região crítica", a seguir comentada.

No caso de pilares interiores, a ruptura se dá segundo tronco de cone com faces inclinadas entre 30° e 45° em relação à horizontal, e portanto todos os pontos da laje compreendidos entre as faces internas do pilar e um perímetro distante $h/\text{tg } 30^\circ$ dessas faces certamente pertencem à superfície de ruína. Essa região, entendida como "região crítica", foi adotada também no caso dos cantos, com $h/\text{tg } 30^\circ = 10/\text{tg } 30^\circ = 17,5$ cm (figura 1.15). Atualmente, a maioria dos regulamentos determina que a armadura transversal seja disposta em uma região compreendida entre as faces do pilar e um perímetro afastado de $1,5 d$ dessas faces (item 1.2.3).

Foram então previstas para a armadura transversal quatro situações, duas extremas e duas intermediárias:

- a) - ausência total de estribos (casos 6 e 7 - tabela 1.1, que são os A_1 , B_1 - figuras 1.16 e 1.17), com armadura transversal constituída somente pelos ganchos de ancoragem da armadura de flexão nas faces laterais das lajes, mantidos em todas as etapas das séries A e B;
- b) - um estribo em cada nó central da região crítica (casos 8 e 9 - tabela 1.1, que são os A_2 , B_2 - figuras 1.16 e 1.17);
- c) - um estribo em cada nó da armadura de flexão contido na região crítica, resultando seção total de estribos 3,3 vezes maior

que a anterior (casos 10 e 11 - tabela 1.1, que são os A_3 , B_3 - figuras 1.16 e 1.17);

- d) - quantidade de estribos o dobro da anterior, com dois estribos em cada nó da região crítica (casos 12, 13 e 14 - tabela 1.1, que são os A_4 , B_4 , A_5 - figuras 1.16 e 1.17).

Empregou-se concreto com $f_{ck} \cong 30$ MPa, idêntico ao aconselhado inicialmente (reduzido posteriormente para 25 MPa por sugestão do Dr. Franz) pelo grupo de trabalho do CEB sobre punção, para o seu programa internacional de ensaios (BERNAERT e PUECH, 1966).

Os modelos foram instrumentados com extensômetros elétricos, para medidas de deformações do concreto e das armaduras; a instrumentação caracterizou com bastante minúcia essas deformações, sem no entanto causar perturbação sensível, com seus invólucros protetores e fios de ligação, à fissuração dos modelos. A localização dos extensômetros é mostrada nas figuras 1.16 e 1.17.

Foram também efetuadas medidas de deslocamentos transversais, com defletômetros mecânicos, nas duas bordas livres e na bissetriz do canto, do mesmo modo como é mostrado na figura 1.19 para os modelos do presente estudo.

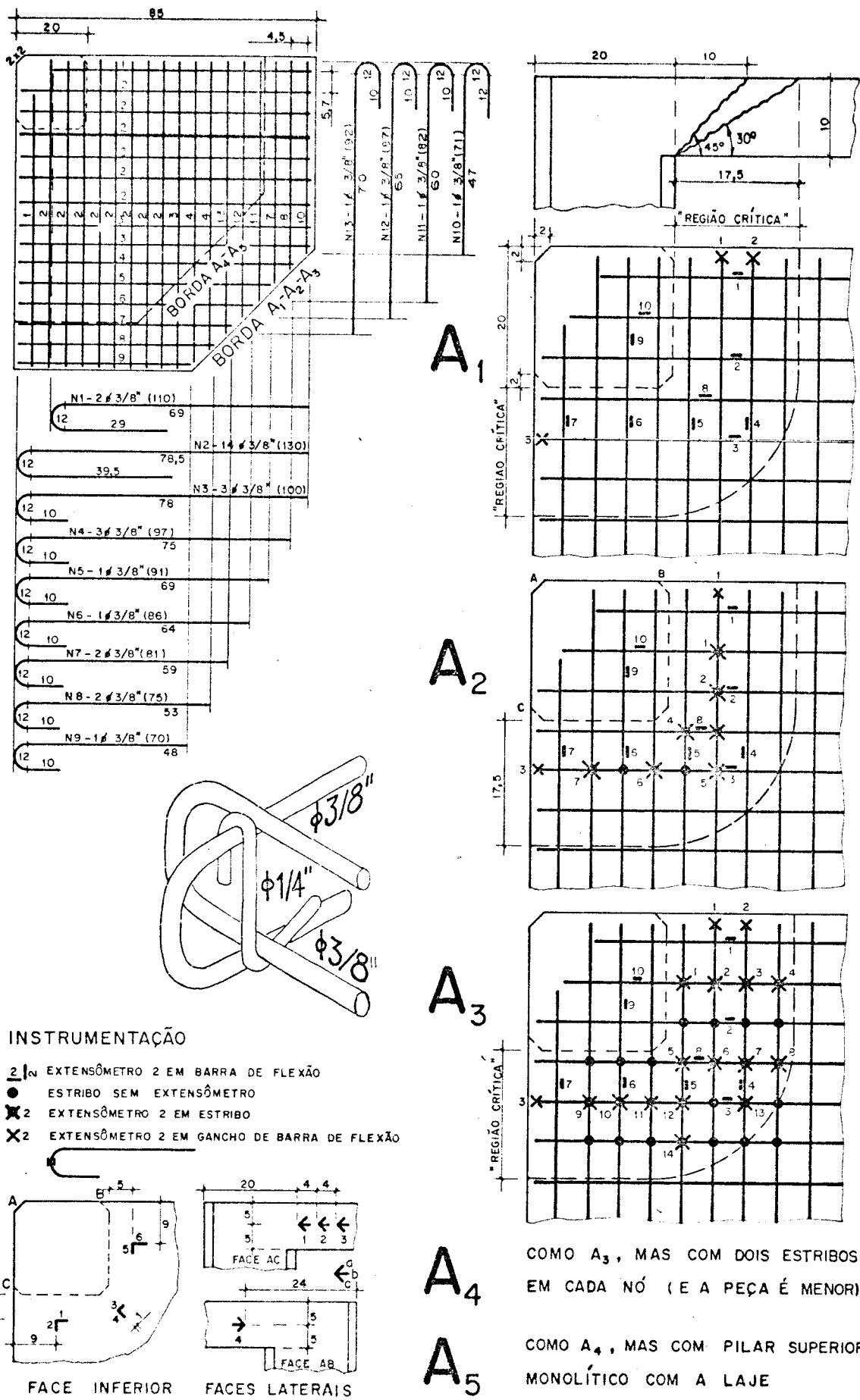
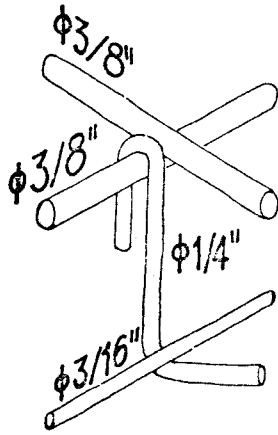
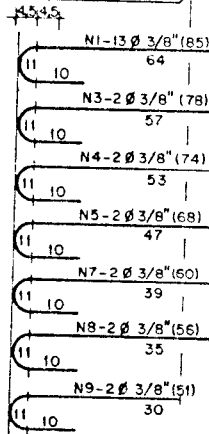
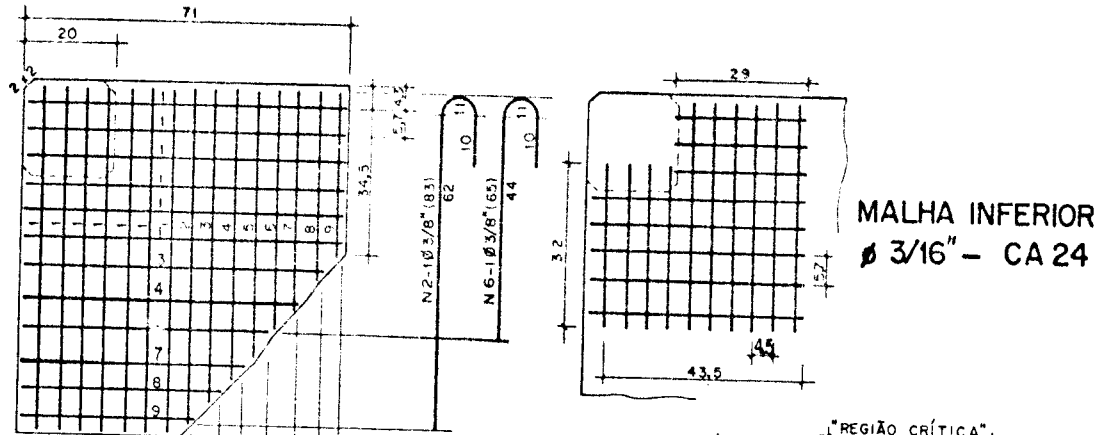
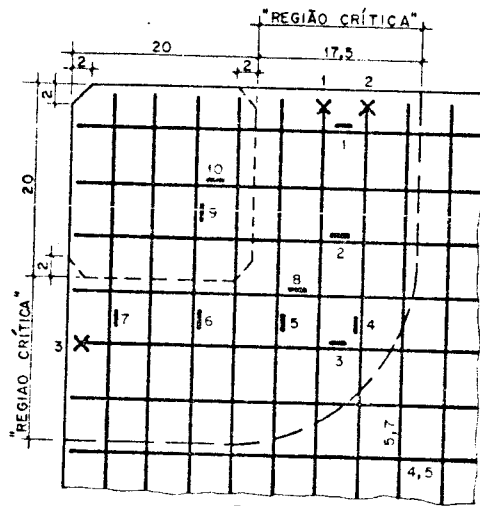


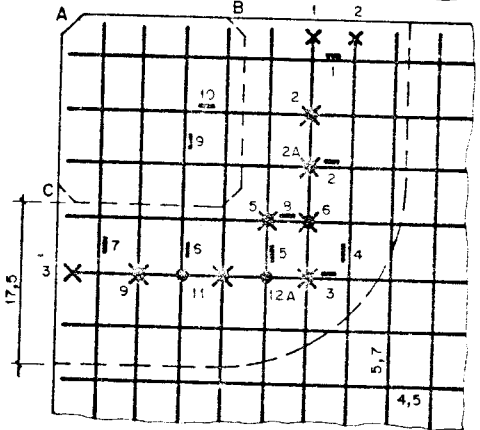
FIGURA I.16



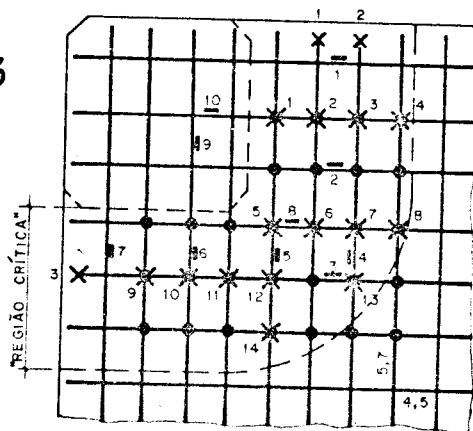
B₁



B₂

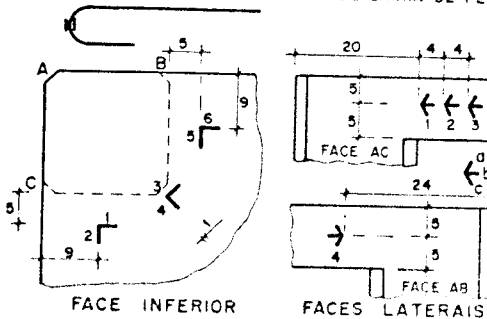


B₃



INSTRUMENTAÇÃO

- 2 | EXTENSÔMETRO 2 EM BARRA DE FLEXÃO
- ESTRIBO SEM EXTENSÔMETRO
- X 2 EXTENSÔMETRO 2 EM ESTRIBO
- X 2 EXTENSÔMETRO 2 EM GANCHO DE BARRA DE FLEXÃO



B₄

COMO B₃, MAS COM DOIS ESTRIBOS EM CADA NÓ

FIGURA 1.17

1.3.2 - Principais Resultados

De todos os resultados obtidos - resistência à compressão, à tração e módulo de elasticidade do concreto, resistência à tração (escoamento e ruptura) e módulo de elasticidade do aço, vigas auxiliares, cargas de ruína dos modelos, fissuração e configuração de ruína, deformações das armaduras de flexão e transversais, deformações do concreto (faces inferior e laterais), deslocamentos transversais - serão relatados neste item apenas aqueles referentes às cargas e configurações de ruína. Os demais resultados, também importantes, foram úteis para a caracterização dos materiais, do que foi observado durante os ensaios, para a elaboração das conclusões e para atestar a boa qualidade da técnica empregada na construção e ensaio dos modelos.

1.3.2.1 - Cargas de Ruína

A tabela 1.3 fornece a carga de ruína média para cada elemento-de-laje (6 a 14) observada nos ensaios dos modelos.

EdL	$V_{u,obs}$ (kN)	armadura na face inferior	armadura transversal
6	64,32	prolongamento dos ganchos	com ganchos e sem estribos
7	62,58	tela postiça	
8	67,13	prolongamento dos ganchos	ganchos e estribos nos nós centrais da região crítica
9	68,90	tela postiça	
10	72,51	prolongamento dos ganchos	ganchos e um estribo em cada nó da região crítica
11	73,45	tela postiça	
12	68,89	prolongamento dos ganchos	ganchos e dois estribos em cada nó da região crítica
13	73,62	tela postiça	
14	72,89	prolongamento dos ganchos	

TABELA 1.3

1.3.2.2 - Configurações de ruína

As configurações de ruína são caracterizadas por nítida predominância do momento-fletor sobre a força cortante, com rotação da parte inferior da laje em torno de duas charneiras passantes pelo canto interior do pilar, e poderiam ser representadas pela superfície de separação idealizada na figura 1.18: as duas charneiras seriam substituídas por uma única, normal à bissetriz do canto; uma parte da laje permaneceria ligada ao pilar nas proximida

des do seu canto interior - um conõide tendo como diretrizes um segmento da charneira junto ao canto interior do pilar na face inferior, e um semi-círculo na superior -, enquanto que ao longo dos dois trechos laterais da charneira, a laje apresentaria duas protuberâncias que continuariam solidárias ao pilar.

Essa superfície de separação é, junto ao canto, semelhante ao caso dos pilares interiores, ao passo que as duas protuberâncias definem configurações de ruína radicalmente contrárias àquelas dos pilares interiores.

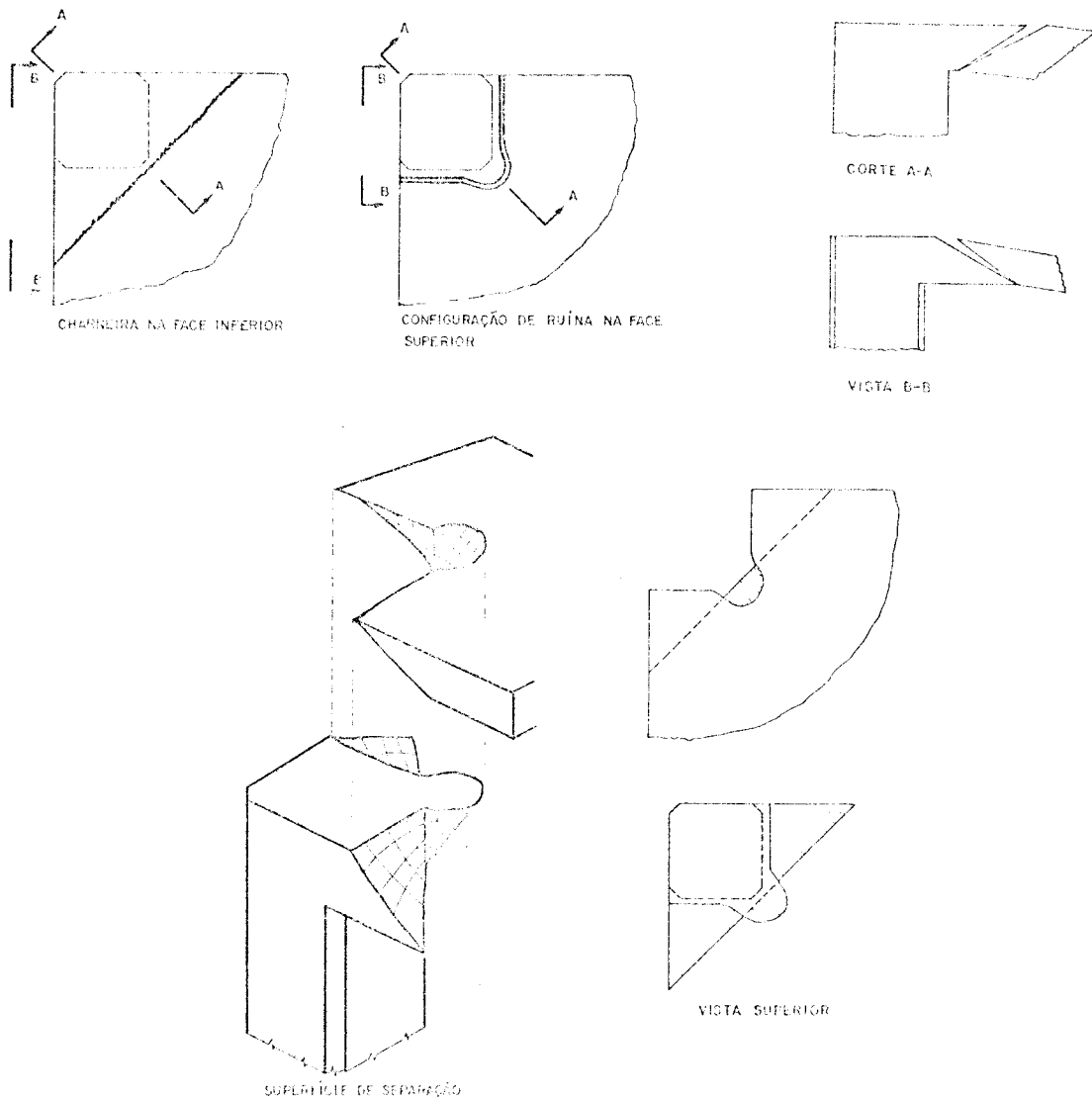


FIGURA 1.18

1.3.3 - Principais Conclusões

O estudo permitiu que se chegasse a uma série de conclusões, das quais seguem-se as principais:

- a) vários fatores, além da configuração de ruína, atestam a predominância do momento flexor na ruptura: escoamento da armadura de flexão, pequenas deformações da armadura transversal, esmagamento do concreto na fase inferior, grandes rotações e pequenas translações verticais;
- b) a carga de ruína aumentou apreciavelmente - em torno de 14% - como consequência da presença de estribos, embora não se tenha observado diferença significativa entre as cargas de ruína obtidas nas lajes com armadura transversal constituída de dois estribos em cada nó da região crítica e as obtidas nas lajes com apenas um estribo em cada um desses nós;
- c) em vista da peculiar superfície de separação, as armaduras transversais de barras dobradas, empregadas para o caso de pilares interiores, seriam absolutamente inadequadas, com pequena atuação apenas na vizinhança do canto interior do pilar; assim, somente têm utilidade as armaduras transversais constituídas por estribos verticais (e pelos ganchos da armadura de flexão), que aumentaram apreciavelmente a carga de ruína;
- d) é aconselhável que os estribos sejam distribuídos uniformemente pela região crítica, delimitada pelas faces interiores do pilar

e pelas paralelas a essas faces a distância $2 h$ (ou, no mínimo, $1,5 h$);

- e) os estribos deverão ser adequadamente ancorados em barras horizontais. Na extremidade superior, é natural que essas barras sejam as da armadura de flexão; na extremidade inferior é conveniente o emprego dos prolongamentos dos ganchos dessas mesmas barras de flexão.

1.4 - *Objetivos deste estudo*

Na pesquisa que se acabou de relatar, referente a primeira fase do projeto em andamento, dois fatores permaneceram inalterados durante todo o seu desenrolar, a saber:

- relação momento fletor-força cortante (M/V), com carregamento distribuído segundo um arco de círculo de raio 51 cm em relação ao centro do pilar;
- armadura transversal adicional, constituída pelos ganchos de ancoragem da armadura de flexão.

Como esses dois fatores, descritos pormenorizadamente nos itens 1.4.1 e 1.4.2, influem na resistência da ligação, é objeto desta pesquisa.

1.4.1 - Relação momento fletor - força cortante

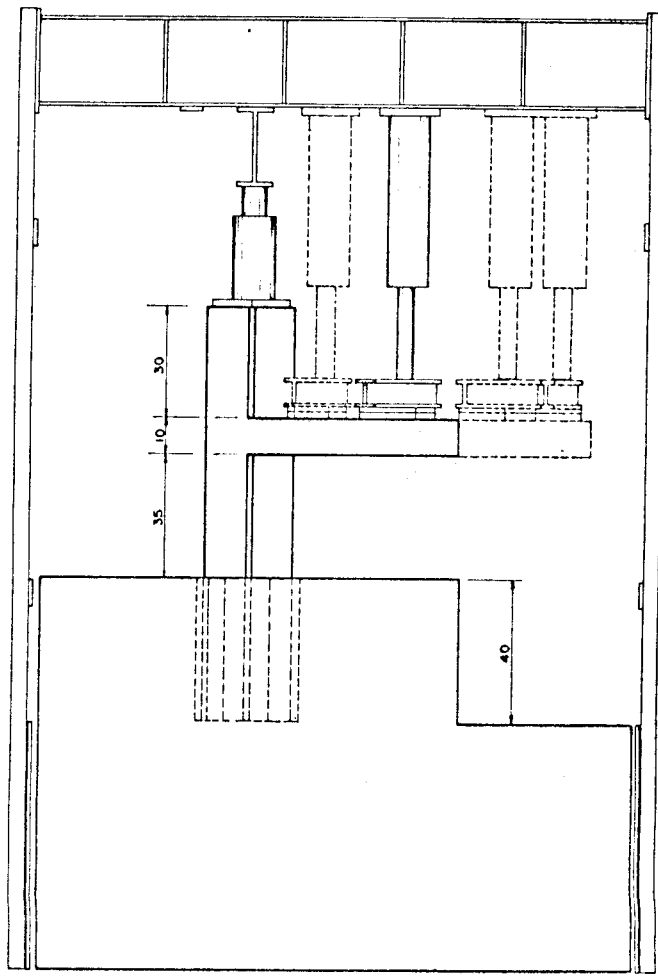
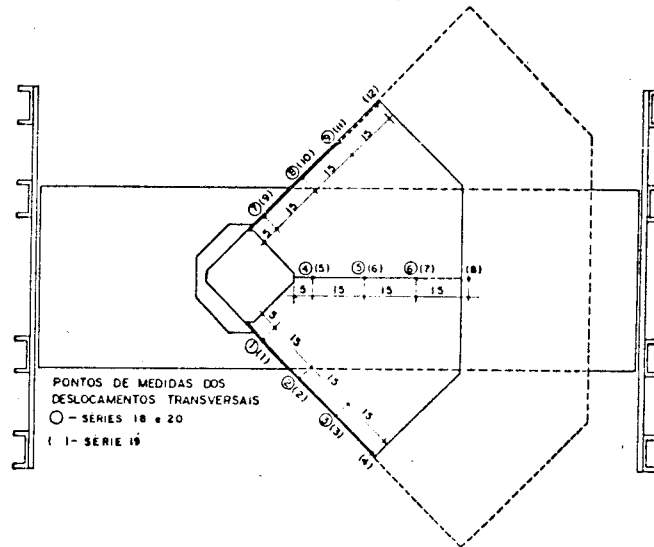
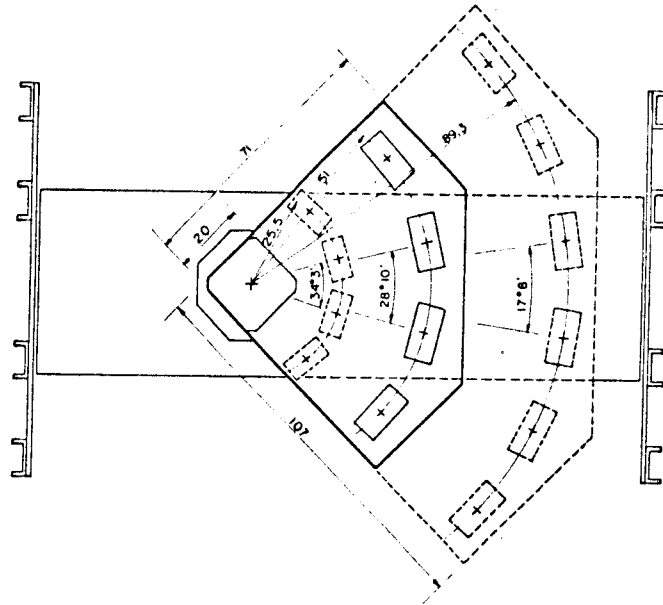
Na primeira fase do projeto, a carga foi sempre aplicada a 45 cm do centro do pilar, no plano bissetor do canto, distribuída em um arco de círculo de raio 51 cm em relação ao centro do pilar; assim, a relação entre o momento fletor resultante (M) e a força cortante aplicada (V), permaneceu constante e igual a 45 cm ($M/V = 45 \text{ cm}$). Não foi possível, portanto, estudar como outras relações M/V afetariam a carga, o tipo (punção ou flexão) e a configuração de ruína.

Foram então construídos e ensaiados seis modelos referentes aos elementos-de-laje 18 e 19 (detalhes nos itens 2.1.2, 2.1.3 e tabela 1.1), com as cargas aplicadas no plano bissetor do canto a 20 e 78 cm do centro do pilar e repartidas segundo arcos de círculo de raios 25,5 e 89,3 cm respectivamente, correspondendo a 0,5 e 1,75 vezes o valor básico de 51 cm (figura 1.19). Deste modo o elemento-de-laje 18 tem relação $M/V = 20 \text{ cm} = 0,44 \times 45 \text{ cm}$ e o 19 tem $M/V = 78 \text{ cm} = 1,73 \times 45 \text{ cm}$, onde 45 cm é a relação M/V do estudo anterior.

Correspondem aos elementos-de-laje 18 e 19, com as mesmas características construtivas, os elementos-de-laje 10 e 11 da primeira fase da pesquisa (exceção à armadura inferior no 11, onde os prolongamentos dos ganchos de ancoragem foram substituídos por uma tela postiga, para aí serem ancorados os estribos); a diferença entre esses elementos-de-laje está na relação M/V (45 cm no 10 e no 11, 20 cm no 18 e 78 cm no 19).

Com essa variação da relação M/V, analisou-se neste trabalho:

- a) como foi afetada a carga de ruína;
- b) como foi alterado o tipo de ruptura (punção, flexão ou flexo-punção).



1.4.2 - Ganchos de ancoragem da armadura de flexão

A principal finalidade da pesquisa anterior foi estudar a influência de armadura transversal (estribos perpendiculares ao plano médio da laje) na resistência da ligação.

Nas várias situações estudadas, desde a ausência total de estribos até a colocação de dois deles em cada nó da armadura de flexão dentro da região crítica, esteve sempre presente em todos os modelos uma armadura transversal adicional, constituída pelos ganchos de ancoragem da armadura de flexão, com seção transversal apreciável; não se pretendia, entretanto, precisar especificamente a influência desses ganchos na resistência, mas sim a armadura transversal como um todo.

A importância dos ganchos como armadura transversal foi avaliada nesta fase do projeto, com a construção e ensaio de 3 modelos representando o elemento-de-laje 20 (detalhes no item 2.1.4), onde a armadura transversal foi totalmente suprimida (estribos e ganchos). Para isso foi necessário que a armadura de flexão fosse ancorada em pedaços de cantoneiras metálicas através de porcas, rosqueadas nas próprias barras; os detalhes dessa ancoragem estão no item 2.2.2.3 e figuras 2.6 e 2.9.

Os resultados desse elemento-de-laje serão comparados aos dos elementos-de-laje 6 e 7 da pesquisa anterior, que tinham apenas os ganchos de ancoragem como armadura transversal (entre o 6 e o 7 a diferença também reside na armadura inferior, com os prolongamentos dos ganchos no 6 e a tela no 7).

Em todos os modelos desses elementos-de-laje (6, 7 e 20) o raio do arco de círculo de aplicação da carga foi de 51 cm (figura 1.19).

2. OS MODELOS E OS ENSAIOS

2.1 - Os Modelos

2.1.1 - Características comuns aos três elementos-de-laje

Os elementos-de-laje foram definidos tendo em vista os seguintes fatores:

- a) a pesquisa anterior, para que ficasse convenientemente definida a continuação do estudo;
- b) as particularidades necessárias para serem atingidos os objetivos específicos desta pesquisa;
- c) as condições do Laboratório de Estruturas da EESC e suas possibilidades quanto à execução e ensaio dos modelos.

Considerando os fatores acima, foram construídos e ensaiados nove modelos, divididos em três elementos-de-laje (EdL 18, 19 e 20 - tabela 1.1). Cada elemento-de-laje da primeira fase havia sido reproduzido quatro vezes, e os resultados dos quatro modelos de cada elemento-de-laje apresentaram coerência plenamente satisfatória, inclusive quanto aos desvios das cargas de ruína; aliando esse fato à convicção de poder manter a uniformidade já conseguida na construção e ensaio dos modelos, decidiu-se reproduzir cada elemento-de-laje apenas três vezes. Isto resultou em maior simplicidade de construção e ensaio, além de apreciável economia.

Na primeira fase, os quatro modelos de cada

elemento-de-laje foram abundantemente instrumentados; nesta fase optou-se por uma instrumentação ainda mais abundante, mas em apenas um modelo de cada elemento-de-laje. Este procedimento, além de novamente proporcionar facilidade de execução e ensaio, e economia, possibilitaria a obtenção de uma maior quantidade de informações, contudo ainda em número tal que não compromettesse a qualidade dos resultados.

Os três elementos-de-laje, dos quais se darão todos os detalhes nos parágrafos 2.1.2, 2.1.3 e 2.1.4, foram definidos com as seguintes características comuns, repetindo as dos elementos-de-laje da primeira fase:

- concreto com $f_{ck} = 30$ MPa;
- aço CA-50A, ϕ 10 mm, para a armadura de flexão;
- aço CA-25, ϕ 6 mm, para a armadura transversal, constituída sempre de estribos normais ao plano médio da laje (com exceção dos ganchos de ancoragem);
- laje com espessura $h = 10$ cm;
- pilar quadrado de lado 20 cm com chanfros de 2×2 cm nos quatro cantos;
- barras da armadura de flexão dispostas em malha retangular, paralelas às bordas do canto, espaçadas de 5,7 cm em uma direção e 4,5 cm na outra, com altura útil de 9 cm e 8 cm respectivamente; essa armadura é a máxima compatível com a condição de sub-armação;
- concreto executado com os mesmos materiais e o mesmo traço.

Para que esses elementos-de-laje correspondessem a lajes de andar intermediário de edifícios de vários pavimentos, as partes reproduzidas do pilar, tanto a inferior como a superior, foram construídas monoliticamente

com a laje; o pilar, durante todo o ensaio recebeu uma carga axial de compressão de 200 kN.

Os estribos foram dispostos na região crítica já citada (§ 1.3.1), delimitada por duas retas distantes $h/\text{tg } 30^\circ = 10/\text{tg } 30^\circ \cong 17,5$ cm das faces interiores do pilar, coerente com as recomendações R.53.52 do CEB-70; essa região crítica é um pouco diferente daquela proposta pela maioria dos regulamentos atuais, inclusive a NB-1/78 (ver § 1.2.3 deste trabalho), mas conservada para se manter coerência com o estudo anterior.

A carga foi aplicada segundo um arco de círculo com centro coincidente com o centro do pilar. Inicialmente, como no estudo anterior (§ 1.3.1), admitiu-se, também aqui, esse arco de círculo como sendo o lugar geométrico dos pontos de momento nulo e, portanto, com raio $r = 0,22 \ell$; admitindo que a redução do protótipo até 1/4 assegura uma boa reprodução dos fenômenos ligados à fissuração obteve-se, em função dos raios utilizados nos ensaios e para diversas escalas, uma grande variedade de tamanhos de painéis, muitos dos quais não usuais em edifícios correntes.

Resolveu-se então analisar alguns painéis de dimensões mais comuns na prática; para esses painéis determinaram-se a força cortante e o momento fletor em função de uma carga q uniformemente distribuída sobre toda a área do painel; em seguida foi calculada a relação M/V para cada um desses painéis e comparadas com as relações M/V experimentais (tabela 2.1).

escala	a; h (cm)	ℓ (m)	$(M/V)_{exp}$ (m)	M_q	V_q	$(M/V)_q$ (m)
1/1,00	a = 20 h = 10	3,0	0,20	1,03 q	2,45 q	0,42
		4,0	0,45	2,43 q	4,36 q	0,56
		5,0	0,78	4,75 q	6,81 q	0,70
1/1,50	a = 30 h = 15	4,0	0,30	2,61 q	4,41 q	0,59
		5,5	0,68	6,79 q	8,33 q	0,82
		7,0	1,17	14,00 q	13,49 q	1,04
1/2,00	a = 40 h = 20	5,0	0,40	5,30 q	6,93 q	0,76
		7,0	0,90	14,55 q	13,58 q	1,07
		9,0	1,56	30,92 q	22,44 q	1,38
1/2,50	a = 50 h = 25	6,0	0,50	9,38 q	10,01 q	0,94
		8,0	1,13	22,23 q	17,78 q	1,25
		11,0	1,95	57,79 q	33,65 q	1,72

a - lado do pilar;
h - espessura da laje;
 ℓ - vão do painel suposto quadrado;
 $(M/V)_{exp}$ - relação momento fletor - força cortante experimental;
 M_q - momento fletor na ligação laje-pilar devida a uma carga distribuída q;
 V_q - força cortante na ligação devida a q;
 $(M/V)_q = M_q/V_q$

TABELA 2.1

Observa-se que em sua maioria, as relações $(M/V)_{exp}$ e $(M/V)_q$ estão com valores próximos, indicando que os modelos ensaiados podem representar, dentro de certos limites, uma gama bastante variada de dimensões de painéis, desde aqueles para usos mais particulares, onde os vãos devem ser grandes ou as cargas elevadas, até aqueles utilizados em edificações mais comuns, com cargas menores. Pode-se notar ainda que nos painéis de vãos menores a ação da força cortante é maior, enquanto que nos maiores quem predomina é o momento fletor; convém ressaltar, entretanto, que nos elementos-de-laje ensaiados a ruína se deu predominantemente por flexão, mesmo no 18 em que se observou maior ação da força cortante, conforme se verá oportunamente.

Os esforços na ligação constantes na tabela, foram determinados da seguinte maneira: tomou-se um painel de lado ℓ , espessura h e lado do pilar a , todos dependentes da escala desejada; foi suposto pẽ direito de três metros e os painéis submetidos a uma carga q uniformemente distribuída sobre toda a área; tomou-se uma faixa, na diagonal do painel, de largura $0,4 \ell$ e admitiu-se a carga nessa faixa (descontando a parcela da carga na faixa da outra diagonal e adicionando uma parcela correspondente ao carregamento não atingido por nenhuma das duas faixas) atuando em uma viga que juntamente com o pilar da ligação formaram um pórtico de hiperestaticidade seis (figura 2.1). Do cálculo desse pórtico resultaram o momento fletor e a força cortante atuantes na ligação.

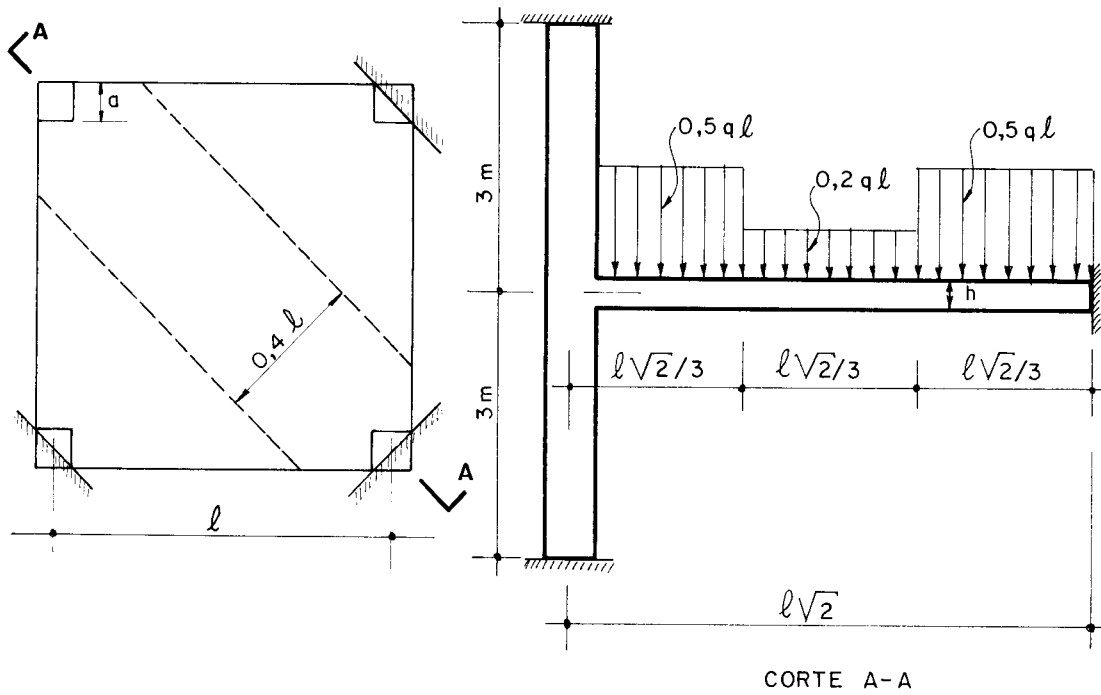


FIGURA 2.1

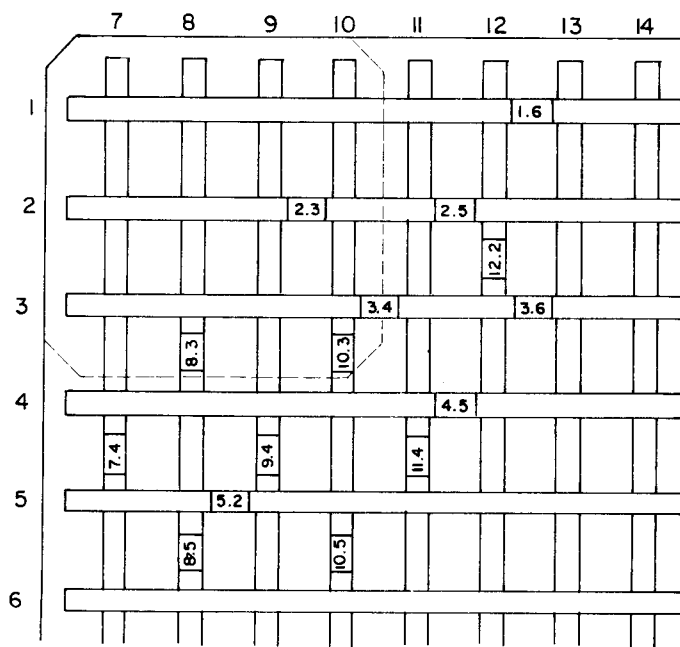
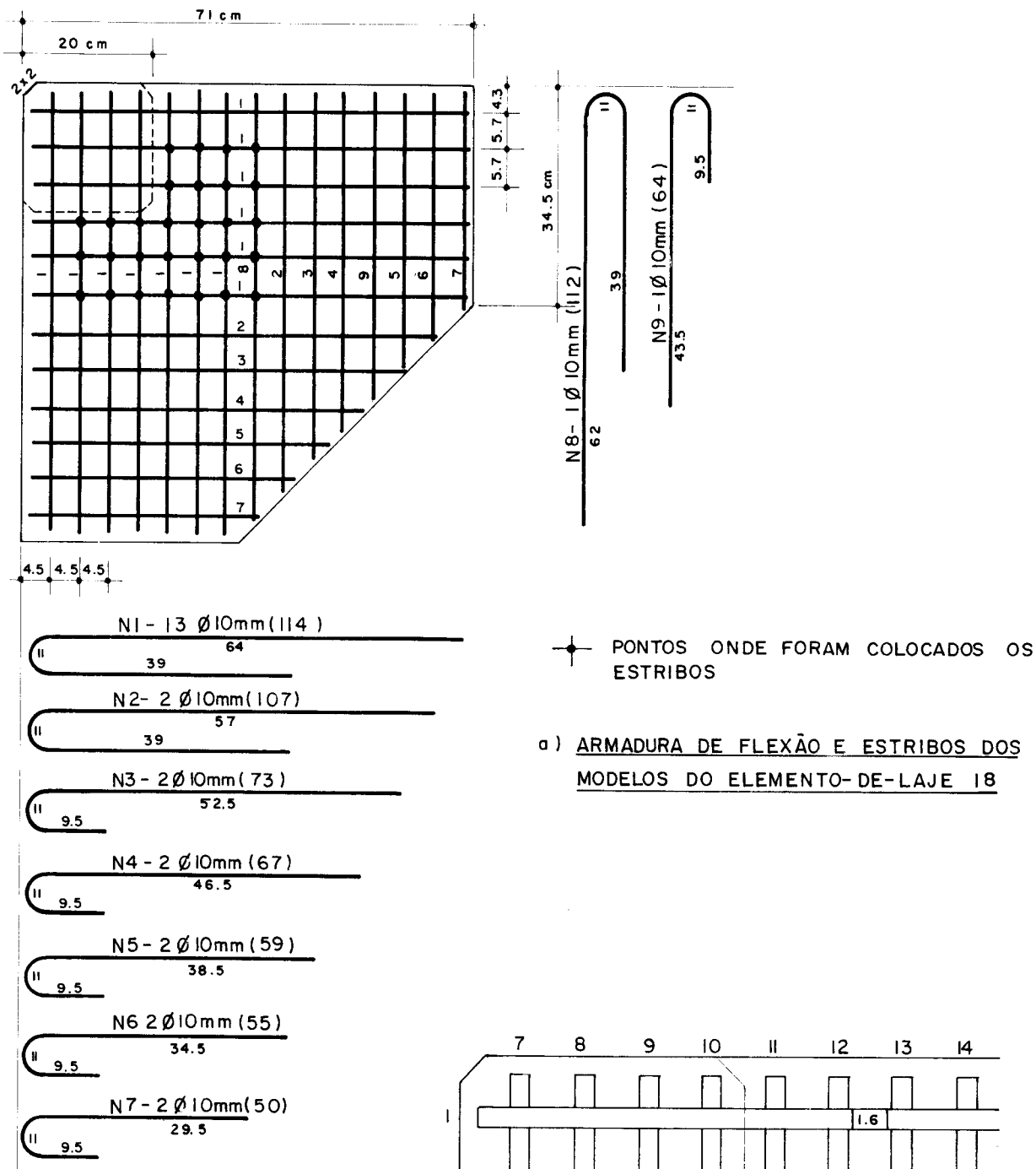
2.1.2 - Elemento-de-laje 18

Três modelos - 18/1, 18/2, 18/3 - representam este elemento-de-laje. A carga foi aplicada no plano bisetor do canto a 20 cm do centro do pilar, repartida segundo arco de círculo de raio 25,5 cm (figura 1.19); isto resulta relação $(M/V) = 20$ cm correspondendo a 0,44 da relação $(M/V) = 45$ cm da primeira fase - carga aplicada no plano bisetor do canto a 45 cm do centro do pilar e repartida em arco de círculo de raio 51 cm em relação a esse centro.

