

ESTUDO EXPERIMENTAL DA RUÍNA DE
LIGAÇÕES LAJE PILAR EM BORDAS DE
LAJES-COGUMELO COM CARREGAMENTO ASSIMÉTRICO

AUTOR: ENGº WALMIR PEREIRA MODOTTE

ORIENTADOR: PROF. DR. DANTE A.O. MARTINELLI

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

ESTUDO EXPERIMENTAL
DA RUÍNA DE LIGAÇÕES LAJE PILAR EM BORDAS
DE LAJES-COGUMELO COM CARREGAMENTO ASSIMÉTRICO

ENG^o WALMIR PEREIRA MODOTTE

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. MÁRIO FRANCO
(SUPLENTE)

PROF. DR. JOÃO BENTO DE HANAI
(SUPLENTE)

PROF. DR. MOUNIR K. EL DEBS

PROF. DR. ILIO MONTANARI

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

SAO CARLOS, SETEMBRO DE 1986

À minha esposa Gina e minhas
filhas Amanda e Mariana pela
compreensão e carinho que sem
pre me dispensaram.

AGRADECIMENTOS

- ao Prof. Dante A.O. Martinelli, meu orientador;
- ao Prof. Toshiaki Takeya, cuja contribuição foi de vital importância para a concretização deste trabalho;
- a André I.I. Halah, parceiro leal nos estudos, na realização dos ensaios. Um grande amigo;
- a Jorge, Tomás, Mauri, Amauri, Valdir, Lineu, técnicos e funcionários do Laboratório, pela execução da parte experimental;
- a Silvia, pelos desenhos e gráficos;
- a Rui e Wilma, pela datilografia deste trabalho;
- aos professores da Escola de Engenharia de São Carlos e em particular aos do Departamento de Estruturas, responsáveis pela minha formação;
- a Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), sem cujo amparo - auxílios para pesquisa e bolsas - o trabalho não poderia ter sido realizado.

ABSTRACT

Results of tests on the behaviour up to collapse of slab-column connections at the edges of flat slabs without column capitals are presented.

Six models were assayed with the main purpose of evaluating the influence of the changing of position of the resultant of the partial forces that are applied on the slab. The resultant is on the diagonal plain of the column in three models and in the other three models it's on the parallel plain to the edge of the slab. The results of the experiments of these models are compared with the results of the those made by TAKEYA (1981), in which the resultant of the partial forces is on the normal plain to the edge.

The main results that are shown are: configurations and collapse load, strains of the bending and transversal reinforcements, strains of concrete at the inferior face of the slab, and transversal deflections.

In all the assayed models, the rupture happened by flexion, which was marked by the yielding of great part of the bending reinforcement and by the plasticizing of the concrete in some parts of the inferior face of the slab.

When comparing the results of these experiments with those obtained by TAKEYA (1981), we got a 33,5% reduction on the connection resistance for the slab element, whose resultant on the slab is on the diagonal plain of the column, and for the slab element, whose resultant on the slab is on the parallel plain to the edge, we got a 38,5% reduction.

RESUMO

Apresentam-se os resultados de uma experimentação sobre o comportamento à ruína de ligações laje-pilar nas bordas de lajes-cogumelos sem capitéis.

Ensaíram-se seis modelos com o objetivo principal de avaliar a influência da mudança de posição da resultante das forças parciais que são aplicadas sobre a laje. Em três modelos a resultante está no plano diagonal do pilar, e nos outros três modelos está no plano paralelo ao da face lateral da laje. Os resultados dos ensaios destes modelos são comparados com os resultados dos ensaios feitos por TAKEYA (1981), nos quais a resultante das forças parciais está no plano normal à borda.

Os principais resultados apresentados são: configurações e cargas de ruína, deformações da armadura de flexão e da armadura transversal, deformações do concreto na face inferior da laje e deslocamentos transversais da laje.

Em todos os modelos ensaiados, a ruptura se deu por flexão, que ficou caracterizada pelo escoamento de grande parte da armadura de flexão e pela plastificação do concreto em algumas regiões da face inferior da laje.

Comparando os resultados deste trabalho, com os resultados obtidos por TAKEYA-1981, obtiveram-se, para o elemento-de-laje cuja resultante sobre a laje está no plano diagonal do pilar, uma redução de 33,5% na resistência da ligação, e para o elemento-de-laje cuja resultante sobre a laje está no plano paralelo ao da face lateral, uma redução de 38,5%.

Í N D I C E

1. INTRODUÇÃO

1.1 - Preliminares	01
1.2 - O Problema da Punção em Lajes-Cogumelo	02
1.2.1 - Generalidades	02
1.2.2 - Lajes sem armadura de punção	05
1.2.3 - Lajes com armadura de punção	13
1.2.4 - Casos assimétricos	16
1.2.5 - Especificações e regulamentos	22
1.3 - Estudo Experimental da Punção no LE-EESC	37
1.3.1 - Generalidades	37
1.3.2 - Casos considerados	38
1.3.3 - Experimentação para os cantos	55
1.3.4 - Experimentação para as bordas	60
1.3.5 - Conclusões	61
1.4 - Panorama da Pesquisa Executada	68

2. OS MODELOS E OS ENSAIOS

2.1 - Os Elementos de Laje	70
2.2 - Dispositivos de Ensaio, Instrumentação e Pro <u>decimento</u> de Ensaio	74
2.3 - Materiais Utilizados	80
2.3.1 - Concreto	80
2.3.2 - Aço	80

3. RESULTADOS DOS ENSAIOS

3.1 - Materiais	82
3.1.1 - Concreto	82
3.1.2 - Aço	86

3.2 - Elementos de Laje	86
3.2.1 - Preliminares	86
3.2.2 - Cargas de ruína	88
3.2.3 - Fissuração e configuração de ruína ..	89
3.2.4 - Deformações da armadura de flexão ...	101
3.2.5 - Deformações das armaduras transversais	107
3.2.6 - Deformações da face inferior da laje	116
3.2.7 - Deslocamentos transversais	119
4. ANÁLISE DOS RESULTADOS, CONCLUSÕES	
4.1 - Análise dos Resultados	126
4.1.1 - Cargas de ruína	127
4.1.2 - Fissuração e configuração de ruína ..	137
4.1.3 - Deformações da armadura de flexão ...	142
4.1.4 - Deformações das armaduras transversais	143
4.1.5 - Deformações da face inferior da laje.	145
4.1.6 - Deslocamentos transversais	146
4.2 - Conclusões	147
5. BIBLIOGRAFIA	149
6. ANEXO	159

NOTAÇÕES E UNIDADES

Utilizaram-se as Notações da NBR-6118, complementadas pelas do Código Modelo CEB-FIP de 1978 e do ACI 318-83, definindo-se os símbolos onde foram introduzidos.

Quanto às unidades, estão de acordo com as do Sistema Internacional (SI); as forças foram apresentadas em kN ($\approx 10^3$ kgf) e as tensões em MPa ($\approx 10^6$ kgf/cm²).

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1 - Preliminares

Neste trabalho, apresentam-se os resultados de uma experimentação sobre o comportamento à ruína de ligações lajes-pilar nas bordas de lajes-cogumelo sem capitéis, também denominada punção nas bordas de lajes sem vigas.

Foram ensaiadas seis peças (ou modelos), onde duas situações distintas foram analisadas, como se verá mais detalhadamente no item 1.4: primeiramente, estudou-se a influência na ruína da ligação quando se tem a resultante das cargas parciais aplicada no plano diagonal do pilar; em segundo lugar, quando se tem essa resultante aplicada no plano paralelo ao da face lateral da laje.

Em fins de 1972 foi instaurado, no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, amplo projeto de pesquisa sugerido pelo Prof. Telêmaco Van Langendonck e do qual este é parte integrante, constituindo-se em sua quinta fase: a primeira e a terceira, já encerradas, dedicaram-se ao estudo das ligações nos cantos dessas lajes; enquanto a segunda e a quarta, também já encerradas, dedicaram-se ao estudo das ligações das bordas dessas lajes. Na quinta fase, a qual inclui este trabalho e que está em fase final, é dedicada às ligações de cantos e bordas de lajes-cogumelo.

Neste primeiro capítulo (item 1.2) dá-se uma visão geral do problema de punção em lajes-cogumelo, complementando o estudo da referência bibliográfica feita por TAKEYA (1981) e FIGUEIREDO FILHO (1981). O parágrafo 1.2.5 é dedicado aos principais regulamentos sobre o assunto. No item 1.3

faz-se um rápido histórico da experimentação iniciada em 1972 no LE-EESC; em 1.4 diz-se detalhadamente dos objetivos desta pesquisa.

O segundo capítulo é dedicado à descrição das peças ensaiadas, da sua instrumentação, do procedimento de ensaio e das características dos materiais empregados na sua construção.

O capítulo terceiro limita-se à apresentação dos resultados obtidos nos ensaios acessórios (concreto, aço) 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.

Julgou-se de utilidade, para o leitor, divulgar no quinto capítulo, a relação completa da bibliografia coletada durante a pesquisa, embora apenas uma parte tenha sido efetivamente empregada.

Finalmente, no capítulo seis, encontram-se as tabelas das cargas, deformações e deslocamentos transversais medidos nos ensaios.

1.2 - O Problema da Punção nas Lajes-Cogumelo

1.2.1 - Generalidades

Desde a sua introdução feita por TURNER (1905)* nos Estados Unidos, as lajes-cogumelo (pavimentos sem viga nos quais as lajes se apoiam diretamente sobre os pilares) têm-se popularizado cada vez mais.

(*) Autor e data identificam as referências bibliográficas ordenadas alfabeticamente no capítulo 5.

Dentre suas principais vantagens podemos citar a facilidade de execução de formas, pois as mesmas apresentam forros lisos; quando bem dimensionadas, podem apresentar altura reduzida dos pisos, facilidade na execução das armaduras, resultando numa laje mais econômica em relação aos pavimentos com vigas.

Porém, estas simplificações também trazem alguns problemas de projeto. Dentre estes problemas, os dois principais são:

- a) a pouca rigidez desse sistema estrutural em relação às ações horizontais (ausência de vigas).
- b) a punção da laje na região da ligação com o pilar.

O primeiro problema pode ser solucionado na maioria dos casos, vinculando-se a laje em paredes estruturais ou em núcleos rígidos (como poços de elevador e de escada).

O segundo problema aparece quando cargas ou reações de apoio atuam em lajes, podendo ser solucionado com capitêis (reforço da laje junto ao pilar), ou reforçando com placa metálica rígida (figura 1.2.1).

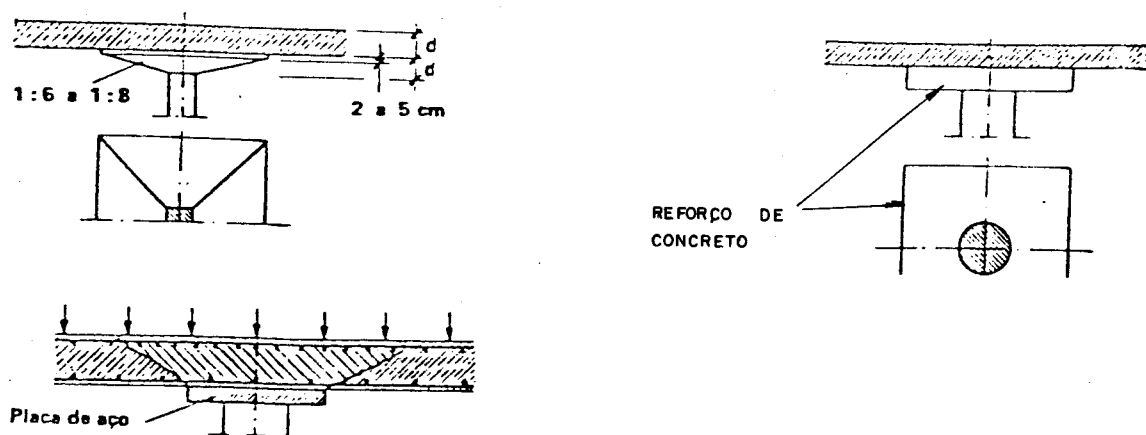


Figura 1.2.1

Atualmente, o reforço tem sido feito por meio de armadura de barras ou de perfis metálicos ("shearheads") em butidos na laje (figura 1.2.2).