A armadura transversal constituiu-se além dos ganchos de ancoragem da armadura de flexão, de estribos perpendiculares ao plano médio da laje, um em cada nó das

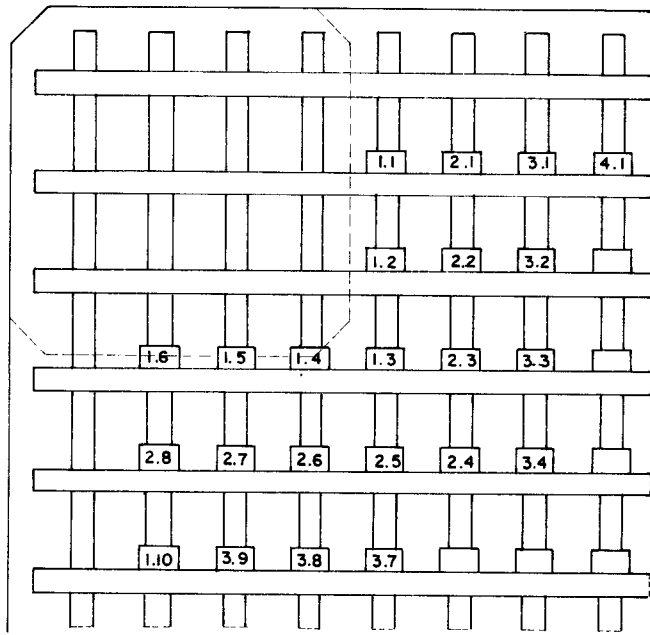
barras da armadura de flexão dentro da região crítica; essa armadura é a que foi utilizada nos elementos-de-laje 10 e 11 (tabela 1.1), tendo sido praticamente a máxima que contribuiu para o aumento da resistência da ligação (§ 1.3.3).

O modelo 18/3 foi abundantemente instrumentado, de maneira a caracterizar com precisão as deformações do concreto e das armaduras. Na figura 2.2 são mostradas as armaduras de flexão e transversal, e também a instrumentação da armadura de flexão; na figura 2.3 encontram-se as instrumentações dos estribos, dos ganchos, do concreto e detalhe da colocação dos estribos.

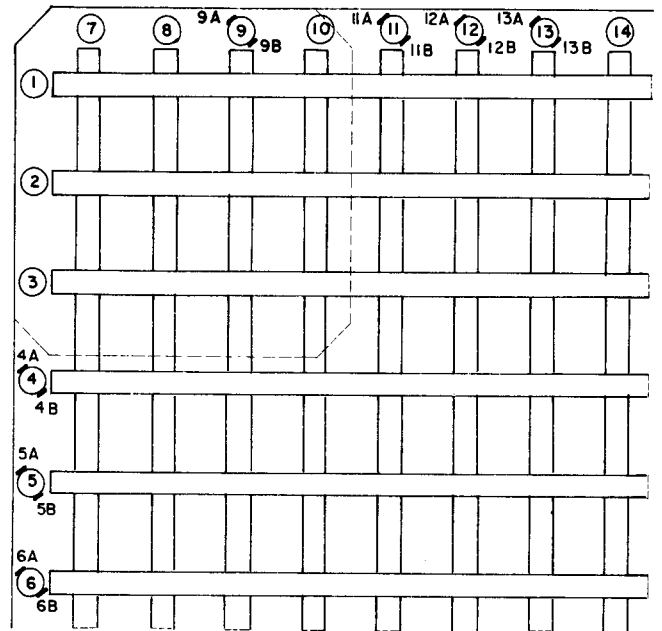


b) INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DO MODELO 18/3

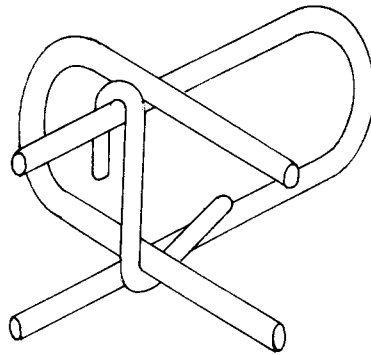
FIGURA 2.2



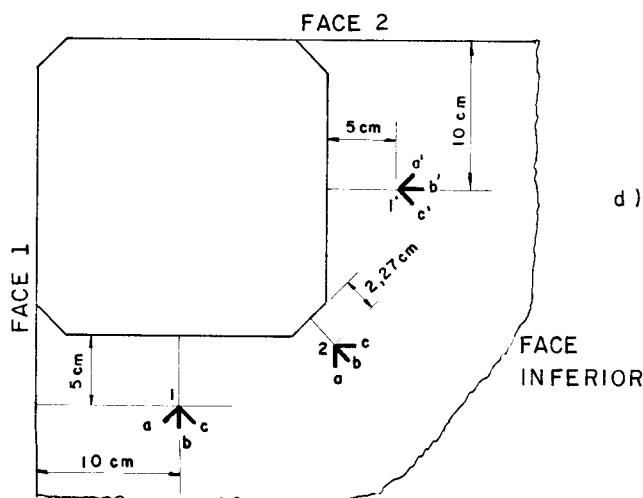
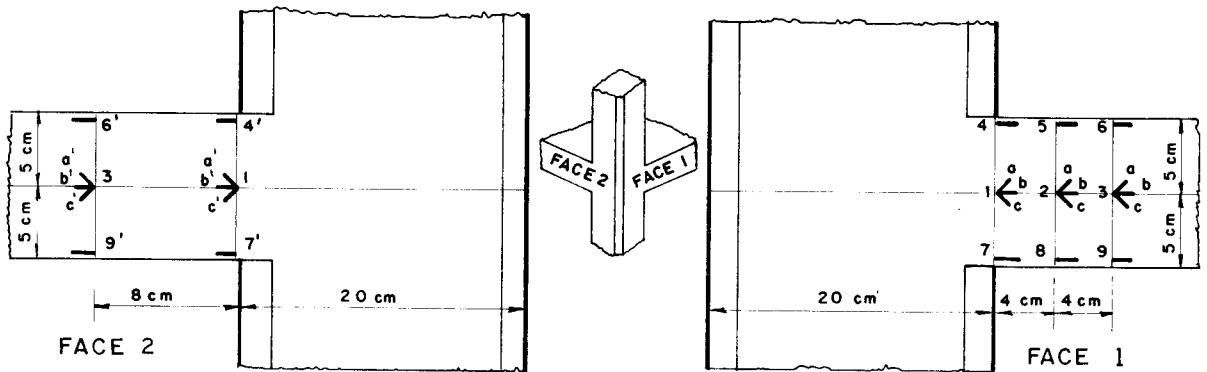
a) INSTRUMENTAÇÃO DOS ESTRIBOS
MODELO 18/3



b) INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS - MOD. 18/3



c) DETALHE DA FORMA E COLOCAÇÃO
DOS ESTRIBOS



d) INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO
MODELO 18/3

2.1.3 - Elemento-de-laje 19

Este elemento-de-laje, composto pelos modelos 19/1, 19/2, 19/3, tem a carga também aplicada no plano bisetor do canto, mas a 78 cm do centro do pilar ($M/V = 78 \text{ cm}$) e repartida em um arco de círculo de raio $1,75 \times 51,0 = 89,3 \text{ cm}$ (figura 1.19); a relação M/V resultante é igual a 1,73 vezes a relação ($M/V = 45 \text{ cm}$).

Para que fosse possível a aplicação da carga com raio 89,3 cm, as lajes dos modelos desse elemento-de-laje tiveram que ter suas dimensões, em planta, aumentadas.

A armadura transversal é idêntica à do elemento-de-laje 18 e a instrumentação procurou detectar com detalhes as deformações do concreto e das armaduras. As armaduras de flexão e transversal, bem como a instrumentação das mesmas, dos ganchos e do concreto estão nas figuras 2.4 e 2.5.

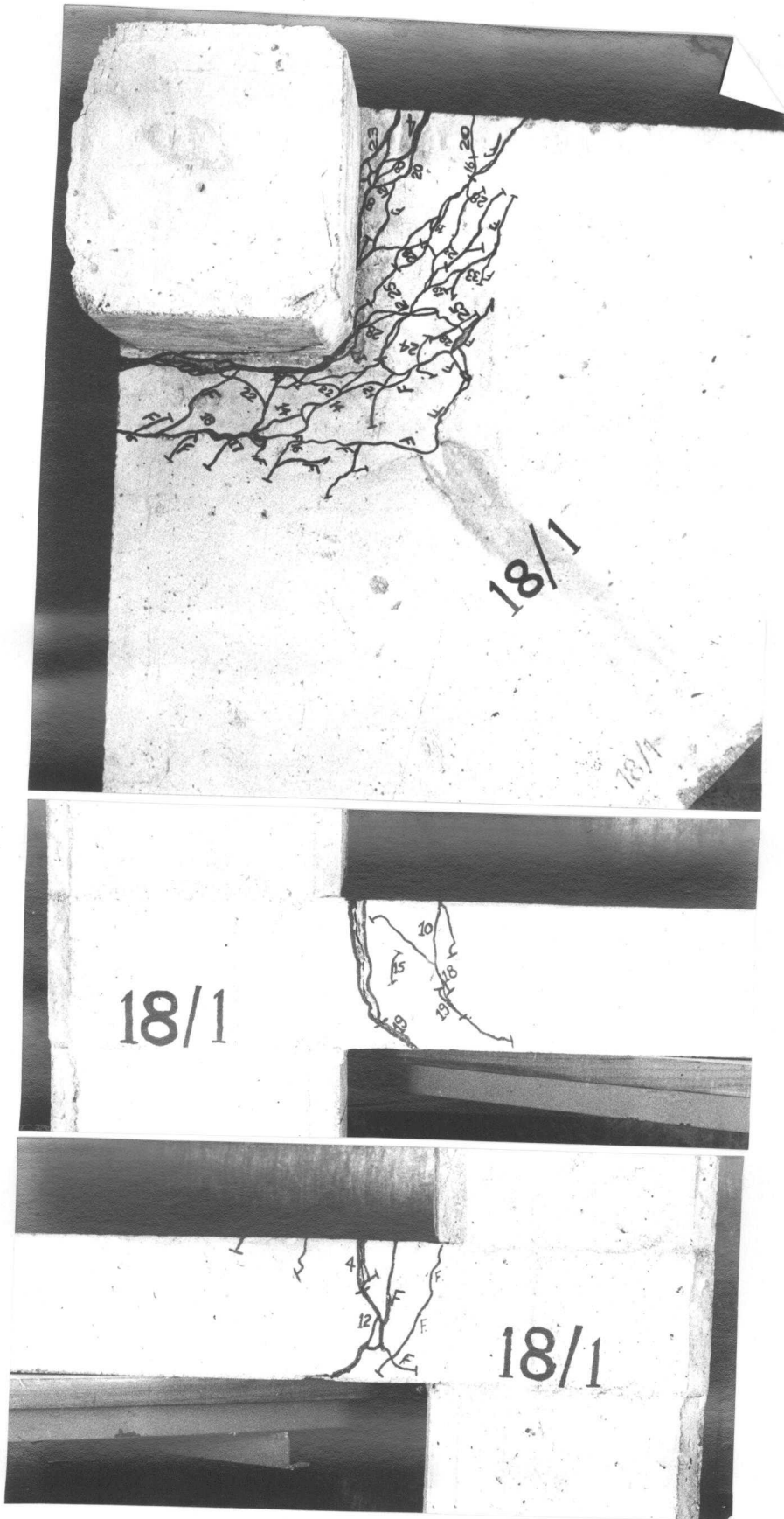


FIGURA 3.6



FIGURA 3.7



FIGURA 3.8

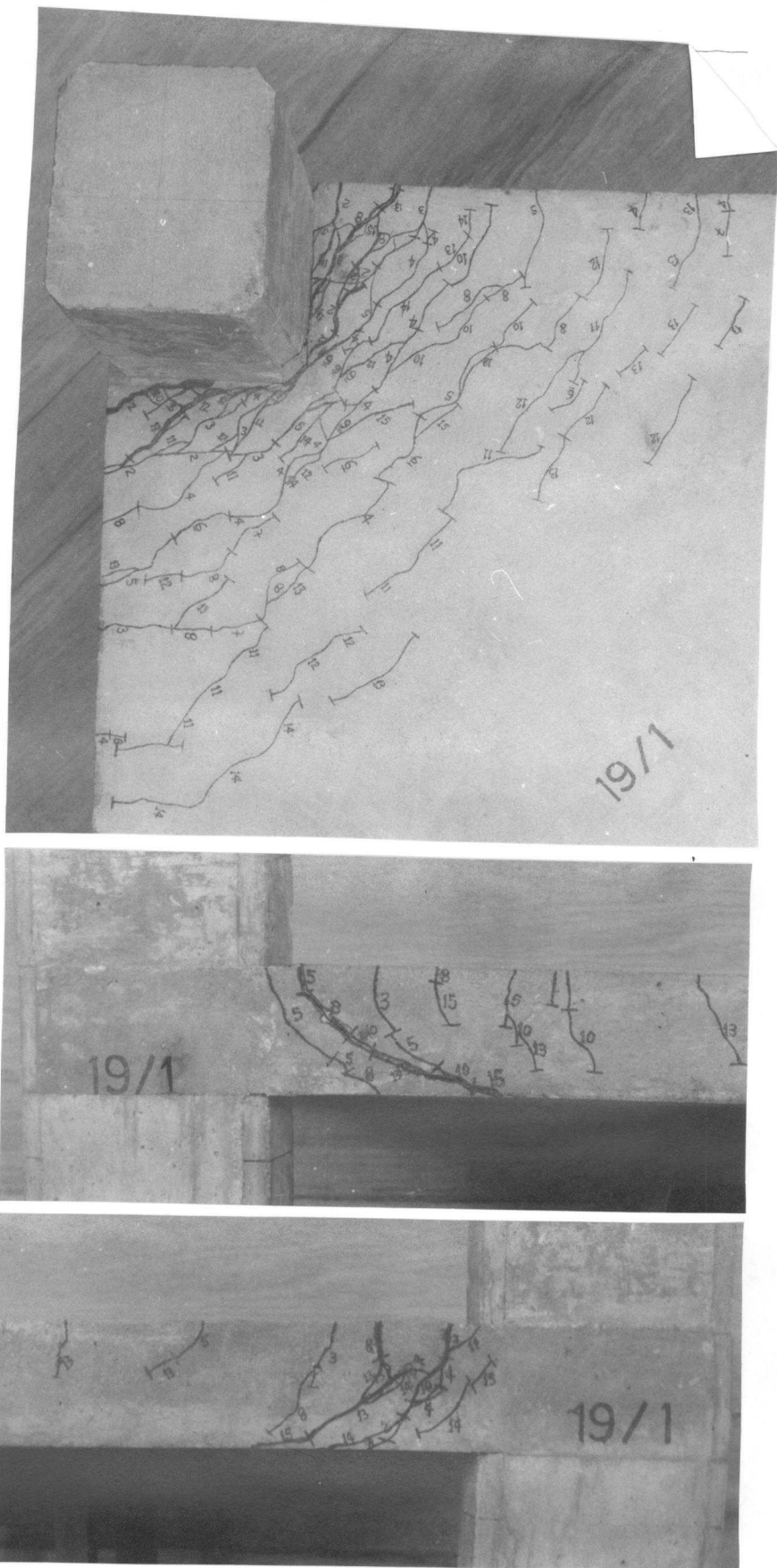


FIGURA 3.9

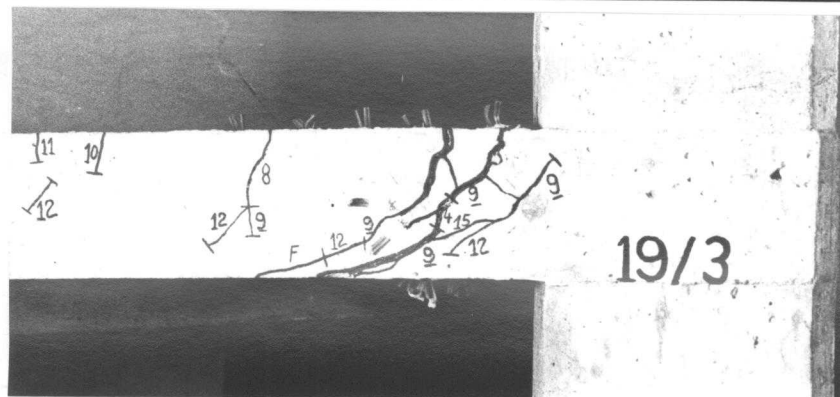
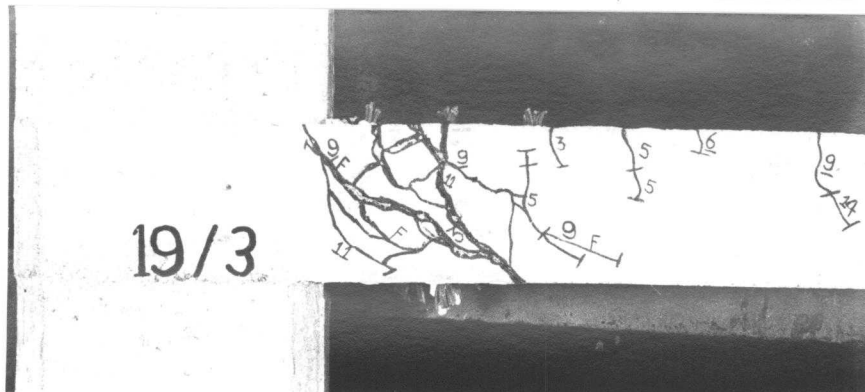
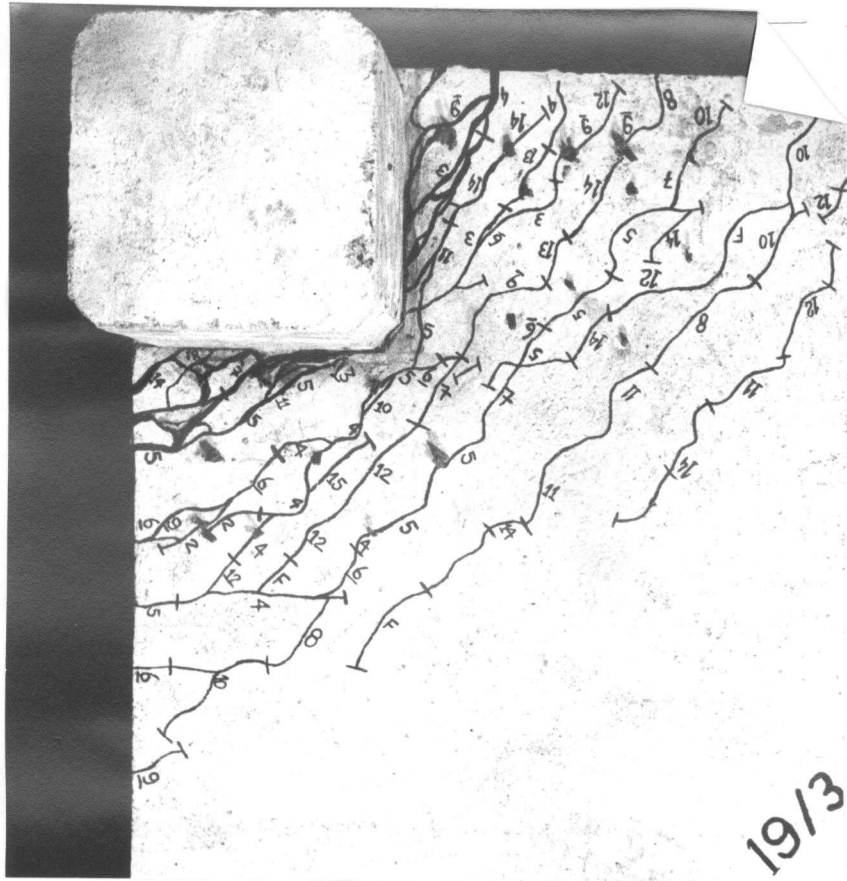


FIGURA 3.11

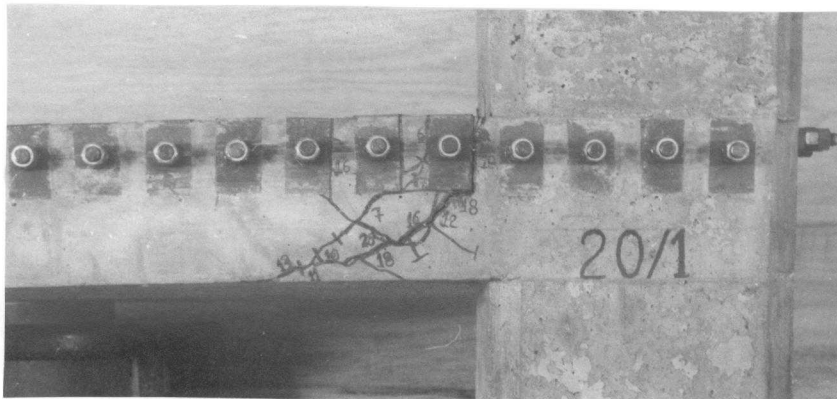
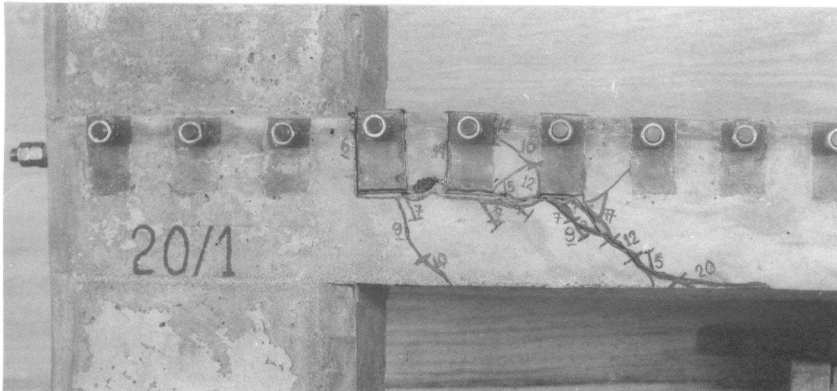
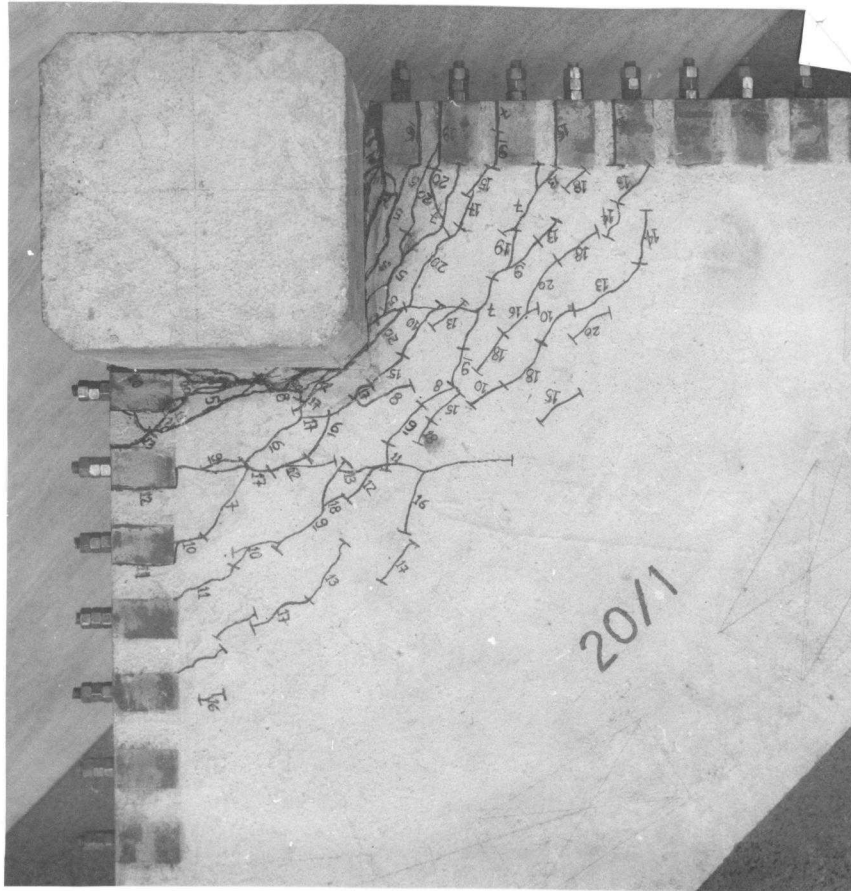


FIGURA 3.12

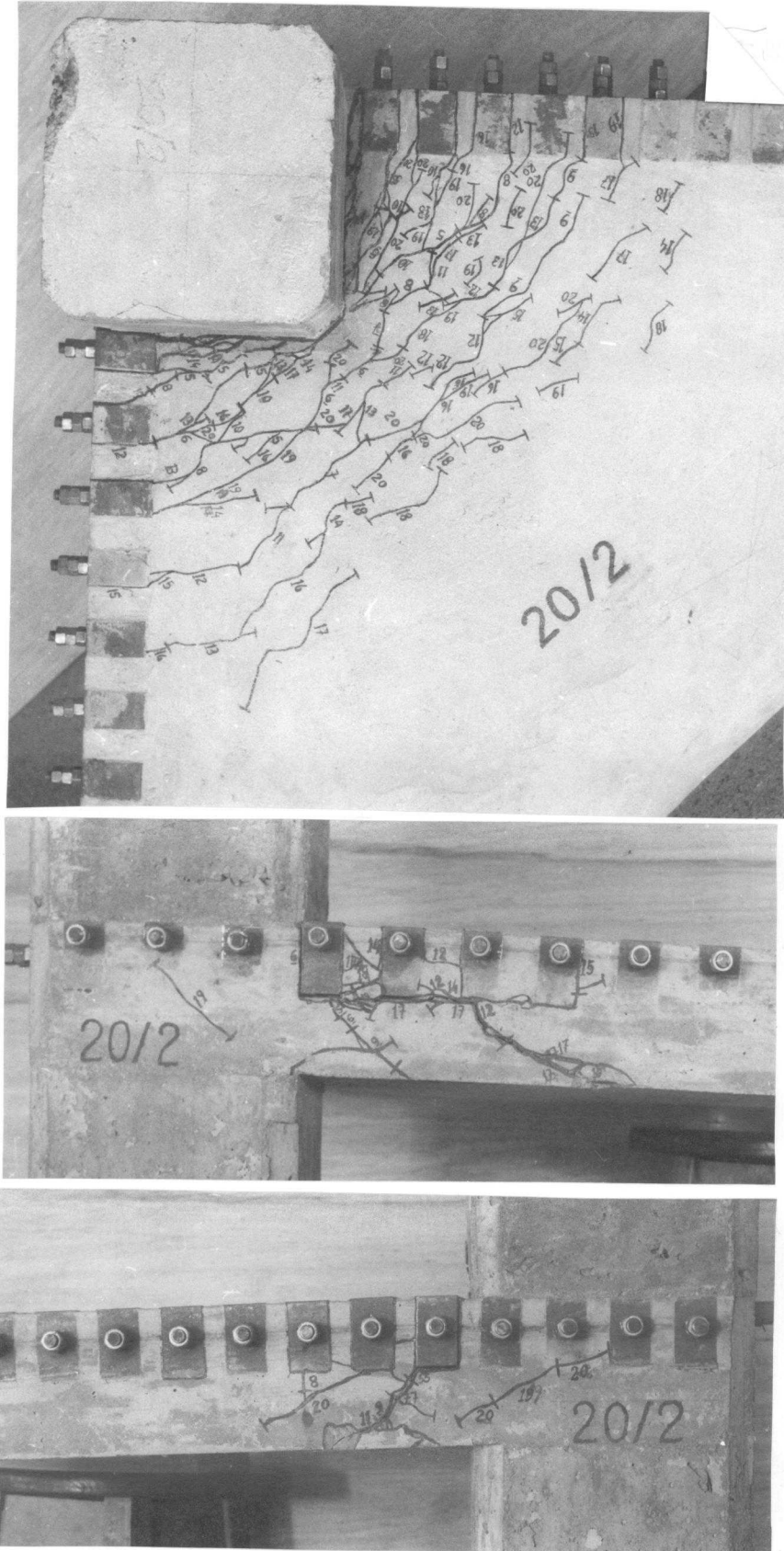
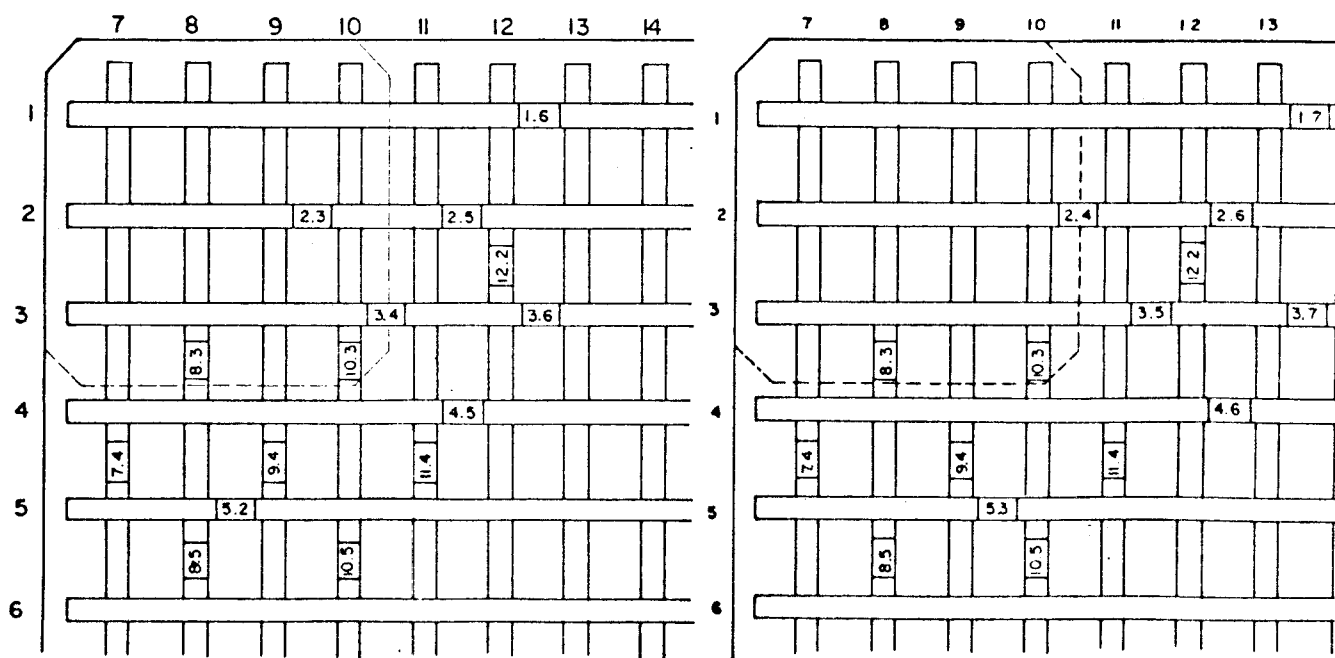


FIGURA 3.13

3.2.4 - Deformações das armaduras de flexão

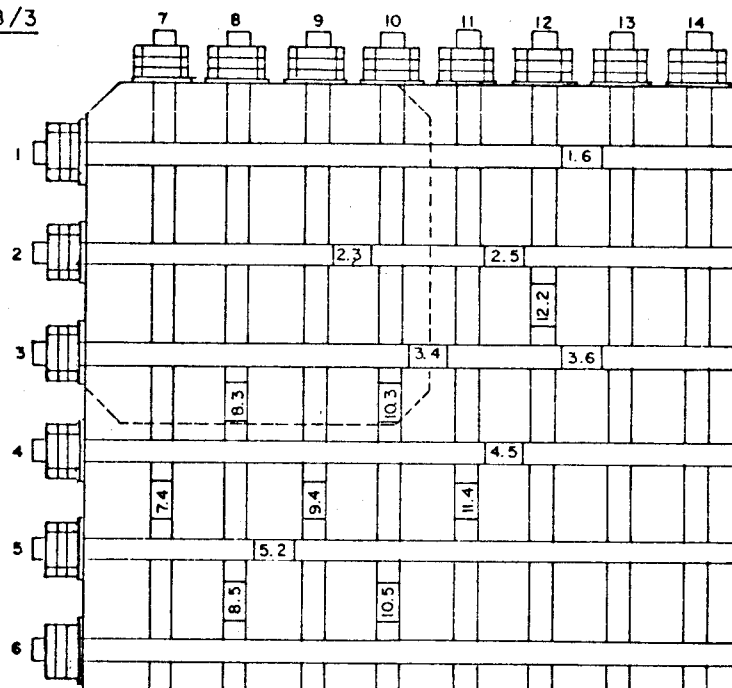
A seguir, apresentam-se as figuras 3.15 a 3.18 que contêm os gráficos com as deformações das armaduras de flexão dos modelos 18/3, 19/3 e 20/3.



INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO

INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO
MODELO 19/3

MODELO 18/3



INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO
MODELO 20/3

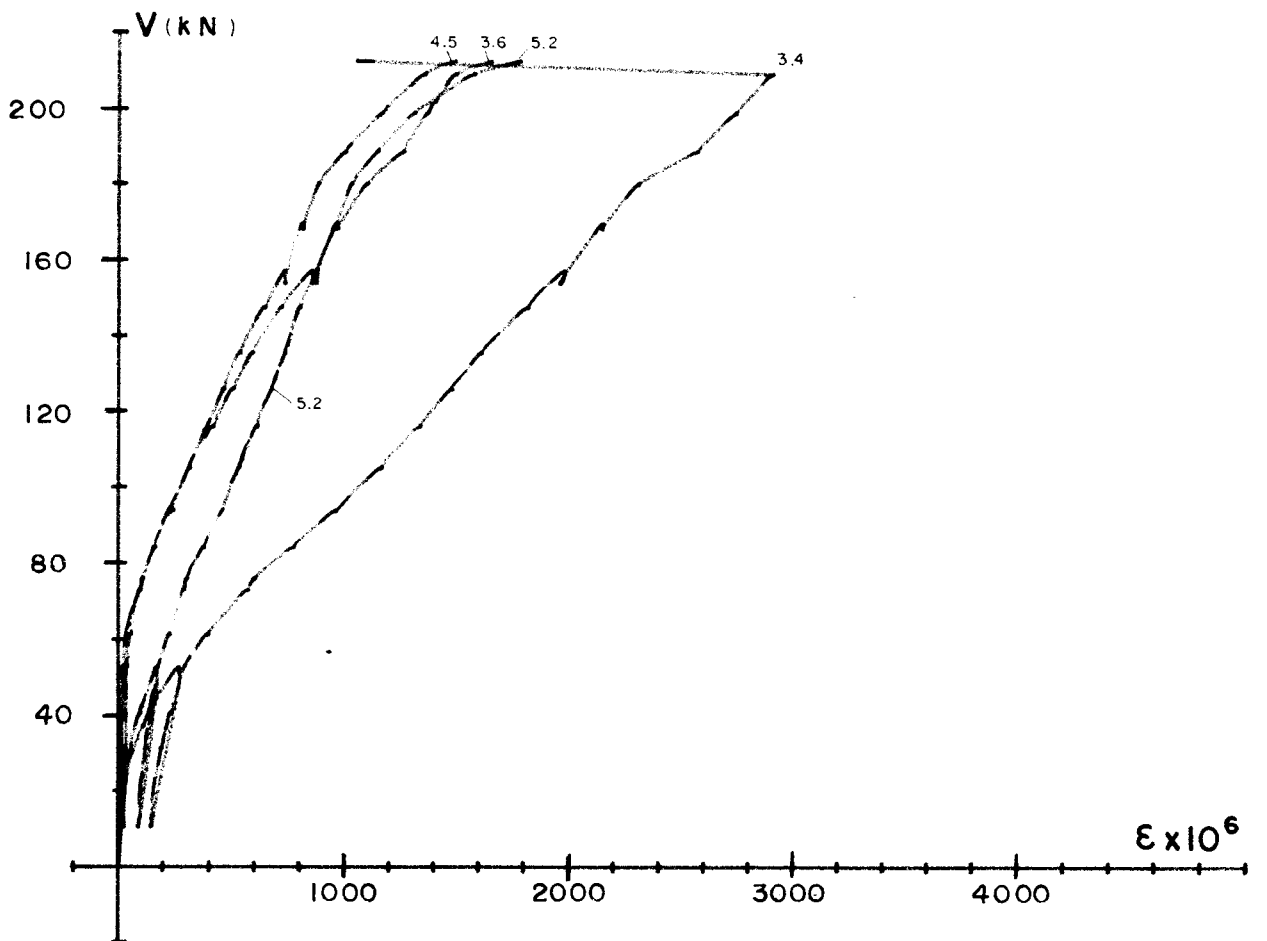
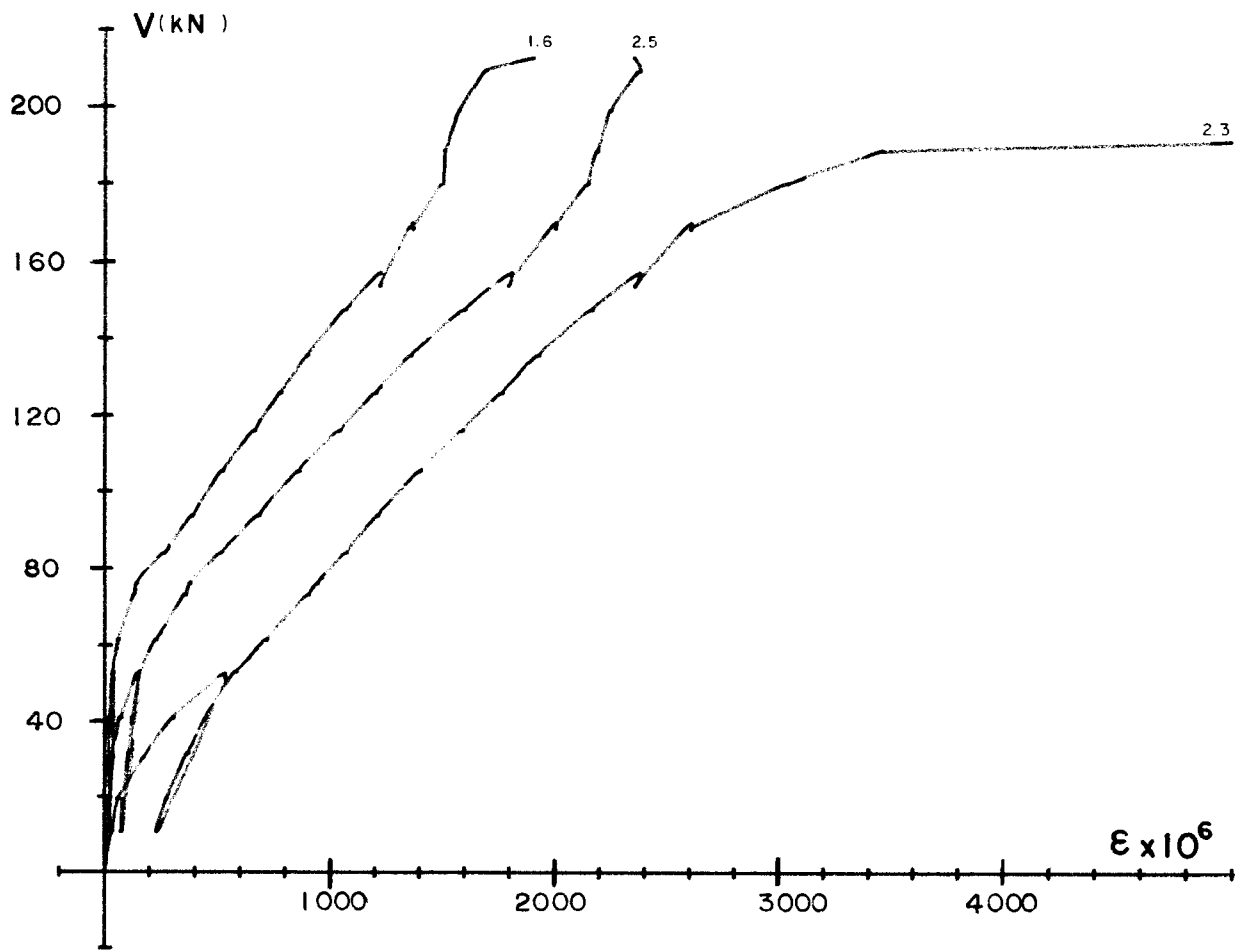


FIGURA - 3.15

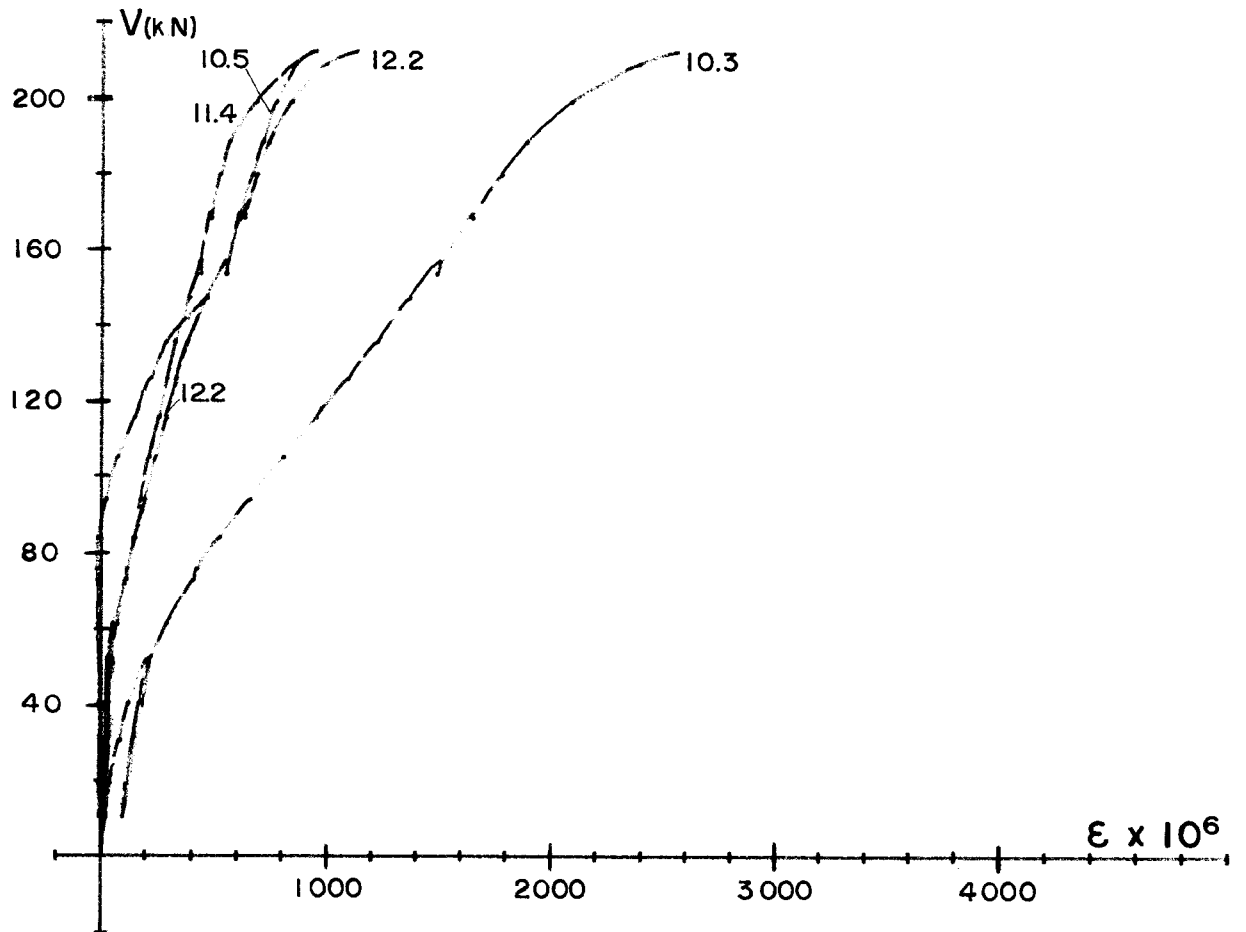
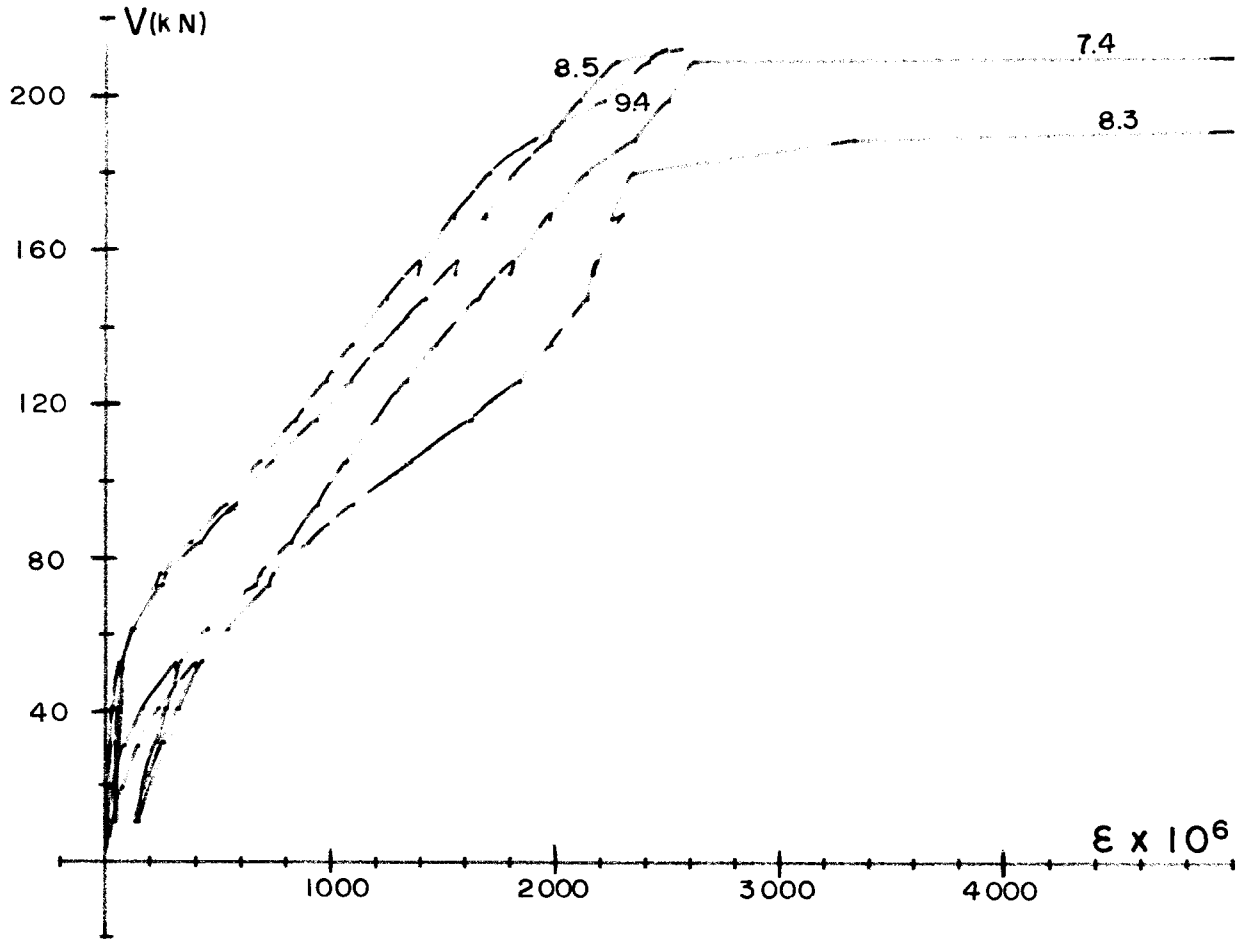
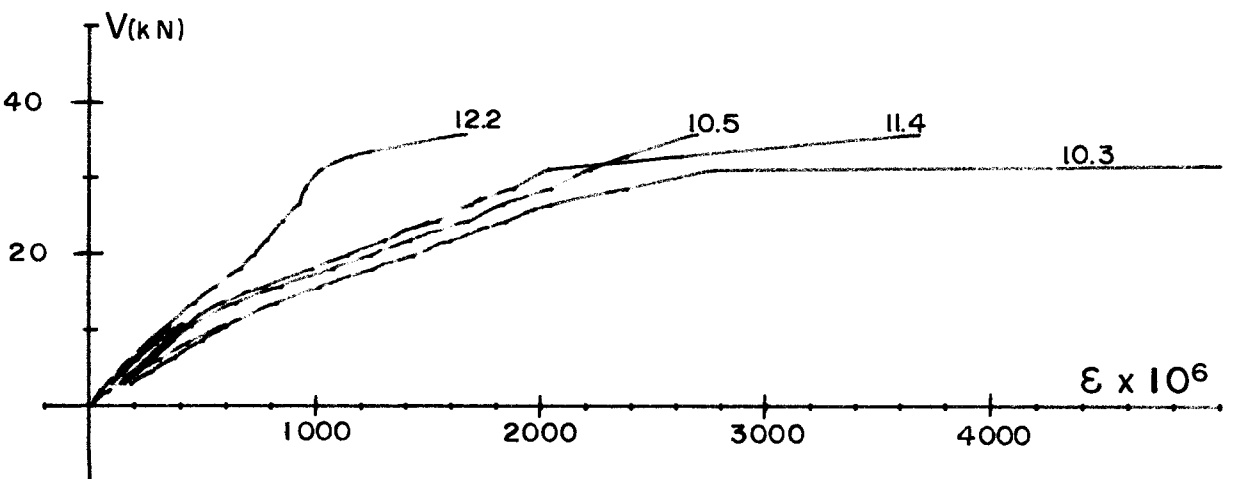
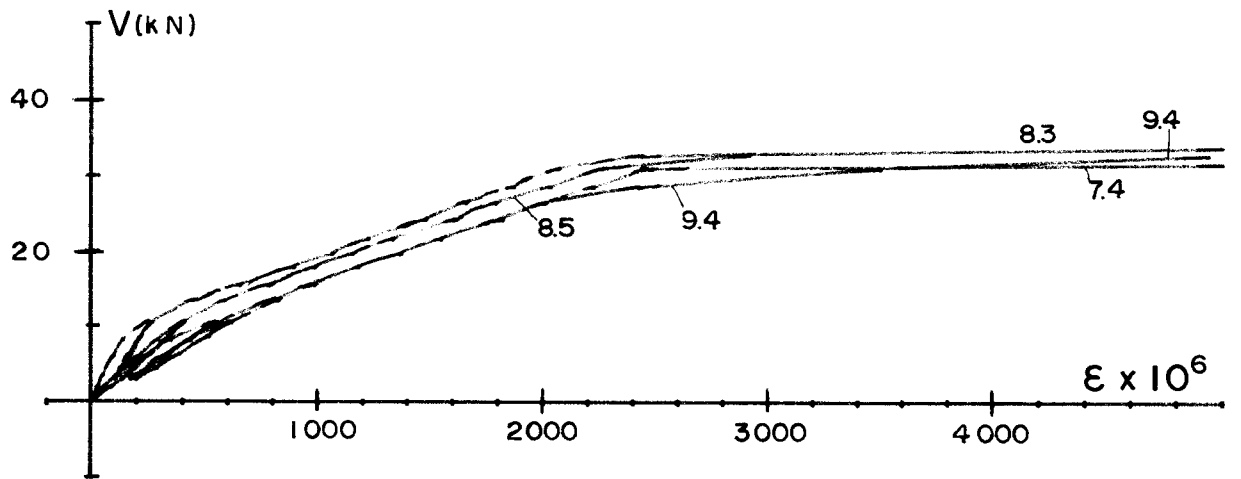
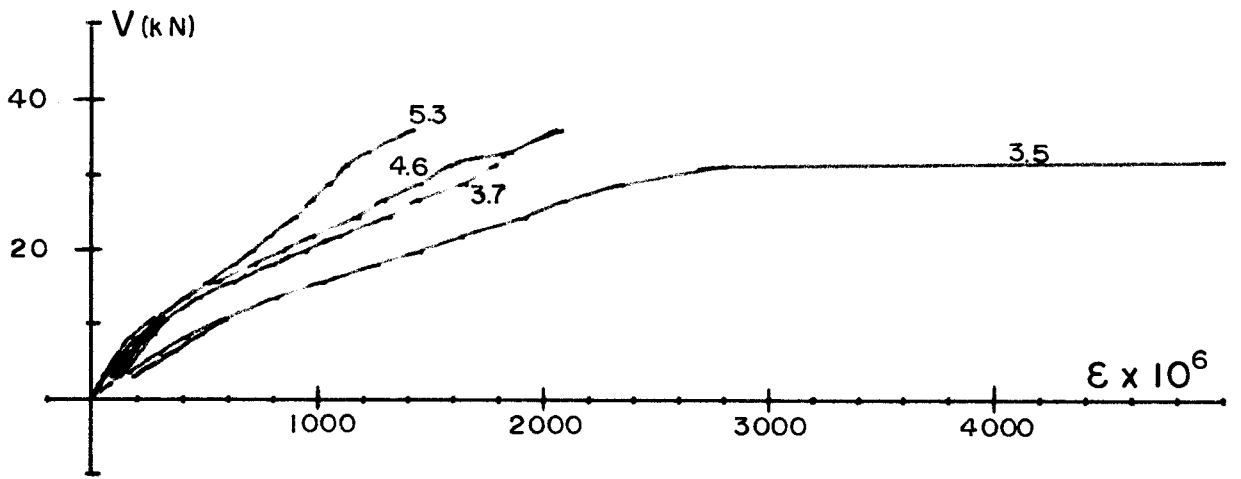
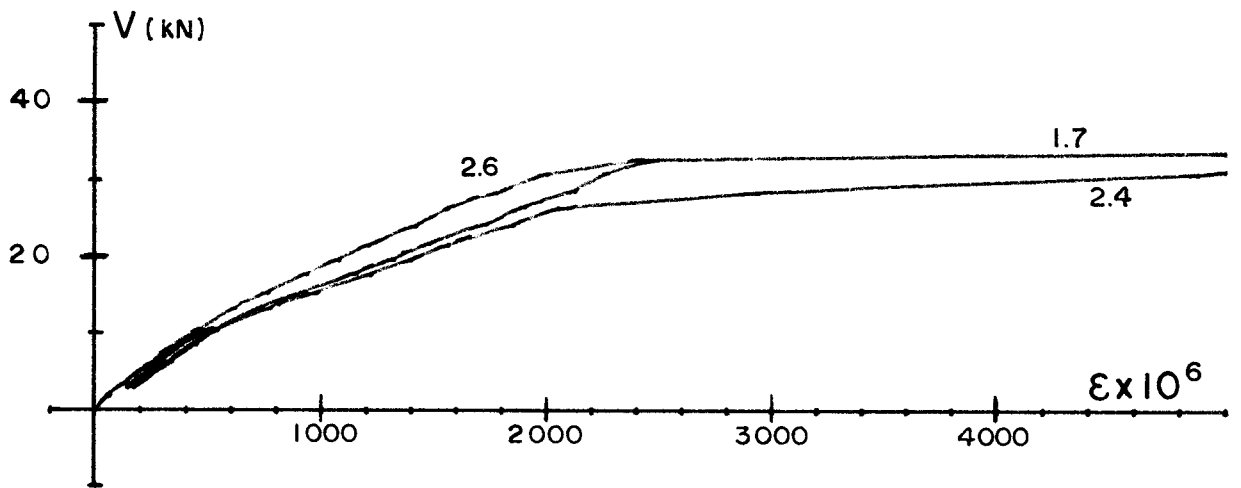


FIGURA - 3.16



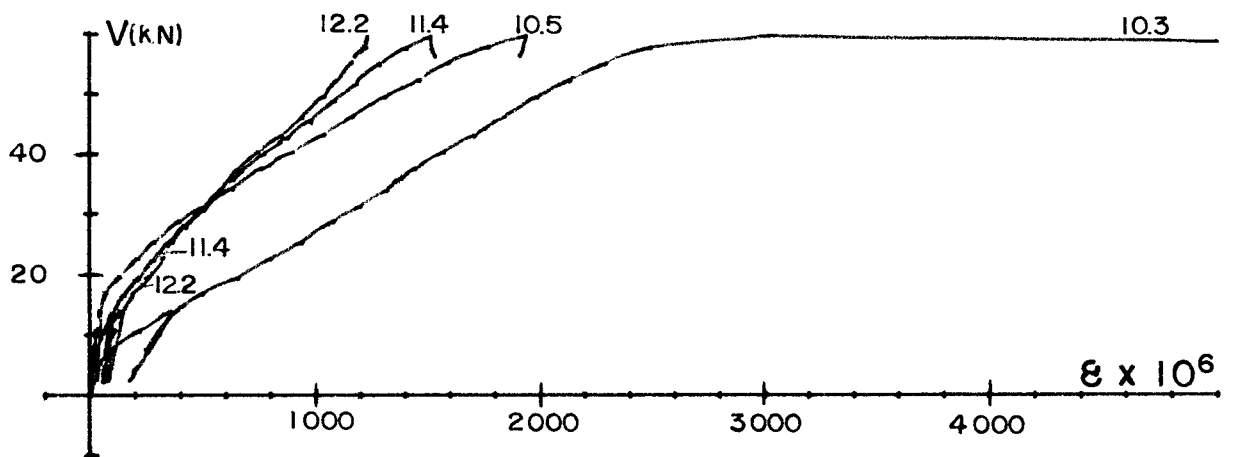
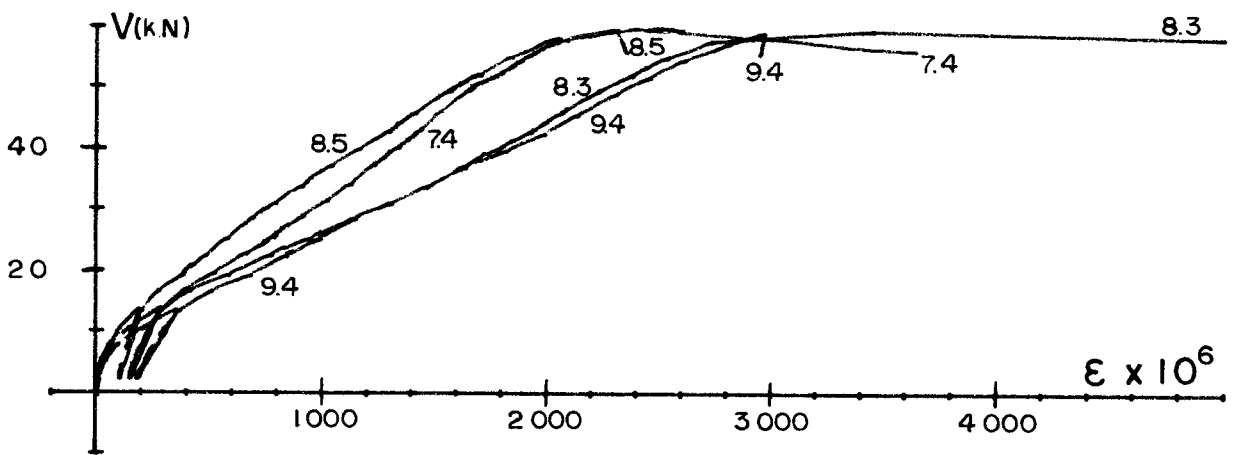
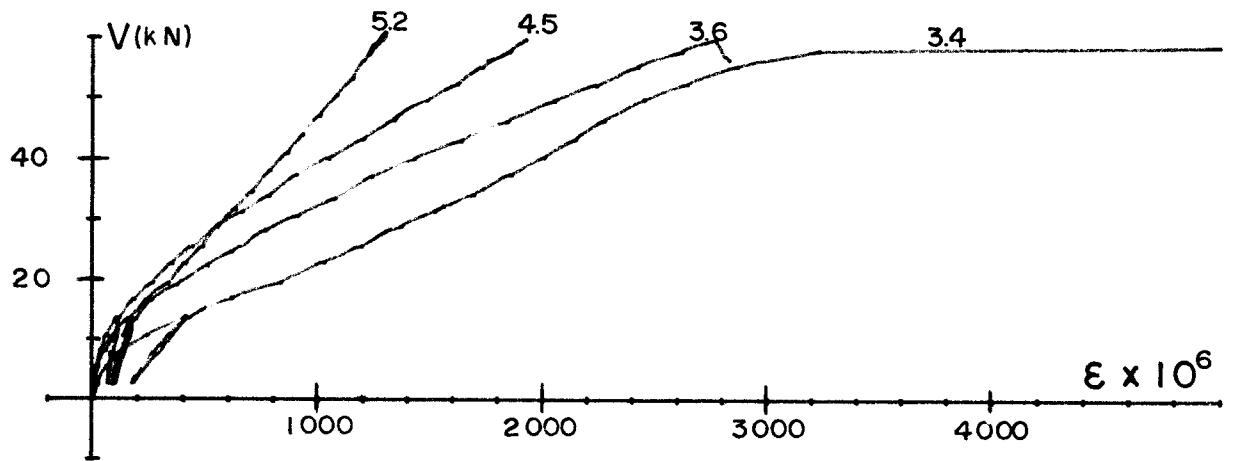
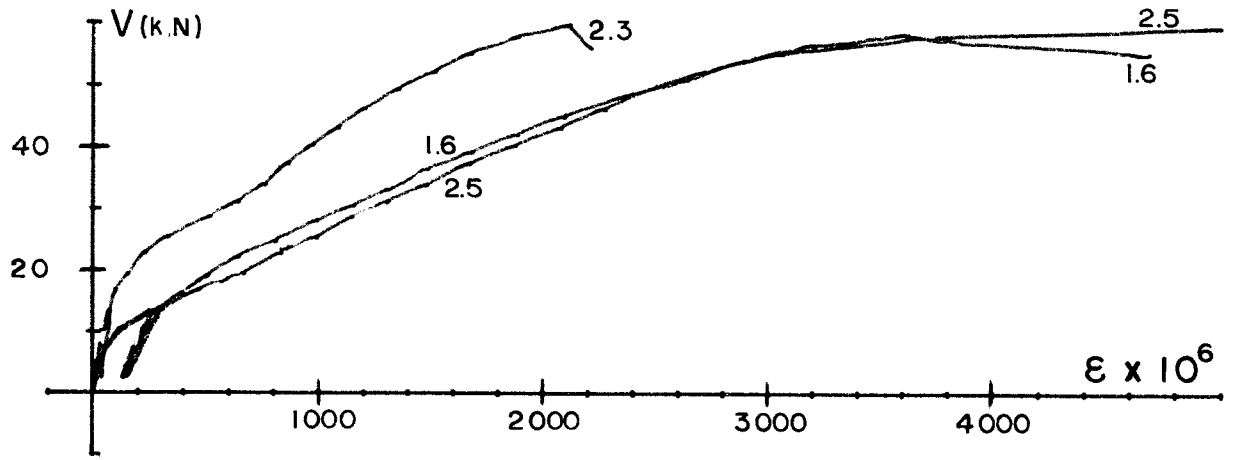
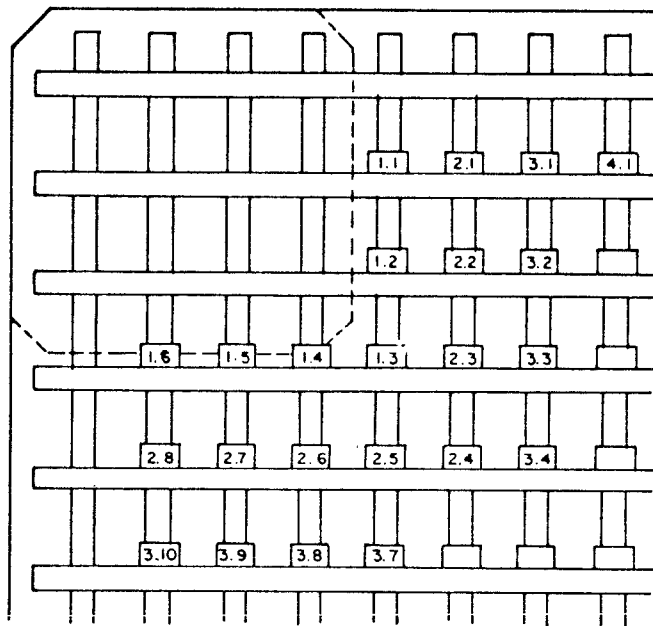


FIGURA - 3.18

3.2.5 - Deformações dos estribos

As figuras 3.19 e 3.20, mostradas a seguir, contêm os gráficos das deformações dos estribos dos modelos 18/3 e 19/3; no modelo 20/3 não existiam estribos.



INSTRUMENTAÇÃO DOS ESTRIBOS

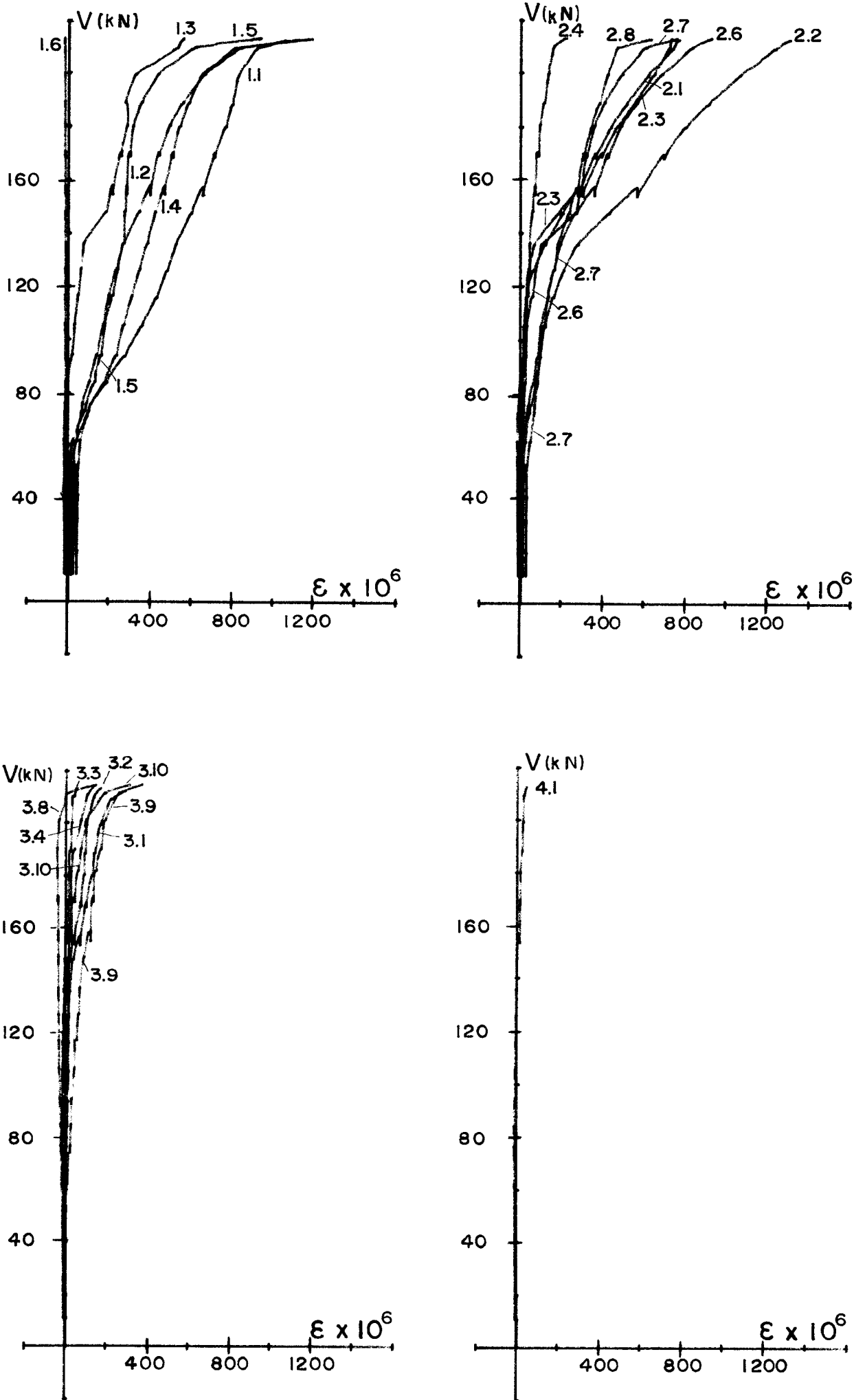


FIGURA - 3.19

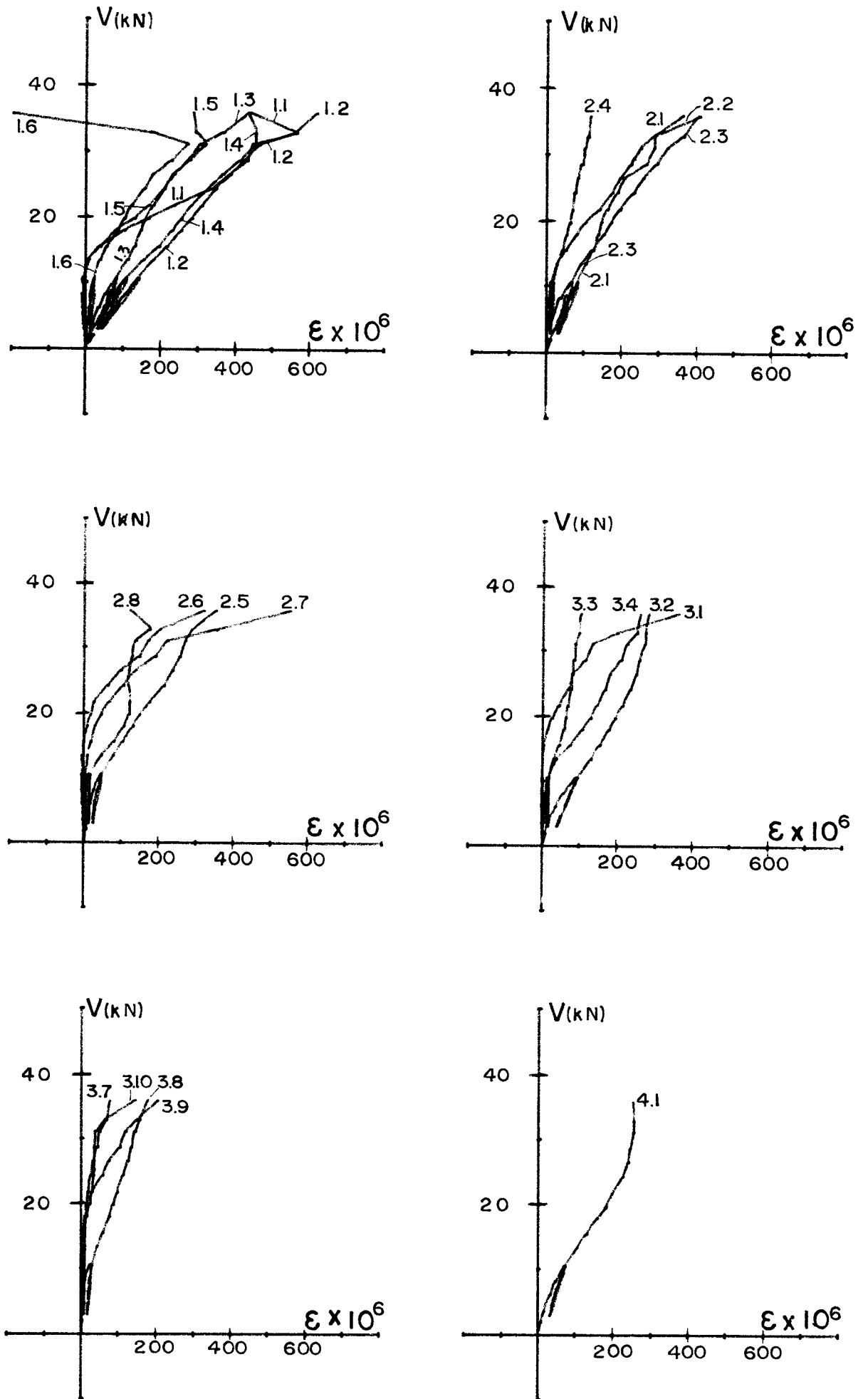
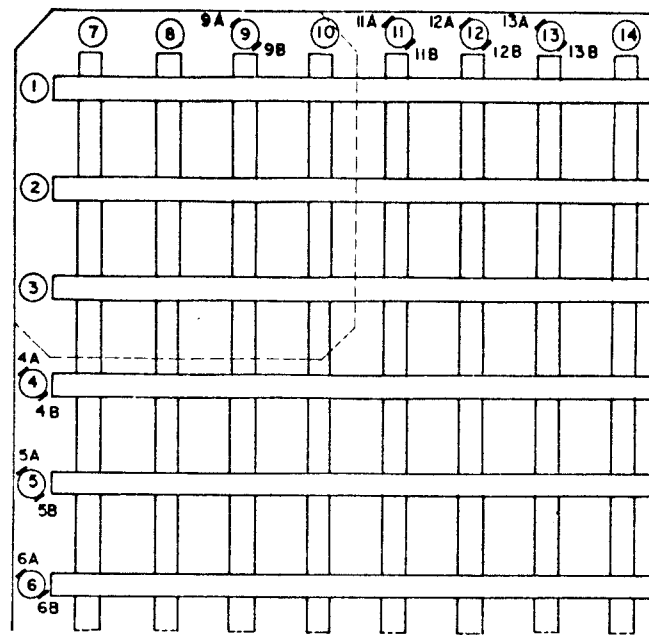


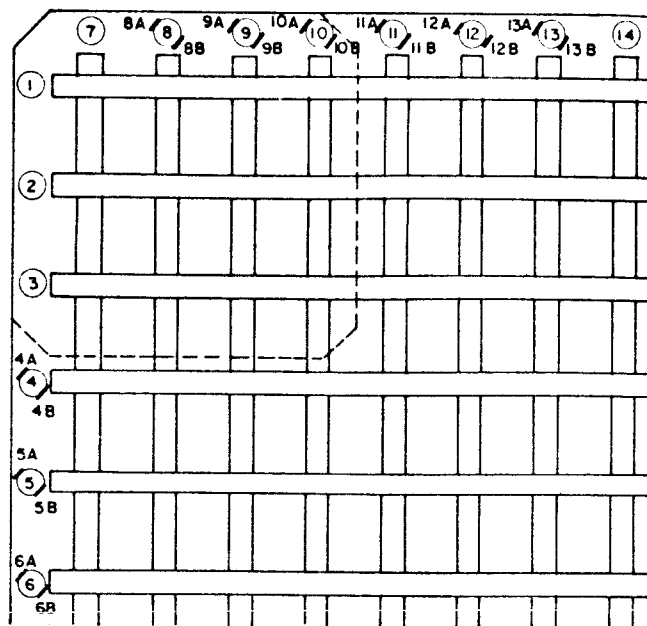
FIGURA - 3.20

3.2.6 - Deformações dos ganchos

Na figura 3.21, os gráficos das deformações dos ganchos dos modelos 18/3 e 19/3; no modelo 20/3 não existiam ganchos.



INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS - MOD. 18/3



INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS
MODELO 19/3

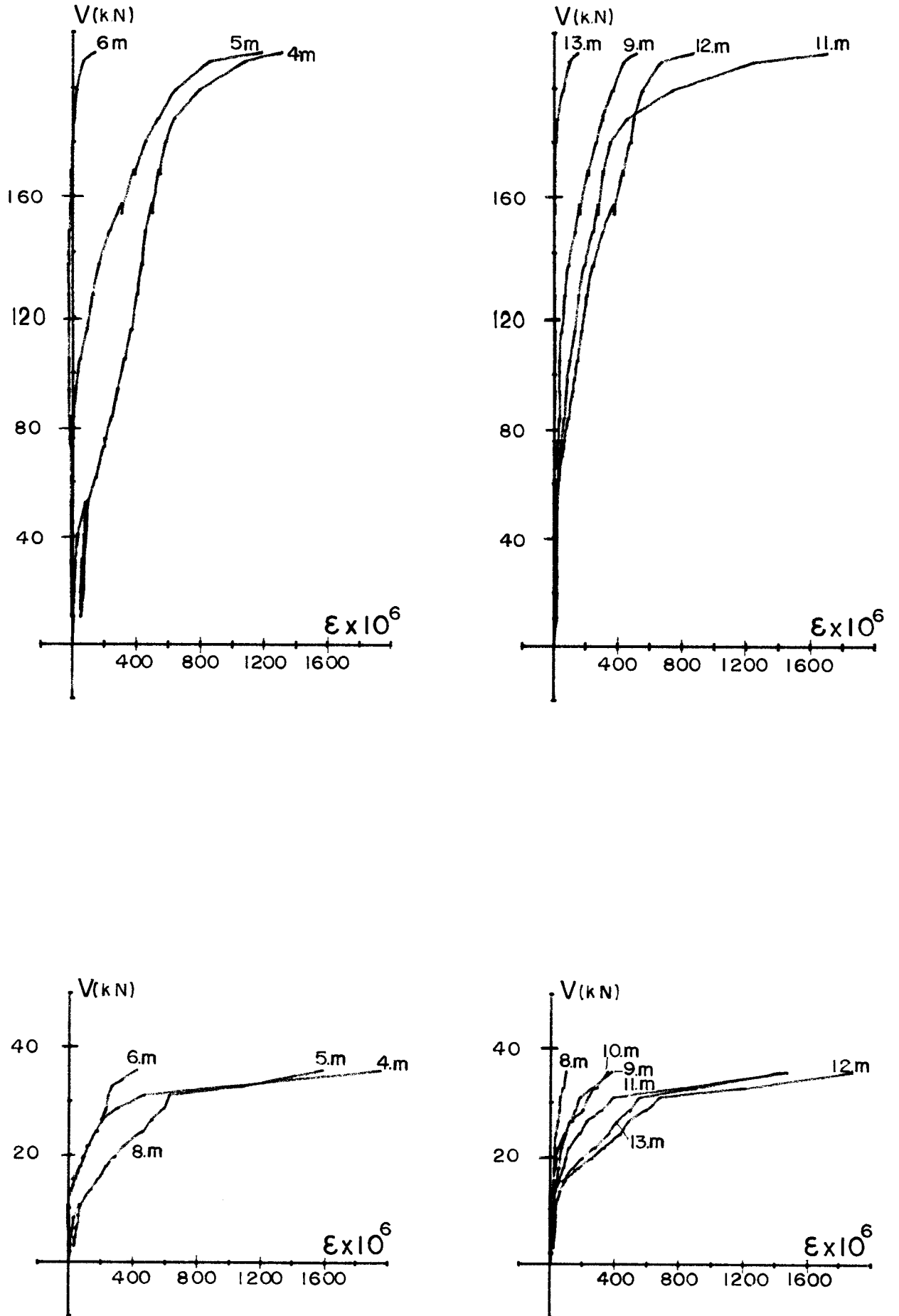
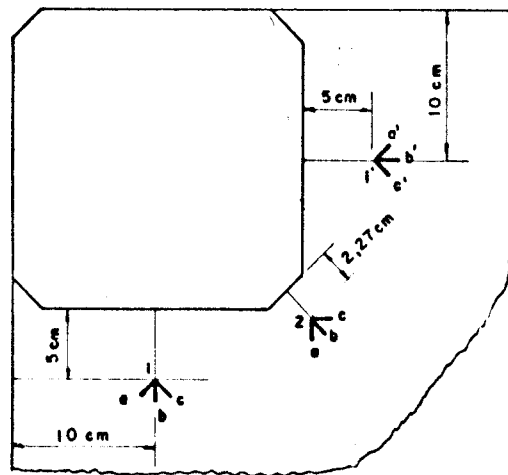


FIGURA - 3.21

3.2.7 - Deformações na face inferior das lajes

As deformações na face inferior das lajes, para os modelos 18/3, 19/3 e 20/3 estão nos gráficos da figura 3.22, a seguir.



INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO
FACE
INFERIOR

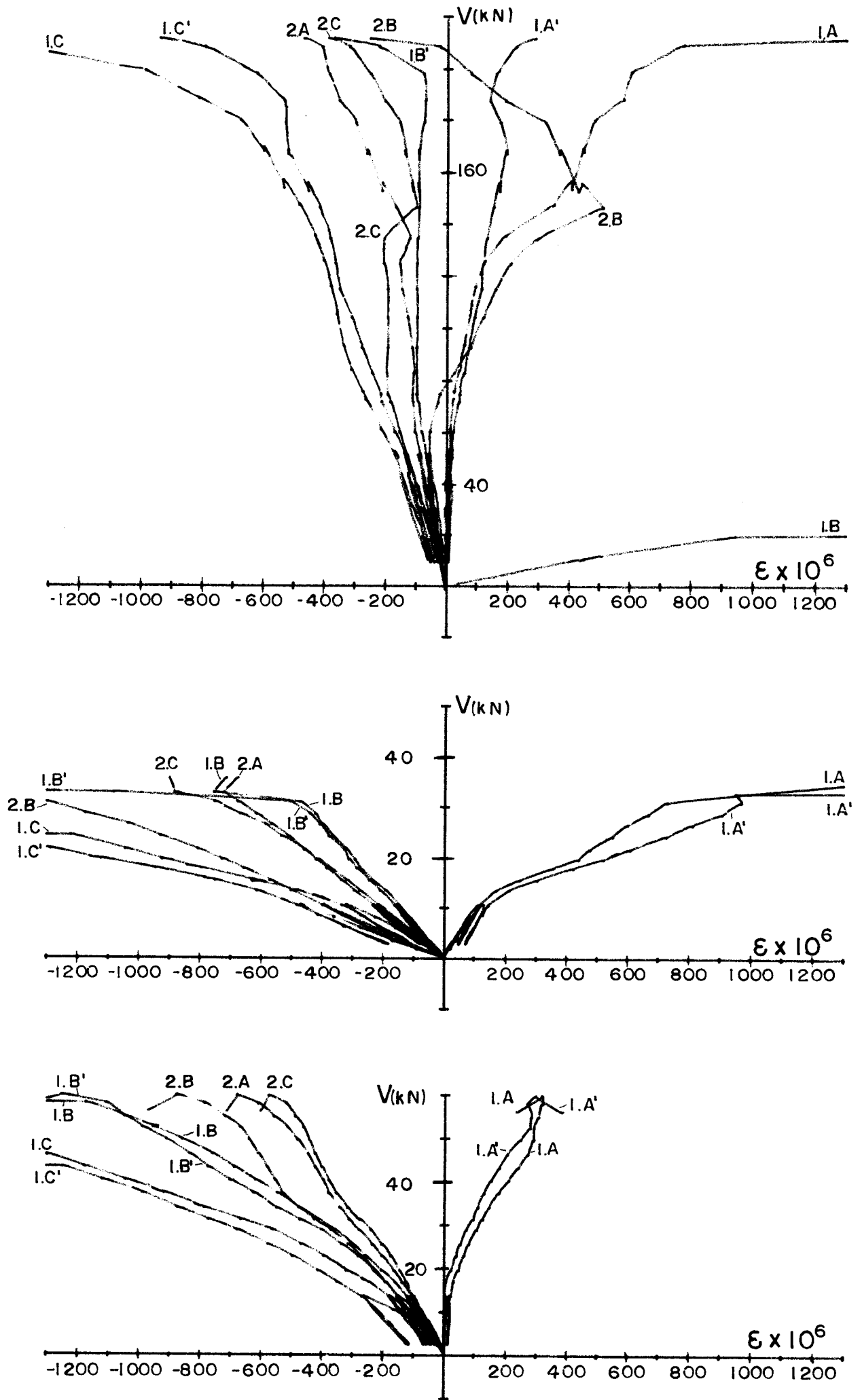
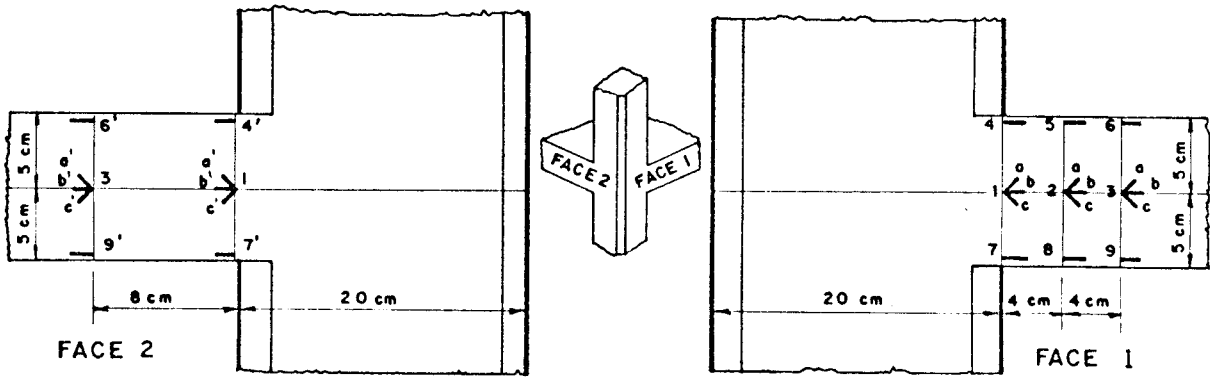


FIGURA - 3.22

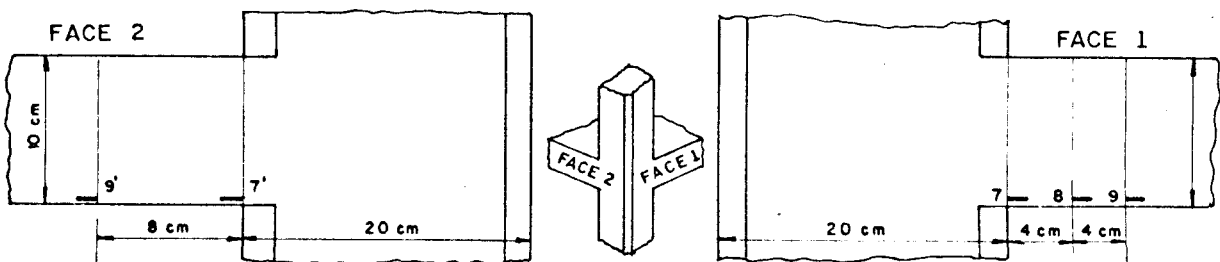
3.2.8 - Deformações nas faces laterais das lajes

Nas quatro figuras que se seguem - 3.23 a 3.26 - estão os gráficos das deformações nas faces laterais dos modelos 18/3, 19/3 e 20/3.



MODELO 18/3 - MODELO 19/3

INSTRUMENTAÇÃO DO CONCRETO



MODELO 20/3

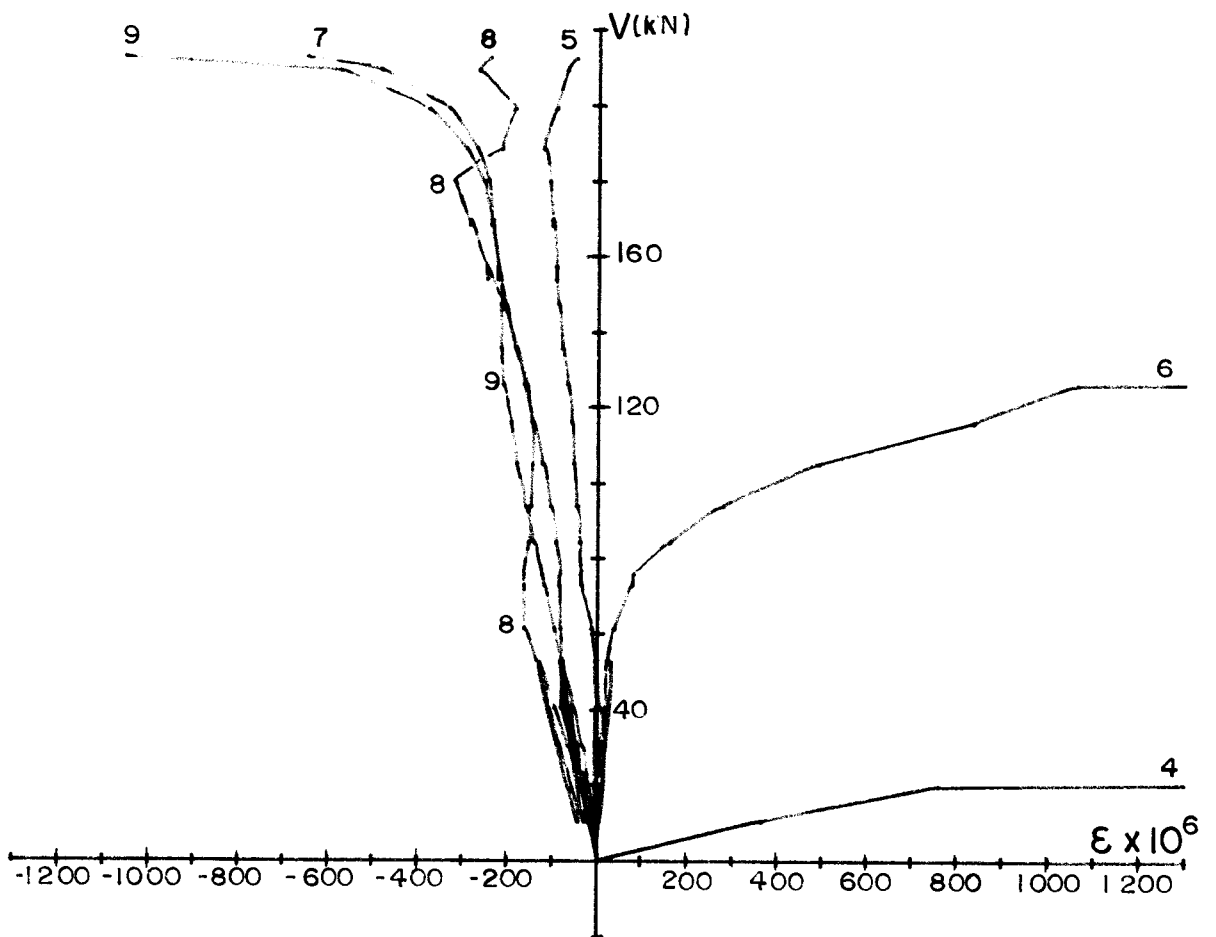
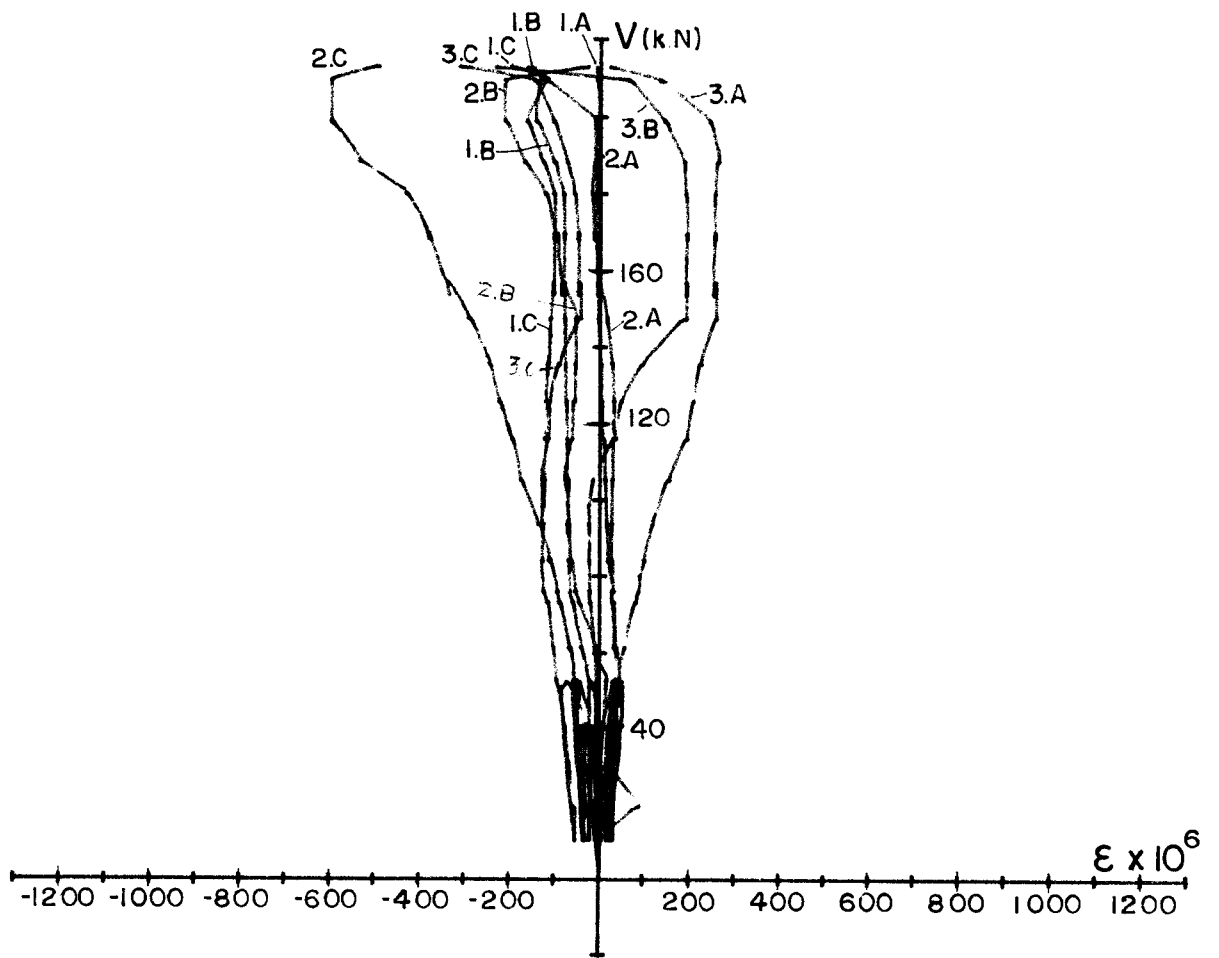


FIGURA - 3.23

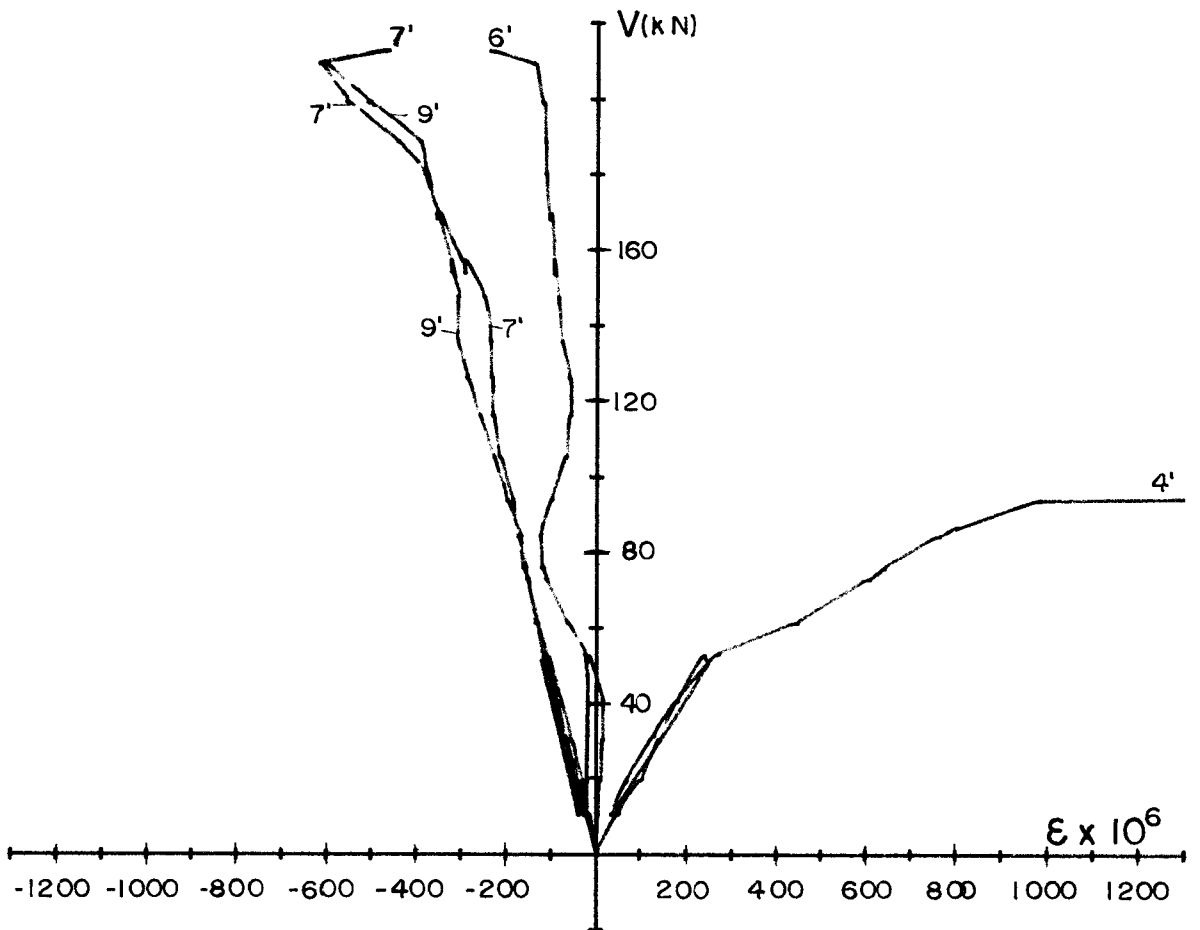
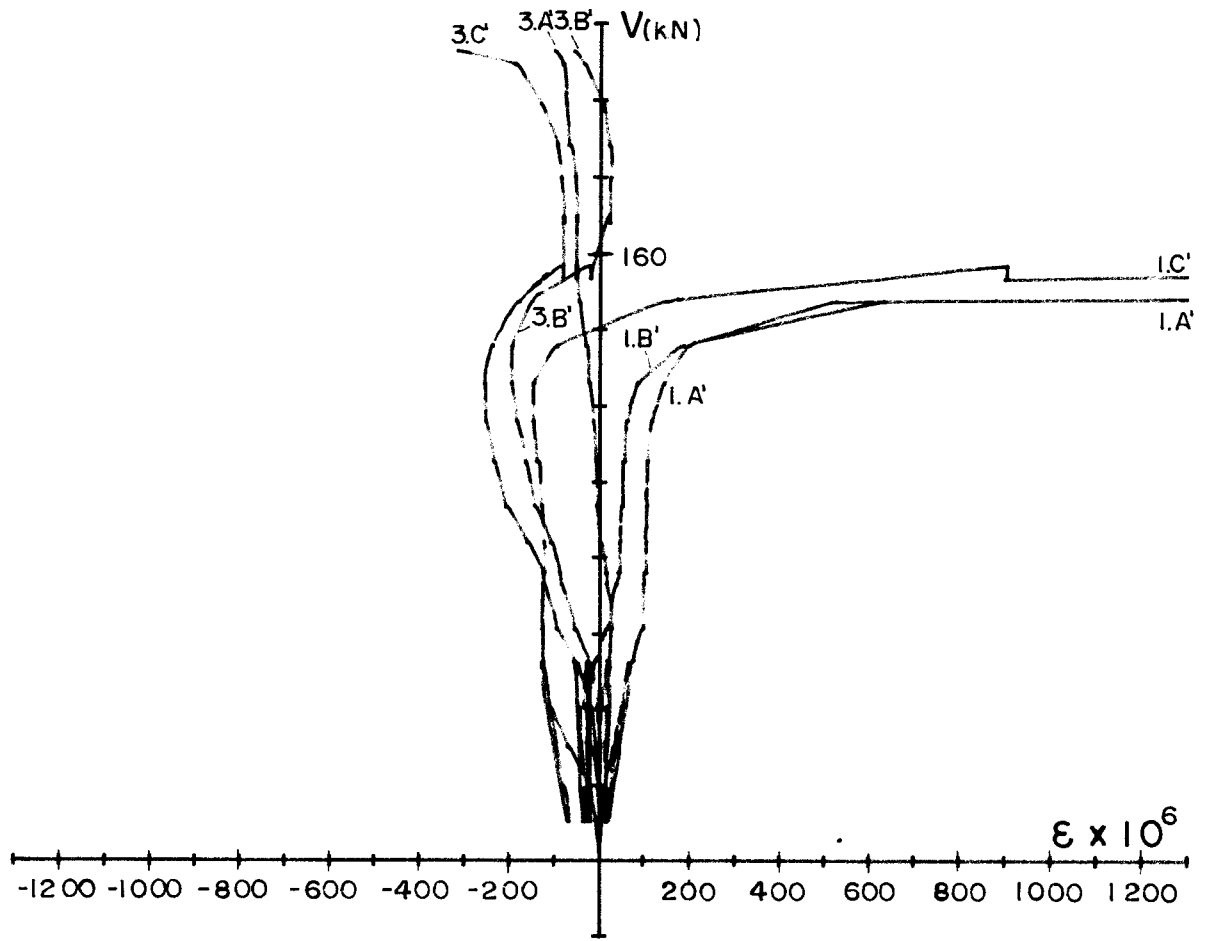


FIGURA - 3.24

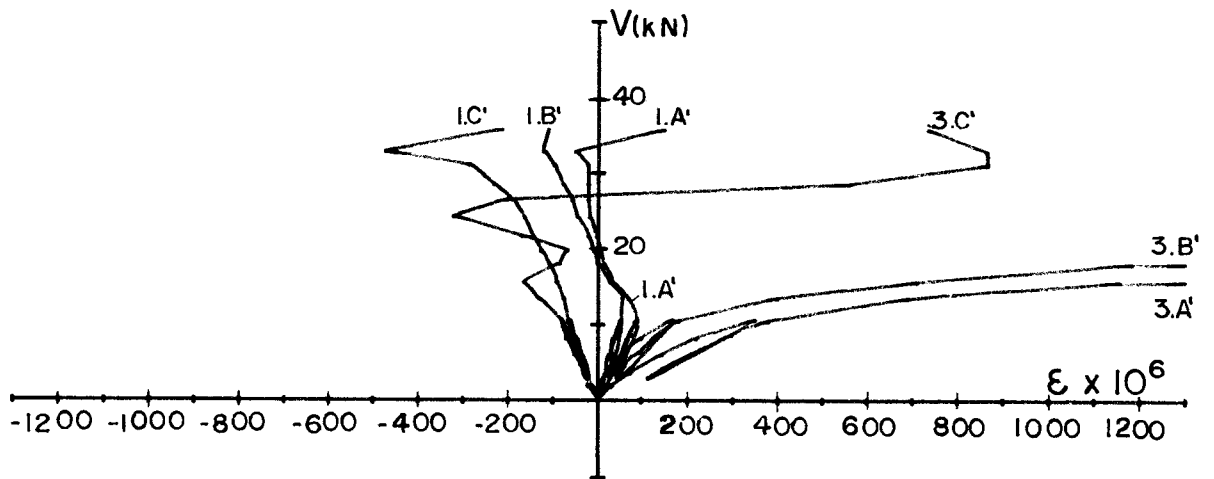
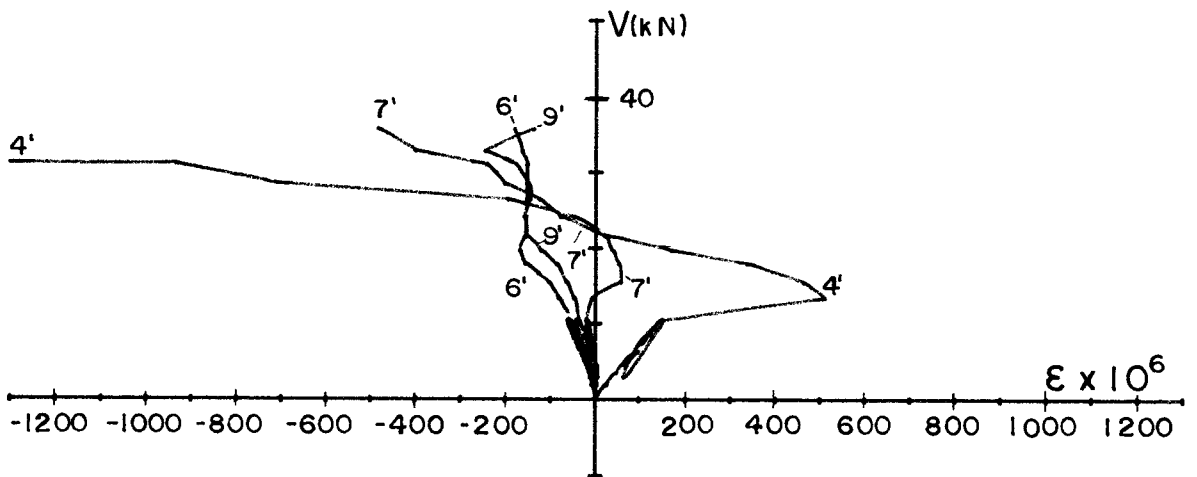
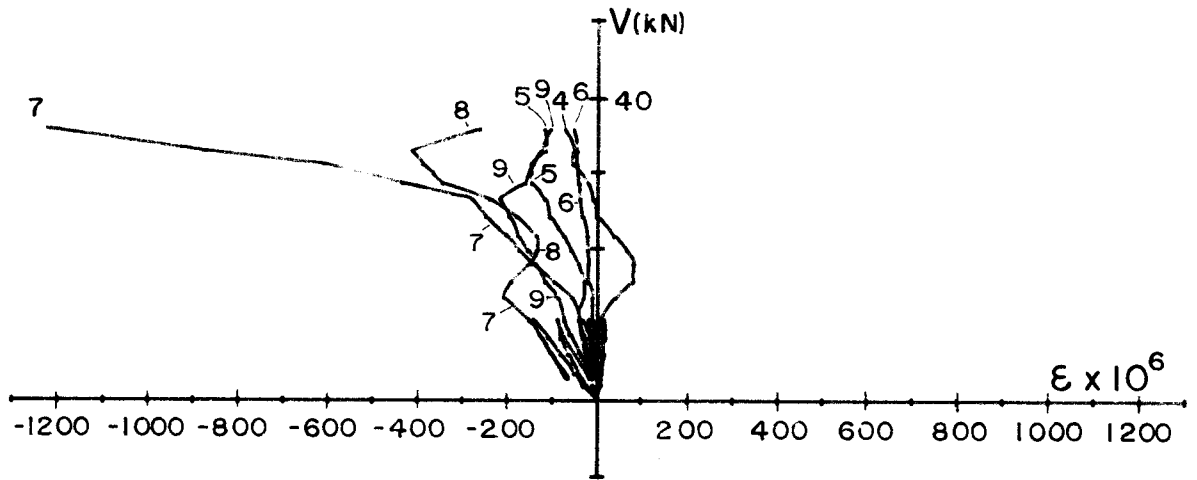
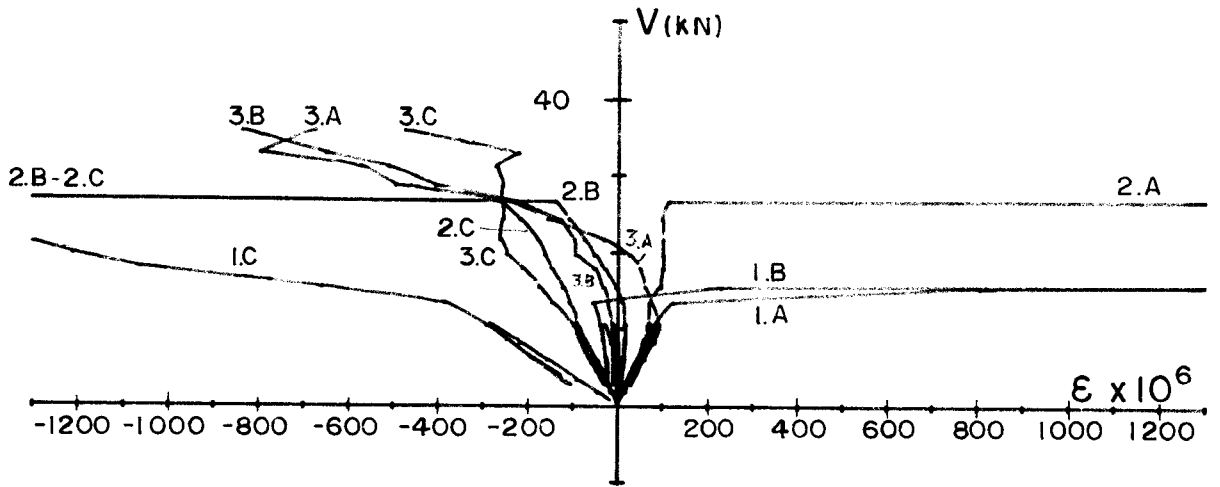


FIGURA - 3.25

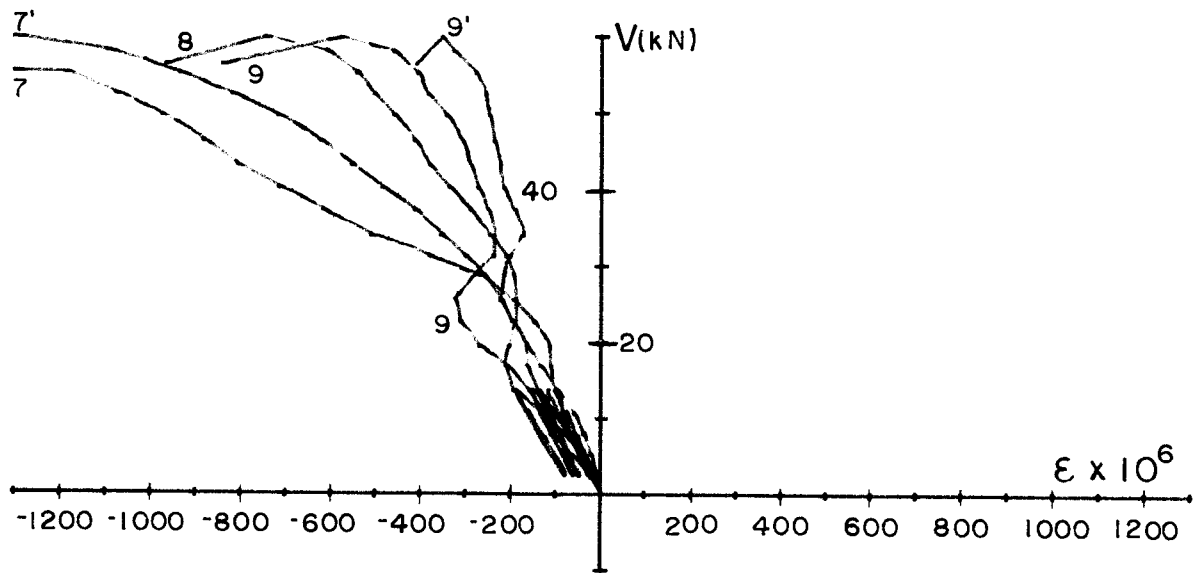


FIGURA - 3.26

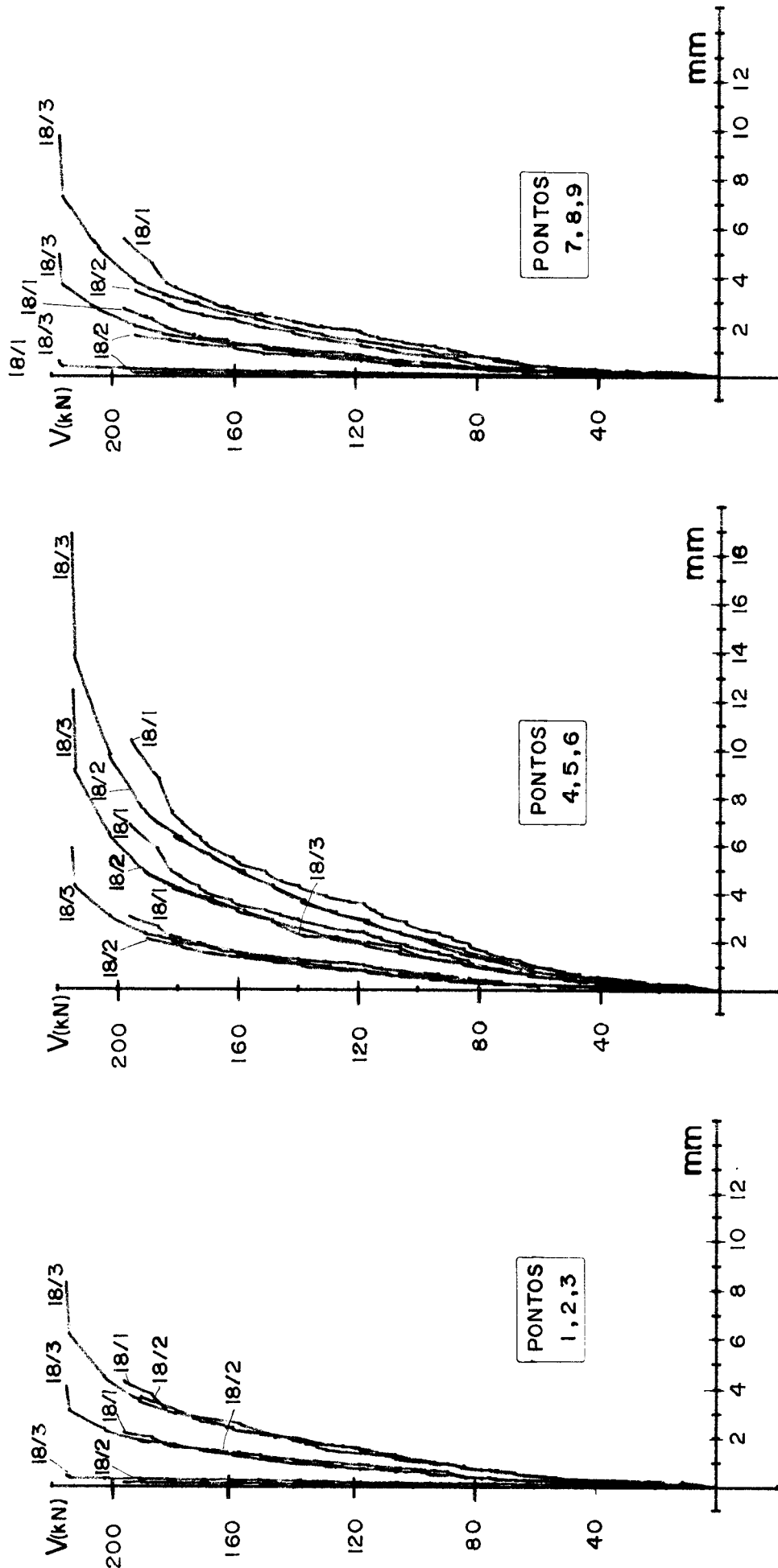


FIGURA - 3.27

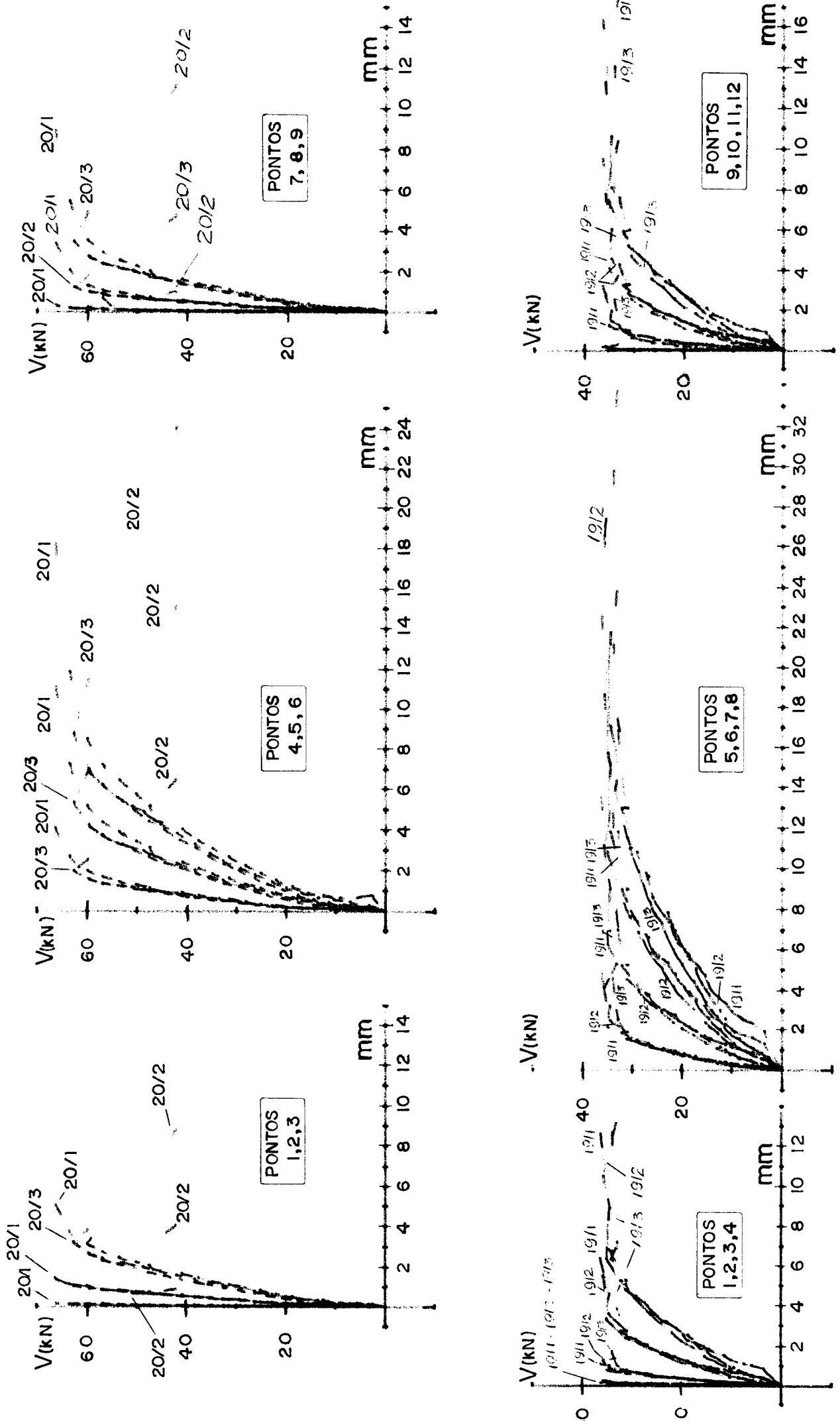


FIGURA - 3.28

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS, CONCLUSÕES

4.1 - Preliminares

Os resultados, expostos no capítulo anterior, serão analisados em seguida, no parágrafo 4.2.

Inicialmente (§ 4.2.1) se faz um breve estudo estatístico das cargas de ruína, verificando que confiança se pode ter nesses resultados para as conclusões; ainda neste parágrafo as cargas de ruína dos elementos-de-laje 18, 19 e 20 são comparadas com as dos elementos-de-laje 6, 7, 10 e 11 do estudo anterior a que estão relacionadas - 18 e 19 com 10 e 11, e 20 com 6 e 7.

Em seguida, nos parágrafos 4.2.2 a 4.2.7 são analisados todos os resultados de interesse, onde se procura, principalmente, verificar a coerência desses resultados com o que se poderia esperar da experimentação.

No parágrafo 4.3 estão as conclusões a que se pôde chegar após as análises anteriores.

Encerrando o capítulo, no parágrafo 4.4 diz-se do prosseguimento da pesquisa, abordando sucintamente alguns outros pontos que poderão ser considerados.

4.2 - Análise dos Resultados

4.2.1 - Cargas de ruína

Todos os resultados obtidos para as cargas de ruína parecem coerentes e as dispersões estão dentro de limites aceitáveis. O próprio valor referente ao modelo 20/1 (66,33 kN), que à primeira vista parece ser de pouca confiança, no conjunto de todas as cargas medidas, conforme se verá, apresenta resultado plenamente satisfatório.

A seguir, é feita uma curta análise estatística, resumida na tabela 4.1. Nas colunas $V_{u, obs}$ e V_m estão incluídos todos os valores das cargas de ruína e as médias para cada elemento-de-laje, respectivamente. Na coluna $V_{u, obs}/V_m$ os valores das cargas de ruína dos modelos de cada elemento-de-laje são normalizados em relação à respectiva média, pois se referem a resultados de eventos distintos que não podem, em uma análise global, ser comparados diretamente.

Observam-se então os seguintes desvios máximos e os respectivos desvios-padrão, estes últimos incluídos na próxima coluna e definidos por $n-1$, onde $n=3$ é o número de modelos de um elemento-de-laje:

+ 6,5% com $s = 5,8\%$ no EdL 18;

+ 6,9% com $s = 6,0\%$ no EdL 20.

Na mesma coluna em que se encontram os desvios-padrão de cada elemento-de-laje, também foram incluídos os desvios máximos admissíveis c obtidos pelo critério de Chauvenet e que adiante se comenta.

Finalmente são incluídos o desvio-padrão $s' = 4,2\%$, definido por $n-1 = 9-1 = 8$ e $c' = 8,0\%$, obtidos para o conjunto de todas as nove cargas já normalizadas

anteriormente e que possibilitam uma idéia global da qualidade dos resultados e da pesquisa.

EdL	$V_{u,obs}$ (kN)	V_m (kN)	$V_{u,obs}/V_m$	s c	s'	c'
18	196,16	199,74	0,982	0,058	0,042	0,080
	190,36		0,953	0,080		
	212,70		1,065			
19	36,37	35,98	1,011		0,042	0,080
	35,83		0,996	0,010		
	35,74		0,993	0,014		
20	66,33	62,03	1,069	0,060	1,96x0,042 = 0,082	
	59,92		0,966	0,083		
	59,86		0,965			

TABELA 4.1

Querendo-se uma confiança de 95%, pela distribuição normal as nove cargas de ruína normalizadas deverão estar no intervalo $1 \pm 1,96 s'$, rejeitando-se os resultados fora desse intervalo; observa-se que todos os resultados obtidos estão contidos nesse intervalo (0,918-1,082) e, portanto, são aceitáveis.

Segundo o critério de Chauvenet (se em uma série de n medidas a probabilidade de ocorrência de um desvio de valor \bar{x} é menor que $1/2n$, a medida que apresentar tal desvio deve ser rejeitada), obtêm-se para o conjunto das

nove cargas medidas:

$$1 - P_x = 1/2n \quad \text{ou} \quad P_x = 1 - 1/2n$$

onde P_x é a probabilidade do desvio ser menor que x , resultando para $n = 9$,

$$P_x = 0,944;$$

com esse valor resulta, da curva de distribuição normal,
 $x = 1,915$

e o desvio máximo admissível será

$$c' = x.s' = 1,915 \times 0,042 = 0,080$$

e todas as medidas que estivessem fora do intervalo $1 \pm c'$ (0,920-1,080) deverão ser rejeitadas, o que não acontece com nenhum dos valores sendo todos, portanto, de acordo com o critério de Chauvenet, aceitáveis.

Aplicando agora o critério de Chauvenet aos resultados de cada elemento-de-laje, resultam os seguintes desvios máximos admissíveis:

0,080 para o EdL 18;

0,014 para o EdL 19;

0,083 para o EdL 20;

isto implica também na aceitação de todas as medidas, embora conjuntos de três medidas pareçam muito pequenos para a aplicação de critérios de aceitação.

Pode ser determinado para a carga de ruína média de cada elemento-de-laje um intervalo de confiança que, com a distribuição de Student é definido por $V_m (1 \pm ts/\sqrt{n-1})$. A variável aleatória t é tabelada, e para 95% de confiança e $n = 3$, $t = 4,303$; resultam então os intervalos apresentados na tabela 4.2 a seguir:

EdL	V_m	s	$\epsilon = ts/\sqrt{n-1}$	$V_m(1 \pm \epsilon)$
18	199,74	0,058	0,176	199,74 \pm 35,15
19	35,98	0,010	0,030	35,98 \pm 1,08
20	62,03	0,060	0,183	62,03 \pm 11,35

TABELA 4.2

Serão comparados em seguida, respectivamente, os elementos-de-laje 18, 19, 20 desta pesquisa com os elementos-de-laje 10-11, 10-11, 6-7 da pesquisa anterior, estes últimos referidos na tabela 1.1 e nos parágrafos 1.3.1, 1.4.1 e 3.2.2.

A diferença essencial entre os elementos-de-laje 18 e 10-11 está no ponto de aplicação do carregamento, 20 e 45 cm, respectivamente, em relação ao centro do pilar; tais valores representam a relação momento fletor-força cortante desses elementos-de-laje, donde resulta $(M/V)_{18} = 0,44 (M/V)_{10-11}$.

Essa diferença de excentricidade provocou um acréscimo de aproximadamente 174% na carga de ruína do elemento-de-laje 18 relativamente aos elementos-de-laje 10 e 11 (72,98 kN para 199,74 kN). Na ruína de 10 e 11 a ação do momento fletor foi predominante, com pouca influência da força cortante; no 18, além do momento fletor, também a força cortante teve ação significativa.

Os elementos-de-laje 10 e 11 apresentaram, em conjunto, desvio-padrão $s = 3,5\%$, enquanto o 18 apresentou $s = 5,8\%$; essa dispersão mais acentuada no 18 é coerente com a maior ação da força cortante, cujos efeitos na ligação laje-pilar não são ainda plenamente conhecidos e não

podem ser controlados tão eficazmente quanto o são os efeitos do momento fletor.

Entre os elementos-de-laje 10-11 e 19 a diferença ainda reside no ponto de aplicação da resultante do carregamento, agora a 45 e 78 cm do centro do pilar, respectivamente, resultando $(M/V)_{19} = 1,73 (M/V)_{10-11}$. Neste caso houve um decréscimo da carga de ruína do elemento-de-laje 19, em relação aos elementos-de-laje 10 e 11, de cerca de 51% (72,98 kN para 35,98 kN) e ruptura com predominância ainda maior do momento fletor; o desvio-padrão no 19 foi $s = 1,0\%$, bem menor que o apresentado pelos elementos-de-laje 10-11, $s = 3,5\%$.

Essas observações estão resumidas na tabela 4.3, onde também foram incluídos as excentricidades (M/V) e o raio do arco de circunferência de aplicação da carga.

EdL	excentricidade (M/V)	desvio padrão	raio de aplicação da carga	carga de ruína na média (kN)	$\frac{V_{10-11}}{V_i}$	variação percentual
18	20 cm	5,8%	25,5 cm	199,74	2,74	+ 174%
10-11	45 cm	3,5%	51,0 cm	72,98	1,00	—
19	78 cm	1,0%	89,3 cm	35,98	0,49	- 51%

TABELA 4.3

Verifica-se que a variação da relação M/V causa alteração tanto na carga de ruína - 199,74 kN para M/V = 20 cm e 35,98 kN para M/V 78 cm, quanto na causa da ruína - ação conjunta do momento fletor e força cortante

4.2.2 - Fissuração e Configuração de Ruína

A tabela e a documentação fotográfica apresentadas no parágrafo 3.2.3, possibilitam a observação da evolução das fissuras durante o ensaio dos modelos.

As primeiras fissuras foram observadas, na maioria dos modelos, com cargas da ordem de um quarto da carga de ruína; nesta fase, as aberturas das fissuras eram de aproximadamente 0,05 mm, com exceção dos modelos do elemento-de-laje 19, onde as aberturas atingiram até 0,15 mm, caracterizando uma maior deformação desse elemento-de-laje.

A NB - 1/78 - § 4.2.2 - considera como estado de fissuração inaceitável para utilização - carga de serviço - em peças protegidas, fissuras com aberturas superiores a 0,3 mm na superfície do concreto. Observou-se que fissuras com aberturas dessa ordem ocorreram com cargas de aproximadamente 66% da carga de ruína, enquanto que cargas de serviço devem ser da ordem de 71% da carga de ruína - coeficiente de segurança igual a 1,4. Considerando que se está trabalhando com elementos-de-laje e não com painéis completos, é correto admitir que, na fase de serviço, as fissuras se mantêm dentro de limites aceitáveis.

As configurações de ruptura observadas nas fotografias (§ 3.2.3) são caracterizadas, nos elementos-de-laje 19 e 20, fundamentalmente pela ação do momento fletor; no elemento-de-laje 18 a configuração de ruptura se caracterizou por ação tanto do momento fletor quanto da força cortante. A ação do momento fletor se evidencia pela plastificação do concreto na face inferior da laje, rotação da parte inferior da laje em torno de duas charneiras com origem no canto interior do pilar, grandes aberturas de fissuras e grandes deformações da armadura de flexão; a ação da força cortante é caracterizada por grandes des

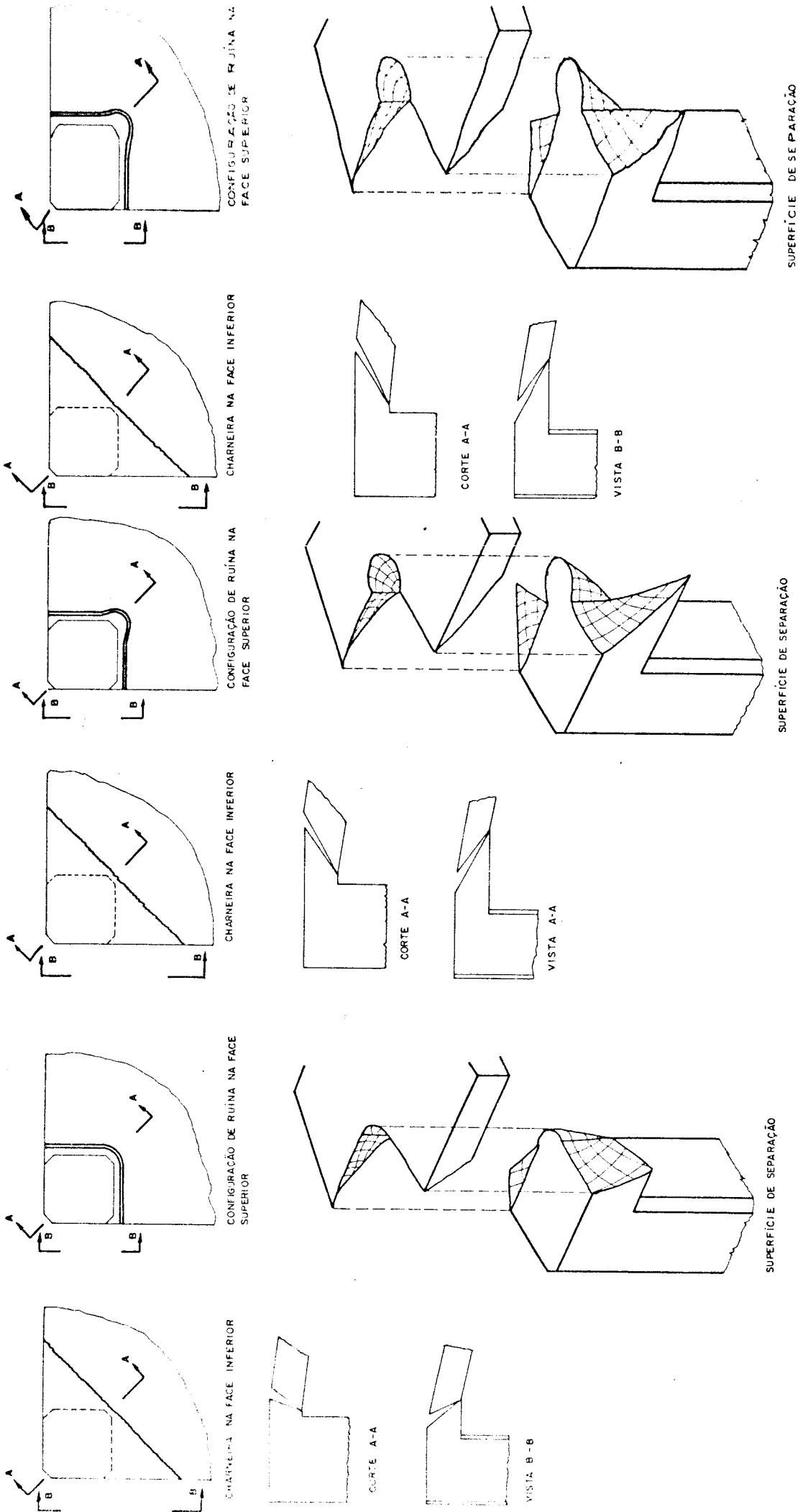
locamentos transversais da laje em relação ao pilar e grandes deformações da armadura transversal.

A superfície de separação, basicamente a mesma idealizada por MARTINELLI (1974), poderia então ser esboçada, como na figura 4.2, para os três elementos-de-laje: na face inferior da laje, as duas charneiras poderiam ser substituídas por uma única, normal à bissetriz do canto; junto ao canto interior do pilar, uma parte da laje permaneceria a ele ligada, podendo essa protuberância ser, esquematicamente, definida por um cone, tendo como diretrizes um segmento da charneira e, na face superior da laje, um arco de círculo; nas faces laterais, uma parte da laje também permaneceria ligada ao pilar, apresentando duas saliências, uma em cada face.

Algumas pequenas diferenças foram notadas entre as superfícies de separação dos três elementos-de-laje, diferenças essas que não influem no que já foi exposto acima: no elemento-de-laje 18, as partes da laje que permaneceram ligadas ao pilar, tanto as junto ao canto interior quanto as localizadas nas faces laterais, foram menores que as observadas nos elementos-de-laje 19 e 20; no 19, as partes da laje que continuaram solidárias com o pilar apresentaram, nas faces laterais, protuberâncias ainda maiores que no 20.

As configurações de ruína observadas confirmam a maior influência da força cortante na ruína do elemento-de-laje 18, caracterizada principalmente pela pequena protuberância apresentada pela parte da laje que permaneceu ligada ao pilar junto ao seu canto interior, indicando uma maior ação dos estribos nessa região, o que realmente aconteceu, conforme se comentará no § 4.2.4.

Junto ao canto interior do pilar, a parte da laje solidária a ele é característica das configurações de ruína de pilares interiores, sendo que nas faces laterais as saliências indicam configurações de ruína totalmente contrárias das que se obteriam em pilares interiores.



CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO ELEMENTO-DE-LAJE 18 CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO ELEMENTO-DE-LAJE 19 CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA DO ELEMENTO-DE-LAJE 20

FIGURA 4.2

4.2.3 - Deformações das Armaduras de Flexão

Dos resultados obtidos para as deformações das armaduras de flexão, registradas nos gráficos do parágrafo 3.2.4, pode-se mais uma vez concluir pela boa qualidade da técnica empregada na construção dos modelos e nos ensaios.

A armadura de flexão dos modelos apresentou tensão de escoamento média $\bar{f}_y = 554,2$ MPa e módulo de elasticidade $E_s = 0,196 \times 10^6$ MPa (tabela 3.3), com uma deformação correspondente de 0,283%.

Dentre os modelos instrumentados, o 19/3 foi o que apresentou maior deformação, tendo a armadura escoado em 10 dos 15 pontos onde foram feitas medidas, em alguns deles inclusive antes da carga de ruína; dos 5 pontos onde não houve escoamento da armadura (3.7, 4.6, 5.3, 10.5, 12.2 - figura 2.4), a menor deformação foi de 0,143% com $\sigma_s = 280,2$ MPa no ponto 5.3. Estes resultados indicam grande influência do momento fletor na ruína desse modelo.

Também no modelo 18/3 foram medidas deformações em 15 pontos, dos quais houve escoamento da armadura em 4 deles (2.3, 3.4, 7.4, 8.3 - figura 2.2); a menor deformação ocorreu no ponto 10.5 com 0,095% e tensão $\sigma_s = 186,2$ MPa. Neste modelo a influência do momento fletor foi menor que no 19/3.

No modelo 20/3 houve escoamento do aço em 7 pontos (1.6, 2.5, 3.4, 7.4, 8.3, 10.3 - figura 2.6), sendo que nos 8 restantes a menor deformação ocorreu no 12.2 com 0,125% e $\sigma_s = 245,0$ MPa. Embora menor que no modelo 19/3, a influência do momento fletor na ruína do 20/3 também foi significativa.

Os pontos instrumentados referentes às barras 1, 2, 3, 4, 5 do modelo 19/3 ficaram defasados de uma posição em relação aos pontos nas mesmas barras nos modelos

18/3 e 20/3 (figuras 2.2, 2.4, 2.6). Considerando que o ponto 2.4 teve deformação maior que o 2.6 e que o ponto 3.5 teve deformação maior que o 3.7, conclui-se que se não houvesse essa defasagem, as deformações medidas seriam ainda maiores, o que s̄o reforçaria a conclus̄o sobre a maior influênc̄ia do momento fletor na ruína desse modelo.

4.2.4 - Deformações das Armaduras Transversais

Não se está estudando especificamente neste trabalho influência de armadura transversal (a não ser a ausência dos ganchos no elemento-de-laje 20), de modo que a análise de deformações nessas armaduras deve fundamentalmente dar consistência às demais observações.

Os estribos foram confeccionados com aço que, embora CA-25, apresentou $f_y = 524,6$ MPa e $E_s = 0,197 \times 10^6$ MPa (tabela 3.3), com deformação correspondente de 0,266%, para uma tensão de 25 MPa, característica dos aços CA-25, a deformação seria de 0,127%, valor esse só atingido por um ponto, o 2.2 do modelo 18/3, que apresentou deformação de 0,131%. Não houve, portanto, acréscimo de resistência causado pelo fato de os estribos serem, na realidade, de CA-50.

Sendo o estribo uma armadura com a finalidade principal de resistir a esforços de punção, é de se esperar que sua participação seja mais sensível nos modelos do elemento-de-laje 18. Os resultados obtidos confirmam essa expectativa, quando se verifica que no modelo 18/3 a média das máximas deformações entre todos os pontos foi de 0,056%, tendo o maior valor ocorrido no ponto 2.2 com 0,131%, enquanto que no modelo 19/3 o valor médio foi de 0,032% e a maior, no ponto 1.2, de 0,062% (gráficos do § 3.2.5).

Observou-se também que somente os estribos mais próximos do pilar no modelo 18/3 tiveram deformações apreciáveis: os pontos 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 1.6 apresentaram deformação média na carga de ruína de 0,081%; os pontos 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.6, 2.7, 2.8 apresentaram deformação média de 0,077%; os pontos 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.8, 3.9, 3.10, mais afastados, apresentaram deformação média de 0,021% e o ponto 4.1 teve deformação de 0,005%. Estes resultados mostram que a região próxima do pilar realmente é

a mais solicitada pelos esforços de punção, e para isso contribuem tanto a força cortante como o momento fletor. No modelo 19/3 essa tendência não foi tão evidente, com deformações médias na ruptura de 0,033%, 0,033%, 0,020% e 0,025% respectivamente.

Os ganchos do modelo 19/3 tiveram uma deformação média na ruptura de 0,107% e os do 18/3 de 0,084% (§ 3.2.6); os mais solicitados são os do modelo 19/3, onde houve predominância da flexão, ao passo que no 18/3, onde a ação da força cortante foi mais significativa, os ganchos foram menos solicitados; considerando que também no modelo 18/3 houve ação do momento fletor, a ela podem ser atribuídas as deformações nos ganchos. Deste modo, os ganchos não são solicitados pela força cortante, e não contribuem na resistência da ligação.

4.2.5 - Deformações na Face Inferior das Lajes

Os resultados obtidos para as deformações na face inferior das lajes (§ 3.2.7), ao mesmo tempo que mostram a coerência entre curvas de uma mesma laje (por exemplo, deformações da mesma ordem de grandeza em pontos simétricos em relação à bissetriz do canto) e entre as curvas das diversas lajes, também confirmam observações anteriores, que a cada passo se tornam mais claras; ainda aqui, fica comprovada mais uma vez a boa qualidade da técnica empregada na construção e ensaio dos modelos.

O concreto utilizado apresentou $\bar{f}_{c,28} = 37$ MPa e $E_{c,0} = 45480$ MPa (§ 3.1.1), com deformação correspondente (encurtamento) na ruptura em torno de 0,081%.

No modelo 18/3 apenas os pontos 1.c e 1.c' tiveram encurtamentos na ruptura maiores que 0,081%, 0,152 e 0,094% respectivamente; o menor encurtamento foi de 0,025% no ponto 2.b, e a média dos encurtamentos nos pontos foi de 0,065%, abaixo de 0,081%, indicando que a ação do momento fletor não foi muito sensível na ruptura deste modelo.

Apresentando deformação maior que o anterior, o modelo 19/3 teve dois pontos com encurtamentos abaixo de 0,081%, o 1.b com 0,076% e o 2.a com 0,072%; a média dos mínimos encurtamentos de cada ponto foi de 0,133%, não tendo sido computado o valor referente ao ponto 1.c', cujo extensômetro estava totalmente destruído na ruptura do modelo. Estes valores justificam o início de esmagamento do concreto observado na face inferior dos modelos do elemento-de-laje 19 e caracterizam ação predominante do momento fletor na ruptura.

O modelo 20/3 mostrou-se o mais deformável dentre os três, sendo a média dos encurtamentos nos pontos de 0,148%, o maior - 0,257% - ocorrendo no ponto 1.c', enquanto que em dois pontos os encurtamentos foram menores que

0,081% - 0,072% no 2.a e 0,061% no 2.c. Essa maior deformabilidade pode ser explicada pela ausência total de armadura comprimida neste modelo; isto fica mais evidente quando se observa que os maiores encurtamentos que ocorreram nos elementos-de-laje 6 - armadura inferior constituída pelos prolongamentos dos ganchos de ancoragem da armadura de flexão - e 7 - armadura inferior constituída por tela postiça - foram de 0,095% e 0,170% respectivamente.

Nos pontos 1.a e 1.a' dos três modelos ocorreram alongamentos, o que se justifica por ser a direção desses pontos ortogonal ao plano bissetor do canto, plano e se de atuação do momento fletor.

4.2.6 - Deformações nas faces laterais das lajes

À primeira vista os resultados (§ 3.2.8) parecem insatisfatórios, impressão essa que vai se desfazendo à medida que são analisados mais detalhadamente. As deformações apresentam coerência entre diferentes pontos de um mesmo modelo e entre pontos homólogos dos modelos dos três elementos-de-laje; novamente os resultados comprovam a boa técnica empregada na construção e ensaio dos modelos.

Mais uma vez é observada a maior deformabilidade do modelo 19/3 em relação ao modelo 18/3, confirmando observações anteriores que apontam uma predominância do momento fletor na ruptura do primeiro deles.

No modelo 20/3 apenas foi possível medida de deformações na parte inferior das faces laterais (pontos 7, 8, 9, 7' e 9' - figura 2.6); isto porque as abas das cantoneiras, onde foram ancoradas as barras da armadura de flexão, se prolongavam nas faces até a metade da altura da laje, impedindo a colocação de rosetas como nos modelos 18/3 e 19/3. Todos esses pontos se situam em uma zona comprimida, apresentando encurtamentos que variavam de 0,041% no ponto 9' a 0,189% no ponto 7.

Também não foi possível uma comparação, a partir dos encurtamentos medidos, entre o elemento-de-laje 20 e os elementos-de-laje 6 e 7 do estudo anterior, pois nesses últimos não existiam pontos instrumentados correspondentes aos pontos 7, 8, 9, 7' e 9'.

4.2.7 - Deslocamentos Transversais

Foram feitas medidas de deslocamentos transversais, com defletômetros mecânicos, em todos os três modelos que representam cada elemento-de-laje; essas medidas, além de reforçar o que se observou a partir dos resultados anteriores, reafirmam a boa qualidade da técnica utilizada na pesquisa.

A figura 4.3 contém curvas que indicam qual o deslocamento relativo dos pontos de uma mesma direção, na carga de ruína, para os modelos dos elementos-de-laje 18 e 19. Essas curvas foram construídas da seguinte maneira:

- calculou-se a média dos deslocamentos máximos para cada ponto entre os três modelos de cada elemento-de-laje;
- no elemento-de-laje 18, para cada direção, essas médias foram divididas pela média do ponto mais afastado do pilar;
- no elemento-de-laje 19, para cada direção, as médias foram divididas pela média do 3º ponto a partir do pilar (correspondente ao ponto mais afastado do pilar no elemento-de-laje 18);
- a partir dos valores encontrados foram traçadas duas curvas por gráfico, uma para o elemento-de-laje 18 e outra para o 19;
- cada gráfico refere-se a uma direção de leitura dos deslocamentos transversais.

Dessa maneira é possível uma visão do comportamento do modelo na ruptura, quanto aos deslocamentos transversais, em cada direção; também e, principalmente, tem-se a posição relativa dos deslocamentos entre os elementos-de

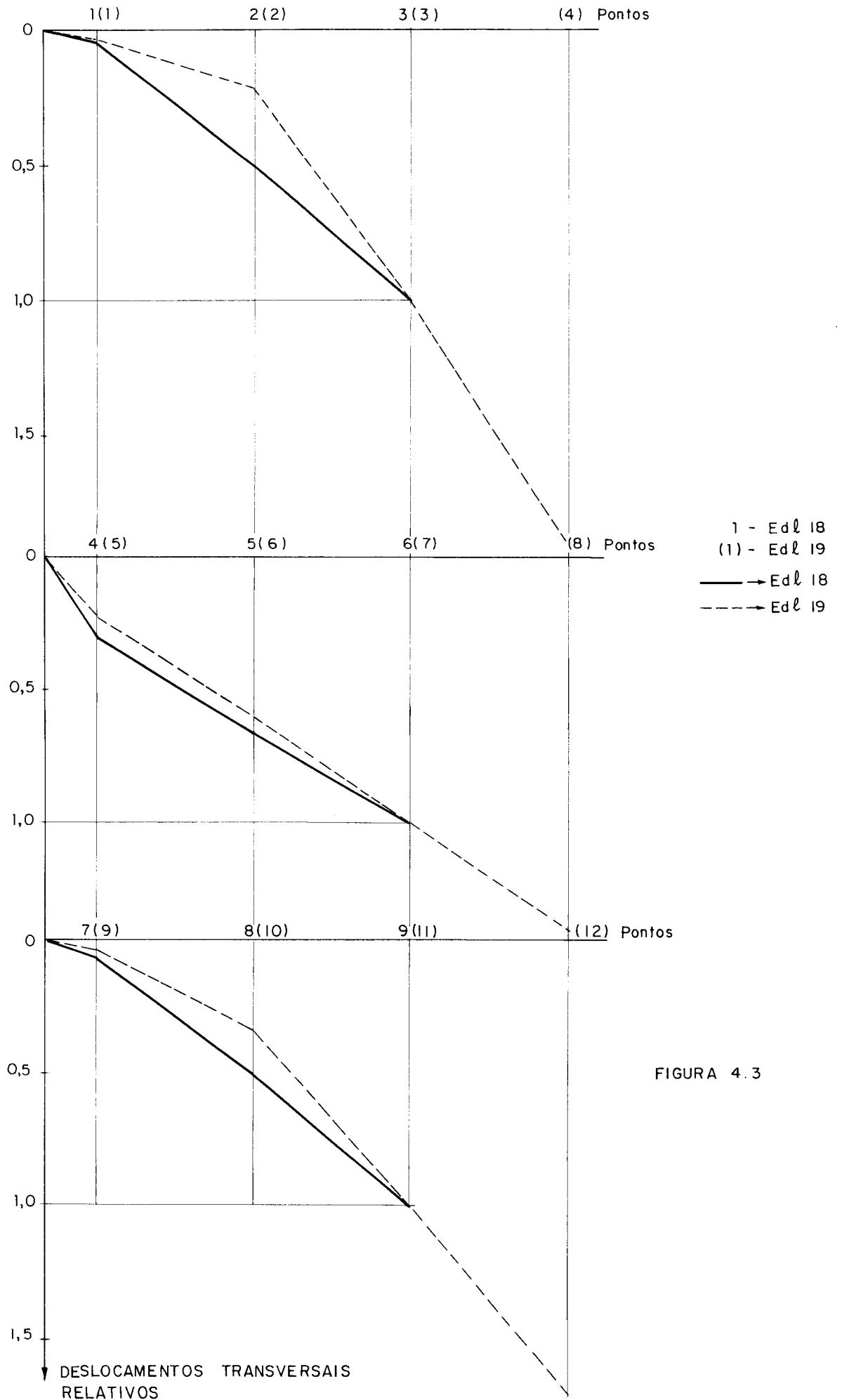


FIGURA 4.3

-laje 18 e 19.

A partir desses gráficos, duas observações importantes podem ser feitas:

- 1^a) - dos deslocamentos nos pontos próximos ao pilar (1, 4, 7 - EdL 18 e 1, 5, 9 - EdL 19) os maiores aconteceram junto ao canto interior (direção da bisetriz), indicando aí um efeito de punção;
- 2^a) - o deslocamento relativo do ponto 4 (EdL 18) foi maior que o seu correspondente no elemento-de-laje 19 (ponto 5), mostrando que o efeito de punção foi mais sensível no 18.

Os valores máximos dos deslocamentos para todos os pontos de cada modelo e a média para cada elemento-de-laje, estão na tabela 4.4. Com base nessa tabela e nos gráficos do parágrafo 3.2.9, outras observações podem ser alinhadas:

- o elemento-de-laje 19 apresenta rotações, principalmente nas faces laterais, maiores que o 18, indicando maior influência do momento fletor no primeiro;
- os lados 8-9 (EdL 18 e 20) e 10-11-12 (EdL 19) giraram um pouco mais que os lados 2-3 e 2-3-4 respectivamente, devido a pequena assimetria existente entre as armaduras de flexão em cada direção;
- os deslocamentos máximos registrados no modelo 18/3 foram bem maiores que os registrados nos modelos 18/1 e 18/2, em razão da maior carga de ruína do primeiro; para cargas equivalentes essa diferença é bem menos significativa.

Os resultados referentes ao elemento-de-laje 20 também podem ser encontrados na já citada tabela 4.4. Em relação ao elemento-de-laje 7 do estudo anterior (no 6 não foram efetuadas medidas de deslocamentos transversais), o 20 mostrou-se mais deformável, com certeza em razão da ausência total de armadura transversal e de armadura com primida.

PONTOS	MODELOS											
	18/1	18/2	18/3	média	19/1	19/2	19/3	média	20/1	20/2	20/3	média
1	0,15	0,12	0,47	0,25	0,12	0,29	0,17	0,19	0,20	0,94	0,18	0,44
2	2,24	1,90	4,12	2,75	1,14	1,41	1,73	1,43	1,47	4,09	1,14	2,23
3	4,35	3,70	8,35	5,47	6,43	6,90	6,81	6,71	5,11	8,85	3,88	5,95
4	3,05	2,12	5,87	3,68	12,61	13,16	12,69	12,82	4,12	6,53	2,63	4,43
5	6,85	4,90	12,42	8,06	4,82	5,32	4,57	4,90	11,14	15,22	7,02	11,13
6	10,35	7,30	18,84	12,16	13,53	14,37	12,75	13,55	18,20	24,15	11,54	17,96
7	0,35	0,12	0,67	0,38	22,59	23,80	21,18	22,52	0,39	1,02	0,15	0,52
8	2,79	1,70	4,97	3,15	—	33,70	29,82	31,76	3,45	4,78	1,79	3,34
9	5,60	3,50	9,79	6,30	0,22	0,34	0,14	0,23	8,95	11,23	4,92	8,37
10	—	—	—	—	3,22	3,72	2,55	3,16	—	—	—	—
11	—	—	—	—	9,55	10,38	8,27	9,40	—	—	—	—
12	—	—	—	—	16,35	17,43	14,08	15,95	—	—	—	—

TABELA 4.4 - Deslocamentos Transversais Máximos (mm)

4.3 - Conclusões

Não se pretende que, com a conclusão deste trabalho, fique completamente elucidado o problema da punção em cantos de lajes-cogumelo; isto não se conseguiria mesmo após a análise das diversas outras situações propostas, resumidamente, no parágrafo 4.4. O trabalho, entretanto, levou a uma série de conclusões, várias delas já vislumbradas no seu decorrer:

- a) a aplicação do carregamento nos elementos-de-laje, distribuído segundo arco de círculo de raio $r = 0,22 \ell$ (lugar geométrico dos pontos de momento nulo), levou a painéis de dimensões nem sempre usuais em edifícios correntes, devendo portanto pensar-se em modelos com lajes de menor espessura, alguns até já previstos (casos 26 e 28 da tabela 1.1, onde $h = 7,5$ cm); aliás, em pilares de canto, o valor de r dependerá da rigidez dos pilares, o que também levará a outros ensaios, com M/V ainda menores que $(M/V) = 20$ cm;
- b) os resultados provenientes do ensaio de elementos-de-laje, para o estudo dos fenômenos que ocorrem na ligação laje-pilar, parecem ser satisfatórios, pois as dispersões apresentadas pelas cargas de ruína estão dentro de limites aceitáveis e as deformações (aço e concreto) apresentaram resultados bastante coerentes, dentro daquilo que de antemão se poderia esperar; entretanto, será conveniente o estudo de painéis completos;

- c) no elemento-de-laje 19 ($M/V = 78$ cm) a ruína se deu por flexão, com ampla predominância do momento fletor, como atestam as configurações de ruína, os deslocamentos transversais, o escoamento de várias barras da armadura de flexão, as pequenas deformações dos estribos e o início de plastificação do concreto na face inferior da laje;
- d) no elemento-de-laje 18 ($M/V = 20$ cm), a ruína também se deu por flexão, embora aqui a força cortante tenha tido uma ação bem mais significativa, com um início de punção junto ao canto interior do pilar, o que ficou evidenciado pelas configurações de ruína, pelos deslocamentos transversais e pelas deformações, apreciáveis, dos estribos próximos ao pilar;
- e) no elemento-de-laje 20, onde o carregamento foi aplicado do mesmo modo que em todos os elementos-de-laje do estudo anterior, a ruína também se deu com predominância do momento fletor; ainda, esse modelo apresentou maior dispersão dos resultados da carga de ruína e maiores deformações e deslocamentos que aqueles, isto devido à ausência total de armadura comprimida e de armadura transversal;
- f) a variação na relação momento fletor-força cortante produziu grande alteração no valor das cargas de ruína - 199,74 kN no EdL 18 com $M/V = 20$ cm, 72,98 kN nos EdL 10 e 11 (estudo anterior) com $M/V = 45$ cm e 35,98 kN no EdL 19 com $M/V = 78$ cm, e também nas deformações, grandes no EdL 19 e pequenas no

18 (exceção feita aos estribos), mas praticamente não alterou a configuração de ruína, sendo que as pequenas diferenças já foram comentadas no parágrafo 4.2.2; concluiu-se então que nos casos de pilares de canto estudados a resistência dos elementos-de-laje à flexão é menor que a resistência à punção, indicando a necessidade de ensaiar casos com relação M/V ainda menores, ou a já estudada $(M/V) = 20$ cm mas sem os estribos, para verificar se nos cantos sempre ocorre ruína por flexão;

- g) o elemento-de-laje 20, desprovido dos ganchos de ancoragem de armadura de flexão e sem estribos, apresentou carga de ruína apenas 2,2% menor que os elementos-de-laje 6 e 7 do estudo anterior, estes também sem estribos mas com os ganchos; considerando-se que o elemento-de-laje 20 foi o que apresentou maior dispersão nos resultados das cargas de ruína, essa diferença de 2,2% não é significativa, donde se conclui que os ganchos, como armadura transversal, não têm influência alguma na resistência da ligação, o que pode ser explicado pela posição dos ganchos em relação à superfície de ruína observada.

Em seguida, faz-se uma breve comparação entre as cargas de ruína obtidas nos ensaios e os correspondentes valores de norma.

Primeiramente, utilizando as recomendações do Código Modelo CEB - FIP/78 e dos seus complementos, é determinada a resistência à punção da laje sem armadura transversal. Essa resistência é dada pela expressão

$$V_{Rd} = u v_{Rd1}$$

onde:

u é o perímetro da seção crítica indicada na figura 4.4 abaixo:

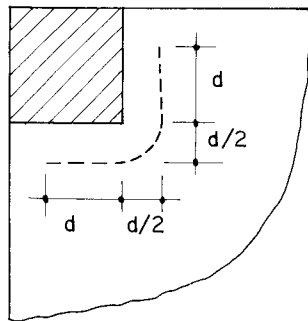


FIGURA 4.4

$$v_{Rd1} = 1,6 \tau_{Rd} \kappa (1 + 50 \rho_l) d$$

τ_{Rd} - obtido em função da resistência $\bar{\sigma}$ com pressão do concreto

$\kappa = 1,6 - d \geq 1,0$, com d em metros

$$d = (d_x + d_y)/2$$

d_x, d_y - alturas úteis da laje para as direções x e y

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}$$

ρ_{lx}, ρ_{ly} - taxas da armadura de flexão da laje nas direções x e y

No caso das peças ensaiadas, têm-se:

$$f_{ck} = 28,82 \text{ MPa}$$

$$d_x = 8 \text{ cm e } d_y = 9 \text{ cm}$$

$$A_{s,x} = 0,80 \text{ cm}^2 / 4,5 \text{ cm}$$

$$A_{s,y} = 0,80 \text{ cm}^2 / 5,7 \text{ cm}$$

resultando:

$$\tau_{Rd} \cong 0,33 \text{ MPa}$$

$$d = 8,5 \text{ cm}$$

$$\kappa = 1,515$$

$$u = 2d + \pi d/4 = 23,68 \text{ cm}$$

$$\rho_{lx} = A_{s,x}/d_x = 0,0222; \rho_{ly} = A_{s,y}/d_y = 0,0156$$

$$\rho_l = 0,0186 > 0,008, \text{ portanto ser\bar{a} adotado}$$

$$\rho_l = 0,008$$

Com os valores acima,

$$v_{Rd1} = 0,952 \text{ kN/cm}$$

e a carga de punção ser\bar{a}:

$$V_{rd} = u v_{Rd1} = 23,68 \times 0,952 = 22,54 \text{ kN}$$

Os valores de c\~{a}lculo devem ser menores que os valores \u00faltimos, e o intervalo entre eles est\~{a} ligado aos coeficientes de majora\~{c}o das a\~{c}oes e de minora\~{c}o da resist\~{e}ncia dos materiais.

Admitindo que a resist\~{e}ncia \~{a} pun\~{c}o calculada seja elevada de 60% em rela\~{c}o ao valor anterior, limite m\~{a}ximo de aumento permitido pelo C\~{o}digo Modelo em fun\~{c}o da armadura transversal, tem-se

$$V_{Rd} = 1,6 \times 22,54 = 36,06 \text{ kN}$$

Os valores medidos, valores \u00faltimos, foram:

EdL 18: 199,74 kN - ru\~{i}na com um certo predom\~{i}nio da pun\u00e7\~{a}o; modelos com armadura transversal;

EdL 19: 35,98 kN - ru\~{i}na por flex\~{a}o; modelos com armadura transversal;

EdL 20: 62,03 kN - ruína por flexão; modelos sem armadura transversal.

Note-se que em nenhum dos três casos a ruína foi exclusivamente de punção; três considerações podem ser feitas:

- 1) no caso de haver pelo menos predomínio da punção mesmo tratando-se da determinação de resistência de cálculo, a fórmula do CEB é inadequada por levar a valor demasiado baixo ($V_{Rd} = 36,06$ kN diante de $V_{exp} = 199,74$ kN);
- 2) no caso do EdL 19 o valor de cálculo é aproximadamente igual ao valor último (36,06 kN e 35,98 kN respectivamente), o que não seria conveniente; todavia, a ruína desse elemento-de-laje foi por flexão e não por punção;
- 3) no caso do EdL 20, que rompeu por flexão, o valor último observado foi de 62,03 kN, bastante maior que a resistência à punção de cálculo 22,54 kN, determinada para lajes sem armadura transversal, como é o caso deste elemento-de-laje.