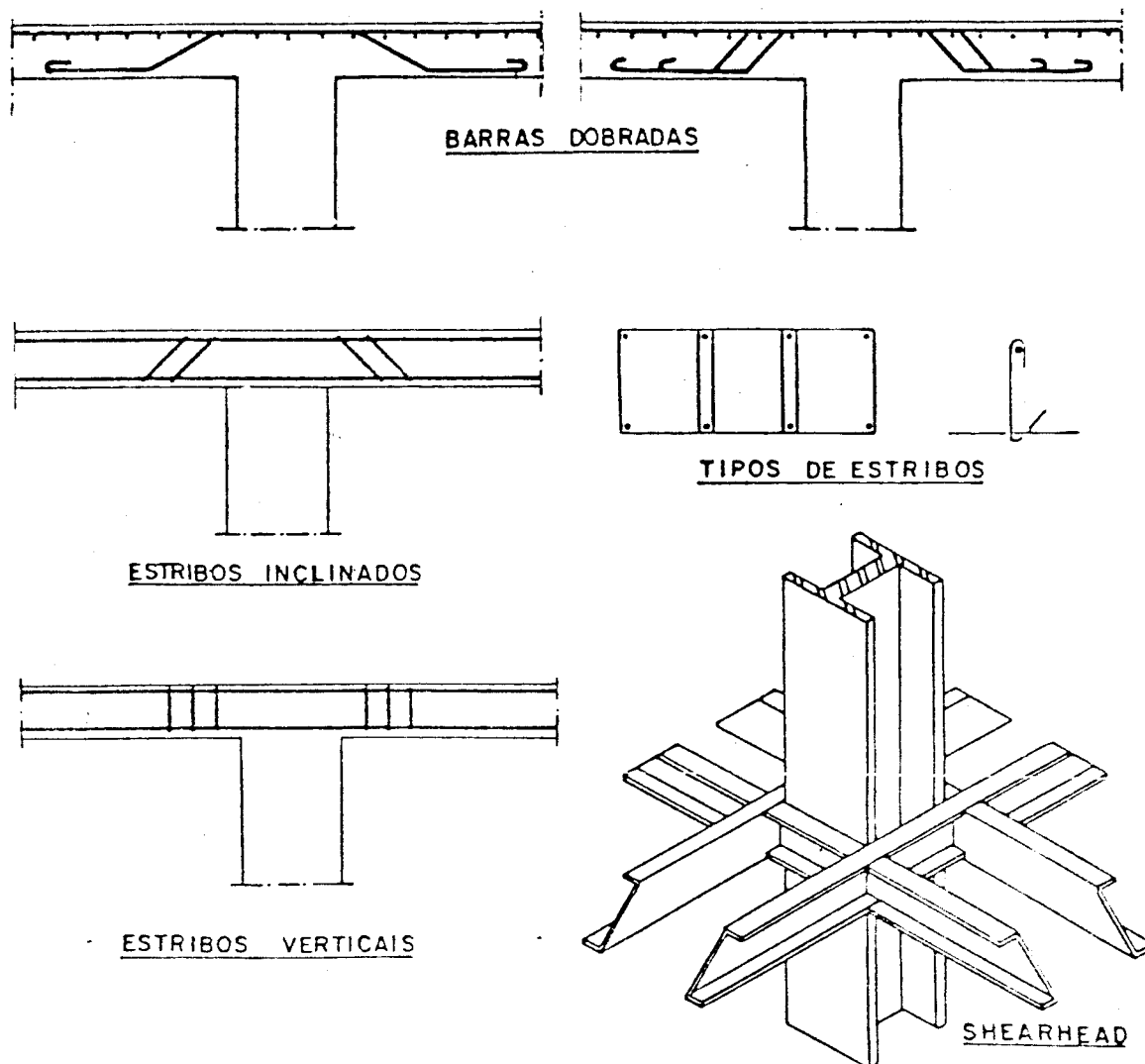


Figura 1.2.2

As pesquisas já realizadas mostram que a ruína por punção ocorre com uma superfície de ruptura inclinada de 30° a 35° em relação ao plano da laje (figura 1.2.3).

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

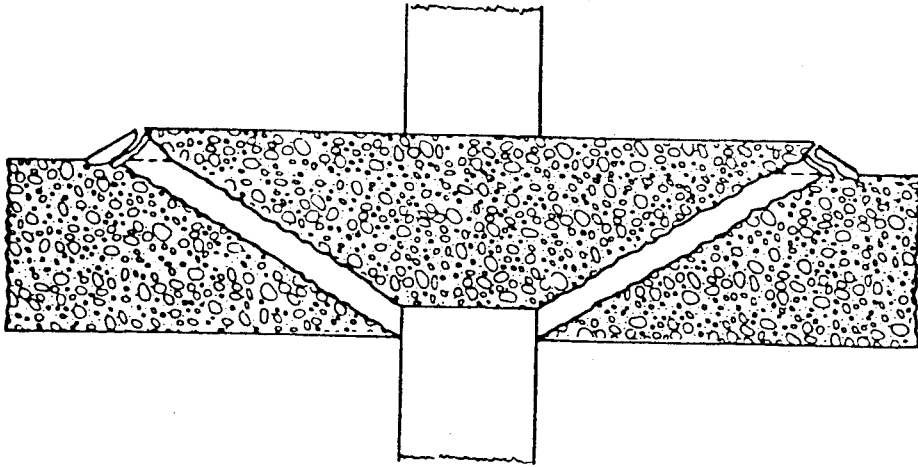


Figura 1.2.3

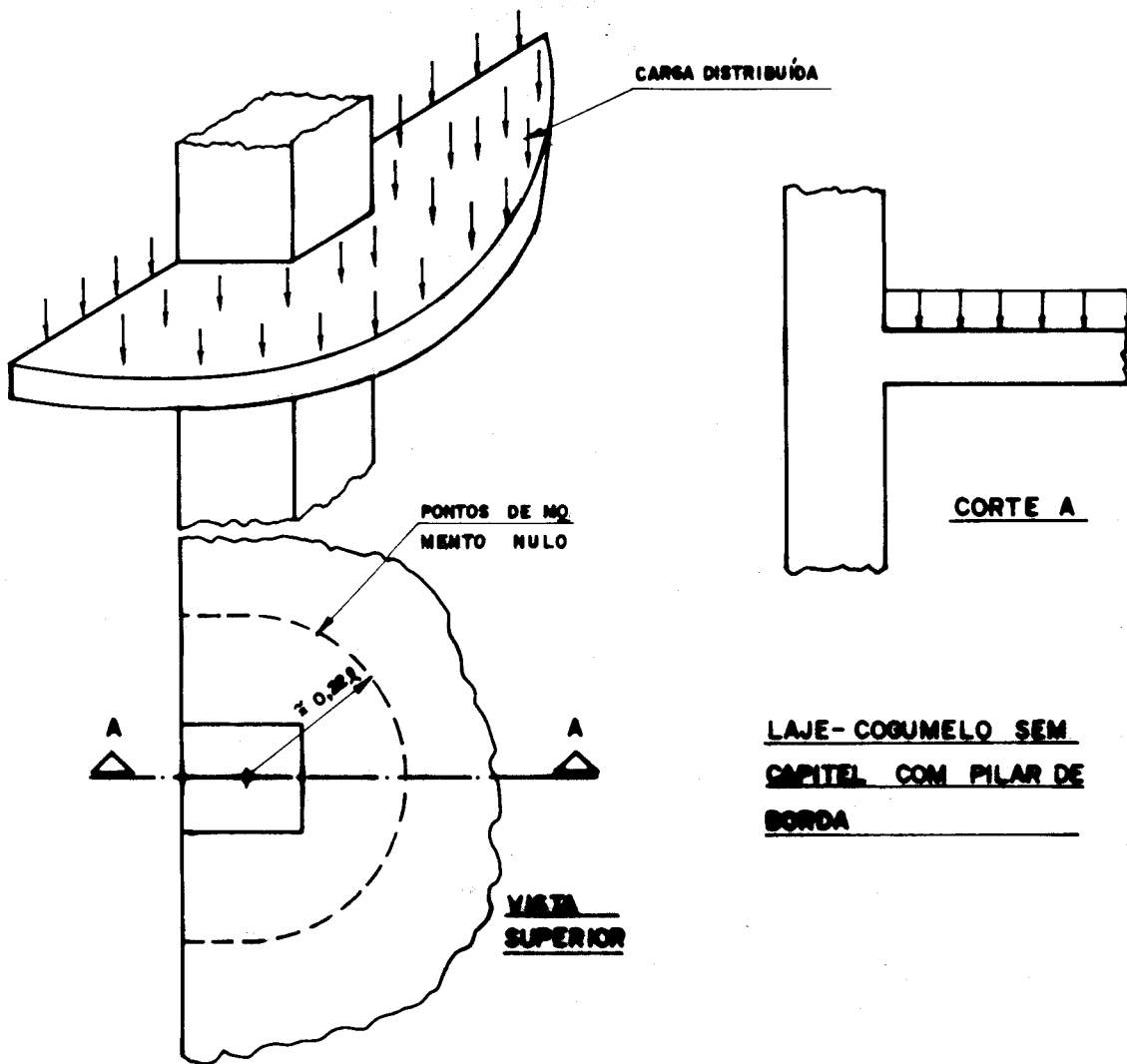
momento fletor e a força cortante na vizinhança da ligação, a armadura de flexão e a armadura transversal.

O problema é bastante complexo, com grande número de pesquisas já dedicadas ao assunto, principalmente nos casos simétricos (lajes sobre pilares com simetria de forma e carregamento).

O problema se complica ainda mais nos casos assimétricos, onde ocorre transferência de momentos da laje para o pilar. Como casos assimétricos podem ser citados os casos de pilares interiores, com carregamentos assimétricos oriundos de ações horizontais, de painéis de lajes diferentes ou diversamente carregados, de recalques diferenciais, etc.; e os casos de pilares de contorno (bordas e cantos), onde o problema da punção pode se agravar pois a seção da ligação laje-pilar fica reduzida pela presença das bordas livres. A figura 1.2.4 mostra um elemento de laje cogumelo sem capitel com pilar de borda.

1.2.2 - 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



LAJE-COGUMELO SEM
CAPITEL COM PILAR DE
BORDA

Figura 1.2.4

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:

$$\tau = V / ud \tag{1.1}$$

onde, V é a carga,
 d é a altura útil da sapata,
 u é o perímetro do "contorno crítico" paralelo ao do pilar e dele distante d .

Esse método que separa o cálculo à força cortante do cálculo à flexão, é a base do método clássico e que ainda hoje é adotado na maioria dos regulamentos.

A superfície de ruptura tronco-cônica dos ensaios de Talbot também foi observada nas lajes ensaiadas por GRAF e BACH (1915) para estudar a resistência à flexão, quando algumas dessas lajes romperam por punção.

Os ensaios de lajes sob cargas concentradas feitos por GRAF (1933) mostraram que a resistência à força cortante aumentava muito pouco com o aumento da resistência do concreto, provavelmente por causa da fissuração provocada pela flexão.

Nos ensaios de lajes de pontes rodoviárias RICHART e KLUGE (1939) verificaram que nas lajes pouco armadas à flexão, as resistências ao cisalhamento eram excessivamente baixas, também em vista 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 armadura 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:

$$\frac{V}{ud} = 8 + \left(0,03 + \frac{0,06}{V_p/V_f}\right) f_c \quad (1.2)$$

onde:

V_p é a carga de ruína por punção,

V_f é a carga de ruína calculada com a teoria das charneiras plásticas,

f_c é a resistência à compressão do concreto medida em corpos de prova cilíndricos,

u é o perímetro do contorno do pilar,
as unidades são daN e cm.

A expressão (1.2) foi posteriormente modificada pelo próprio HOGNESTAD após os ensaios de 38 lajes realizados juntamente com ELSTNER (1956) para:

$$\frac{V_p}{ud} = 20 + 0,04 \frac{f_c}{V_p/V_f} \quad (1.3)$$

Os ensaios de ELSTNER e HOGNESTAD confirmaram a influência da resistência à flexão no comportamento à punção.