A conclusão é que a aplicação da fórmula do CEB não é adequada aos casos em questão. Os valores encontrados não são satisfatórios e, aliás, a fórmula não pode ser utilizada a partir do momento em que se sabe que a ruína dos elementos-de-laje não é por punção.

A resistência à flexão da ligação laje-pilar poderia ser calculada a partir da charneira que se admitiu formar na face inferior da laje, já comentada no parágrafo 4.2.2 e que se indica na figura 4.5. Trata-se, é claro, apenas de uma primeira estimativa, aliás totalmente contra a segurança, como mostram os resultados a seguir.

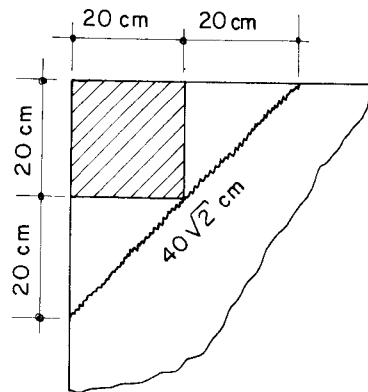


FIGURA 4.5

Essa charneira tem comprimento $40 \sqrt{2} \approx 57$ cm, e adotando o momento último por unidade de comprimento determinado por MARTINELLI (1974) em lajes idênticas às aqui estudadas, $M_u = 66,30$ kN.m/m - média dos momentos últimos medidos em vigas correspondentes às faixas nas direções x e y da laje, determina-se o momento fletor último resistente

$$M_{u, \text{res}} = M_u \times 0,57 = 66,30 \times 0,57 = 37,79 \text{ kN.m}$$

Os momentos das cargas de ruína obtidas dos ensaios dos elementos-de-laje, seriam

$$M_{u,18} = 199,74 \times e_{18} = 11,98 \text{ kN.m} = 0,32 M_u$$

$$M_{u,19} = 35,98 \times e_{19} = 23,03 \text{ kN.m} = 0,61 M_u$$

$$M_{u,20} = 62,03 \times e_{20} = 19,23 \text{ kN.m} = 0,51 M_u$$

onde $e_{18} = 0,06$, $e_{19} = 0,64$ e $e_{20} = 0,31$ são os braços das cargas de ruína, em relação ao canto do pilar, para os elementos-de-laje 18, 19 e 20 respectivamente.

Observa-se que os momentos resistentes decrescem com o aumento da força cortante (e, conseqüentemente, com a diminuição do braço das cargas), mostrando claramente a ação desta última na redução do momento resistente.

4.4 - *Prosseguimento da pesquisa*

Este trabalho, conforme já se disse no primeiro capítulo, é parte de amplo projeto de pesquisa, no qual outros estudos foram previamente programados, alguns dos quais ainda por serem executados - elementos-de-laje 21, 23, 24, 25 e 26 da tabela 1.1.

No decorrer deste estudo, sentiu-se a necessidade de analisar outras situações, não previstas na tabela 1.1 e resumidas a seguir:

- a) executar elementos-de-laje sem estribos e com as relações M/V aqui estudadas;
- b) ensaiar elementos-de-laje com relações M/V ainda menores que 20 cm, com e sem estribos;
- c) os mesmos casos indicados no item anterior mas com armaduras de flexão menores;
- d) ensaio de um painel quadrado de vão $\ell = 2,3$ m, espessura da laje de 10 cm e pilar quadrado de lado 20 cm; essas dimensões decorrem dos elementos-de-laje ensaiados se considerados em verdadeira grandeza e com carregamento aplicado segundo um arco de círculo, com centro coincidente com o centro do pilar, de raio 51 cm.

BIBLIOGRAFIA

- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63)", American Concrete Institute, Detroit, 1963, 144 pp.
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Detroit, 1971, 78 pp. (*)
- ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-77)", American Concrete Institute, Detroit, 1977, 102 pp. (*)
- ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-71)", American Concrete Institute, Detroit, 1971, 96 pp. (*)
- ACI Standards, Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-56)", ACI Journal, 52, n^o 9, maio 1956, pp. 913-986
- ACI-ASCE Committee 326, "Shear and diagonal tension, part 3, slabs and footings", ACI Journal, 59, n^o 3, março 1962, pp. 353-395 (*)
- ANDERSON, J.L., "Genomstansning av plattor understoedda av pelare vid frikant (Punção de lajes suportadas por pilares nas bordas livres)", Nordisk Beton, n^o 2, 1966.
- ANDERSON, J.L., "Preliminary Summary of Punching of Concrete Slabs with Edge Columns", Bull. CEB, Paris, n^o 58, out. 1966, pp. 72-82 (*)
- ANDERSON, J.L., "Punching of Concrete Slabs with Shear Reinforced", Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n^o 212, 1963

- ANDRA, H.P., "Dubbeleisten zur Verhinderung des Durchstanzens bei hochbelasteten Flachdecken", Die Bautechnik 56 (1979) H.7, pp. 224-247.
- ANIS, N.N., "Shearing strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement", PhD Thesis, Univ. de Londres, 1970.
- ASCE-ACI Task Committee 426 on Shear and Diagonal Tension, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members - Slabs", Journal of the Structural Division, ASCE, 100, n° ST8, ago. 1974, pp. 1543-1609 (*)
- BACH, C., GRAF, O., "Tests of square and rectangular reinforced concrete slabs supported on all sides", ("Versuche mit allseitig aufliegenden, quadratischen und rechteckigen Eisenbeton platten"), Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, n° 30, 1915, 309 pp.
- BASE, G.D., "Some tests on the punching shear strength of reinforced concrete slabs", Cement and Concrete Association, Technical Report TRA 321, julho 1959.
- BERESFORD, F.D., "Tests of Edge Column Connections of a Flat Plate Structure", Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, vol. CE9, n° 9, n° 2, out. 1967
- BERNAERT, S., "Le poinçonnement des planchers-dalles; état de la question", Bull. CEB, Paris, n° 50, julho 1965, pp. 53-101 (*)
- BERNAERT, S.; PUECH, C., Compte rendu des travaux du groupe "Poinçonnement" et des propositions élaborées en vue d'un projet de Recommandations CEB, Bull. CEB, Paris, n° 57, set. 1966, pp. 9-140 (*)
- BIRKELAND, P.W.; BIRKELAND, H.W., "Connections in precast concrete construction", ACI Journal, 63, março 1966,

pp. 345-367.

- BLAKEY, F., "Australian experiments with flat plates", ACI Journal, 60, nº 4, abril 1963, pp. 515-525 (*)
- BORGES, J.F., LIMA, J.A., "Crack and deformation similitude in reinforced concrete", Laboratōrio Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, memōria nº 162, 1961, pp. 1-12 (*)
- BRAESTRUP, M.W., NIELSEN, M.P., JENSEN, B.C., BACH, F., "Axisymmetric punching of plain and reinforced concrete", Afdelingen for Baerende Konstruktioner, Technical University of Denmark, Rapport Nr. R75, 1976.
- BRITISH STANDARDS INSTITUTION, CP 110: The Structural use of concrete, Part 1, Design, materials and workmanship, 1972.
- BROTHIE, J.F., "Some Australian research on flat plate structures", ACI Journal, 77, nº 1, jan. - fev. 1980, pp. 3-11 (*)
- CARPENTER, J.E., KAAR, P.H., Hanson, N.W., "Discussion of proposed revision of ACI 318-63 Building Code Requirements for Reinforced Concrete", ACI Journal, 68, nº 3, set. 1970, pp. 696-697 (*)
- CEB-FIP, "Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en bēton, Principes et Recommandations", 2^a ed., Redaçāo junho 1970 (6^o Congresso FIP, Praga)
- CEB-FIP, "Systēme international de rēglementation technique unifiēe des structures code modele CEB-FIP pour les structures en bēton", vol. II, Bulletin D'informa^{ti}on nº 124/125-F, abril 1978 (*)

- CEB, "Recommandations internationales pour le calcul et l'exécution des ouvrages en béton", Tome 3, Annexe 5 dux Recommandations (Dalles et Structures Planes), AITEC, Roma, 1972 (*).
- "Complements au code-modele CEB-FIP 1978", Bull. CEB, Paris, n° 137, junho 1980 (*).
- CORLEY, W.G., HAWKINS, N.M., "Shearhead reinforcement for slabs", ACI Journal, 65, out. 1968, pp. 811-824 (*).
- CORLEY, W.G., "Shear in two-way slabs - ACI approach", Bull. CEB, Paris, n° 113, jan. 1979, pp. 177-191 (*).
- CRISWELL, M.E., "Discussão de GESUND & DIKSHIT (1971)", ACI Journal, 70, n° 1, jan. 1973, pp. 63-64 (*).
- CRISWELL, M.E., "Strength and behaviour of reinforced concrete slab/column connections", US Army, Engineer Waterways Experiment Station, Technical Report, dez. 1970.
- DI STASIO, J., VAN BUREN, M.P., "Transfer of bending moment between flat plate floor and column", ACI Journal, 32, n° 3, set. 1960, pp. 299-314 (*).
- DILGER, W.H., GHALI, A., LANGOHR, P.H., "Special shear reinforcement for concrete flat plates", ACI Journal, 73, n° 3, março 1976, pp. 141-146 (*).
- DIN 1045, Beton und Stahlbetonbau Bemessung und Ausführung (jan. 1972), in Beton - Kalender 1972, vol. I, W. Ernst & Sohn, Berlin.
- DRAGOSAVIC, M., BEUKEL, A.v.d., "Punching Shear", Heron, v.20, 1974, n° 2.
- DUDDECK, H., "Praktische Berechnung der Pilzdecke ohne Stuetzenkopfverbreiterung (Flachdecke)", Beton und

Stahlbetonbau, março 1963, Berlim.

- ELSTNER, R.C., HOGNESTAD, E., "Shearing strength of reinforced concrete slabs", ACI Journal, 53, nº 1, julho 1956, pp. 29-58 (*).
- FORSELL, C., HOLMBERG, A., "Staempellast pa platter av beton" (cargas concentradas sobre lajes de concreto), Nordisk Beton, nº 2, 1946, p. 95.
- FRANZ, G., "Der Stuetzenbereich von Flachdecken (flat plates) aus Stahlbeton, Bull. CEB, Paris, nº 58, out. 1966, pp. 38-50 (*).
- FRANZ, G., RABE, J., "Moments fléchissants et efforts tranchants dans les panneaux d'angle et de rive des planchers dalles", trad. franc., Bull. CEB, Paris, nº 50, julho 1965, pp. 144-148 (*).
- FRANZ, G., "Recherche en vue d'augmenter la sécurité au poinçonnement des planchers-dalles au moyen d'etriers", trad. franc., Bull. CEB, Paris, nº 50, julho 1965, pp. 131-138 (*).
- FRANZ, G., "Remarques préliminaires sur les recherches concernant l'influence de l'armature d'effort tranchant sur la résistances des dalles planes dans la zone des appuis", trad. franc., Bull. CEB, Paris, nº 44, out. 1964, pp. 219-227 (*).
- FRANZ, G., RITTER, K., "L'état de contrainte dans un plancher-dalle au-dessus du poteau", trad. franc., Bull. CEB, Paris, nº 50, julho 1965, pp. 112-122 (*).
- GAMBLE, W.L., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Test of a two-way reinforced floor slab", Journal of the Structural Division, ASCE, 95, nº ST6, junho 1969, pp. 1097-1116

- GERBER, L.L., BURNS, N.H., "Ultimate strength of post-tensioned flat plates", Journal of the Prestressed Concrete Institute, vol. 16, n^o 6, nov.-dez. 1971, pp. 40-58
- GESUND, H., DIKSHIT, O.P., Discussão de GESUND & DIKSHIT (1971), ACI Journal, 1973, pp. 67-68
- GESUND, H., DIKSHIT, O.P., Yield line analysis of the punching problem at slab/column intersections, in "Cracking, deflection and ultimate load of concrete slab systems", SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1971, pp. 177-201 (*)
- GESUND, H., KAUSHIK, Y.P., "Yield line analysis of punching failures in slabs", Mémoires AIPC, Zurique, n^o 30-I, 1970, pp. 41-60
- GRAF, O., "Strength tests of thick reinforced concrete slabs supported on all sides under concentrated loads", ("Versuche über die widerstandsfähigkeit von allseitigen dicken eisenbeton platten unter einzellasten"), Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, n^o 88, 1938, 22 pp.
- GRAF, O., "Tests of reinforced concrete slabs under concentrated load applied near one support, ("Versuche über die widerstandsfähigkeit von eisenbetonplatten unter konzentrierter last nahe einem auflager"), Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, n^o 73, 1933, 28 pp.
- GURALNICK, S.A., LA FRAUGH, R.W., "Laboratory Study of a 45 - foot square flat plate structures", ACI Journal 60, n^o 9, set. 1963, pp. 1107-1185 (*)

- HANN, M., CHEFDEVILLE, J., "Flat Slabs without Column Capitals - Tests (Les Planchers-Dalles sans Champignons - essais)", Annales, Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, n^o 167 (tb., Beton Arme, Paris, n^o 16, jan. 1951, pp. 23-31.
- HANSON, J.M., "Influence of embedded service ducts on strength of flat plate structures", Research and Development Bulletin, Portland Cement Association, 1970
- HANSON, N.W., HANSON, J.H., "Shear on moment transfer between concrete slabs and columns", Journal of the PCA Research and Development Laboratories, jan. 1968, pp. 2-16 (*)
- HATCHER, D.S., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Test of a reinforced concrete flat slab", Journal of the Structural Division, ASCE, 95, n^o ST6, junho 1969, pp. 1051-1072
- HATCHER, D.S., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Test of a reinforced concrete flat slab", Journal of the Structural Division, ASCE, 91, n^o ST5, out. 1965, pp. 205-231 (*)
- HAWKINS, N.M., "Effect of column rectangularity of the strength and behaviour of slab - column specimens", Structures and Mechanics Report SM 70-2, Univ. de Washington, Seattle, set. 1970
- HAWKINS, N.M., CORLEY, W.G., "Transfer of unbalanced moment and shear from flat plates to columns", PCA R/D Series 1482, PCA R & D Div., out. 1970 (tb. in ACI Publication SP-35, 1973, pp. 147-176) (*)
- HAWKINS, N.M., FALLSEN, H.B., HINOJOSA, R.C., "Influence of column rectangularity on the behaviour of flat plate structures", ACI publication SP-30, Detroit, 1971, pp. 127-146
- HAWKINS, N.M., MITCHELL, D., SYMONDS, D.W., "Hysteretic behavior of concrete slab to column connections", Proc. 6th World Conference on Earthquake Eng., Dehli, 1977.

- HAWKINS, N.M., "Shear strength of slabs with moments transferred to columns", Shear in Reinforced Concrete, Vol. 2, ACI Publication SP-42, Detroit, 1974, pp. 817 - 846 (*)
- HERZOG, M., "A new evaluation of earlier punching shear tests", Concrete (London), 4, nº 12, dez. 1970, pp. 448-450
- HERZOG, M., "Discussão de GESUND & DIKSHIT", (1971), ACI Journal, jan. 1973, pp. 65-67
- HERZOG, M., "Punching strength of reinforced concrete slabs as from re - evaluated tests", Oesterreichische Ingenieur - Zeitschrift (Viena): 14, 6, pp. 186- 192; 14, 7, pp. 216-219; 14, 9, p. 296; 14, 10, p. 318; 15, 6, p. 192
- HOGNESTAD, E. et al., "Shear and diagonal tension", ACI Journal, 59, nº 1, jan. 1962, pp. 3-30 (*)
- HOGNESTAD, E., "Shearing strength of reinforced column footings", ACI Journal, 50, nº 3, nov. 1953, pp. 189-208
- HOLLAND, E.P., "Comparison of design for shear in slabs by the ACI and CEB codes", Bull. CEB, Paris, nº 113 , jan. 1979, pp. 211-218 (*)
- INGVARSSON, H., "Experimentellt studium av betongplattor understödda av hörn pelare", Meddelande nº 111, Institutionen for Byggnadsstatik, Kungl. Tekniska Hogskolan, Stockholm, 1974.
- INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS, "Shear strength of reinforced concrete beams" (report by the Shear Study Group), Londres, jan. 1969
- ISLAM, S., PARK, R., "Tests on slab-column connections with shear and unbalanced flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, 102, nº ST3, março 1976, pp. 549-568 (*)

- IVI, C.B., "The diagonal tension resistance of structural lightweight concrete slabs", PhD Thesis, Texas A and M University, jan. 1966.
- JENSEN, B.C., "Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete", Mag. Concr. Res., vol. 27, nº 92, set. 1975
- JENSEN, B.C., "On the ultimate load of vertical keyd shear joints in large panel buildings", Institute of Building Design, Rep. 108, Technical University of Denmark.
- JIRSA, J.O., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Tests of a flat slab reinforced with welded wire fabric", Journal of the Structural Division, ASCE, 92, nº ST3, junho 1966, pp. 199-224 (*)
- JIRSA, J.O., "Torsion in floor slab structures", ACI Publication SP-35, 1973, pp. 265-292
- KANO, Y., YOSHIZAKI, S., "Experiments on slab-column and slab-wall junctions of flat plate structures", Concrete Journal, Japan Concrete Institute, Vol. 13, junho 1975.
- KAVANAGH, R.J., SIMMONDS, S.H., "The Influence of Column Shape on the Behavior of Flat Plate Slabs", Structural Engineering Report nº 12, Univ. de Alberta, nov. 1967, 64 pp.
- KEEFE, R.A., "An investigation on the effectiveness of diagonal tension reinforcement in flat slabs", Thesis, M.I.T., 1954.
- KEMP, E.L., WILHELM, W.J., "Influence of spandrel beam torsion on slab capacity based on yield line criteria", ACI Publication SP-35, 1973, pp. 325-341 (*)
- KINNUNEN, S., "Forsoek med betongplattor understoedda av pelare vid frikant" (Ensaio de lajes de concreto suportadas por pilares nas bordas livres), Report R2,

Statens Institute foer Byggnadsforskning, Estocolmo, 1971

- KINNUNEN, S., NYLANDER, H., "Punching of concrete slabs without shear reinforcement", Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n^o 158, 1960 (*)
- KINNUNEN, S., "Punching of concrete slabs with two-way reinforcement", Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, n^o 198, 1963
- KINNUNEN, S., NYLANDER, H., TOLF, P., "Undersökningar rörande genomstansning vid Institutionen for Byggnadss_statik KTH.", Nordisk Beton 1978, n^o 3, pp. 25-27
- LANGENDONCK, T., "Remarques sur le calcul des dalles au poinçonnement", Bull. CEB, Paris, n^o 57, set. 1966, pp. 141-144 (*)
- LONG, A.E., "A two-phase approach to the prediction of the punching strength of slabs", ACI Journal, 72, n^o 2, fev. 1975, pp. 37-45 (*)
- LONG, A.E., BOND, D., "Punching failure of reinforced concrete slabs", Proc. Institution of Civil Engineers, 37, maio 1967, pp. 109-135 (*)
- LONG, A.E., "Punching failure of slabs-transfer of moment and shear", Journal of the Structural Division, ASCE, 99, n^o ST4, abril 1973, pp. 665-685 (*)
- MAGURA, D.D., CORLEY, W.G., "Tests to destruction of a multipanel waffle slab structure", Full scale testing of New York World's Fair structures, Vol. 11, The Rathskeller Structure, Washington, National Academy of Sciences, 1969
- Mc NEICE, G.M., KEMP, K.O., "Comparison of finite element and unique limit analysis solutions for certain reinforced concrete slabs, Proc. ICE, 1969, 43, 8, pp. 629-640

- MAHMOOD, K.F., "Slabs with point supports", MPhil Thesis, Polytechnic of Central London, 1978
- MANTEROLA, J., "Poinçonnement des dalles sans armatures d'effort tranchant", Bull. CEB, Paris, nº 58, out. 1966, pp. 2-37 (*)
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T., FIGUEIREDO FILHO, J.R. de, SILVA, D.R., "Sumário Preliminar de estudos experimentais da resistência de ligações laje-pilar", XXI Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Rio de Janeiro, 1981 (*)
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T., "Punção em cantos e bordas de pavimentos sem vigas", XVII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Caracas, 1975 (*)
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T., "Sobre a contribuição dos estribos na resistência das ligações laje-pilar", XVIII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Salvador, 1976 (*)
- MARTINELLI, D.A.O., "Sobre a ruína das ligações laje-pilar nos cantos de lajes-cogumelo", Publ. nº 187, EESC, S.Carlos, 1974 (*)
- MAST, P.E., "Plate Stresses at Column near the Free Edge", ACI Journal, 67, nº 11, nov. 1970, pp. 898-902 (*)
- MAST, P.E., "Stresses in flat plates near columns", ACI Journal, 67, nº 10, out. 1970, pp. 761-768 (*)
- MELI, R., RODRIGUES, M., "Waffle flat plate-columns connections under alternating loads", Bull. CEB, Paris, nº 132 bis, abril 1979, pp. 45-52
- MOE, J., "Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads", Development Department, Bulletin D47, Portland Cement Association, abril 1961, 130 pp.

- MONNIER, Th., WIEHLBRADT, M., "State of Art Report 1973", CEB - Commission X (Slabs and plane structures), Bull. CEB, Paris, nº 97, 1974
- MOWRER, R.D., VANDERBILT, M.D., "Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete flat plates", ACI Journal, 64, nº 11, nov. 1967, pp. 722-729 (*)
- NABAR, S.J., "Punching and generalized modes of orthotropically reinforced concrete flat slabs", PhD Diss., Univ. de Kentucky, Lexington, 1972
- NARASIMHAN, N., "Shear reinforcement in reinforced concrete column heads", PhD Thesis, Univ. de Londres, 1971
- NB - 1/1960, "Cálculo e execução de obras de concreto armado", Norma Brasileira, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1960 (*)
- NB - 1/1978, "Projeto e execução de obras de concreto armado - Procedimento", Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978 (*)
- NIELSEN, M.P., BRAESTRUP, M.W., "Plastic Shear strength of reinforced concrete beams", Byggingstatiske Meddelelser, V.46, nº 3, 1975
- NIELSEN, M.P., "Punching shear resistance according to the CEB Model Code", Bull. CEB, Paris, nº 113, jan. 1979, pp. 193-210 (*)
- NIGHTINGALE, R.I., "Collapse loads of concrete flat plates", Report nº Ce4, Department of Civil Engineering, University of Maine, Orono, Me., jan. 1970
- NYLANDER, H., "Punching of reinforced concrete slabs", Bull. CEB, Paris, nº 44, out. 1964, pp. 159-183 (tb. trad. franc., ib.) (*)
- NYLANDER, H., SUNDQUIST, H., "Punching of bridge slabs", Conference on developments in bridge design and construction, University College Cardiff, 1971

- PARK, R., ISLAM, S., "Strength of slab-column connections with shear and unbalanced flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, 102, ST9, set. 1976, pp. 1879-1901 (*)
- PCA, "Deflections of flat plate floors of apartment buildings", Concrete Report CR008.01D (XS 6504) Portland Cement Association, jan. 1965
- PLISGA, S.J., "Punching of flat plates", Report n^o Ce9, Department of Civil Engineering, University of Maine, Orono, Me., jan. 1972
- RABE, J., "Schnittkrafte der Eckfelder von Flachdecken mit und ohne Randtraeger", Beton Stahlbetonbau, Berlim, março 1969, pp. 69-76
- REGAN, P.E., "Design for punching shear", The Structural Engineer, junho 1974, 52, n^o 6, pp. 197-207 (*)
- REGAN, P.E., "Tests of reinforced concrete flat slabs", report to Construction Industry Research and Information Association, London, 1979
- "Report of the Committee on Reinforced Concrete Building Laws", ACI Journal, 12, 1916, pp. 171-180
- "Report on Concrete and Reinforced Concrete", revised at the meeting of the Joint Committee on concrete and reinforced concrete, nov. 1912, Proceedings ASTM, v. 13, 1913, pp. 224-273
- RICHART, F.E., KLUGE, R.W., "Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads", Bull. n^o 314, University of Illinois Engineering Experiment Station, junho 1939, 75 pp.
- RICHART, F.E., "Reinforced concrete wall and column footings", ACI Journal, 45: n^o 2, out. 1948, pp. 97 - 127; n^o 3, nov. 1948, pp. 237-260
- RIESSAUW, F.G., WANTUR, H.Z., "Étude exp̄imentale relative au comportement des planchers-dalles au voisinage

des poteaux en fonction de l'influence simultanée de l'armature de flexion et de l'armature transversale verticale", Revue C Tijdschrift, v, n° 6, 1970

- ROBINSON, J.R., POMMERET, M., "La rupture par effort tranchant des dalles carrées en béton armé posées sur leurs angles", Annales I.T.B.T.P. (Béton, Béton Armé), Paris, n° 252, dez. 1968, pp. 1750-1759
- ROLL, F., ZAIDI, S.T.H., SABNIS, G., CHUANG, K., "Shear resistance of perforated reinforced concrete slabs", ACI Publication SP-30, 1971, p. 77
- ROSENTHAL, I., "Experimental investigation of flat plate floors", ACI Journal, 56, ago. 1959, pp. 153-166
- SEIBLE, F., GHALI, A., DILGER, W.H., "Preassembled shear reinforcing units for flat plates", ACI Journal, 77, n° 1, jan.-fev. 1980, pp. 28-35 (*)
- SHEWMAKER, R.E., XANTHAKIS, M., SOZEN, M.A., "Very small scale reinforced concrete multi-panel flat slabs", Civil Engineering Studies, Structural Research Series n° 265, University of Illinois, junho 1963
- SYMMONDS, S.H., "Flat slabs supported on columns elongated in plan", ACI Journal, 67, n° 12, dez. 1970, pp. 967-975 (*)
- SIMMONDS, S.H., GHALI, A., "Yield-line design of slabs", Journal of the Structural Division, 102, n° ST1, jan. 1976, pp. 109-123
- SMITH, A.E., SIMMONDS, S.H., "Tests of flat plate supported on columns elongated in plan", Structural Engineering Report n° 21, Univ. de Alberta, maio 1969, 72 pp.
- SOBREIRA, J.A., "Resistência ao punçoamento do betão armado", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n° 9, 1980, pp. 179-187, n° 10, 1981, pp. 16 - 26 (*)

- SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Investigation of multi-panel reinforced concrete floor slabs: design methods - their evolution and comparison, ACI Journal, 1963, 60, n^o 8, pp. 999-1028
- STAMENKOVIC, A., CHAPMAN, J.C., "Local strength at column heads in flat slabs subjected to a combined vertical and horizontal loading", Proc. ICE, 57, junho 1974, pp. 205-231
- STAMENKOVIC, A., CHAPMAN, J.C., "Local strength of flat slabs at column heads", Report 39, Construction Industry Research and Information Association, Londres, 1972
- STAMENKOVIC, A., "Local strength of flat slabs at column heads, PhD Thesis, Univ. de Londres, 1969
- "Standard Specifications for Concrete and Reinforced Concrete - Joint Committee", Proceedings, ASTM, v.24, part 1, ago. 1924, pp. 312-385
- STEINMANN, G., "Conclusions - Poinçonnement", Bull. CEB, Paris, n^o 57, set. 1966, pp. 145-175 (*)
- STEINMANN, G., "Rapport sur les propositions présentées à la session plénière de Londres par le group "Poinçonnement", Bulletin CEB, Paris, n^o 57, set. 1966, pp. 2-8 (*)
- TALBOT, A.N., "Reinforced concrete wall footings and column footings", Bull. n^o 67, University of Illinois Engineering Experiment Station, março 1913, 114 pp.
- TANKUT, T., "Behavior of flat plate structures subjected to various combinations of vertical and horizontal loads", PhD Thesis, Univ. de Londres, 1970
- TASKER, H.E., WYATT, K.J., "Performance of flat slab specimens over-stressed in shear at working load", Constructional Review (Sydney), V.35, Part 1, n^o 10, out. 1962, pp. 25-32, part 2, n^o 11, nov. 1962, pp. 21-24

- TAYLOR, R., HAYES, B., "Some Tests on the effect of edge restraint on punching shear in reinforced concrete slabs", Magazine of Concrete Research, Londres, 17, 50, março 1965, pp. 39-44
- TURNER, C.A.P., Discussion of "Reinforced Concrete Warehouse for Northwest Knitting Co., Minneapolis, Minnesota", Engineering News, V. 54, nº 15, out.1905, p. 383
- VANDERBILT, M.D., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Tests of a modified reinforced concrete two-way slab", Journal of the Structural Division, ASCE, 95, nº ST6, junho 1969, pp. 1097-1116
- WANTUR, H.Z., "Bemessung der Flachdecken in Stuetzenbereich unter gleichzeitiger Beruecksichtigung der Biege - und Vertikalen Querbewehrung", Diss., Rijksuniversitet, Gand, 1969 (*)
- WHITTING, A., "Some more notes on slab to edge column connections", ACI Journal, 59, nº 4, abril 1962, pp. 609-612 (*)
- WIESINGER, F., "Design of flat plates with irregular column lay-out", ACI Journal, 70, nº 2, fev. 1973, pp. 117 - 123 (*)
- XANTHAKIS, M., SOZEN, M.A., "An experimental study of limit design in reinforced concrete flat slabs", Civil Engineering Studies, Structural Research Series nº 277, University of Illinois, dez. 1963
- YITZHAKI, D., "Punching strength of reinforced concrete slabs", ACI Journal, 63, nº 5, maio 1966, pp. 527 - 540 (*)
- YITZHAKI, D., "Punching strength of reinforced concrete slabs", Bull. CEB, Paris, nº 58, out.1966, pp.83-115 (*)
- ZAGHLOOL, E.R.F., PAIVA, H.A.R., GLOCKNER, P.G., "Tests of reinforced concrete flat plate floors", Journal of the Structural Division, ASCE, 96, nº ST3, março 1970,

pp. 487-507 (*)

- ZAGHLOOL, E.R.F., PAIVA, H.A.R., "Tests of flat plate corner column-slab connections", Journal of the Structural Division, ASCE, 99, n^o ST3, Proc. Paper 9616, março 1973, pp. 551-572
- ZAGHLOOL, E.R.F., "Strength and behavior of corner and edge column-slab connections in reinforced concrete flat plates", PhD Thesis, University of Calgary, Alberta, Canadá, 1971

ANEXO

São apresentados em seguida os resultados das cargas e das deformações registradas pelo digitalizador HP-2012B e dos deslocamentos transversais medidos pelos defletômetros mecânicos, todos processados em computador e apresentados para cada etapa de carregamento. Aqui, as cargas são apresentadas em kgf, unidade em que foram medidas.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELLO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF) ENSAIO- 21/03/76 IDADE- 159 DIAS
 MOLDAGEM- 14/10/76

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.	0.	0.
1	259.	155.	415.
2	519.	466.	986.
3	778.	700.	1479.
4	1038.	959.	1998.
5	1298.	1244.	2542.
1	259.	233.	493.
2	519.	440.	960.
3	778.	726.	1504.
4	1038.	1011.	2049.
5	1298.	1296.	2594.
6	1557.	1478.	3035.
7	1817.	1763.	3580.
8	2077.	2022.	4099.
9	2336.	2333.	4670.
0	2596.	2567.	5163.
1	2856.	2774.	5630.
1	3115.	3059.	6175.
1	3375.	3267.	6642.
1	3635.	3604.	7239.
1	3894.	3863.	7758.
1	4154.	4148.	8303.
1	4154.	4174.	8329.
8	0.	-25.	-25.
0	0.	0.	0.
1	259.	311.	570.
2	519.	570.	1089.
3	778.	803.	1582.
4	1012.	1037.	2049.
5	1298.	1374.	2672.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF)
 MODELO 18/1 MOLDAGEM- 14/10/76

ENSAID- 21/03/76

IDADE- 159 DIAS

FASE

MACACO 1

MACACO 2

RESULTANTE

6	1557.	1633.	3191.
7	1817.	1892.	3710.
8	2103.	2152.	4255.
9	2310.	2385.	4696.
10	2596.	2670.	5267.
11	2882.	2956.	5838.
12	3089.	3189.	6279.
13	3349.	3396.	6746.
14	3635.	3811.	7446.
15	3894.	3941.	7836.
16	4154.	4174.	8329.
17	4414.	4459.	8874.
18	4647.	4667.	9315.
19	4881.	4874.	9756.
20	5141.	5289.	10430.
21	5452.	5782.	11235.
22	5712.	5782.	11494.
23	5920.	5912.	11832.
0	-129.	-225.	-155.
0	0.	0.	0.
5	1298.	1322.	2620.
10	2648.	2696.	5345.
15	3894.	3915.	7810.
20	5193.	5211.	10404.
21	5452.	5393.	10846.
22	5582.	5600.	11183.
23	5971.	5963.	11935.
24	6179.	6171.	12351.
25	6491.	6612.	13103.
26	6724.	6689.	13414.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF)
 MODELO 18/1 MOLDAGEM- 14/10/76

ENSAIO- 21/03/76

IDADE- 159 DIAS

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
27	7010.	7001.	14011.
28	7270.	7338.	14608.
29	7503.	7597.	15101.
30	7971.	8038.	16009.
31	8049.	8167.	16217.
32	8464.	8634.	17099.
33	8568.	8738.	17306.
34	8905.	9023.	17929.
35	9061.	9179.	18241.
36	9269.	9412.	18682.
37	9710.	9905.	19616.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF) ENSAIO - 15/06/77 IDADE - 241 DIAS
 MODELO 18/2 MOLDAGEM - 18/10/76

FASE ----- MACACO 1 ----- MACACO 2 ----- RESULTANTE -----

0	0.	0.	0.	0.
1	580.	585.	1166.	1166.
2	1055.	1065.	2121.	2121.
3	1583.	1704.	3288.	3288.
4	2111.	2130.	4242.	4242.
5	2639.	2769.	5409.	5409.
1	527.	585.	1113.	1113.
2	1055.	1171.	2227.	2227.
3	1583.	1757.	3341.	3341.
4	2111.	2183.	4295.	4295.
5	2639.	2716.	5356.	5356.
6	3167.	3195.	6363.	6363.
7	3695.	3781.	7477.	7477.
8	4223.	4367.	8590.	8590.
9	4751.	4846.	9598.	9598.
10	5279.	5326.	10605.	10605.
11	5807.	5858.	11666.	11666.
12	6335.	6391.	12726.	12726.
13	6863.	7030.	13893.	13893.
14	7391.	7456.	14847.	14847.
15	7919.	7882.	15801.	15801.
16	8447.	8415.	16862.	16862.
17	8975.	8947.	17922.	17922.
18	9503.	9533.	19036.	19036.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KGF)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0	0	0
1	517	555	1072
2	926	1032	1958
3	1459	1605	3064
4	1953	2135	4088
5	2517	2740	5257
5	2517	2612	5129
1	510	545	1055
2	920	1022	1942
3	1505	1669	3174
4	1967	2115	4082
5	2608	2708	5316
6	2965	3196	6161
7	3512	3800	7312
7	3722	3874	7596
8	4079	4341	8420
9	4538	4850	9388
10	5148	5380	10528
11	5642	5964	11606
12	6143	6463	12606
13	6566	7013	13579
14	7152	7597	14749
15	7677	8032	15709
15	7509	7862	15371
16	8269	8699	16968
16	8192	8636	16828
17	8770	9240	18010
18	9188	9665	18853
19	9727	10184	19911
20	10281	10662	20943
21	10407	10863	21270
0	-172	-35	-207

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF) ENSAIO- 11/10/77 IDADE- 160 DIAS
 MODELO 1971 MOLDAGEM- 04/05/77

FASE	MACACO 1	MACACO 2	MACACO 3	RESULTANTE
0	0.	0.	0.	0.
1	103.	76.	156.	336.
2	129.	126.	183.	439.
3	258.	228.	261.	748.
4	310.	329.	313.	953.
5	439.	405.	418.	1263.
1	129.	101.	130.	361.
2	206.	177.	209.	593.
3	258.	228.	261.	748.
4	335.	304.	366.	1006.
5	387.	329.	418.	1135.
6	490.	456.	470.	1418.
7	542.	507.	496.	1546.
8	594.	583.	679.	1857.
9	697.	684.	705.	2088.
10	801.	761.	732.	2294.
11	878.	887.	836.	2603.
12	930.	913.	888.	2732.
13	1085.	965.	1071.	3121.
14	1214.	1065.	1228.	3508.
15	1162.	1141.	1150.	3454.
16	1292.	1090.	1254.	3637.
17	0.	0.	0.	0.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MAGACOS HIDRAULICOS (KGF)
 MODELO 19/2 MOLDAGEM- 11/05/77

ENSAIO- 13/10/77

IDADE- 155 DIAS

FASE	MACACO 1	MACACO 2	MACACO 3	RESULTANTE
0	0	0	0	0
1	129	101	52	282
2	155	152	104	411
3	206	152	156	515
4	258	202	183	644
5	310	253	235	799
1	103	101	52	257
2	180	126	104	412
3	206	177	183	567
4	258	228	209	695
5	310	279	261	850
6	413	355	366	953
7	439	405	392	1134
8	542	456	470	1237
9				1469
10	568	532	522	1624
11	620	558	549	1727
12	646	608	601	1856
13	671	659	627	1958
14	749	710	679	2139
15	826	786	758	2371
16	904	837	862	2604
17	930	862	888	2681
18	1033	938	941	2913
19	1136	1040	1045	3222
20	1059	1014	1019	3093
21	1240	1065	1150	3456
22	1240	1167	1176	3583
23	1136	1090	1098	3325
24	0	0	0	0

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KGF)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	MACACO 3	RESULTANTE
0	0	0	0	0
1	42	76	72	190
1	52	76	77	205
2	103	126	129	358
3	191	202	217	610
4	263	268	290	821
5	346	344	368	1058
1	94	96	108	298
2	135	152	170	457
3	203	203	232	638
4	279	273	311	863
5	342	334	372	1048
6	439	425	477	1341
7	507	491	554	1552
8	584	572	637	1793
9	642	628	704	1974
10	709	689	772	2170
11	821	759	846	2426
12	873	840	939	2652
13	950	891	1017	2858
14	1017	982	1105	3104
15	1085	1053	1141	3279
16	1183	1073	1318	3574
0	0	-27	33	6

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF)
 MODELO 20/1 MOLDAGEM- 07/07/77

ENSAIO- 18/10/77

IDADE- 103 DIAS

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.	0.	0.
1	335.	152.	488.
2	439.	304.	743.
3	542.	456.	999.
4	723.	608.	1332.
5	878.	761.	1639.
1	206.	126.	333.
2	413.	304.	717.
3	594.	456.	1050.
4	749.	608.	1358.
5	930.	761.	1691.
6	1085.	913.	1998.
7	1214.	1065.	2280.
8	1421.	1217.	2638.
9	1550.	1369.	2920.
10	1757.	1522.	3279.
11	1860.	1674.	3534.
12	2015.	1826.	3842.
13	2222.	1978.	4201.
14	2403.	2131.	4534.
15	2584.	2283.	4867.
16	2661.	2435.	5097.
17	2713.	2587.	5300.
18	2945.	2739.	5685.
19	3049.	2892.	5941.
20	3307.	3044.	6351.
21	3436.	3196.	6633.
22	0.	0.	0.