MOE (1961) relatou extensa pesquisa que inclui 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:

- a seção crítica, que governa a resistência última à força cortante de lajes e sapatas, deve ser medida ao longo do perímetro do pilar;

- a resistência à força cortante de lajes e sapatas depende da resistência à flexão;

- a concentração de armaduras de flexão em faixas próximas ao pilar não aumentou a resistência à força cortante;

- a resistência última à força cortante pode ser determinada pela equação:

$$\frac{V_p}{ud} = \frac{4(1-0,075a/d)}{1+1,4ud\sqrt{f_c}/V_f} \sqrt{f_c} \quad (1.4)$$

onde: a é o lado do pilar quadrado ou o diâmetro do circular, as unidades são daN e cm.

Com o objetivo de definir com maior precisão a influência da flexão na resistência à punção, KINNUNEN e NYLANDER (1960), KINNUNEN (1963) e NYLANDER (1964), propuseram, após os ensaios de várias lajes circulares com pilar central, um cálculo baseado num modelo mecânico que considera em conjunto a influência da flexão e da força cortante. Esse modelo (Figura 1.2.5) pode ser decomposto nos seguintes elementos:

- a) um elemento central rígido: o cone de punção;
- b) elementos rígidos constituídos pelos setores de laje limitados pelo contorno exterior da laje, pela fissura inclinada e pelas fissuras radiais;
- c) elementos de ligação entre os elementos a e b (esses elementos de ligação são a casca cônica de concreto que transmite os esforços de compressão entre os elementos a e b, e a armadura de flexão que transmite os esforços de tração).

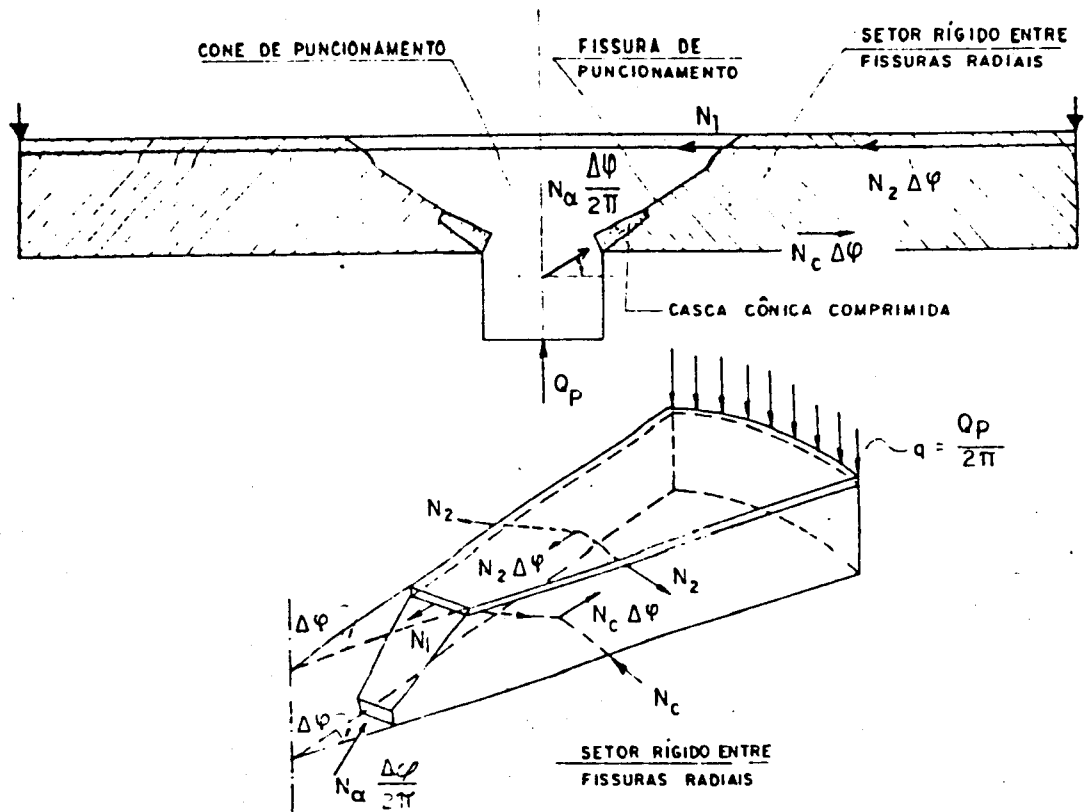


Figura 1.2.5

- onde:
- N_1 = Resultante dos esforços de tração das armaduras que cruzam as fissuras circulares;
 - N_2 = Resultante dos esforços de tração das armaduras que cruzam as fissuras radiais;
 - N_c = Resultante dos esforços de compressão no concreto;
 - $N_\alpha \frac{\Delta\phi}{2\pi}$ = Força de compressão sobre o elemento de casca cônica.

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.

YITZHAKI (1966) apresentou um método de cálculo onde fica estabelecida claramente a correlação entre a 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 analisadas 28 lajes circulares, das quais 16 sem armadura de punção, e os resultados obtidos estavam coerentes com os teóricos determinados pela expressão:

$$V_p = V_f \left(0,164 + \frac{10,45}{\rho f_y} \right) \cdot \left(1 + 0,5 \frac{a}{d} \right) \quad (1.5)$$

onde: ρ é a taxa de armadura da flexão;

f_y é a resistência de escoamento da armadura;

a é o lado do pilar de seção quadrada;

As unidades são daN e cm.

Analisando diversos métodos de cálculo, LANGENDONCK (1966) conclui 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, fruto 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} é a carga calculada segundo os métodos analisados;

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.

O método de cálculo proposto por LONG (1975), que também considera a interação da flexão e da força cortante foi desenvolvido para os casos de pilares interiores de seção quadrada em painéis de laje quadrados, mas pode ser entendido a outros casos. O seu método supõe duas maneiras diferentes para a ruptura por punção:

- a) a ruptura que ocorre com o escoamento da armadura de flexão antes da ruptura do concreto à compressão;
- b) a ruptura que ocorre com a ruptura do concreto à compressão antes do escoamento da armadura de flexão.

Desta forma é necessário calcular dois valores V_{p1} e V_{p2} , sendo a resistência à punção dada pelo menor dos dois valores:

$$V_{p1} = \frac{\rho f_y d^2 (1 - 0,59 \rho f_y / f_c)}{0,2 - 0,90 c/L} \quad (1.6.a)$$

$$V_{p2} = \frac{1,66(c+d)d(100\rho)^{0,25} \sqrt{f_c}}{0,75 + 4 c/L} \quad (1.6.b)$$

onde: c é o lado do pilar de seção quadrada,

L é o vão dos painéis de laje quadrados,

As unidades são do SI, com V_{p1} e V_{p2} em N, f_c em MPa, c e d em cm.

1.2.3 - Lajes com armadura de punção

Com o uso de uma armadura de punção (estribos verticais, estribos inclinados, barras dobradas, "shearheads", etc. - figura 1.2.2), conseguiu-se aumentar consideravelmente a resistência à punção em lajes-cogumelo; 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 25cm; ainda assim, os acréscimos na resistência à punção considerados não poderiam ultrapassar 50%. O problema da ancoragem não recomenda portanto o uso de barras dobradas, sendo mais adequados os estribos que podem ser facilmente ancorados em barras horizontais (as barras horizontais superiores podem ser as da armadura de flexão da laje).

A primeira norma que admitiu o uso da armadura de punção foi o ACI - 318/71, desde que a mesma esteja efetivamente ancorada, e esta armadura poderia ser usada 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 (item 1.2.3).

A análise posterior dos resultados dos ensaios de GRAF (1938) de seis lajes quadradas bastante espessas (305 a 508mm) e com forte armadura de punção, revelou aumento de resistência em torno de 86%, com a resistência da laje sem armadura de punção calculada com a fórmula de MOE (1.4).

A determinação da contribuição, no aumento da carga de ruína, de armadura de punção, foi proposta primeiramente por ELSTNER e HOGNESTAD (1956) pela adição de um termo à fórmula (1.3) que agora passa a ser:

$$\frac{V_p}{ud} = (20 + 0,04 \frac{f_c}{V_p/V_f}) + (\rho_t - 0,044) f_c \quad (1.7)$$

onde:
$$\rho_t = \frac{A_t}{ud} \frac{f_y \text{ sen} \alpha}{f_c}$$

A_t é a área total da seção de armadura de punção;

f_y é a resistência ao escoamento da armadura de punção;

α é o ângulo entre as barras da armadura de punção e o plano da laje.

Em seus ensaios, MOE (1961) também observou acréscimos de resistência provocados pela armadura de punção, contudo não recomendava a sua utilização em lajes de pequena espessura, por causa da dificuldade de ancoragem. Segundo a sua proposta, o cálculo de lajes com armadura de punção seria feito com a adição de um termo à fórmula (1.4) obtendo-se:

$$\frac{V_p}{ud} = \frac{4(1 - 0,075 a/d) \sqrt{f_c} + \left[V_t / (ud) - 0,08 \sqrt{f_c} \right]}{1 + 1,4 ud \sqrt{f_c} / V_f} \quad (1.8)$$

onde: $V_t = A_t f_y \text{ sen} \alpha$ que é a força vertical correspondente à resultante das tensões na armadura de punção suposta no limite da sua resistência.

Ensaando lajes circulares com armadura de punção constituída de barras dobradas e estribos, FRANZ (1964) chegou às seguintes conclusões:

- a configuração de ruína tem a forma de tronco de cone;

- as fissuras, que surgiram com cargas elevadas, são radiais;

- a utilização de armadura transversal dimensionada para resistir à força cortante total conduz à resistência pouco superior a que se obtém com armadura dimensionada para resistir a 2/3 da força cortante;

- os estribos provocam aumentos de resistência em torno de 25%, enquanto que as barras dobradas provocam aumentos menores, da ordem de metade dos obtidos com os estribos;

- o aumento da armadura de flexão conduz dentro de certos limites, a acréscimos da resistência à punção.

Ensaçando 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 (1.4) de MOE for menor que a carga limite na flexão, seja colocada na região do pilar uma armadura de seção:

$$A_t = \frac{V_f}{f_y \operatorname{sen} \alpha} \quad (1.9)$$

que evita a ruptura por puncionamento, com a carga limite sendo agora determinada pela flexão.

Segundo LANGENDONCK (1966) as lajes com armadura de punção apresentam resultados afetados de grande dispersão, e que nenhuma das teorias propostas até então apresentam vantagens sobre as outras. Assim propôs que fosse adotada a fórmula (1.4) de MOE, que apresenta bons resultados nas lajes sem armadura de punção, adicionando-se a parcela:

$$V_{ut} = \frac{3}{4} \frac{\sqrt{A_t}}{d} f_y A_t \operatorname{sen} \alpha \quad (1.10)$$

correspondente à contribuição da armadura de punção. Calculando a carga de punção com esse procedimento, LANGENDONCK obteve para a relação V_{obs}/V_{calc} , nos 55 ensaios realizados até então por diversos autores, o valor médio 1,08 com $s = 0,17$. Com o método do regulamento sueco, para esses mesmos 55 ensaios os valores encontrados foram média 1,22 e $s = 0,26$. Suprimindo-se o coeficiente $3/4$ da fórmula (1.10) o valor médio 1,08 poderia ser melhorado obtendo-se o valor ideal 1,00 com $s = 0,16$, contudo essa modificação não seria aconselhável pois acarretaria para a relação V_{obs}/V_{calc} muitos valores inferiores à unidade. 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.

KEEFE (1954), investigando a eficácia dos "shearheads" (perfis metálicos que cruzam o pilar na região de ligação laje-pilar, Figura 1.2.2), ensaiou dois pares de lajes, um com e outro sem os perfis, observando acréscimos de resistência à punção da ordem de 40%.

Também ensaiando lajes com "shearheads", CORLEY e HAWKINS (1968) acusaram acréscimo de ordem de 75% na resistência à força cortante em relação às lajes sem "shearheads".

Mais recentemente, DILGER, GHALI, LANGOHR (1976) e SEIBLE, GHALI e DILGER (1980) estudaram tipos especiais de armadura de punção previamente montados e compostos por pequenos segmentos de perfil metálico I, barras providas de "cabeças" em forma de pregos, e telas soldadas.

1.2.4 - Casos Assimétricos

DI STASIO e VAN BUREN (1960) propuseram o cálculo da ligação laje-pilar submetida à ação combinada da força cortante e do momento fletor, supondo variação linear das tensões de cisalhamento ao longo da seção crítica situada à distância d do contorno do pilar.

Partindo de hipóteses simplificadas sobre o mecanismo de transferência de momentos da laje para o pilar, MOE (1961) deduziu a expressão (1.11) 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:

$$V_p = \frac{V_{po}}{1+e/r} \quad (1.11)$$

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} determinado com a expressão acima.

Ensaando duas lajes, uma com pilar de canto e outra com pilar de borda, WHITTING (1962) chegou a conclusão de que, se a armadura de flexão for adequadamente ancorada além do plano de ruptura, todo o momento admitido no cálculo pode ser transmitido para o pilar.

Com base nos trabalhos de KINNUNEN e NYLANDER, estes para casos simétricos, GURALNICK e LA FRAUGH (1963) estabeleceram teoria de ruptura ao funcionamento de lajes, generalizando os resultados para os casos de canto e borda.

FRANZ (1965) realizou uma série de ensaios em lajes circulares e com armadura de punção, carregadas excêntricamente em relação ao pilar central e também circular. Para uma excentricidade de 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%.

Modelos de ligações laje-pilar de borda foram ensaiados por ANDERSON (1966). Além das fissuras radiais e tangenciais, Anderson observou fissuras de torção na borda livre da laje. Nas ligações submetidas a cargas com grande

excentricidade, a ruína se deu por punção, com alguma semelhança com o caso de ligações em pilares interiores. Nas ligações submetidas a carga com pequena excentricidade foi observada a ruína por flexão.

HANSON E HANSON (1968) ensaiaram 17 lajes, 16 retangulares com pilar central e uma quadrada com pilar na borda. O carregamento foi aplicado de três formas:

- a) duas linhas de carga ao longo de dois lados opostos da laje, sendo a carga de um lado de sentido oposto a do outro lado, para avaliar o efeito da transferência apenas do momento fletor para o pilar;
- b) duas linhas de carga como anteriormente, mas com o mesmo sentido, para avaliar o efeito da transferência apenas da força cortante para o pilar;
- c) uma linha de carga ao longo de um lado da laje, para avaliar o efeito combinado da transferência do momento fletor e da força cortante para o pilar.

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 do MOE determina com maior precisão a resistência da ligação, além de ser de fácil aplicação.

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 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:

$$\frac{V_p}{ud} = (5,6 + 2,00 \frac{d}{a}) \sqrt{f_c} \quad (1.12)$$

obtendo-se para a relação V_{obs}/V_{calc} a média 1,034 e o desvio padrão $s = 0,088$; na fórmula acima as unidades são polegada e libra.

Analisando os resultados experimentais disponíveis até então, GESUND e DIKSHIT (1971) verificaram que em muitos casos, a resistência da laje à flexão mais do que a resistência à força cortante, é que determina a punção na ligação laje-pilar. A análise foi feita utilizando a teoria das charneiras plásticas, determinando-se fórmulas para o cálculo da resistência à "flexo-punção" em lajes carregadas uniformemente, com pilares interiores, de borda e de canto. Comparando os valores calculados com essas fórmulas, com os determinados de acordo com as prescrições do ACI 318-63 e ACI 318-71, esses autores concluíram que o cálculo à "flexo-punção" segundo o método proposto, pode ser aplicado também nos casos de pilares de borda e de canto.

Fazendo uma avaliação crítica dos métodos de análise e resultados existentes sobre a 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:

a) Os dados experimentais existentes são poucos e a resistência calculada de acordo com o ACI 318-71 frequentemente é bastante cautelosa, principalmente para valores altos de f_y/f_c .

b) Para concretos de resistência acima de 28 MPa e relação a/d maior que 3,0, a resistência dada pelo ACI pode deixar de ser segura, o mesmo ocorrendo quando se tem taxa de armadura menor que 1%;

c) Resistências determinadas por analogia com viga estão mais próximas dos resultados experimentais do que as determinadas pelo método proposto no comentário do ACI 318-71.

LONG (1975) propôs o cálculo da ligação laje-pilar com transferência de momentos entre laje e pilar, segundo a fórmula:

$$V_p = \frac{V_{po}}{1+15 e/L} \quad (1.13a)$$

onde V_{po} é o menor valor entre V_{p1} e V_{p2} calculados pelas fórmulas (1.6a) e (1.6b). A fórmula (1.13a) é válida para painéis de laje quadrados de vão L, mas quando isso não ocorre, pode-se empregar a mesma fórmula adotando para L o menor dos vãos, ou então utilizar a fórmula:

$$V_p = \frac{V_{po}}{1+0,9 e/a} \quad (1.13b)$$

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:

a) as ligações laje-pilar sem armadura de punção têm pouca "ductilidade", isto é, a ruptura ocorre de maneira brusca ;

b) o uso de barras dobradas aumenta a resistência da ligação laje-pilar, porém não aumenta a sua "ductilidade";

c) o uso de "shearhead" aumenta a resistência da ligação laje-pilar, e também dentro de certos limites, a sua "ductilidade";

d) o uso de estribos fechados ancorados nas barras de flexão provoca aumento da resistência da ligação laje-pilar e também um considerável aumento de sua "ductilidade";

e) o cálculo de acordo com o ACI 318-71 no caso de lajes sem armadura de punção é seguro, mas em muitos casos extremamente cauteloso;

f) melhor indicação da resistência da ligação laje-pilar sem armadura de punção pode ser obtida mediante analogia com vigas;

g) no caso de ligações laje-pilar com armadura de punção, a parcela da resistência correspondente a essa armadura pode ser calculada e adicionada à resistência da laje sem armadura, levando-se em conta que há uma redução da resistência do concreto pela presença da armadura de punção.

HAWKINS e CORLEY (1970) propuseram para o caso de ligação laje-pilar submetidas à ação da força cortante e do momento fletor, um método de cálculo em que se supõe que a ligação é composta de vigas isoladas ligadas às faces do pilar, considerando-se os efeitos de flexão, do cisalhamento e da torção.

O método de cálculo proposto por LONG (1973) supõe que a ruína da ligação laje-pilar sob a ação da força cortante e do momento fletor, pode se dar de quatro maneiras:

- Ruptura do concreto comprimido,
- cisalhamento,
- escoamento da armadura de flexão,
- cisalhamento e escoamento da armadura de flexão simultaneamente.

Como resultado do estudo do problema segundo esse método, o autor alinha as seguintes conclusões:

a) considerando as lajes ensaiadas por MOE, o método proposto fornece melhores previsões de cargas de ruína, do que o método do código ACI;

b) a Resistência à punção da laje é fortemente dependente da resistência à flexão, especialmente em lajes com quantidades usuais de armadura de flexão;

c) em uma larga faixa de valores da taxa de armadura de flexão e da resistência do concreto, o método é muito mais preciso do que os métodos propostos pelo ACI.

No método de cálculo proposto por REGAN (1974) admite-se a distribuição linear das tensões do cisalhamento ao longo do contorno crítico, e a resistência da ligação é determinada dividindo-se a resistência da ligação sem transferência de momento fletor, por:

$$1 + 2,5 M/VR$$

onde $R = 0,2 \ell$

ℓ é o vão dos painéis da laje.

A respeito dos casos assimétricos outros trabalhos podem ser ainda citados, como os de DI STASIO e VAN BUREN (1960), ANDERSON (1966), KEMP e WILHELM (1973) e MARTINELLI (1974), sendo que o último, do qual este é continuação será considerado isoladamente no item 1.3.

1.2.5 - Especificações e regulamentos

A) ACI 318-83

As indicações para a verificação da punção segundo o ACI 318-83 são dadas nos itens 11.11 e 11.12 que são transcritas parcialmente a seguir:

ITEM 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 determinada pela mais desfavorável das duas condições seguintes:

11.11.1.1 - Comportamento como viga, com a seção crítica estendendo-se em um plano transversal em toda a largura e localizada à distância d do contorno da carga ou reação concentradas.

11.11.1.2 - Ação em duas direções, com a seção crítica perpendicular ao plano da laje, com perímetro b_o e localizada à distância $d/2$ do contorno da carga ou reação.

11.11.2 - O cálculo de lajes ou sapatas com ação em duas direções deve ser feito utilizando a expressão:

$$V_u \leq \phi V_n$$

onde: V_u é a força cortante atuante na seção considerada

$\phi = 0,85$ (coeficiente de redução da resistência)

V_n é a força cortante resistente, que não deve ser maior que o valor V_c dado pela expressão abaixo, a menos que uma armadura de cisalhamento seja determinada de acordo com os itens 11.11.3 e 11.11.4

$$V_c = \left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right) \sqrt{f'_c} b_o d$$

onde: $\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)$ não deve ser maior que 4;

β_c é a razão entre o lado maior e o lado menor da área da carga ou reação;

f'_c é a resistência do concreto à compressão em psi

11.11.3 - Armadura de cisalhamento composta de barras ou fios pode ser usada em lajes ou sapatas obedecendo as seguintes prescrições:

11.11.3.1 - A força cortante resistente V_n deve ser calculada por:

$$V_n = V_c + V_s$$

com V_c calculado segundo o item 11.11.3.4, e V_s calculado segundo o item 11.11.3.5.

11.11.3.2 - A força cortante resistente V_n não deve ser maior que $6\sqrt{f'_c} b_o d$, onde b_o é o perímetro da seção crítica definida no item 11.11.3.3.

11.11.3.3 - A força cortante resistente deve ser verificada na seção crítica definida no item 11.11.1.2 e em seções sucessivamente 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 $2\sqrt{f'_c} b_o d$, onde b_o é o perímetro da seção crítica definida no item 11.11.3.3.

11.11.3.5 - Quando a força cortante atuante V_u excede a força cortante resistente ϕV_c indicada 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. As indicações para o cálculo desse tipo de armadura são dadas nos itens 11.11.4.1 a 11.11.4.9.

11.11.5 - Aberturas em lajes

Quando aberturas em lajes estão localizadas a uma distância 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 da seguinte maneira:

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

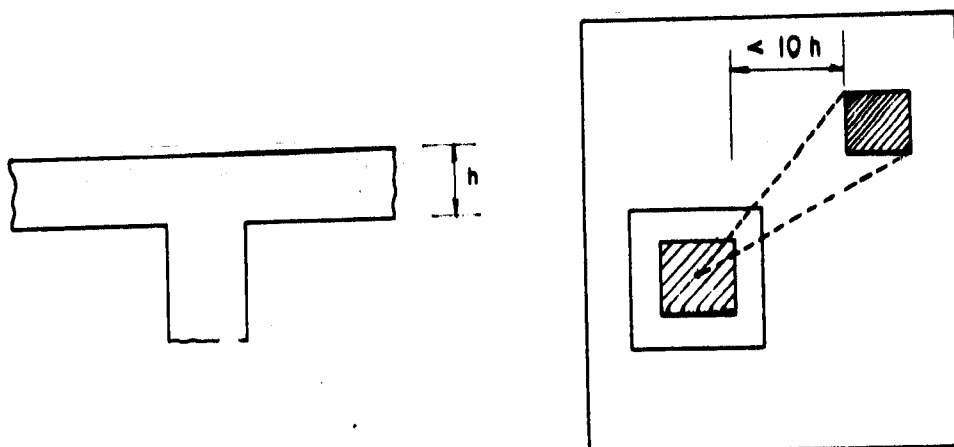


Figura 1.2.6

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

ITEM 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" provocam transferência de momentos entre lajes e pilares, 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 deste momento que não é 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:

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

onde: c_1 é o lado do pilar retangular medido na direção do vão para o qual são determinados os momentos,

c_2 é o lado do pilar retangular medido na outra direção,

deve ser transferida pela excentricidade da força cortante em relação ao centro de gravidade da seção crítica perpendicular ao plano da laje e localizada à distância $d/2$ do contorno do pilar,

11.12.2.4 - As tensões de cisalhamento resultantes do momento transferido pela excentricidade da força cortante devem ser supostas com variação linear em relação ao centro de gravidade da seção crítica definida no item 11.12.2.3. A máxima tensão de cisalhamento devida às forças cortantes e momentos atuantes não deve ultrapassar:

$$\phi \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c}$$

e nem $4\phi \sqrt{f'_c}$

B) Código Modelo CEB-FIP de 1978

As indicações para a verificação da punção segundo o Código Modelo CEB-FIP são dadas no capítulo 13 e são válidas para lajes de espessura constante e para sapatas de fundação.