RUINA DAS LIGACOES LAJE--PILAR NOS CANTOS DE LAJES--COGUMELO
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (KGF) ENSAIO-- 20/10/77 IDADE-- 93 DIAS
 MODELO 2072 MOLDAGEM-- 19/07/77

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.	0.	0.
1	155.	152.	307.
2	284.	304.	588.
3	465.	456.	921.
4	646.	608.	1254.
5	775.	761.	1536.
1	103.	152.	255.
2	258.	304.	562.
3	465.	456.	921.
4	646.	608.	1254.
5	801.	761.	1562.
6	956.	913.	1869.
7	1136.	1065.	2202.
8	1292.	1217.	2509.
9	1447.	1369.	2817.
10	1627.	1522.	3150.
11	1808.	1674.	3483.
12	1937.	1826.	3764.
13	2118.	1978.	4097.
14	2532.	2131.	4663.
15	2454.	2283.	4738.
16	2584.	2435.	5019.
17	2764.	2587.	5352.
18	2945.	2739.	5685.
19	3100.	2892.	5992.
20	2170.	2054.	4225.
21	0.	0.	0.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 20/3 MOLDAGEM:25.11.77 ENSAIO:13.02.78 IDADE:80 DIAS
 CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KGF)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0	0	0
1	116	121	237
2	270	273	543
3	409	404	813
4	538	530	1068
5	697	677	1374
1	132	127	259
2	249	227	476
3	394	379	773
4	549	536	1085
5	693	672	1365
6	858	834	1692
7	996	960	1956
8	1166	1117	2283
9	1306	1248	2554
10	1475	1410	2885
11	1593	1541	3134
12	1737	1672	3409
13	1912	1839	3751
14	2055	1980	4035
15	2204	2121	4325
16	2369	2258	4627
17	2538	2429	4967
18	2672	2570	5242
19	2826	2696	5522
20	2970	2838	5808
21	3062	2924	5986
22	2880	2751	5631
0	-6	-32	-38

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :														
		1.6	2.3	2.5	3.4	3.6	4.5	5.2	7.4	8.3	8.5	9.4	10.3			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	7	39	14	18	0	18	0	13	15	41	4	8	27	27	27
2	1958	14	73	28	34	0	34	0	27	39	85	9	15	51	51	51
3	3064	20	182	47	72	0	72	0	56	87	148	20	27	87	87	87
4	4088	27	308	80	143	1	143	1	104	171	243	35	41	128	128	128
5	5257	45	536	152	269	12	269	12	177	315	404	71	76	211	211	211
5	5129	45	538	153	273	13	273	13	177	315	398	72	76	210	210	210
1	1055	17	228	71	139	19	139	19	84	141	130	38	33	90	90	90
2	1942	23	279	85	161	19	161	19	99	169	175	44	41	111	111	111
3	3174	31	378	111	203	18	203	18	128	227	262	55	53	149	149	149
4	4082	38	456	131	238	18	238	18	151	270	328	64	64	178	178	178
5	5316	48	586	168	302	24	302	24	188	344	434	79	83	228	228	228
6	6161	73	720	236	402	45	402	45	232	456	547	134	124	298	298	298
7	7312	137	910	366	576	103	576	103	295	665	728	253	231	416	416	416
7	7596	147	951	385	609	110	609	110	310	692	752	271	247	431	431	431
8	8420	271	1079	525	779	169	779	169	385	826	907	420	382	531	531	531
9	9388	396	1221	689	969	232	969	232	468	948	1100	578	538	663	663	663
10	10528	529	1408	868	1170	323	1170	323	541	1074	1359	744	689	811	811	811
11	11606	670	1598	1050	1343	422	1343	422	620	1208	1628	940	847	962	962	962
12	12606	789	1774	1211	1487	513	1487	513	686	1341	1841	1095	984	1099	1099	1099
13	13579	909	1935	1370	1619	600	1619	600	751	1477	1984	1227	1100	1230	1230	1230
14	14749	1075	2171	1606	1822	729	1822	729	812	1660	2145	1423	1254	1374	1374	1374
15	15709	1228	2382	1812	1983	861	1983	861	888	1811	2190	1562	1396	1506	1506	1506
15	15371	1222	2357	1794	1962	860	1962	860	876	1793	2164	1551	1384	1490	1490	1490
16	16968	1376	2614	2011	2156	977	2156	977	969	1979	2310	1696	1556	1655	1655	1655
16	16828	1375	2606	2004	2147	980	2147	980	818	1973	2251	1694	1552	1650	1650	1650
17	18010	1513	3046	2158	2318	1108	2318	1108	896	2141	2351	1820	1711	1787	1787	1787
18	18853	1522	3462	2198	2577	1267	2577	1267	1011	2354	3335	1973	1905	1894	1894	1894
19	19911	1587	6443	2258	2751	1379	2751	1379	1175	2505	8283	2110	2221	2089	2089	2089
20	20943	1704	6775	2387	2914	1503	2914	1503	1363	2622	8283	2277	2415	2389	2389	2389
21	21270	1909	6456	2354	1058	1662	1058	1662	1496	1788	8681	2565	2494	2560	2560	2560
0	-207	16	3653	-44	714	89	714	89	599	612	6117	789	603	837	837	837

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :			
		10.5	11.4	12.2	
0	0	0	0	0	0
1	1072	0	5	4	
2	1958	0	9	10	
3	3064	-3	17	24	
4	4088	-7	23	38	
5	5257	-11	37	61	
5	5129	-12	36	59	
1	1055	-9	13	13	
2	1942	-10	17	20	
3	3174	-10	25	31	
4	4082	-12	31	41	
5	5316	-14	39	57	
6	6161	-17	66	80	
7	7312	-19	116	121	
7	7596	-22	120	127	
8	8420	-15	153	158	
9	9388	28	185	201	
10	10528	84	219	249	
11	11606	156	262	298	
12	12606	224	300	343	
13	13579	295	339	389	
14	14749	473	398	473	
15	15709	557	443	556	
15	15371	554	438	551	
16	16968	620	491	638	
16	16828	620	489	637	
17	18010	673	531	697	
18	18853	720	571	750	
19	19911	782	690	847	
20	20943	871	857	999	
21	21270	945	953	1129	
0	-207	569	402	377	

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :			
		10.5	11.4	12.2	
0	0	0	0	0	0
1	190	55	51	50	50
1	205	57	53	51	51
2	358	117	110	104	104
3	610	210	200	185	185
4	821	299	282	257	257
5	1058	440	409	355	355
1	298	149	134	94	94
2	457	213	195	147	147
3	638	288	266	210	210
4	863	375	348	286	286
5	1048	454	421	350	350
6	1341	647	591	469	469
7	1552	844	778	563	563
8	1793	1076	987	672	672
9	1974	1247	1141	734	734
10	2170	1418	1305	790	790
11	2426	1673	1540	863	863
12	2652	1831	1692	934	934
13	2858	2046	1879	964	964
14	3104	2220	2038	1034	1034
15	3279	2382	2622	1155	1155
16	3574	2695	3683	1666	1666
0	6	267	1406	350	350

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 20/3 MOLDAGEM:25.11.77 ENSAIO:13.02.78 IDADE:80 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :														
		1.6	2.3	2.5	3.4	3.6	4.5	5.2	7.4	8.3	8.5	9.4	10.3			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	237	13	8	16	25	11	10	6	9	10	6	9	10	9	15	16
2	543	37	22	41	70	30	25	20	29	20	29	30	28	46	47	47
3	813	73	36	83	145	61	43	47	74	47	74	77	68	106	117	117
4	1068	126	51	150	247	105	65	91	167	91	167	157	113	209	220	220
5	1374	262	74	295	415	182	119	165	290	165	290	279	194	358	360	360
1	259	126	28	141	170	93	59	85	145	85	145	141	97	175	168	168
2	476	153	37	171	219	112	72	102	174	102	174	169	116	213	207	207
3	773	187	49	209	278	135	86	122	210	122	210	203	141	258	258	258
4	1085	227	62	255	351	163	106	145	252	145	252	245	169	315	313	313
5	1365	274	79	311	431	196	129	175	301	175	301	295	205	379	378	378
6	1692	400	108	473	619	266	189	247	409	247	409	421	284	520	503	503
7	1956	510	162	666	836	382	271	339	532	339	532	589	391	686	657	657
8	2283	649	234	836	1031	514	358	418	674	418	674	779	496	851	809	809
9	2554	810	336	994	1195	623	446	495	798	495	798	955	589	995	944	944
10	2885	995	521	1154	1375	768	559	570	926	570	926	1152	700	1154	1085	1085
11	3134	1156	644	1307	1525	913	669	639	1030	639	1030	1313	804	1306	1203	1203
12	3409	1310	763	1483	1695	1075	787	714	1134	714	1134	1475	920	1470	1328	1328
13	3751	1490	871	1675	1865	1244	909	795	1245	795	1245	1637	1047	1646	1454	1454
14	4035	1684	978	1874	2009	1433	1050	870	1349	870	1349	1790	1174	1823	1578	1578
15	4325	1886	1093	2078	2148	1641	1205	941	1451	941	1451	1936	1305	1994	1713	1713
16	4627	2093	1208	2274	2278	1844	1342	1012	1544	1012	1544	2071	1427	2140	1847	1847
17	4967	2364	1361	2491	2453	2052	1490	1092	1670	1092	1670	2238	1571	2315	1993	1993
18	5242	2643	1521	2718	2646	2238	1625	1160	1806	1160	1806	2385	1711	2462	2138	2138
19	5522	2890	1681	3062	2864	2423	1736	1209	1933	1209	1933	2541	1851	2620	2300	2300
20	5808	3203	1887	3677	3233	2620	1859	1262	2097	1262	2097	2735	2015	2809	2497	2497
21	5986	3625	2116	5453	5555	2771	1931	1307	2406	1307	2406	3453	2315	2967	3022	3022
22	5631	4687	2225	8781	4473	2841	1753	1215	3648	1215	3648	7926	2369	2938	2938	2938
0	-38	1671	333	8781	3757	540	532	405	1634	405	1634	4334	639	475	475	475

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 20/3 MOLDAGEM:25.11.77 ENSAIO:13.02.78 IDADE:80 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :			
		10.5	11.4	12.2	
0	0	0	0	0	0
1	237	5	9	3	3
2	543	13	23	9	9
3	813	22	40	30	30
4	1068	29	65	70	70
5	1374	46	103	146	146
1	259	18	52	73	73
2	476	22	62	83	83
3	773	29	75	98	98
4	1085	37	92	116	116
5	1365	47	110	140	140
6	1692	77	157	193	193
7	1956	139	220	256	256
8	2283	221	286	326	326
9	2554	293	349	374	374
10	2885	403	431	449	449
11	3134	516	517	520	520
12	3409	637	596	591	591
13	3751	766	682	666	666
14	4035	905	782	754	754
15	4325	1045	884	860	860
16	4627	1171	986	949	949
17	4967	1319	1094	1043	1043
18	5242	1467	1195	1104	1104
19	5522	1600	1296	1171	1171
20	5808	1775	1413	1234	1234
21	5986	1939	1518	1245	1245
22	5631	1907	1544	1171	1171
0	-38	453	572	360	360

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO)

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :												
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	-2	3	-3	-4	-3	-2	1	0	0	-1	0	2534	-2
2	1958	-4	5	-7	-8	-10	-2	2	1	1	-1	1	-8913	-4
3	3064	-10	10	-10	-3	-20	-4	2	2	3	-1	2	-8337	-7
4	4088	-4	15	-15	19	-25	-6	1	5	-1	3	3	55555	-12
5	5257	20	31	-16	42	-7	-7	2	14	2	2	5	55555	-16
5	5129	20	31	-17	44	-4	-8	2	14	2	2	4	55555	-16
1	1055	13	21	-16	53	17	-9	1	10	2	3	3	55555	-6
2	1942	12	22	-17	50	13	-9	0	11	1	1	3	-6383	-8
3	3174	11	27	-18	50	7	-9	1	13	2	2	4	55555	-12
4	4082	10	30	-21	50	3	-8	2	15	1	4	4	55555	-15
5	5316	17	36	-23	55	2	-11	3	20	2	2	6	55555	-17
6	6161	46	48	-21	64	29	-11	2	29	2	2	10	55555	-19
7	7312	107	71	-15	110	88	-14	3	52	2	2	20	55555	-9
7	7596	116	75	-12	118	95	-15	5	56	3	3	20	55555	-8
8	8420	189	112	3	183	135	-14	9	81	9	9	26	55555	6
9	9388	277	144	25	240	163	-16	15	102	17	17	31	55555	25
10	10528	362	176	40	275	186	-18	22	124	26	26	37	55555	40
11	11606	434	205	54	316	222	-17	33	162	35	35	42	55555	61
12	12606	486	241	66	354	249	-16	66	217	50	50	46	55555	81
13	13579	533	274	83	388	272	-18	125	279	70	70	50	55555	111
14	14749	606	350	188	432	279	-17	212	433	190	190	61	55555	274
15	15709	659	399	219	472	287	-19	284	570	300	300	72	55555	360
15	15371	651	394	214	467	286	-19	281	566	298	298	72	55555	356
16	16968	717	446	259	512	300	-20	366	697	395	395	86	55555	428
16	16828	713	444	255	509	300	-21	366	693	397	397	89	55555	427
17	18010	770	497	288	550	321	-21	446	805	478	478	102	55555	495
18	18853	801	565	272	591	360	-23	519	916	558	558	120	55555	572
19	19911	832	667	330	656	442	-23	623	1069	652	652	139	55555	688
20	20943	920	843	536	818	626	-24	745	1239	726	726	164	55555	837
21	21270	1063	1124	563	1191	942	-25	772	1309	739	739	226	-6801	929
0	-207	341	364	32	384	471	-23	127	228	216	216	90	55555	202

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO)

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :																		
		2.7	2.8	3.1	3.2	3.3	3.4	3.8	3.9	3.10	4.1									
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	0	0	0	0	-4	-4	-2	-2	1	1	-1	0	0	0	-2	0	0	-2	0
2	1958	-2	-1	-1	-1	-6	-6	-4	-4	1	1	-4	-1	0	0	-4	-1	0	-4	0
3	3064	-4	-1	-3	-3	-7	-7	-7	-7	1	1	-6	-3	-3	-2	-9	-3	-2	-9	0
4	4088	8	-3	-4	-4	-9	-9	-9	-9	1	1	-10	-4	-4	-4	-13	-4	-4	-13	0
5	5257	32	0	-5	-5	-8	-8	-11	-11	0	0	-14	-2	-2	-8	-16	-2	-8	-16	0
5	5129	33	0	-5	-5	-9	-9	-10	-10	0	0	-15	-2	-2	-8	-15	0	-8	-15	0
1	1055	32	7	-1	-1	-1	-1	1	1	2	2	-2	0	0	0	-3	0	0	-3	0
2	1942	31	6	-2	-2	-4	-4	0	0	2	2	-6	0	0	-2	-5	0	-2	-5	0
3	3174	32	4	-3	-3	-7	-7	-3	-3	1	1	-9	-2	-2	-3	-10	-2	-3	-10	0
4	4082	35	2	-4	-4	-8	-8	-6	-6	1	1	-12	-3	-3	-6	-12	-3	-6	-12	0
5	5316	39	3	-5	-5	-7	-7	-9	-9	2	2	-16	-3	-3	-8	-16	-3	-8	-16	0
6	6161	54	16	-3	-3	-8	-8	-13	-13	2	2	-21	12	12	-13	-16	12	-13	-16	0
7	7312	72	41	4	4	-4	-4	-17	-17	2	2	-25	27	27	-16	-16	27	-16	-16	0
7	7596	75	44	4	4	-4	-4	-18	-18	2	2	-25	28	28	-16	-16	28	-16	-16	0
8	8420	89	65	9	9	-2	-2	-19	-19	4	4	-28	34	34	-16	-16	34	-16	-16	0
9	9388	105	90	13	13	1	1	-19	-19	3	3	-32	41	41	-14	-14	41	-14	-14	0
10	10528	119	108	15	15	3	3	-18	-18	6	6	-36	50	50	-12	-12	50	-12	-12	0
11	11606	138	141	17	17	6	6	-12	-12	8	8	-41	57	57	-3	-3	57	-3	-3	0
12	12606	166	166	18	18	11	11	-9	-9	11	11	-44	65	65	1	1	65	1	1	0
13	13579	198	189	23	23	15	15	-5	-5	14	14	-45	75	75	9	9	75	9	9	0
14	14749	272	244	40	40	26	26	0	0	18	18	-45	96	96	18	18	96	18	18	0
15	15709	298	278	71	71	45	45	8	8	22	22	-44	121	121	29	29	121	29	29	0
15	15371	294	274	71	71	46	46	9	9	22	22	-43	121	121	30	30	121	30	30	0
16	16968	327	311	104	104	77	77	14	14	27	27	-47	136	136	45	45	136	45	45	0
16	16828	326	309	106	106	78	78	14	14	27	27	-46	136	136	47	47	136	47	47	0
17	18010	365	350	130	130	94	94	17	17	32	32	-48	152	152	62	62	152	62	62	0
18	18853	413	387	145	145	100	100	25	25	48	48	-46	173	173	80	80	173	80	80	0
19	19911	498	430	168	168	109	109	34	34	77	77	-29	195	195	106	106	195	106	106	0
20	20943	612	475	225	225	137	137	44	44	112	112	13	260	260	192	192	260	192	192	0
21	21270	765	636	290	290	170	170	57	57	142	142	147	372	372	312	312	372	312	312	0
0	-207	169	213	128	128	82	82	81	81	99	99	107	99	99	119	119	99	119	119	0

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO)

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :													
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	190	-5	22	8	12	-3	2	12	0	2	12	0	5	4	-4
1	205	-6	23	9	13	-5	0	14	-1	4	14	-1	4	5	-4
2	358	-9	44	19	29	-6	4	27	0	4	27	0	13	13	-7
3	610	-11	79	37	56	-9	9	47	3	9	47	3	26	26	-9
4	821	-12	111	54	77	-9	13	64	7	13	64	7	40	40	-10
5	1058	-9	145	83	111	-5	25	87	14	25	87	14	68	68	-8
1	298	-2	40	29	32	0	9	30	9	9	30	9	29	29	0
2	457	-4	62	40	48	-2	12	41	9	12	41	9	36	36	-3
3	638	-6	86	53	66	-5	14	54	10	14	54	10	44	44	-6
4	863	-8	115	69	91	-6	18	72	13	18	72	13	56	56	-9
5	1048	-8	139	83	110	-6	24	86	15	24	86	15	67	67	-9
6	1341	6	182	114	156	10	41	109	33	41	109	33	96	96	-5
7	1552	40	219	133	197	42	58	127	53	58	127	53	124	124	0
8	1793	105	256	150	232	81	89	141	83	89	141	83	155	155	11
9	1974	169	285	163	257	133	106	150	107	106	150	107	175	175	22
10	2170	238	312	181	284	171	124	164	144	124	164	144	197	197	31
11	2426	339	350	213	329	212	158	191	179	158	191	179	235	235	66
12	2652	387	389	239	368	235	182	212	200	182	212	200	261	261	101
13	2858	435	424	274	412	279	230	269	229	230	269	229	295	295	151
14	3104	449	466	307	456	321	274	290	253	274	290	253	325	325	174
15	3279	568	560	368	456	290	169	290	288	169	290	288	366	366	205
16	3574	437	620	439	428	282	-235	365	412	-235	365	412	406	406	324
0	6	59	137	-9	49	127	-284	-22	131	-284	-22	131	21	21	161

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO)

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :										
		2.7	2.8	3.1	3.2	3.3	3.4	3.7	3.8	3.9	3.10	4.1
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	-1	0	-3	9	-1	0	0	0	0	0	0
1	205	-1	0	-3	9	0	0	0	0	0	0	7
2	358	-1	0	-4	20	0	3	0	2	0	-1	18
3	610	0	2	-4	38	3	6	1	6	1	0	34
4	821	1	7	-3	57	7	10	2	13	2	0	49
5	1058	5	17	-2	91	18	16	4	28	2	6	72
1	298	3	11	-1	36	13	10	2	16	2	9	29
2	457	2	12	-2	48	14	12	3	19	2	9	39
3	638	2	13	-4	64	14	12	1	21	1	8	49
4	863	3	16	-4	80	17	16	2	26	1	8	62
5	1048	4	20	-4	95	20	18	3	32	1	9	75
6	1341	13	50	0	131	32	40	6	46	3	10	107
7	1552	22	83	4	154	47	77	9	60	6	12	131
8	1793	34	111	17	177	57	108	12	79	14	18	160
9	1974	49	123	28	196	64	130	18	88	23	26	183
10	2170	68	122	44	214	69	146	22	100	32	31	201
11	2426	108	116	69	235	78	168	28	114	59	36	228
12	2652	140	121	84	251	82	180	34	127	77	36	241
13	2858	192	130	116	261	86	210	45	137	106	39	247
14	3104	225	141	135	274	89	226	51	146	121	44	257
15	3279	356	177	201	274	100	251	69	159	151	66	252
16	3574	555	120	363	285	105	264	81	179	207	147	249
0	6	247	50	105	23	61	109	27	74	57	68	25

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :												
		4.A	4.B	5.A	5.B	6.A	6.B	9.A	9.B	11.A	11.B	12.A	12.B	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	1	11	0	-1	-2	-7	8	32	1	6	1	0	0
2	1958	2	20	-1	-2	-5	-11	8	44	2	9	2	1	1
3	3064	4	38	-2	-4	-8	-17	-4	12	0	16	5	3	3
4	4088	10	73	-3	-7	-10	-20	-2	17	-1	22	13	5	5
5	5257	30	147	-3	-9	-12	-26	0	28	2	31	30	30	11
5	5129	31	148	-3	-8	-11	-25	0	25	2	30	31	31	11
1	1055	18	72	0	0	0	-7	0	-9	3	14	17	17	4
2	1942	19	83	0	-1	-3	-12	0	-1	2	18	19	19	5
3	3174	24	110	-1	-4	-7	-17	-1	7	1	23	23	23	7
4	4082	28	130	-2	-5	-9	-22	-1	15	0	26	27	27	7
5	5316	39	173	-1	-6	-10	-26	-1	27	2	31	31	35	12
6	6161	56	249	0	-4	-13	-30	0	35	13	40	53	53	25
7	7312	65	343	2	-1	-14	-34	2	48	31	62	66	66	62
7	7596	66	357	3	0	-15	-34	1	50	33	64	67	67	67
8	8420	78	423	5	11	-18	-37	8	77	43	91	91	61	131
9	9388	100	474	19	36	-19	-38	1	56	48	119	119	63	181
10	10528	144	520	43	67	-22	-38	3	70	55	155	155	71	233
11	11606	187	558	83	110	-21	-36	11	97	65	202	202	79	285
12	12606	232	588	127	142	-23	-36	20	126	71	253	253	90	335
13	13579	278	600	166	187	-24	-32	30	163	74	324	324	105	393
14	14749	339	592	221	258	-24	-20	50	227	68	426	426	140	485
15	15709	403	601	280	348	-21	-2	77	260	53	508	508	180	576
15	15371	401	595	280	348	-20	-1	76	258	53	506	506	180	575
16	16968	467	624	341	435	-17	11	114	323	39	592	592	214	656
16	16828	467	622	342	438	-16	11	115	324	37	593	593	214	656
17	18010	531	650	403	525	-13	27	144	391	26	693	693	247	719
18	18853	604	685	464	619	-3	46	166	454	72	846	846	273	734
19	19911	778	825	535	761	7	64	190	550	246	1236	1236	345	766
20	20943	1062	1107	687	1031	33	116	213	666	526	1970	1970	472	870
21	21270	1197	1440	891	1490	45	241	245	785	745	2668	2668	633	1109
0	-207	467	957	499	792	69	145	68	138	550	1713	1713	402	690

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :												
		13.A	13.B	4.M	5.M	6.M	9.M	11.M	12.M	13.M				
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
1	1072	0	0	6	0	-4	20	3	0	0	0	0	0	
2	1958	0	-1	11	-1	-8	26	5	1	1	0	0	0	
3	3064	0	-3	21	-3	-12	4	8	4	4	4	-1	-1	
4	4088	-2	-6	41	-5	-15	7	10	9	9	9	-4	-4	
5	5257	-5	-6	88	-6	-19	14	16	20	20	20	-5	-5	
5	5129	-5	-5	89	-5	-18	12	16	21	21	21	-5	-5	
1	1055	-1	0	45	0	-3	-4	8	10	10	10	0	0	
2	1942	-2	-2	51	0	-7	0	10	12	12	12	-2	-2	
3	3174	-5	-4	67	-2	-12	3	12	15	15	15	-4	-4	
4	4082	-5	-6	79	-3	-15	7	13	17	17	17	-5	-5	
5	5316	-6	-7	106	-3	-18	13	16	23	23	23	-6	-6	
6	6161	-8	-5	152	-2	-21	17	26	39	39	39	-6	-6	
7	7312	-10	0	204	0	-24	25	46	64	64	64	-5	-5	
7	7596	-11	0	211	1	-24	25	48	67	67	67	-5	-5	
8	8420	-9	8	250	8	-27	42	67	96	96	96	0	0	
9	9388	-7	10	287	27	-28	28	83	122	122	122	1	1	
10	10528	-6	9	332	55	-30	36	105	152	152	152	1	1	
11	11606	-5	9	372	96	-28	54	133	182	182	182	2	2	
12	12606	-5	7	410	134	-29	73	162	212	212	212	1	1	
13	13579	-4	5	439	176	-28	96	199	249	249	249	0	0	
14	14749	-4	3	465	239	-22	138	247	312	312	312	0	0	
15	15709	-2	4	502	314	-11	168	280	378	378	378	1	1	
15	15371	-1	5	498	314	-10	167	279	377	377	377	2	2	
16	16968	1	10	545	388	-3	218	315	435	435	435	5	5	
16	16828	2	10	544	390	-2	219	315	435	435	435	6	6	
17	18010	11	22	590	464	7	267	359	483	483	483	16	16	
18	18853	20	40	644	541	21	310	459	503	503	503	30	30	
19	19911	48	78	801	648	35	370	741	555	555	555	63	63	
20	20943	83	128	1084	859	74	439	1248	671	671	671	105	105	
21	21270	135	172	1318	1190	143	515	1706	871	871	871	153	153	
0	-207	89	142	712	645	107	103	1131	546	546	546	115	115	

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :												
		4.A	4.B	5.A	5.B	6.A	6.B	8.A	8.B	9.A	9.B	10.A	10.B	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	-9	2	11	-4	-14	0	3	3	0	3	0	0	3
1	205	-10	2	12	-4	-15	0	3	0	4	2	0	0	3
2	358	-16	4	31	-9	-22	1	6	0	9	5	0	0	6
3	610	-25	8	66	-21	-28	0	12	2	16	10	3	3	11
4	821	-33	9	107	-37	-29	0	17	2	23	15	4	4	13
5	1058	-30	7	223	-81	-12	-5	23	4	34	19	9	9	16
1	298	0	0	82	-36	-1	-2	5	2	9	6	3	3	3
2	457	-5	1	113	-48	-6	-3	8	2	13	8	4	4	6
3	638	-12	2	152	-61	-9	-6	12	3	18	12	6	6	8
4	863	-18	3	200	-77	-10	-8	17	4	26	16	8	8	11
5	1048	-21	3	256	-97	-4	-11	20	4	32	19	11	11	13
6	1341	5	-3	447	-165	51	-21	28	5	49	26	30	30	11
7	1552	55	8	584	-210	142	-45	33	5	62	28	51	51	5
8	1793	125	33	731	-256	221	-70	40	3	76	33	70	70	1
9	1974	170	41	879	-295	281	-88	47	3	91	38	87	87	0
10	2170	211	45	1032	-337	367	-120	57	3	109	45	107	107	2
11	2426	301	45	1325	-406	558	-197	81	-1	154	57	175	175	17
12	2652	387	45	1491	-448	649	-234	114	-11	194	62	241	241	37
13	2858	535	83	1683	-492	756	-280	161	-45	253	67	344	344	64
14	3104	850	98	1765	-506	806	-298	198	-65	306	75	411	411	75
15	3279	1783	247	3064	-870	876	-330	271	-103	430	110	498	498	92
16	3574	4218	-305	4020	-840	1466	-613	346	-136	618	155	563	563	157
0	6	2916	-321	2722	-593	692	-334	69	-24	120	25	161	161	83

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :														
		11.A	11.B	12.A	12.B	13.A	13.B	4.M	5.M	6.M	8.M	9.M	10.M			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	-3	1	1	0	-3	5	-3	3	-7	1	3	3	1	1	1
1	205	-3	2	-12	0	-3	4	-4	4	-7	1	3	3	1	1	1
2	358	-4	3	11	-1	-4	10	-6	11	-10	3	7	7	3	3	3
3	610	-2	5	31	-6	-3	22	-8	22	-14	7	13	13	7	7	7
4	821	0	5	51	-11	1	34	-12	35	-14	9	19	19	8	8	8
5	1058	16	0	98	-24	19	50	-11	71	-8	13	26	26	12	12	12
1	298	12	-4	32	-3	14	13	0	23	-1	3	7	7	3	3	3
2	457	12	-2	45	-8	15	20	-2	32	-4	5	10	10	5	5	5
3	638	13	-3	62	-14	17	28	-5	45	-7	7	15	15	7	7	7
4	863	17	-3	84	-21	20	40	-7	61	-9	10	21	21	9	9	9
5	1048	24	-6	107	-28	29	48	-9	79	-7	12	25	25	12	12	12
6	1341	84	-13	185	-51	93	37	1	141	15	16	37	37	20	20	20
7	1552	167	-42	281	-81	150	24	31	187	48	19	45	45	28	28	28
8	1793	265	-91	502	-145	268	22	79	237	75	21	54	54	35	35	35
9	1974	331	-120	731	-204	379	26	105	292	96	25	64	64	43	43	43
10	2170	392	-144	928	-250	534	30	128	347	123	30	77	77	54	54	54
11	2426	577	-207	1160	-280	699	38	173	459	180	40	105	105	96	96	96
12	2652	721	-256	1282	-300	793	45	216	521	207	51	128	128	139	139	139
13	2858	974	-325	1538	-350	940	53	309	595	238	58	160	160	204	204	204
14	3104	1173	-370	1782	-402	1053	69	474	629	254	66	190	190	243	243	243
15	3279	2201	-543	3352	-921	1700	108	1015	1097	273	84	270	270	295	295	295
16	3574	3731	-782	5316	-1557	2625	236	1956	1590	426	105	386	386	360	360	360
0	6	2382	-539	3483	-1129	1509	0	1297	1064	179	22	72	72	122	122	122

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO

PORTE 3

FASE CARGA (KGF) DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :
 11.M 12.M 13.M

FASE	CARGA (KGF)	11.M	12.M	13.M
0	0	0	0	0
1	190	-1	0	1
1	205	0	-6	0
2	358	0	5	3
3	610	1	12	9
4	821	2	20	17
5	1058	8	37	34
1	298	4	14	13
2	457	5	18	17
3	638	5	24	22
4	863	7	31	30
5	1048	9	39	38
6	1341	35	67	65
7	1552	62	100	87
8	1793	87	178	145
9	1974	105	263	202
10	2170	124	339	282
11	2426	185	440	368
12	2652	232	491	419
13	2858	324	594	496
14	3104	401	690	561
15	3279	829	1215	904
16	3574	1474	1879	1430
0	6	921	1177	754

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NA FACE INFERIOR DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :								
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	1.A'	1.B'	1.C'
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	-3	450	-25	-15	-16	-21	3	-13	-21
2	1958	-6	945	-48	-31	-29	-39	9	-24	-43
3	3064	-5	1487	-84	-50	-45	-68	14	-36	-68
4	4088	-3	1996	-119	-68	-54	-94	18	-46	-95
5	5257	3	2276	-170	-92	-57	-127	28	-62	-132
5	5129	6	2493	-170	-86	-54	-126	27	-61	-130
1	1055	12	2751	-57	-14	-2	-31	8	-18	-41
2	1942	10	3094	-80	-29	-14	-49	12	-28	-61
3	3174	9	3949	-114	-49	-27	-77	18	-41	-89
4	4082	9	4715	-139	-65	-40	-99	21	-51	-109
5	5316	10	5272	-178	-85	-53	-130	26	-66	-136
6	6161	15	5982	-215	-102	-50	-151	33	-80	-168
7	7312	28	6569	-266	-108	-19	-181	50	-92	-210
7	7596	32	6561	-275	-107	-13	-189	50	-96	-213
8	8420	48	7003	-313	-103	35	-193	66	-96	-242
9	9388	62	7366	-339	-110	86	-186	83	-94	-274
10	10528	81	7883	-361	-126	129	-187	101	-93	-307
11	11606	99	8438	-381	-146	170	-189	123	-96	-348
12	12606	130	8878	-402	-153	217	-202	128	-94	-362
13	13579	194	9424	-434	-114	303	-200	140	-89	-380
14	14749	349	9999	-483	-165	516	-96	162	-85	-414
15	15709	410	9999	-537	-209	444	-112	180	-92	-454
15	15371	411	9999	-532	-210	433	-105	178	-89	-448
16	16968	452	9999	-601	-259	373	-137	202	-91	-519
16	16828	452	9999	-601	-259	370	-132	203	-88	-519
17	18010	487	9999	-677	-297	324	-154	176	-68	-527
18	18853	579	9999	-812	-349	195	-200	142	-63	-530
19	19911	610	9999	-986	-385	83	-249	171	-74	-617
20	20943	776	9999	-1460	-407	-18	-315	232	-218	-787
21	21270	1713	9999	-1522	-465	-248	-383	293	-364	-936
0	-207	978	9999	-428	-639	-983	-22	-16	-258	-266

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NA FACE INFERIOR DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :								
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	1.A'	1.B'	1.C'
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	15	-29	-45	-44	-72	-36	23	-23	-89
1	205	16	-30	-48	-44	-75	-37	25	-24	-93
2	358	34	-51	-92	-79	-136	-70	43	-50	-169
3	610	62	-85	-160	-132	-227	-119	67	-86	-272
4	821	83	-116	-226	-179	-307	-165	92	-120	-361
5	1058	116	-151	-321	-234	-395	-215	132	-160	-470
1	298	44	-42	-106	-76	-130	-67	68	-50	-183
2	457	60	-65	-150	-112	-189	-97	86	-73	-252
3	638	75	-92	-217	-151	-258	-135	106	-103	-329
4	863	100	-124	-274	-198	-335	-179	128	-138	-414
5	1048	119	-150	-335	-234	-398	-215	150	-165	-482
6	1341	174	-194	-482	-297	-502	-278	217	-211	-615
7	1552	247	-238	-624	-338	-572	-321	305	-248	-752
8	1793	356	-277	-797	-385	-658	-375	423	-287	-946
9	1974	440	-295	-925	-421	-729	-415	523	-314	-1125
10	2170	479	-323	-1045	-461	-807	-459	609	-330	-1288
11	2426	552	-367	-1222	-513	-932	-535	728	-381	-1541
12	2652	603	-401	-1346	-568	-1036	-589	813	-409	-1709
13	2858	670	-424	-1492	-618	-1175	-670	907	-442	-1907
14	3104	732	-474	-1639	-679	-1312	-753	972	-507	-2118
15	3279	996	-755	-2414	-724	-1450	-885	949	-1084	-3249
16	3574	1505	-709	-2418	-672	-1492	-903	2332	-1658	-9398
0	6	972	-89	-987	-254	-467	-157	1099	-816	-6055

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 20/3 MOLDAGEM:25.11.77 ENSAIO:13.02.78 IDADE:80 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NA FACE INFERIOR DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :								
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	1.A'	1.B'	1.C'
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	237	3	-13	-20	-13	-21	-14	1	-13	-22
2	543	6	-32	-46	-32	-50	-34	2	-34	-57
3	813	9	-55	-77	-54	-85	-55	3	-65	-106
4	1068	14	-81	-117	-77	-116	-75	6	-97	-166
5	1374	24	-121	-179	-105	-155	-101	7	-149	-262
1	259	11	-36	-51	-26	-39	-25	-1	-59	-113
2	476	15	-53	-75	-40	-60	-41	0	-78	-144
3	773	18	-75	-108	-60	-91	-58	1	-99	-182
4	1085	22	-99	-146	-83	-124	-80	3	-124	-225
5	1365	27	-123	-183	-106	-155	-101	6	-150	-270
6	1692	36	-163	-246	-138	-192	-125	11	-193	-350
7	1956	51	-206	-320	-167	-225	-146	28	-232	-413
8	2283	69	-259	-395	-205	-272	-175	45	-281	-497
9	2554	88	-300	-469	-237	-314	-205	57	-336	-577
10	2885	110	-358	-563	-280	-372	-241	79	-402	-678
11	3134	129	-412	-666	-313	-426	-276	99	-472	-772
12	3409	153	-475	-787	-343	-480	-317	115	-550	-875
13	3751	182	-549	-919	-381	-534	-355	135	-625	-990
14	4035	217	-620	-1045	-400	-556	-381	160	-703	-1119
15	4325	248	-690	-1179	-425	-584	-403	186	-774	-1249
16	4627	277	-761	-1313	-451	-612	-425	212	-836	-1373
17	4967	298	-861	-1480	-483	-642	-447	253	-912	-1531
18	5242	299	-955	-1624	-518	-672	-465	284	-992	-1708
19	5522	312	-1050	-1765	-561	-722	-490	289	-1049	-1902
20	5808	324	-1174	-1941	-613	-788	-522	268	-1109	-2067
21	5986	318	-1402	-2279	-680	-877	-577	301	-1253	-2293
22	5631	232	-1580	-2495	-718	-972	-608	389	-1434	-2567
0	-38	96	-460	-763	-94	-157	-129	166	-533	-899

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :												
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	3.A	3.B	3.C	4	5	6	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	5	4	-10	5	2	-2	-1	0	0	0	368	4	6
2	1958	13	12	-16	9	4	-6	-1	1	-2	763	8	16	16
3	3064	21	24	-33	20	3	-15	3	0	-10	1385	10	24	24
4	4088	26	56	-26	35	0	-33	14	-2	-22	2627	5	30	30
5	5257	37	36	-73	55	-20	-59	38	-8	-47	5099	-5	36	36
5	5129	38	27	-84	55	-23	-60	42	-9	-50	5124	-5	33	33
1	1055	10	-9	-47	21	-18	-25	27	-4	-29	2277	-6	0	0
2	1942	16	-4	-57	27	-16	-31	28	-4	-31	2718	-3	7	7
3	3174	23	7	-70	37	-17	-41	34	-4	-36	3672	-4	17	17
4	4082	30	15	-78	46	-19	-50	38	-5	-41	4446	-4	22	22
5	5316	40	20	-98	48	-28	-60	48	-8	-54	5829	-8	30	30
6	6161	32	-9	-105	36	-43	-67	63	-14	-68	7942	-15	42	42
7	7312	26	-49	-119	29	-64	-91	86	-22	-90	9955	-38	83	83
7	7596	27	-55	-127	30	-68	-96	92	-24	-96	9955	-41	87	87
8	8420	17	-65	-129	24	-71	-112	105	-26	-116	9955	-41	163	163
9	9388	12	-70	-123	26	-72	-138	124	-29	-130	9955	-48	279	279
10	10528	8	-72	-121	30	-79	-177	158	-9	-131	9955	-55	494	494
11	11606	5	-74	-117	35	-57	-198	199	38	-109	9955	-61	838	838
12	12606	2	-77	-117	31	-53	-225	216	53	-111	9955	-69	1064	1064
13	13579	-2	-78	-111	25	-50	-249	229	101	-85	9955	-81	1343	1343
14	14749	-5	-79	-104	12	-51	-292	264	194	-38	9955	-90	1729	1729
15	15709	-7	-80	-101	-4	-86	-340	254	194	-47	9955	-98	2109	2109
15	15371	-7	-81	-101	-5	-85	-336	251	192	-47	9955	-95	2086	2086
16	16968	-8	-79	-98	-14	-100	-384	258	196	-50	9955	-104	2401	2401
16	16828	-9	-80	-98	-15	-100	-382	255	195	-50	9955	-103	2389	2389
17	18010	-9	-83	-104	-19	-124	-432	256	190	-59	9955	-111	2650	2650
18	18853	-4	-104	-130	-8	-170	-534	267	183	-75	9955	-123	2712	2712
19	19911	0	-144	-165	-4	-213	-600	242	142	-106	9955	-91	2506	2506
20	20943	-8	-131	-113	-125	-209	-598	135	63	-149	9955	-64	2339	2339
21	21270	-7	-153	-197	-162	-27	-493	23	-231	-310	9955	-44	1897	1897
0	-207	3	-225	-280	-59	-66	134	-139	-311	-284	9955	-33	782	782