Segundo o artigo 13.1 o puncionamento pode ocorrer devido a uma carga ou a uma reação concentradas sobre uma pequena área (chamada área carregada) de lajes ou sapatas.

São considerados os casos de áreas carregadas:

- a) de forma
- circular, com diâmetro no máximo igual a $3,5 d$,
 - retangular, com perímetro no máximo igual a $4d$, e razão entre o lado maior e o lado menor não maior que 2,
 - qualquer, com dimensões limites fixadas por analogia com as formas precedentes;
- b) não situadas na vizinhança de outras forças concentradas, nem dentro de zonas de esforços cortantes importantes de outras origens.

O Estado limite último é caracterizado pela formação de um tronco de cone de puncionamento onde a diretriz é o contorno da área carregada e as geratrizes são inclinadas em relação ao plano da laje de ângulo compreendido entre 30° e 35° ; no caso de sapatas o ângulo de inclinação é de 45° .

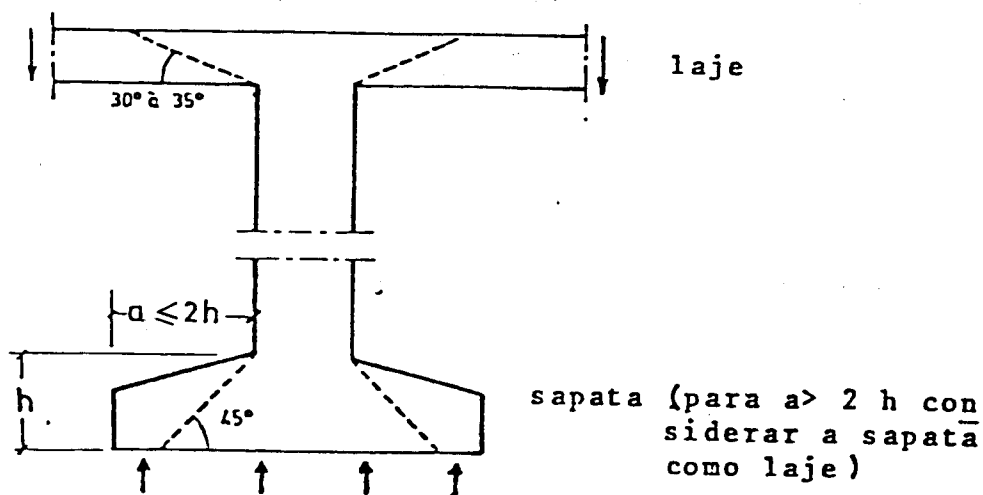


Figura 1.2.7

Os esforços cortantes atuantes e resistentes por unidades de comprimento do contorno da seção crítica definida no artigo 13.2 devem satisfazer a condição

$$v_{Sd} \leq v_{Rd}$$

com os valores determinados segundo os artigos 13.3 e 13.4.

Segundo o artigo 13.2, a seção crítica é perpendicular ao plano médio da laje, e se estende na altura útil d da laje. O seu contorno é definido da seguinte maneira:

Artigo 13.2.1 - Caso de área carregada afastada de aberturas ou de bordas livres:

O contorno da seção crítica é formado pelo perímetro mínimo em torno da área carregada a uma distância nunca inferior a $d/2$.

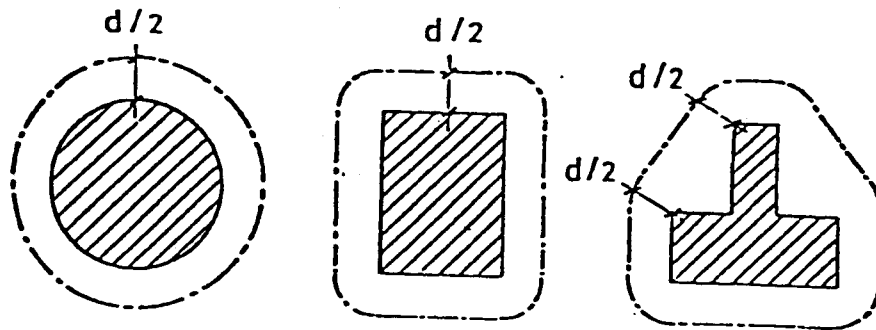


Figura 1.2.8

Se a área carregada é grande ou alongada, a seção crítica não corresponde senão a parte do contorno anterior (por exemplo para uma área retangular, a seção crítica não se estende senão à vizinhança dos cantos). Para as outras partes da seção crítica faz-se a verificação do esforço cortante como em vigas.

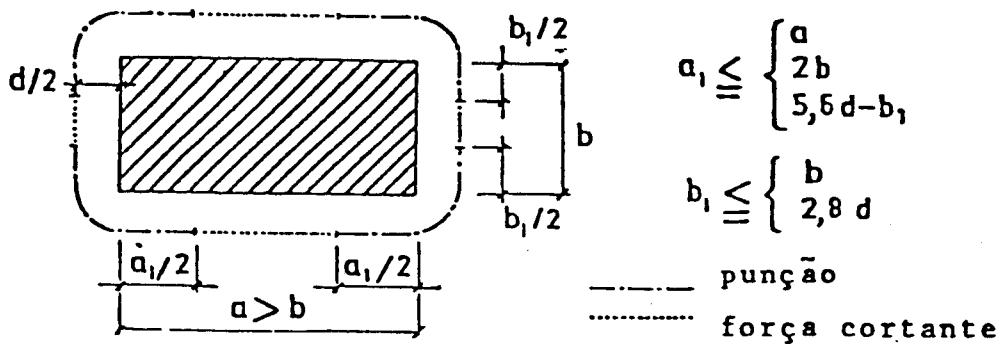


Figura 1.2.9

Artigo 13.2.2 - Caso de área carregada próxima de aberturas.

Se a menor distância entre o contorno da área carregada e o da abertura é no máximo igual a $5d$, é deduzida do contorno crítico determinado no artigo anterior, a parte contida entre as duas tangentes ao contorno da abertura e que partem do centro de gravidade da área carregada.

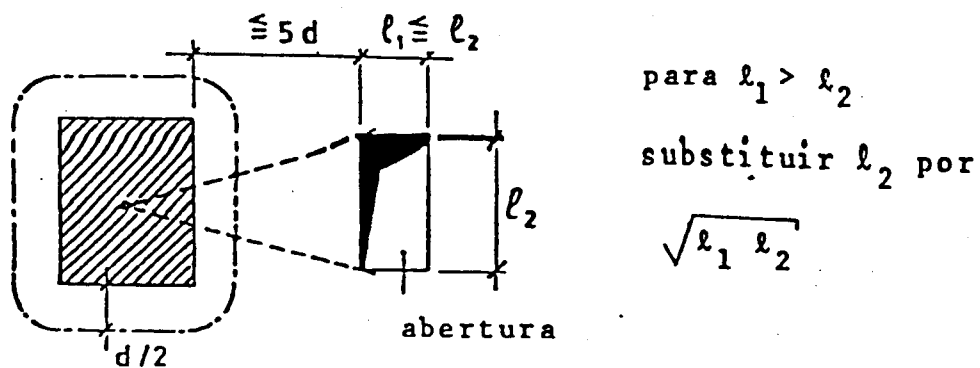


Figura 1.2.10

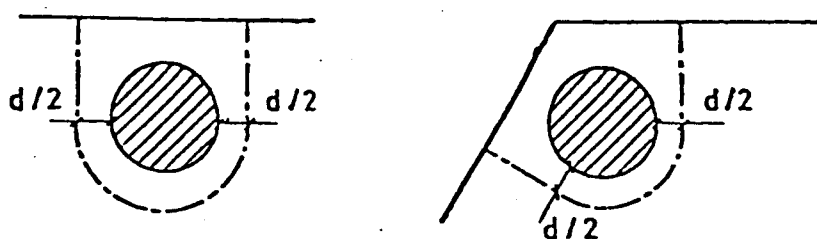
Artigo 13.2.3 - Caso de área carregada próxima de bordas livres.

a) Na vizinhança de bordas livres, deve-se substituir certas partes do contorno definido no artigo 13.2.1 por perpendiculares a essas bordas, se o contorno assim obtido for menor que o contorno que envolve totalmente a área carregada.

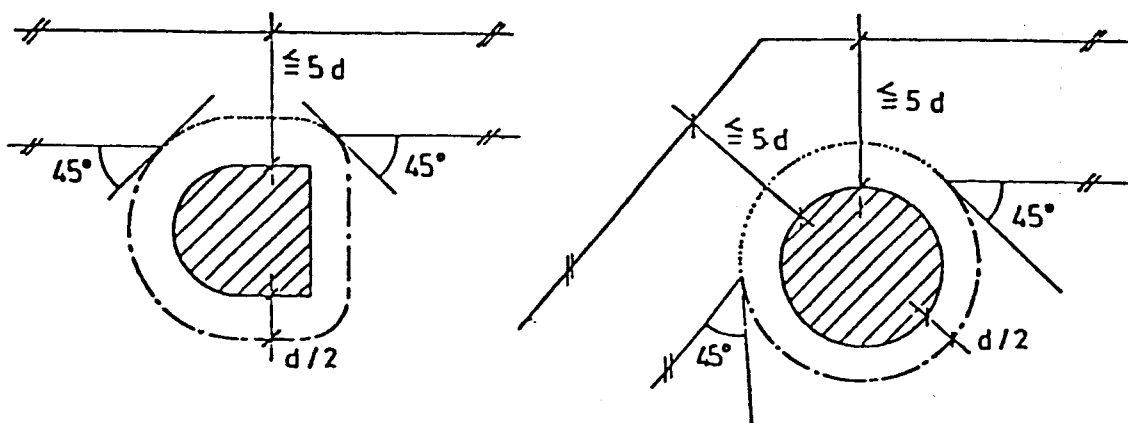
b) Se a menor distância entre o contorno da área carregada e a borda livre é no máximo igual a $5d$, adotar como contorno crítico o mais desfavorável dos dois contornos seguintes:

- contorno determinado conforme o parágrafo anterior;
- contorno determinado conforme o artigo 13.2.1, suprimindo-se a parte vizinha da borda livre e delimitada por duas tangentes ao contorno e que formam um ângulo de 45° com a borda.

c) Na vizinhança de cantos formados por duas bordas livres, o contorno da seção crítica é determinado segundo princípios análogos aos dos parágrafos anteriores.



Seções críticas próximas de bordas livres (casos a e c)



Seções críticas próximas de bordas livres (casos b e c)

Figura 1.2.11

Segundo o Artigo 13.3, a solicitação atuante no caso de carga ou reação centrada é dada por

$$v_{Sd} = V_{Sd}/u$$

onde V_{Sd} = é a resultante da força cortante ao longo do perímetro u no caso de lajes, e ao longo do perímetro da base maior do tronco de cone de punção no caso de sapatas;

u = \bar{e} o perímetro da seção crítica conforme o artigo 13.2.

No caso de carga excêntrica, V_{Sd} é determinado supondo distribuição plana das tensões tangenciais, podendo V_{Sd} ser determinado por:

$$v_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{V_{Sd}}{u} + \eta \frac{V_{Sd} \cdot |e|}{W} d$$

onde: e : excentricidade da carga ou reação em relação ao centro de gravidade da seção crítica;
 W : módulo de resistência da seção crítica, correspondente à direção de e ;

$$\eta = \frac{1}{1 + \sqrt{b_2/b_1}}$$

onde b_1 e b_2 são os lados do retângulo circunscrito ao contorno u , com b_1 paralelo à direção da excentricidade e .

A fórmula anterior para cálculo de V_{Sd} máx não é válida quando $b_2 \geq 0,7 b_1$.

Para os casos de áreas carregadas afastadas de bordas livres a fórmula para cálculo de $V_{Sd,m\acute{a}x}$ pode ser simplificada para:

- No caso de áreas carregadas circulares:

$$v_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{V_{Sd}}{u} \left(1 + \frac{2 \cdot |e|}{d+d_0} \right)$$

sendo d_0 o diâmetro da área carregada

- No caso de áreas carregadas retangulares:

$$v_{Sd, \text{m\acute{a}x}} = \frac{v_{Sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| \cdot |e_y|}{\sqrt{b_x \cdot b_y}} \right)$$

sendo b_x e b_y as dimensões do contorno u medidas nas direções x e y paralelas aos lados da área carregada.

A última expressão pode ser aplicada também nos seguintes casos:

- na vizinhança de borda livre, se esta for paralela a uma das dimensões x ou y ;
- na vizinhança de canto, se as bordas forem paralelas às dimensões x e y .

Quando se tratar de pilares em bordas ou cantos de lajes, os complementos do Código Modelo (Bull. CEB 137) indica uma maneira mais simples de se verificar a punção, pois nesses casos a força cortante fica praticamente concentrada na face interior do pilar de borda ou no canto interior do pilar de canto. A simplificação consiste em se admitir a distribuição uniforme da força cortante no perímetro reduzido indicado na figura abaixo.

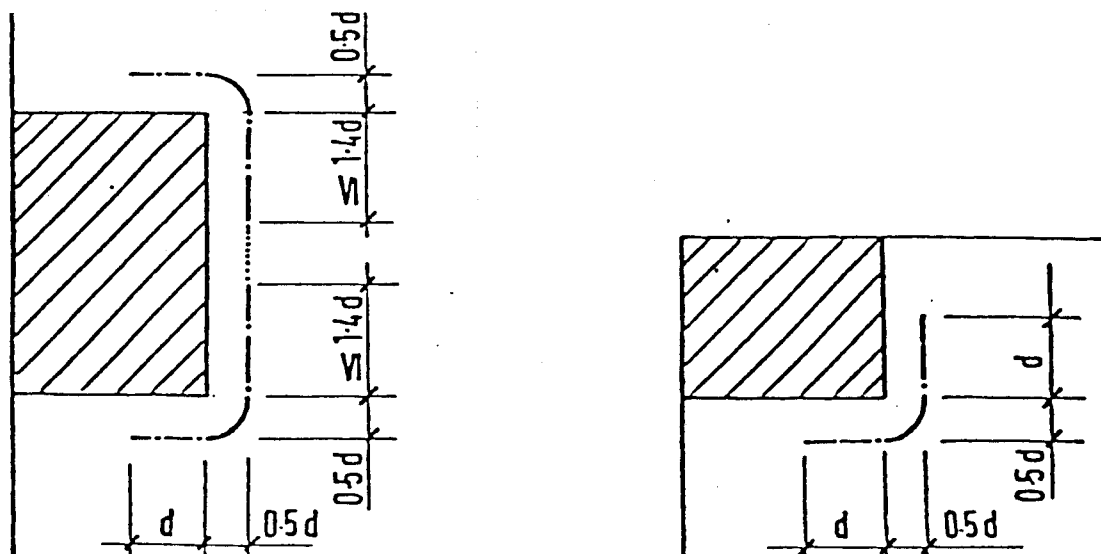


Figura 1.2.12

Segundo o Artigo 13.4, a solicitação resistente \bar{e} determinada da seguinte maneira:

Artigo 13.4.1 - Lajes ou sapatas sem armadura de punção:

$$v_{Rd1} = 1,6 \tau_{Rd} K (1 + 50 \rho_{\ell}) d$$

onde

τ_{Rd} (em MPa) \bar{e} dado na tabela a seguir em função de f_{ck} (em MPa):

F_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,38	0,42	0,46	0,50

$$K = 1,6 - d \geq 1,0 \text{ (d em metros)}$$

$$\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell x} \rho_{\ell y}} \leq 0,008$$

$\rho_{\ell x}$ e $\rho_{\ell y}$ são as taxas das armaduras longitudinais paralelas às direções x e y;

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

d_x e d_y são as alturas úteis para as direções x e y

Artigo 13.4.2 - Lajes ou sapatas com armadura de punção:

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

A armadura de punção deve ser determinada para que a componente vertical da força equilibrada por esta armadura seja no mínimo igual a $0,75 v_{Rd2} \cdot d$, adotando como tensão na armadura 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 na zona delimitada por contorno situado a uma distância no máximo igual a $1,5 d$ ou 800mm do contorno da área carregada;

- as barras dobradas que passam pela área definida pelo contorno situado a distância $d/4$ do contorno da área carregada.

C) NBR-6118

O procedimento para a verificação da punção segundo a NBR-6118 está indicado no parágrafo 4.1.5 desta norma.

De acordo com o item 4.1.5.1, pode-se supor que a carga provoca tensão tangencial uniformemente distribuída na área $u d$ sendo:

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 e deste distante $d/2$ no plano da laje (Figura 1.2.13)

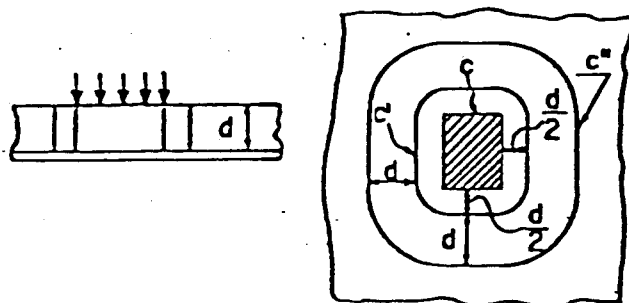


Figura 1.2.13

A tensão determinada com a carga de cálculo não poderá ultrapassar o valor último $0,63\sqrt{f_{ck}} / \gamma_c$ (MPa), dado no item 5.3.1.2b, mesmo quando for colocada armadura.

Se o contorno C apresentar reentrâncias (Figura 1.2.13) 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 1.2.15) for maior que 3 vezes o lado b desse retângulo, não serão considerados os segmentos do contorno C' contidos entre as duas paralelas aos lados menores b e destes distantes $1,5 b$.

Se existir na laje uma abertura situada a menos de $2d$ do contorno C, não será considerado o trecho do contorno C' entre 2 retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação de carga e tangenciam o contorno da abertura (Figura 1.2.16).

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.

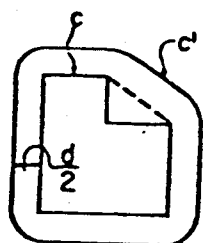


Figura 1.2.14

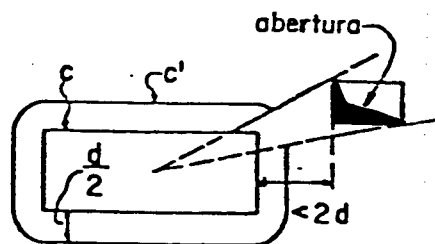


Figura 1.2.16

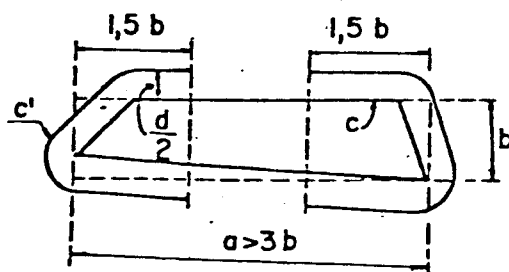


Figura 1.2.15

Com relação à armadura, de acordo com o item 4.5.2, deverá ser calculada e colocada na face tracionada, armadura de flexão que atravessa a projeção da área em que se aplica a carga e que seja suficientemente ancorada além do perímetro C" (Figura 1.2.13). Além disso, 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 deste valor, dever-se-á dispor uma armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva, perpendicular à laje, corresponda no mínimo a 75% do valor de cálculo da força concentrada aplicada à laje. Essa armadura será calculada com a resistência de cálculo f_{yd} , não se tomando valores superiores a 300 MPa, e será constituída por estribos distribuídos na faixa contida pelos perímetros C' e C" da figura 1.2.13.

Quando se tratar de lajes-cogumelo, cabe ainda lembrar as dimensões mínimas de lajes e pilares exigidas pela NBR-6118, embora essas prescrições não decorram apenas de preocupação com o problema da punção.

Segundo o item 6.1.1.1, em lajes-cogumelo calculadas como pórticos múltiplos, a espessura das lajes não deve ser menor que:

- 12 cm em lajes de cobertura não em balanço
- 15 cm em lajes de piso e lajes em balanço

Segundo o item 6.1.3.1, a menor dimensão dos pilares que suportam lajes-cogumelo não deve ser inferior a 30cm, nem a 1/15 da sua altura livre, devendo ainda a espessura em cada direção não ser inferior a 1/20 da distância entre eixos dos pilares nessa direção; no caso do pilar ser cintado a menor dimensão não deve ser inferior ainda a 1/10 da sua altura livre.

1.3 - Estudo Experimental da Punção no LE-EESC

1.3.1 - Generalidades

Sugerido pelo Prof. Telêmaco van Langendonck, iniciou-se em 1972 no Laboratório de Estruturas da EESC-USP, um amplo projeto de pesquisas visando o estudo experimental da resistência de ligações laje-pilar em cantos e bordas de lajes-cogumelo sem capitêis ou, em outras palavras, da punção em cantos e bordas de lajes-cogumelo.

Faz-se a seguir um sumário de toda a experimentação realizada, sendo que algumas destas estão apresentadas detalhadamente em MARTINELLI (1974), FIGUEIREDO FILHO (1981) e TAKEYA (1981).

A experimentação projetada até o momento tem como objetivos principais:

- a) caracterizar a configuração de ruína e a eventual predominância da punção, ou da flexão;
- b) determinar as cargas de ruína para diversas combinações dos parâmetros em jogo:
 - Tipo de ligação (canto ou borda);
 - Porcentagem da armadura de flexão;
 - Porcentagem da armadura transversal;
 - Espessura da laje;
 - Relação momento fletor/força cortante;
 - Plano de atuação do momento fletor.

Principalmente por não se dispor, quando do início da experimentação, de estrutura de reação suficientemente grande que permitisse o ensaio de painéis completos de lajes, optou-se pelo ensaio de "elementos-de-laje", que representam apenas a porção da laje próxima do pilar, suficiente para a observação do comportamento da ligação laje-pilar e para a simulação do carregamento. Essa orientação, que foi e que será adotada em todas as fases da pesquisa plane-

jadas até agora, é a seguida na maioria dos trabalhos realizados a respeito desse problema.

Embora interessante trabalhar com elementos de laje de dimensões reduzidas, fixou-se espessura de 10cm e 7,5cm, a fim de permitir instrumentação abundante da armadura sem perturbação sensível na relativamente reduzida região de ruína; quanto aos pilares, adotou-se seção quadrada de 20cm de lado, e nos casos onde havia interesse em se estudar a influência da variação da seção do pilar, adotaram-se seções de 7,5cm x 15cm, 7,5cm x 22,5cm e 7,5cm x 30cm. Se, com FERRY BORGES e ARGALIMA (1961), admitir-se que uma redução de protótipo até 1/4 ainda assegura muito boa reprodução dos fenômenos fortemente dependentes da fissuração, essas peças podem corresponder toda a gama de dimensões encontradas na prática. De outra parte, consideradas como elementos-de-laje em verdadeira grandeza, as peças permitem examinar a possibilidade de se reduzir a espessura mínima das lajes-cogumelo exigida por diversos regulamentos (a NB-1, por exemplo, exige um mínimo de 15cm), o mesmo podendo dizer-se quanto às dimensões transversais dos pilares (embora essas prescrições não decorram apenas de preocupação com as ligações entre as lajes e os pilares).