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :														
		7	8	9	1.A*	1.B*	1.C*	3.A*	3.B*	3.C*	4*	6*	7*			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	1072	-21	-20	-9	9	0	-10	0	0	0	0	0	0	-1	53	6
2	1958	-41	-40	-20	19	0	-23	0	0	-5	104	14	14	-5	104	14
3	3064	-60	-67	-35	38	-19	-70	2	-2	-9	146	19	19	-9	146	19
4	4088	-81	-96	-55	57	-35	-111	10	-4	-19	185	14	14	-19	185	14
5	5257	-81	-132	-81	72	-25	-131	26	-21	-52	244	17	17	-52	244	17
5	5129	-77	-130	-81	71	-24	-130	26	-21	-51	251	19	19	-51	251	19
1	1055	-6	-37	-24	17	-29	-63	9	-19	-30	33	33	33	-30	33	33
2	1942	-26	-58	-35	29	-28	-77	12	-20	-33	73	73	73	-33	73	73
3	3174	-50	-88	-52	46	-26	-99	17	-22	-41	133	133	133	-41	133	133
4	4082	-64	-110	-65	57	-24	-113	21	-23	-47	183	183	183	-47	183	183
5	5316	-79	-137	-83	81	-3	-127	25	-30	-57	274	274	274	-57	274	274
6	6161	-83	-163	-99	102	23	-130	32	-57	-96	449	449	449	-96	449	449
7	7312	-86	-168	-121	105	43	-122	14	-86	-127	610	610	610	-127	610	610
7	7596	-83	-164	-125	106	48	-121	11	-89	-129	644	644	644	-129	644	644
8	8420	-95	-149	-143	106	49	-123	-2	-109	-160	766	766	766	-160	766	766
9	9388	-107	-145	-162	110	56	-133	-6	-146	-208	986	986	986	-208	986	986
10	10528	-124	-138	-184	111	61	-139	-10	-165	-234	1405	1405	1405	-234	1405	1405
11	11606	-146	-148	-197	122	68	-148	-15	-186	-255	2014	2014	2014	-255	2014	2014
12	12606	-167	-159	-212	150	92	-145	-23	-197	-258	2693	2693	2693	-258	2693	2693
13	13579	-188	-183	-219	203	188	-91	-33	-191	-235	3561	3561	3561	-235	3561	3561
14	14749	-209	-218	-218	529	638	148	-48	-145	-175	8195	8195	8195	-175	8195	8195
15	15709	-226	-250	-225	4617	4092	906	-53	-21	-81	1117	1117	1117	-81	1117	1117
15	15371	-224	-246	-221	4649	4115	902	-53	-18	-80	1121	1121	1121	-80	1121	1121
16	16968	-239	-287	-239	7959	6988	1494	-52	25	-77	141	141	141	-77	141	141
16	16828	-241	-287	-238	7981	7048	1501	-51	25	-79	141	141	141	-79	141	141
17	18010	-247	-323	-259	9763	9763	2132	-56	29	-87	116	116	116	-87	116	116
18	18853	-274	-215	-296	9763	9763	2132	-69	21	-96	117	117	117	-96	117	117
19	19911	-332	-182	-377	9763	9763	2132	-76	4	-134	121	121	121	-134	121	121
20	20943	-484	-267	-575	9763	9763	2132	-83	-37	-189	141	141	141	-189	141	141
21	21270	-649	-240	-1053	9763	9763	2132	-102	-59	-315	173	173	173	-315	173	173
0	-207	-256	-133	-805	9763	9763	2132	-68	-54	-218	176	176	176	-218	176	176

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 18/3 MOLDAGEM:26.10.77 ENSAIO:18.01.78 IDADE:241 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 3

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :
0	0	0
1	1072	-16
2	1958	-32
3	3064	-56
4	4088	-79
5	5257	-108
5	5129	-107
1	1055	-33
2	1942	-48
3	3174	-70
4	4082	-87
5	5316	-113
6	6161	-136
7	7312	-153
7	7596	-157
8	8420	-171
9	9388	-201
10	10528	-229
11	11606	-262
12	12606	-289
13	13579	-310
14	14749	-306
15	15709	-325
15	15371	-320
16	16968	-356
16	16828	-354
17	18010	-377
18	18853	-394
19	19911	-507
20	20943	-607
21	21270	-464
0	-207	-41

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :													
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	3.A	3.B	3.C	4	5	6		
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	12	-2	-45	17	4	-16	19	0	-12	9	3	0	0	0
1	205	13	-3	-48	18	5	-17	20	1	-13	10	3	0	0	0
2	358	26	-5	-92	30	9	-31	37	1	-26	12	0	0	-3	0
3	610	48	-9	-158	51	15	-52	65	1	-50	19	-5	0	-10	0
4	821	68	-16	-218	68	18	-73	87	-1	-74	21	-14	-18	-18	-18
5	1058	89	-33	-285	79	17	-93	97	-13	-101	13	-38	-19	-19	-19
1	298	25	-20	-103	25	6	-25	25	-4	-24	5	-5	5	5	5
2	457	36	-22	-142	36	10	-37	41	-5	-37	6	-12	1	1	1
3	638	50	-29	-193	49	13	-54	59	-7	-65	3	-22	-9	-9	-9
4	863	70	-35	-248	64	16	-74	79	-8	-80	7	-35	-7	-7	-7
5	1048	86	-42	-293	75	15	-91	93	-13	-100	6	-44	-12	-12	-12
6	1341	126	-57	-386	78	10	-110	74	-25	-147	44	-28	-10	-10	-10
7	1552	805	230	-660	98	-6	-124	60	-36	-176	84	-28	-21	-21	-21
8	1793	3768	1759	-1064	104	-33	-150	48	-55	-214	84	-45	-20	-20	-20
9	1974	5625	2770	-1214	100	-55	-165	24	-96	-250	65	-61	-25	-25	-25
10	2170	8444	3907	-1339	100	-76	-182	-31	-100	-264	36	-76	-26	-26	-26
11	2426	4415	4169	-1583	98	-111	-219	-155	-133	-254	-3	-108	-35	-35	-35
12	2652	4386	4140	-1806	117	-142	-264	-240	-228	-261	-11	-120	-43	-43	-43
13	2858	4377	4131	-1809	4632	1235	572	-495	-405	-256	-23	-148	-46	-46	-46
14	3104	4367	4121	-1616	5394	1506	5022	-573	-511	-273	-58	-149	-48	-48	-48
15	3279	4339	4093	-1569	5375	-769	5003	-797	-652	-220	-52	-114	-45	-45	-45
16	3574	4348	4102	-786	5385	-17	5003	-674	-836	-473	-75	-120	-56	-56	-56
0	6	4329	4083	-393	5366	205	4984	-672	-794	-206	-20	-88	-22	-22	-22

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 2

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :														
		7	8	9	1.A*	1.B*	1.C*	3.A*	3.B*	3.C*	4*	6*	7*			
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	190	-32	-12	-26	24	12	0	-14	34	0	0	-23	26	0	0	1
1	205	-33	-12	-26	25	12	0	-16	36	4	4	-25	28	0	0	2
2	358	-52	-16	-43	38	19	0	-24	75	23	23	-34	50	-11	0	0
3	610	-82	-24	-66	57	31	0	-38	146	59	59	-53	87	-31	0	-4
4	821	-111	-33	-82	72	39	0	-51	220	99	99	-71	112	-45	0	-10
5	1058	-144	-40	-89	92	55	0	-66	350	168	168	-81	153	-63	0	-19
1	298	-61	-13	-10	40	23	0	-21	112	47	47	-17	63	0	0	-6
2	457	-83	-18	-26	50	30	0	-31	159	64	64	-33	73	-9	0	-7
3	638	-106	-25	-42	63	29	0	-40	219	96	96	-47	98	-29	0	-11
4	863	-131	-32	-62	78	47	0	-55	299	136	136	-65	125	-43	0	-16
5	1048	-153	-40	-74	89	55	0	-67	380	182	182	-80	151	-56	0	-21
6	1341	-209	-57	-88	68	61	0	-78	691	400	400	-133	512	-82	0	-1
7	1552	-189	-97	-117	32	25	0	-93	1156	710	710	-167	464	-106	0	59
8	1793	-146	-147	-139	10	-2	0	-111	2003	1184	1184	-84	340	-156	0	52
9	1974	-175	-131	-155	3	-12	0	-129	3033	1687	1687	-63	170	-171	0	36
10	2170	-205	-136	-179	-5	-23	0	-146	4303	2130	2130	-169	30	-152	0	19
11	2426	-251	-182	-198	-19	-48	0	-167	5976	2529	2529	-321	-47	-150	0	-77
12	2652	-283	-241	-218	-22	-60	0	-192	2998	3907	3907	-202	-195	-152	0	-127
13	2858	-434	-345	-160	-25	-79	0	-234	3026	4772	4772	561	-709	-152	0	-202
14	3104	-608	-391	-138	-28	-99	0	-287	3026	4772	4772	867	-933	-152	0	-243
15	3279	-876	-416	-123	-52	-122	0	-473	2988	4744	4744	865	-1585	-165	0	-401
16	3574	-1223	-262	-101	148	-107	0	-214	2998	4744	4744	737	-1505	-185	0	-485
0	6	-918	-98	-63	47	-76	0	-95	2979	4734	4734	573	-1122	-69	0	-406

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 19/3 MOLDAGEM:30.11.77 ENSAIO:27.01.78 IDADE:59 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 3

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :
0	0	0
1	190	-7
1	205	-8
2	358	-13
3	610	-28
4	821	-43
5	1058	-44
1	298	10
2	457	2
3	638	-11
4	863	-27
5	1048	-38
6	1341	-50
7	1552	-66
8	1793	-87
9	1974	-122
10	2170	-152
11	2426	-159
12	2652	-140
13	2858	-150
14	3104	-179
15	3279	-245
16	3574	-137
0	6	22

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 20/3 MOLDAGEM:25.11.77 ENSAIO:13.02.78 IDADE:80 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO, NAS FACES LATERAIS DA LAJE

PARTE 1

FASE	CARGA (KGF)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS :								
		7	8	9	7*	9*				
0	0	0	0	0	0	0				
1	237	-24	-19	-16	-17	-10				
2	543	-67	-47	-39	-42	-24				
3	813	-111	-84	-68	-73	-39				
4	1068	-120	-135	-102	-107	-61				
5	1374	-115	-190	-154	-138	-98				
1	259	-13	-75	-54	-44	-22				
2	476	-30	-98	-75	-65	-36				
3	773	-59	-130	-101	-89	-54				
4	1085	-86	-162	-130	-116	-77				
5	1365	-106	-195	-160	-140	-101				
6	1692	-112	-212	-209	-166	-136				
7	1956	-117	-199	-270	-163	-166				
8	2283	-150	-186	-313	-197	-201				
9	2554	-196	-189	-324	-224	-221				
10	2885	-269	-194	-273	-261	-211				
11	3134	-379	-211	-235	-301	-195				
12	3409	-510	-248	-233	-355	-169				
13	3751	-617	-291	-252	-414	-195				
14	4035	-715	-337	-274	-485	-218				
15	4325	-809	-382	-290	-556	-228				
16	4627	-884	-415	-310	-624	-239				
17	4967	-977	-461	-344	-718	-252				
18	5242	-1076	-505	-385	-819	-259				
19	5522	-1187	-544	-408	-937	-279				
20	5808	-1357	-611	-462	-1096	-329				
21	5986	-1631	-746	-578	-1316	-354				
22	5631	-1887	-967	-840	-1708	-413				
0	-38	-988	-420	-273	-659	-32				

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 18/1 MOLDAGEM- 14/10/76 ENSAIO- 21/03/76 IDADE- 159 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1- 415.	0.00	0.00	0.00	0.01	0.05	0.04	0.00	0.00	0.00
2- 986.	0.00	0.00	0.04	0.03	0.05	0.10	0.00	0.05	0.05
3- 1479.	0.00	0.05	0.10	0.05	0.09	0.20	0.00	0.05	0.05
4- 1998.	0.00	0.05	0.14	0.07	0.14	0.25	0.01	0.05	0.10
5- 2542.	0.01	0.10	0.20	0.09	0.19	0.35	0.01	0.10	0.15
1- 493.	0.00	0.00	0.04	0.05	0.09	0.14	0.00	0.05	0.05
2- 960.	0.00	0.00	0.04	0.05	0.09	0.14	0.00	0.05	0.05
3- 1504.	0.00	0.00	0.10	0.05	0.14	0.20	0.01	0.05	0.10
4- 2049.	0.00	0.05	0.14	0.07	0.14	0.25	0.01	0.05	0.10
5- 2594.	0.01	0.10	0.20	0.09	0.25	0.35	0.01	0.10	0.15
6- 3035.	0.01	0.10	0.20	0.11	0.25	0.39	0.01	0.10	0.20
7- 3580.	0.01	0.14	0.25	0.14	0.34	0.50	0.02	0.15	0.25
8- 4099.	0.01	0.14	0.29	0.17	0.39	0.60	0.02	0.15	0.30
9- 4670.	0.02	0.19	0.35	0.20	0.44	0.70	0.02	0.20	0.35
10- 5163.	0.02	0.19	0.39	0.23	0.55	0.79	0.03	0.20	0.40
11- 5630.	0.02	0.25	0.45	0.27	0.59	0.95	0.03	0.25	0.50
12- 6175.	0.02	0.25	0.50	0.31	0.69	1.04	0.04	0.30	0.55
13- 6642.	0.02	0.30	0.60	0.34	0.80	1.25	0.04	0.30	0.65
14- 7239.	0.02	0.35	0.70	0.41	0.94	1.45	0.04	0.40	0.75
15- 7758.	0.02	0.39	0.75	0.47	1.05	1.64	0.05	0.40	0.85
16- 8303.	0.02	0.39	0.85	0.53	1.20	1.85	0.05	0.45	0.95
17- 8329.	0.02	0.44	0.89	0.56	1.30	1.95	0.05	0.50	1.00
18- 8225.	0.02	0.05	0.10	0.11	0.25	0.35	0.01	0.10	0.20
0-	0.00	0.05	0.10	0.11	0.25	0.35	0.01	0.10	0.20
1- 570.	0.00	0.20	0.15	0.13	0.35	0.45	0.01	0.15	0.25
2- 1089.	0.00	0.25	0.20	0.18	0.44	0.55	0.01	0.15	0.30
3- 1582.	0.00	0.25	0.25	0.20	0.50	0.65	0.02	0.15	0.35
4- 2049.	0.00	0.30	0.30	0.24	0.55	0.75	0.02	0.20	0.40
5- 2672.	0.00	0.30	0.35	0.27	0.65	0.90	0.03	0.25	0.50

RUINA DAS LIGACÖES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 18/1 MOLDAGEM - 14/10/76 ENSAIO - 21/03/76 IDADE - 159 DIAS

CARGA (KG)	*	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
6- 3191.	*	0.01	0.35	0.40	0.30	0.69	1.10	0.03	0.25	0.55
7- 3710.	*	0.01	0.35	0.45	0.32	0.80	1.10	0.05	0.30	0.60
8- 4255.	*	0.01	0.40	0.50	0.38	0.85	1.20	0.05	0.35	0.65
9- 4696.	*	0.01	0.40	0.55	0.38	0.90	1.30	0.05	0.35	0.70
10- 5267.	*	0.01	0.45	0.60	0.42	0.94	1.35	0.05	0.35	0.75
11- 5838.	*	0.02	0.50	0.65	0.45	1.05	1.50	0.05	0.40	0.80
12- 6279.	*	0.02	0.50	0.70	0.48	1.15	1.60	0.05	0.40	0.85
13- 6746.	*	0.02	0.50	0.75	0.50	1.20	1.70	0.05	0.45	0.90
14- 7446.	*	0.02	0.55	0.80	0.54	1.25	1.80	0.07	0.45	0.95
15- 7836.	*	0.02	0.60	0.85	0.56	1.30	1.90	0.07	0.50	1.00
16- 8329.	*	0.02	0.60	0.90	0.60	1.40	2.05	0.07	0.50	1.10
17- 8874.	*	0.03	0.65	1.00	0.63	1.50	2.15	0.07	0.55	1.15
18- 9315.	*	0.03	0.70	1.05	0.69	1.60	2.25	0.09	0.60	1.25
19- 9756.	*	0.03	0.70	1.15	0.73	1.70	2.30	0.09	0.65	1.30
20- 10430.	*	0.03	0.80	1.25	0.82	1.90	2.80	0.09	0.70	1.45
21- 11235.	*	0.03	0.85	1.45	0.93	2.15	3.10	0.11	0.80	1.65
22- 11494.	*	0.04	0.90	1.50	0.98	2.25	3.30	0.11	0.75	1.70
23- 11832.	*	0.04	0.95	1.60	1.06	2.45	3.60	0.11	0.90	1.85
0- -155.	*	0.01	0.30	0.30	0.27	0.60	0.80	0.05	0.25	0.45
5- 2620.	*	0.02	0.44	0.50	0.42	0.95	1.35	0.07	0.39	0.75
10- 5345.	*	0.03	0.60	0.85	0.62	1.40	1.95	0.09	0.54	1.05
15- 7810.	*	0.03	0.69	1.10	0.79	1.75	2.55	0.11	0.69	1.40
20- 10404.	*	0.04	0.85	1.40	0.96	2.15	3.15	0.13	0.84	1.70
21- 10846.	*	0.04	0.90	1.45	1.00	2.25	3.30	0.13	0.84	1.75
22- 11183.	*	0.05	0.94	1.50	1.02	2.35	3.40	0.14	0.89	1.80
23- 11935.	*	0.05	0.94	1.60	1.08	2.45	3.55	0.15	0.94	1.90
24- 12351.	*	0.05	1.00	1.65	1.12	2.50	3.70	0.15	1.00	1.95
25- 13103.	*	0.05	1.05	1.75	1.18	2.65	3.90	0.16	1.00	2.05
26- 13414.	*	0.05	1.10	1.85	1.23	2.80	4.05	0.16	1.09	2.15

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 18/1 MOLDAGEM- 14/10/76 ENSAIO- 21/03/76 IDADE- 159 DIAS

CARGA (KG)	#	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
27-14011.	*	0.06	1.15	1.90	1.29	2.90	4.30	0.17	1.14	2.25
28-14608.	*	0.07	1.20	2.05	1.37	3.10	4.55	0.18	1.20	2.40
29-15101.	*	0.07	1.25	2.15	1.46	3.30	4.90	0.19	1.29	2.55
30-16009.	*	0.08	1.35	2.35	1.58	3.55	5.25	0.21	1.39	2.75
31-16217.	*	0.08	1.40	2.45	1.66	3.70	5.45	0.21	1.50	2.85
32-17099.	*	0.09	1.50	2.70	1.83	4.05	6.05	0.23	1.64	3.20
33-17306.	*	0.09	1.55	2.79	1.91	4.25	6.30	0.24	1.70	3.30
34-17929.	*	0.11	1.70	3.04	2.11	4.70	6.95	0.26	1.89	3.65
35-18241.	*	0.11	1.75	3.20	2.21	4.95	7.34	0.27	2.00	3.85
36-18682.	*	0.14	2.00	3.79	2.62	5.85	8.75	0.31	2.34	4.60
37-19616.	*	0.15	2.24	4.35	3.05	6.85	10.35	0.35	2.79	5.60

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
 TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 18/2 MOLDAGEM- 18/10/76 ENSAIO- 15/06/77 IDADE- 241 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1- 1166.	0.00	0.09	0.10	0.01	0.19	0.10	0.00	0.00	0.00
2- 2121.	0.00	0.09	0.20	0.05	0.19	0.20	0.00	0.00	0.10
3- 3288.	0.01	0.09	0.20	0.08	0.30	0.30	0.00	0.10	0.19
4- 4242.	0.02	0.20	0.30	0.13	0.40	0.50	0.01	0.10	0.19
5- 5409.	0.02	0.20	0.39	0.18	0.60	0.70	0.01	0.20	0.30
1- 1113.	0.00	0.09	0.20	0.07	0.30	0.20	0.00	0.10	0.10
2- 2227.	0.00	0.09	0.20	0.10	0.30	0.30	0.01	0.10	0.19
3- 3341.	0.01	0.20	0.30	0.13	0.40	0.50	0.01	0.10	0.19
4- 4295.	0.02	0.20	0.30	0.15	0.50	0.60	0.01	0.10	0.30
5- 5356.	0.03	0.30	0.39	0.20	0.60	0.70	0.02	0.20	0.30
6- 6363.	0.03	0.30	0.50	0.25	0.69	0.90	0.02	0.20	0.39
7- 7477.	0.04	0.40	0.70	0.34	0.90	1.30	0.02	0.30	0.50
8- 8590.	0.04	0.50	0.89	0.45	1.20	1.60	0.03	0.40	0.79
9- 9598.	0.05	0.60	1.10	0.54	1.40	2.00	0.02	0.50	0.89
10-10605.	0.06	0.70	1.30	0.64	1.80	2.40	0.03	0.60	1.10
11-11666.	0.06	0.79	1.50	0.77	2.20	2.90	0.04	0.70	1.29
12-12726.	0.07	0.90	1.70	0.89	2.59	3.20	0.04	0.80	1.50
13-13893.	0.08	1.10	2.00	1.05	2.99	3.70	0.05	0.90	1.79
14-14847.	0.08	1.20	2.20	1.21	2.90	4.30	0.06	1.00	2.00
15-15801.	0.09	1.40	2.60	1.42	3.30	4.90	0.07	1.20	2.29
16-16862.	0.10	1.49	2.80	1.54	3.80	5.50	0.08	1.30	2.50
17-17922.	0.10	1.70	3.20	1.79	4.20	6.30	0.09	1.50	2.90
18-19036.	0.12	1.90	3.70	2.12	4.90	7.30	0.12	1.70	3.50

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 18/3 MOLDAGEM- 26/10/77 ENSAIO- 18/01/78 IDADE- 84 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1- 1060.0	0.01	0.02	0.05	0.02	0.06	0.10	0.00	0.03	0.04
2- 2121.0	0.02	0.05	0.10	0.05	0.12	0.18	0.00	0.05	0.08
3- 3501.0	0.03	0.09	0.18	0.09	0.24	0.34	0.01	0.09	0.10
4- 4242.0	0.05	0.13	0.26	0.15	0.32	0.50	0.02	0.15	0.27
5- 5196.0	0.06	0.21	0.39	0.23	0.50	0.74	0.03	0.22	0.40
1- 1060.0	0.03	0.08	0.17	0.11	0.17	0.28	0.01	0.09	0.17
2- 2014.0	0.03	0.08	0.17	0.11	0.24	0.36	0.01	0.11	0.19
3- 2968.0	0.03	0.13	0.23	0.15	0.33	0.50	0.02	0.15	0.27
4- 4029.0	0.05	0.17	0.31	0.19	0.41	0.62	0.03	0.18	0.33
5- 5302.0	0.06	0.22	0.40	0.25	0.54	0.81	0.04	0.23	0.44
6- 6256.0	0.07	0.27	0.51	0.31	0.66	1.00	0.04	0.28	0.54
7- 7317.0	0.09	0.36	0.68	0.40	0.88	1.35	0.06	0.38	0.73
8- 8484.0	0.11	0.46	0.85	0.52	1.13	1.71	0.07	0.47	0.90
9- 9438.0	0.12	0.55	1.02	0.63	1.36	2.05	0.09	0.57	1.10
10- 10605.0	0.13	0.64	1.19	0.73	1.61	2.42	0.11	0.67	1.29
11- 11772.0	0.15	0.76	1.41	0.88	1.90	2.86	0.12	0.80	1.52
12- 12939.0	0.17	0.87	1.51	1.00	2.17	3.29	0.15	0.90	1.74
13- 13787.0	0.19	0.97	1.82	1.14	2.26	3.74	0.17	1.02	1.95
14- 14847.0	0.22	1.14	2.13	1.36	2.88	4.35	0.21	1.18	2.27
15- 16014.0	0.25	1.30	2.43	1.55	3.29	4.95	0.23	1.35	2.60
16- 16968.0	0.27	1.49	2.77	1.79	3.75	5.65	0.26	1.55	2.96
17- 18135.0	0.31	1.67	3.10	2.02	4.24	6.35	0.29	1.76	3.34
18- 19089.0	0.32	1.87	3.51	2.34	4.92	7.40	0.33	2.08	3.93
19- 20256.0	0.32	2.11	4.50	3.05	6.43	9.75	0.38	2.73	5.25
20- 21424.0	0.40	3.14	6.23	4.32	9.14	13.84	0.46	3.76	7.31
21- 21529.0	0.47	4.12	8.35	5.87	12.42	18.84	0.67	4.97	9.79
0-	0.10	2.11	4.47	3.26	6.92	10.54	0.54	3.82	5.52

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 19/1 MOLDAGEM- 04/05/77 ENSAIO- 11/10/77 IDADE- 160 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-	336.	0.03	0.07	0.24	0.07	0.20	0.35	0.51	0.00	0.04	0.14	0.27
2-	439.	0.00	0.06	0.11	0.13	0.33	0.59	0.81	0.00	0.04	0.23	0.42
3-	748.	0.00	0.10	0.40	0.22	0.65	1.13	1.62	0.00	0.13	0.44	0.78
4-	953.	0.00	0.16	0.61	0.32	0.97	1.70	2.45	0.00	0.18	0.63	1.16
5-	1263.	0.00	0.22	0.84	0.47	1.38	2.45	3.54	0.00	0.24	0.87	1.63
1-	361.	-0.02	0.07	0.40	0.24	0.75	1.34	1.95	0.00	0.13	0.50	0.94
2-	593.	-0.02	0.11	0.52	0.31	0.93	1.68	2.41	0.00	0.17	0.60	1.13
3-	748.	0.02	0.12	0.56	0.34	1.01	1.77	2.57	0.00	0.18	0.63	1.20
4-	1006.	0.00	0.16	0.68	0.38	1.18	2.09	3.03	0.00	0.21	0.75	1.39
5-	1135.	0.00	0.19	0.79	0.45	1.34	2.37	3.44	0.00	0.25	0.85	1.60
6-	1418.	0.00	0.25	0.93	0.52	1.58	2.78	4.05	0.00	0.28	0.98	1.86
7-	1546.	0.00	0.26	1.02	0.59	1.77	3.27	4.77	0.00	0.31	1.14	2.18
8-	1857.	0.00	0.32	1.27	0.75	2.25	3.98	5.79	0.00	0.38	1.37	2.60
9-	2088.	0.01	0.37	1.45	0.86	2.58	4.57	6.41	0.00	0.45	1.59	2.99
10-	2294.	0.01	0.40	1.61	0.97	2.95	5.43	7.92	0.00	0.53	1.85	3.51
11-	2603.	0.02	0.48	1.88	1.18	3.48	6.09	8.85	0.01	0.63	2.11	3.96
12-	2732.	0.03	0.52	2.09	1.32	3.90	6.80	9.82	0.01	0.71	2.36	4.42
13-	3121.	0.05	0.59	2.41	1.57	4.60	8.00	11.63	0.03	0.87	2.84	5.26
14-	3508.	0.06	0.75	3.32	2.22	6.34	10.87	15.76	0.08	1.29	4.07	7.38
15-	3454.	0.11	1.01	4.59	3.22	9.03	15.19	21.76	0.15	1.99	6.05	10.62
16-	3637.	0.12	1.14	6.43	4.82	13.53	22.59	33.33	0.22	3.22	9.55	16.35
17-	0.	-0.02	0.43	3.63	2.88	8.16	12.46	21.76	0.27	2.32	6.32	10.47

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 19/2 MOLDAGEM- 11/05/77 ENSAIO- 13/10/77 IDADE- 155 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.03	0.09	0.15	0.05	0.15	0.27	0.38	0.00	0.04	0.10	0.20
2	0.00	0.03	0.11	0.19	0.07	0.19	0.32	0.46	0.00	0.05	0.12	0.23
3	0.00	0.07	0.11	0.31	0.11	0.27	0.50	0.69	0.00	0.07	0.19	0.34
4	0.00	0.08	0.25	0.46	0.15	0.40	0.71	0.99	0.00	0.10	0.27	0.48
5	0.00	0.11	0.36	0.63	0.21	0.58	0.98	1.41	0.00	0.12	0.37	0.67
1	0.00	0.03	0.15	0.26	0.09	0.25	0.45	0.63	0.00	0.06	0.18	0.32
2	0.00	0.07	0.23	0.40	0.13	0.36	0.63	0.88	0.00	0.08	0.25	0.42
3	0.00	0.08	0.27	0.48	0.15	0.42	0.75	1.09	0.00	0.10	0.30	0.52
4	0.00	0.10	0.34	0.59	0.19	0.52	0.90	1.28	0.00	0.12	0.33	0.61
5	0.00	0.13	0.40	0.72	0.24	0.65	1.11	1.60	0.00	0.14	0.42	0.75
6	0.00	0.15	0.48	0.88	0.29	0.80	1.36	1.95	0.00	0.17	0.51	0.90
7	0.00	0.19	0.61	1.14	0.36	1.05	1.79	2.61	0.00	0.21	0.65	1.21
8	0.00	0.25	0.87	1.70	0.54	1.52	2.66	3.85	0.00	0.28	0.75	1.39
9	0.00	0.28	0.98	1.89	0.62	1.75	3.04	4.44	0.00	0.32	0.88	1.60
10	0.00	0.31	1.13	2.15	0.71	2.00	3.50	5.07	0.01	0.36	1.08	2.26
11	0.00	0.32	1.21	2.30	0.78	2.19	3.82	5.56	0.01	0.39	1.33	2.48
12	0.00	0.36	1.32	2.54	0.86	2.38	4.17	6.06	0.01	0.43	1.45	2.69
13	0.01	0.43	1.52	2.94	0.99	2.83	4.84	7.03	0.01	0.49	1.67	3.09
14	0.02	0.47	1.69	3.25	1.10	3.09	5.37	7.81	0.01	0.55	1.85	3.45
15	0.03	0.53	1.87	3.61	1.23	3.48	5.98	8.69	0.01	0.61	2.06	3.82
16	0.04	0.59	2.07	4.00	1.36	3.84	6.66	9.68	0.01	0.69	2.31	4.26
17	0.06	0.66	2.34	4.50	1.55	4.34	7.50	10.91	0.01	0.79	2.62	4.81
18	0.08	0.74	2.73	5.28	1.91	5.26	9.04	13.02	0.01	1.05	3.28	5.93
19	0.11	0.74	3.15	6.25	2.40	6.25	9.00	17.09	0.01	1.06	3.31	6.01
20	0.15	0.91	3.57	7.25	2.93	7.25	11.89	26.09	0.10	1.52	4.57	8.09
21	0.23	1.26	5.51	8.54	4.13	11.20	18.68	33.56	0.24	2.72	7.75	13.27
22	0.23	1.41	6.90	10.16	5.30	14.37	23.80	43.70	0.34	3.72	10.38	17.43
23	0.29	1.41	7.90	13.85	7.40	19.13	34.85	60.79	0.39	7.73	17.14	28.58
24	0.23	1.00	4.15	7.85	3.40	9.13	14.85	20.79	0.39	2.73	7.14	11.58

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 19/3 MOLCAGEM- 30/11/77 ENSAIO- 27/01/78 IDADE- 59 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)											
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-	0.00	0.01	0.05	0.11	0.03	0.07	0.15	0.21	0.00	0.00	0.02	0.07
2-	0.00	0.03	0.11	0.23	0.06	0.20	0.35	0.50	0.00	0.00	0.09	0.19
3-	0.00	0.08	0.27	0.42	0.13	0.38	0.65	0.91	0.00	0.00	0.21	0.39
4-	0.00	0.10	0.31	0.58	0.18	0.53	0.89	1.27	0.00	0.01	0.30	0.55
5-	0.00	0.14	0.45	0.85	0.27	0.77	1.31	1.87	0.00	0.05	0.44	0.79
1-	0.00	0.03	0.13	0.27	0.07	0.24	0.42	0.60	0.00	0.05	0.15	0.53
2-	0.00	0.05	0.19	0.38	0.11	0.34	0.60	0.87	0.00	0.05	0.21	0.53
3-	0.00	0.08	0.27	0.54	0.17	0.49	0.83	1.20	0.00	0.05	0.27	0.53
4-	0.00	0.12	0.38	0.71	0.23	0.65	1.12	1.58	0.00	0.05	0.36	0.69
5-	0.00	0.14	0.46	0.87	0.27	0.79	1.35	1.91	0.00	0.05	0.46	0.83
6-	0.00	0.20	0.64	1.22	0.38	1.12	1.92	2.74	0.00	0.14	0.65	1.19
7-	0.00	0.24	0.81	1.52	0.48	1.42	2.44	3.48	0.00	0.17	0.81	1.50
8-	0.00	0.31	1.20	2.30	0.64	1.80	3.13	4.47	-0.01	0.22	1.02	1.89
9-	0.00	0.36	1.20	2.30	0.75	2.13	3.69	5.28	0.00	0.26	1.20	2.22
10-	0.00	0.41	1.39	2.65	0.85	2.46	4.24	6.07	0.00	0.31	1.38	2.59
11-	0.00	0.47	1.64	3.15	1.04	2.99	5.14	7.39	0.01	0.40	1.70	3.16
12-	0.00	0.55	1.89	3.63	1.18	3.41	5.88	8.42	0.02	0.47	1.92	3.57
13-	0.01	0.62	2.21	4.23	1.41	4.02	6.93	9.92	0.02	0.58	2.30	4.24
14-	0.03	0.67	2.43	4.69	1.58	4.49	7.72	11.07	0.02	0.65	2.58	4.72
15-	0.06	1.03	3.84	7.21	2.56	7.05	11.89	16.88	0.06	1.22	4.30	7.59
16-	0.17	1.73	6.81	12.69	4.57	12.75	21.18	29.82	0.14	2.55	8.27	14.08
0-	0.13	0.95	4.02	7.13	2.81	7.71	12.62	17.53	0.17	2.51	5.47	9.01

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELHO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 20/1 MOLDAGEM- 07/07/77 ENSAIO- 18/10/77 IDADE- 103 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-	0.00	0.02	0.06	0.03	0.09	0.16	0.00	0.03	0.07
2-	0.01	0.03	0.10	0.05	0.15	0.24	0.01	0.05	0.10
3-	0.01	0.06	0.15	0.07	0.21	0.33	0.01	0.06	0.15
4-	0.01	0.11	0.29	0.13	0.38	0.61	0.01	0.11	0.27
5-	0.02	0.15	0.39	0.19	0.52	0.86	0.01	0.15	0.38
1-	0.01	0.07	0.18	0.09	0.23	0.37	0.01	0.06	0.15
2-	0.01	0.09	0.22	0.12	0.32	0.51	0.01	0.09	0.23
3-	0.01	0.11	0.29	0.13	0.38	0.62	0.01	0.11	0.27
4-	0.01	0.14	0.34	0.16	0.46	0.74	0.01	0.13	0.34
5-	0.01	0.17	0.43	0.20	0.58	0.93	0.02	0.17	0.40
6-	0.02	0.21	0.54	0.27	0.73	1.18	0.02	0.21	0.51
7-	0.02	0.26	0.67	0.33	0.92	1.49	0.02	0.23	0.62
8-	0.02	0.32	0.81	0.41	1.13	1.84	0.02	0.27	0.76
9-	0.02	0.36	0.96	0.49	1.33	2.15	0.02	0.31	0.89
10-	0.02	0.42	1.12	0.57	1.57	2.56	0.03	0.37	1.05
11-	0.02	0.46	1.24	0.65	1.75	2.88	0.03	0.42	1.16
12-	0.03	0.52	1.43	0.78	2.07	3.38	0.03	0.47	1.35
13-	0.03	0.61	1.64	0.90	2.40	3.90	0.05	0.54	1.55
14-	0.05	0.65	1.80	1.00	2.65	4.34	0.05	0.60	1.72
15-	0.06	0.73	2.04	1.15	3.02	4.93	0.07	0.68	1.95
16-	0.07	0.77	2.13	1.22	3.19	5.19	0.07	0.72	2.06
17-	0.07	0.81	2.25	1.28	3.36	5.48	0.07	0.77	2.18
18-	0.09	0.89	2.50	1.45	3.82	6.22	0.10	0.88	2.48
19-	0.11	0.97	2.68	1.62	4.19	6.88	0.11	0.98	2.74
20-	0.16	1.19	3.77	2.73	7.28	11.88	0.22	2.08	5.47
21-	0.20	1.47	5.11	4.12	11.14	18.20	0.39	3.45	8.95
22-	0.07	0.64	3.00	2.99	8.10	13.21	0.48	2.94	7.19

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 20/2 MOLDAGEM- 19/07/77 ENSAIO- 20/10/77 IDADE- 93 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1-	0.00	0.00	0.03	0.02	0.06	0.11	0.01	0.03	0.05
2-	0.00	0.03	0.09	0.04	0.13	0.20	0.01	0.03	0.09
3-	0.00	0.06	0.19	0.10	0.25	0.40	0.02	0.07	0.19
4-	0.00	0.11	0.30	0.15	0.40	0.66	0.02	0.13	0.31
5-	0.00	0.15	0.41	0.20	0.54	0.89	0.02	0.17	0.40
1-	0.00	0.07	0.21	0.09	0.25	0.73	0.01	0.07	0.19
2-	0.00	0.08	0.23	0.12	0.31	0.63	0.01	0.09	0.23
3-	0.00	0.10	0.29	0.15	0.39	0.64	0.02	0.11	0.29
4-	0.00	0.13	0.36	0.17	0.47	0.79	0.02	0.15	0.35
5-	0.00	0.17	0.43	0.22	0.58	0.94	0.02	0.18	0.42
6-	0.00	0.21	0.55	0.28	0.75	1.23	0.02	0.23	0.54
7-	0.00	0.27	0.71	0.37	0.96	1.57	0.02	0.28	0.69
8-	0.01	0.31	0.85	0.44	1.17	1.92	0.02	0.32	0.81
9-	0.01	0.38	1.00	0.52	1.39	2.28	0.02	0.38	0.96
10-	0.02	0.42	1.17	0.63	1.66	2.71	0.02	0.43	1.12
11-	0.03	0.48	1.34	0.73	1.89	3.15	0.02	0.47	1.29
12-	0.03	0.54	1.49	0.81	2.15	3.54	0.02	0.52	1.44
13-	0.05	0.62	1.70	0.95	2.49	4.10	0.03	0.59	1.64
14-	0.06	0.67	1.89	1.05	2.76	4.56	0.06	0.65	1.81
15-	0.07	0.75	2.11	1.19	3.15	5.17	0.06	0.75	2.05
16-	0.09	0.79	2.32	1.36	3.53	5.80	0.09	0.84	2.33
17-	0.11	0.85	2.53	1.51	3.95	6.48	0.09	0.96	2.62
18-	0.15	0.94	2.80	1.73	4.43	7.27	0.11	1.10	2.98
19-	0.17	1.08	3.16	2.02	5.20	8.52	0.14	1.35	3.59
20-	0.25	1.42	4.11	2.85	7.22	11.95	0.22	1.78	5.23
21-	0.85	3.80	8.85	6.15	15.45	24.95	0.88	3.21	17.33

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS DE LAJES-COGUMELO
TABELA DE LEITURAS DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 20/3 MOLDAGEM- 25/11/77 ENSAIO- 13/02/78 IDADE- 80 DIAS

CARGA (KG)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0-	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00	0:00
1-	0:00	0:07	0:01	0:01	0:02	0:05	0:00	0:00	0:01
2-	0:00	0:09	0:05	0:03	0:07	0:13	0:00	0:01	0:04
3-	0:01	0:11	0:11	0:05	0:14	0:23	0:00	0:03	0:09
4-	0:01	0:14	0:18	0:09	0:23	0:36	0:00	0:05	0:15
5-	0:01	0:18	0:29	0:15	0:35	0:58	0:00	0:09	0:25
1-	0:00	0:11	0:10	0:05	0:13	0:22	0:00	0:03	0:08
2-	0:00	0:13	0:14	0:07	0:18	0:30	0:00	0:05	0:13
3-	0:00	0:14	0:18	0:09	0:23	0:38	0:00	0:05	0:15
4-	0:01	0:15	0:23	0:13	0:30	0:47	0:00	0:07	0:21
5-	0:01	0:19	0:29	0:15	0:38	0:60	0:00	0:09	0:25
6-	0:01	0:22	0:37	0:20	0:50	0:81	0:01	0:13	0:36
7-	0:01	0:26	0:48	0:32	0:67	0:99	0:01	0:19	0:48
8-	0:01	0:30	0:61	0:40	0:85	1:38	0:01	0:23	0:60
9-	0:01	0:34	0:72	0:40	1:02	1:67	0:01	0:28	0:71
10-	0:01	0:39	0:87	0:48	1:25	2:04	0:01	0:32	0:86
11-	0:01	0:44	1:01	0:55	1:45	2:38	0:01	0:38	0:98
12-	0:02	0:48	1:16	0:63	1:68	2:76	0:01	0:42	1:13
13-	0:02	0:53	1:30	0:73	1:93	3:20	0:01	0:48	1:29
14-	0:03	0:58	1:45	0:83	2:18	3:59	0:03	0:54	1:45
15-	0:03	0:64	1:64	0:93	2:46	4:06	0:03	0:60	1:64
16-	0:05	0:69	1:78	1:03	2:73	4:48	0:05	0:65	1:79
17-	0:06	0:75	2:00	1:16	3:07	5:05	0:05	0:73	2:01
18-	0:07	0:82	2:21	1:30	3:41	5:63	0:07	0:82	2:23
19-	0:09	0:89	2:43	1:43	3:78	6:26	0:07	0:88	2:47
20-	0:11	0:98	2:73	1:62	4:27	7:03	0:10	0:98	2:77
21-	0:14	1:08	3:24	2:01	5:34	8:79	0:13	1:25	3:53
22-	0:18	1:14	3:88	2:63	7:02	11:54	0:15	1:79	4:92
0-	0:07	0:40	1:53	1:21	3:18	5:23	0:15	0:94	2:44