1.3.2 - Casos Considerados

A tabela apresentada a seguir contém os dados essenciais para a caracterização dos modelos ensaiados no LE-EESC desde 1972. Os casos 1 a 14 foram analisados na primeira fase da experimentação por MARTINELLI (1974); os casos 15, 16 e 17 constituem a segunda fase e foram analisados por TAKEYA (1981); os casos 18, 19 e 20 que constituem a terceira fase, foram analisados por FIGUEIREDO FILHO (1981); os casos 22, 27 e 28 constituem a quarta fase e foram analisados pelos engenheiros Irineu da Silva e David R. dos Reis (1982); os casos 23 e 24 que constituem a quinta fase, são estudados neste trabalho; ainda na quinta fase estão inclui

EdL	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)
1	C1	I	A2	10	Q	70	PBC	1
2	C2					51		1
3			A1					1
4		II	A4					1
5	C1		A1					4
6(A1)	C2							4
7(B1)		IIa						4
8(A2)		II	A2					4
9(B2)		IIa						4
10(A3)		II	A3					4
11(B3)		IIa						4
12(A4)		II	A4					4
13(B4)		IIa						4
14(A5)	C	II						4
15	B		A1				PNB	3
16			A3					3
17			A4					3
18	C		A3			25,5	PBC	3
19						89		3
20			A0			51		3
21			A3				PPFL	3
22	B		A0				PNB	3
23			A3				PDP	3
24		III					PPFL	3
25	C	IV					PBC	3
26				7,5				
27	B	III		10				
28		IV		7,5				
29			A1		R1			
30					R2			
31					R3			

EdL - elemento-de-laje; o símbolo entre parênteses é da notação utilizada em MARTINELLI (1974);

- (a) - tipo de elemento-de-laje;
 C1 - cantos de andar único ou último;
 C2 - cantos de andar intermediário com pilar acima da laje simulado por prisma de peroba;
 C - cantos de andar intermediário com pilares acima e abaixo da laje monolíticos com a laje;
 B - bordas de andar intermediário, idem;
 (b) - tipo de armadura de flexão da laje:
 I - $\phi 10$ mm em malhas de $8,5 \times 7,3 \text{ cm}^2$, com prolongamentos dos ganchos na parte inferior da laje para ancoragem dos estribos;
 II - $\phi 10$ mm em malhas de $5,7 \times 4,5 \text{ cm}^2$, idem;
 IIIa - $\phi 10$ mm em malhas de $5,7 \times 4,5 \text{ cm}^2$, sem prolongamentos dos ganchos; malha inferior de $5,7 \times 4,5 \text{ cm}^2$ de $\phi 5$ mm para ancoragem dos estribos;
 III - $\phi 8$ mm em malhas de $5,7 \times 4,5 \text{ cm}^2$, com prolongamentos dos ganchos;
 IV - $\phi 9$ mm em malhas de $5,3 \times 4,2 \text{ cm}^2$, idem;
 (c) - tipo de armadura transversal da laje:
 A0 - sem nenhuma armadura transversal;
 A1 - somente ganchos de ancoragem das barras de flexão da laje;
 A2 - ganchos e estribos nos nós centrais da "região crítica";
 A3 - ganchos e estribos em todos os nós da "região crítica";
 A4 - ganchos e dois estribos em todos os nós da "região crítica";
 (d) - espessura da laje em cm;
 (e) - forma da seção transversal do pilar:
 Q - quadrada, $20 \times 20 \text{ cm}^2$;
 R1 - retangular, $7,5 \times 30 \text{ cm}^2$, lado menor paralelo à borda;
 R2 - idem, $7,5 \times 22,5 \text{ cm}^2$, idem;
 R3 - idem, $7,5 \times 15 \text{ cm}^2$, idem;
 (f) - raio da circunferência da distribuição das cargas, concêntrica com o pilar, em cm;
 (g) - plano de atuação do momento fletor da resultante das cargas aplicadas na laje:
 PBC - plano bisetor do canto;
 PNB - plano normal à borda;
 PDP - plano diagonal do pilar;
 PPFL - plano paralelo à face lateral da laje;
 (h) - número de peças ensaiadas por elemento-de-laje.

dos os casos 21, 25, 26, 29, 30 e 31 que são relatados nas dissertações de mestrado dos engenheiros André I.I. Halah e Jefferson B.L. Libório; estão incluídos também nesta quinta fase ensaios com modelos reforçados com perfis metálicos na "Região Crítica", realizados pelo Prof. Roberto M.Gonçalves, e que constará de sua dissertação de mestrado.

São características dos casos estudados:

- concreto com $f_{ck} = 30$ MPa
- aço CA-25 para as armaduras transversais;
- aço CA-50A para as armaduras de flexão;
- pilar de seção quadrada de $20 \times 20\text{cm}^2$ com chanfros de 2cm nos cantos (com excessão dos casos 29 a 31)
- pilar de seção retangular de $7,5 \times 15\text{cm}^2$; $7,5 \times 22,5\text{cm}^2$ e $7,5 \times 30\text{cm}^2$ (1:2, 1:3 e 1:4) para os casos 29, 30 e 31, respectivamente.

Os casos 1, 2 e 5 correspondem a andares únicos ou últimos, estando porém no momento suspensa essa experimentação, em favor do estudo do caso de andares intermediários, correspondentes a todos os outros elementos-de-laje.

Na experimentação dos casos 5 a 14, reproduziu-se cada elemento de laje quatro vezes, como amostra mínima para o controle da homogeneidade de construção e ensaio e para a obtenção de valores médios. Já nos casos seguintes em vista da coerência plenamente satisfatória dos resultados, inclusive quanto aos desvios das cargas de ruína dessa primeira fase, decidiu-se reproduzir cada elemento de laje apenas três vezes, com a convicção de poder manter a uniformidade já conseguida.

Na primeira fase, os quatro modelos de cada elemento de laje foram abundantemente instrumentados; nas fases seguintes optou-se por uma instrumentação ainda mais abundante, mas em apenas um modelo de cada elemento-de-laje. Esse procedimento, além de proporcionar maior facilidade de construção e ensaio, possibilitou a obtenção de maior quantidade de informações sem acréscimo de custo.

Os elementos-de-lajes de canto e de borda ensaiados até a quarta fase (casos 1 a 20, 22, 27 e 28), estão esquematizados nas figuras 1.3.1 a 1.3.9, tendo laje com espessura $h=10\text{cm}$ (Edl 1 a 20, 22 e 27) e $h=7,5\text{cm}$ (Edl 28) e pilar com seção quadrada e $20 \times 20\text{cm}^2$. A armadura de flexão foi sempre realizada com ferros CA-50A e $\phi 10\text{mm}$ (Edl 1 a 20 e 22) e $\phi 8,0\text{mm}$ (Edl 27 e 28), e a armadura transversal (sempre de estribos normais no plano médio da laje) com ferros de $\phi 6,3\text{mm}$, CA-25; deve-se porém notar, que alguns dos ganchos de ancoragem da armadura de flexão, que só não estão presentes nos Edl 20 e 22, também se comportam como armadura transversal.

O carregamento, realizado com macacos hidráulicos, foi sempre aplicado à laje através de placas dispostas em arco de círculo (Figuras 1.3.1 e 1.3.2) com raio em relação ao centro do pilar valendo $70,0\text{cm}$ (Edl 1), $25,5\text{cm}$ (EDL 18), $89,3\text{cm}$ (EdL 19) e 51cm (nos outros casos); como numa laje cogumelo de painéis quadrados, as circunferências de momento nulo em torno dos pilares têm raio de aproximadamente 22% do vão dos painéis, se se admitir que as peças são modelos à escala 1/2, verifica-se que os elementos-de-laje cujo arco de círculo de carregamento têm raio de 51cm , representam cantos e bordas de lajes de painéis quadrados de $4,6\text{m}$ de lado e a espessura da laje 20cm , naturalmente com cargas relativamente elevadas.

As barras de flexão foram dispostas em rede de malhas retangulares de $8,5 \times 7,3\text{cm}^2$ (EdL 1 a 4), $5,7 \times 4,5\text{cm}^2$ (EdL 5 a 20, 22, 27), $5,3 \times 4,3\text{cm}^2$ (EdL 28), correspondendo, aproximadamente, à máxima armadura compatível com a condição de "sub-armação".

Os estribos, cuja forma é mostrada nas figuras 1.3.3 e 1.3.4, foram dispostos numa "região crítica" delimitadas por retas distantes $h/\text{tg } 30^\circ \approx 17,5\text{cm}$ dos lados do pilar, coerente com o que se prevê na R. 53,52 do CEB(1970) para o caso de pilares interiores; embora a ruína se tenha dado segundo superfície radicalmente diferente da que se observa nesses casos interiores, essa delimitação da região a

ser estribada mostrou-se adequada também para as ligações de canto e de borda. Alguns elementos de laje foram armados com um estribo em cada cruzamento das barras de flexão interior à "região crítica" (armadura transversal do tipo A3, de seção total A_t); em outros utilizou-se armadura transversal tipo A4, de seção $2 A_t$, colocando-se dois estribos em cada cruzamento, e também ensaiaram elementos-de-laje, de canto, com menor número de estribos (aproximadamente um em cada três cruzamentos, armadura tipo A2). Como referência, ensaiaram-se também elementos-de-laje sem qualquer estribo, nos quais, todavia, persiste uma armadura transversal (tipo A1) constituída pelos ganchos da armadura de flexão, e elementos de laje sem estes ganchos (tipo A0), nestes, as barras de flexão foram ancoradas em cantoneiras metálicas que capeiam a borda superior da laje (figuras 1.3.7 a 1.3.9).

Quanto à instrumentação das peças, utilizaram-se defletômetros mecânicos para a medida dos deslocamentos transversais, extensômetros elétricos de resistência para as deformações das armaduras e do concreto, e dinamômetros LE-EESC com extensômetros para as cargas aplicadas pelos macacos. Nas figuras 1.3.3 a 1.3.7 e 1.3.10 a 1.3.12 indica-se a localização da instrumentação utilizada.

O carregamento foi fracionado em parcelas de aproximadamente $1/20$ da carga de ruína, aplicando-se os incrementos de carga de cinco em cinco minutos, e realizando-se as medidas das deformações e deslocamentos dois minutos após a aplicação de cada incremento; as cargas e as deformações acusadas pelos extensômetros elétricos foram registradas pelo sistema de aquisição de dados Hewlett-Packard em fita perfurada, posteriormente processada no computador.

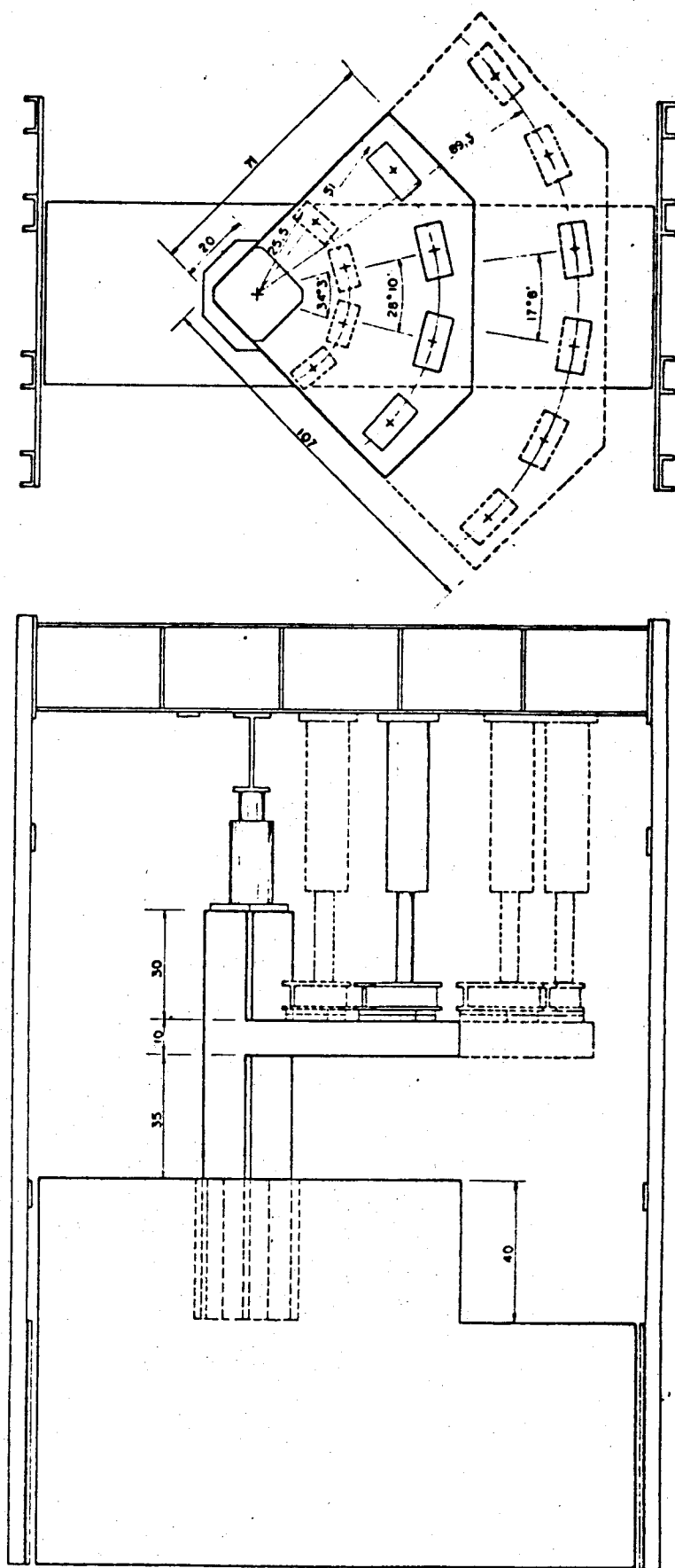


Figura 1.3.1 - Ensaio dos modelos de canto

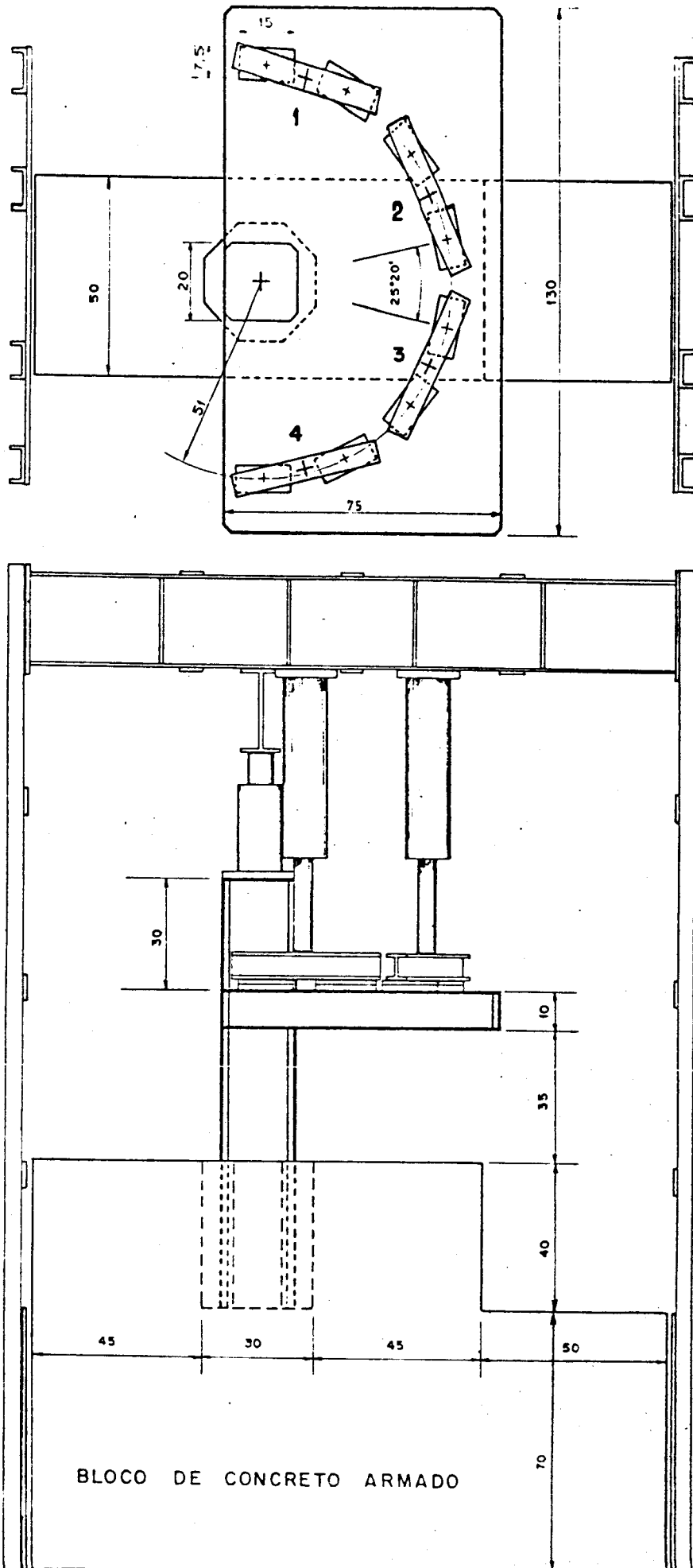
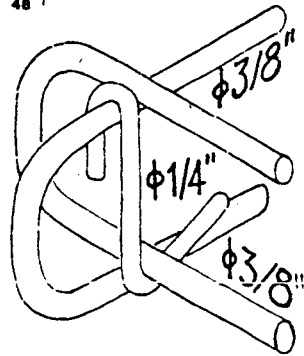
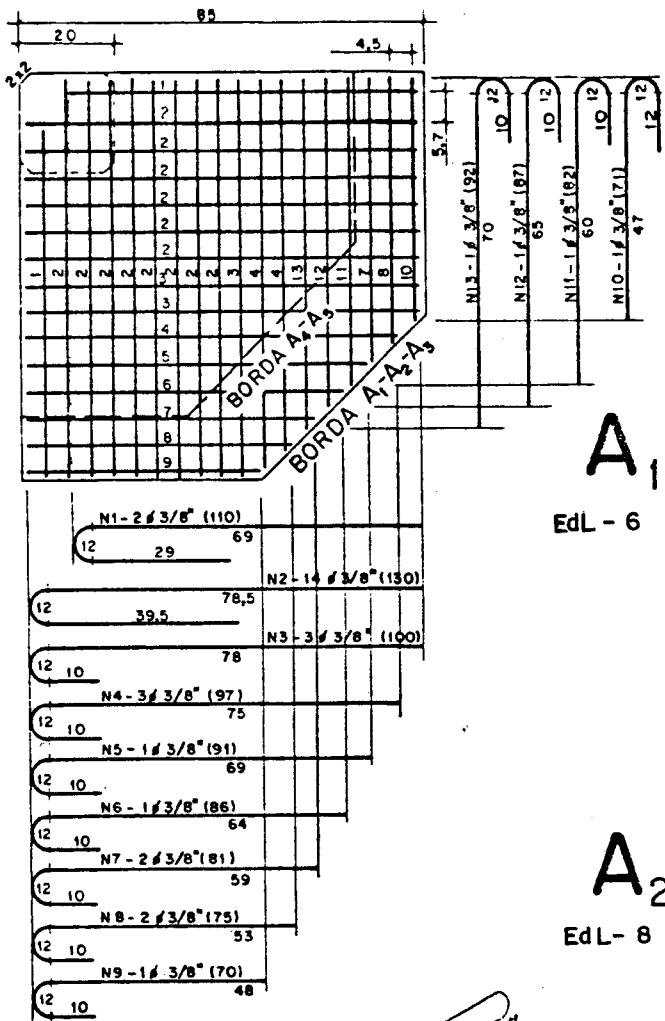
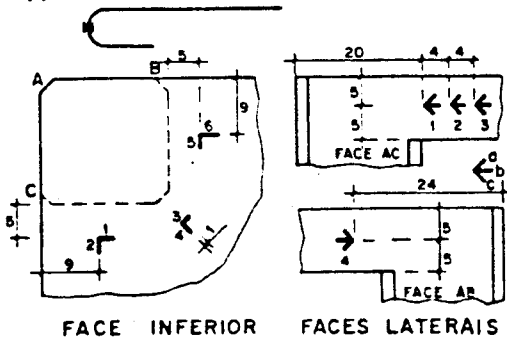


Figura 1.3.2 - Ensaio dos modelos de borda.



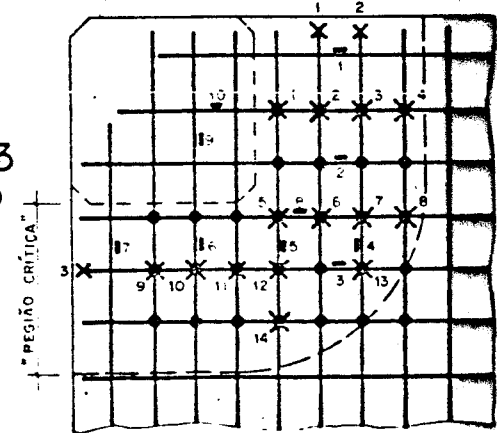
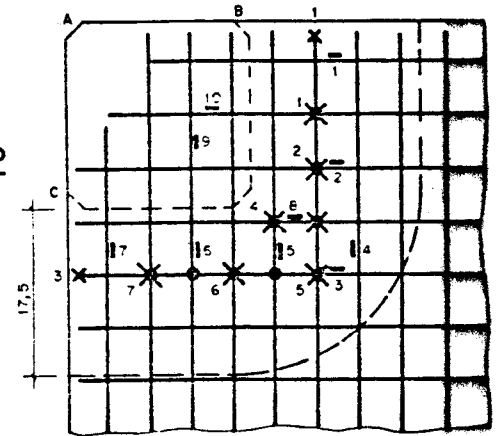
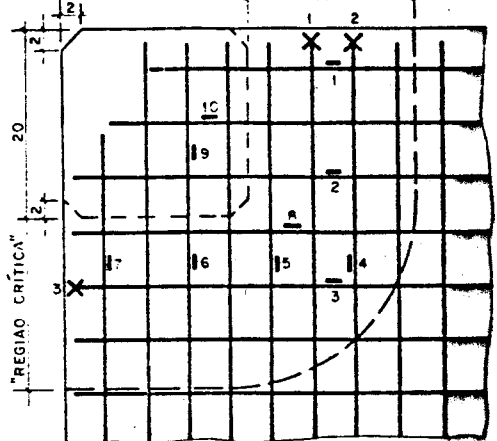
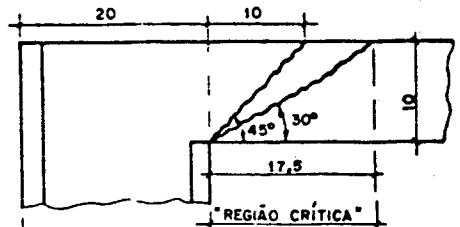
INSTRUMENTAÇÃO

- 2 IN EXTENSÔMETRO 2 EM BARRA DE FLEXÃO
- ESTRIBO SEM EXTENSÔMETRO
- * 2 EXTENSÔMETRO 2 EM ESTRIBO
- X 2 EXTENSÔMETRO 2 EM GANCHO DE BARRA DE FLEXÃO



A₄
EdL-12

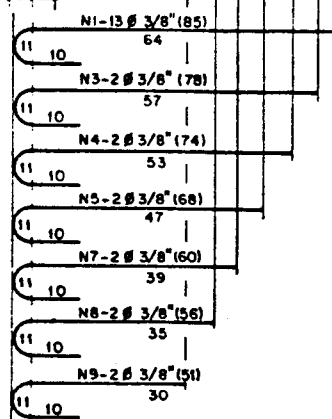
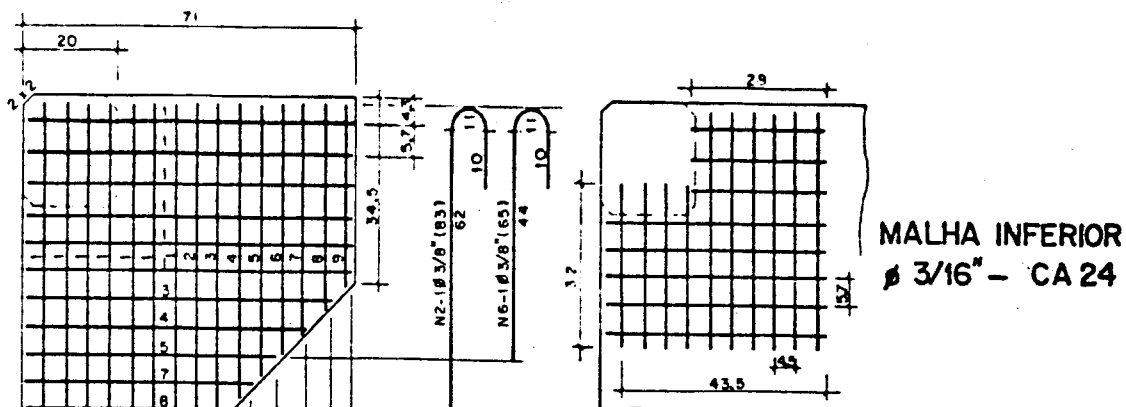
A₅
EdL-14



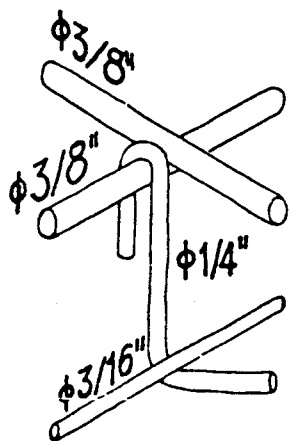
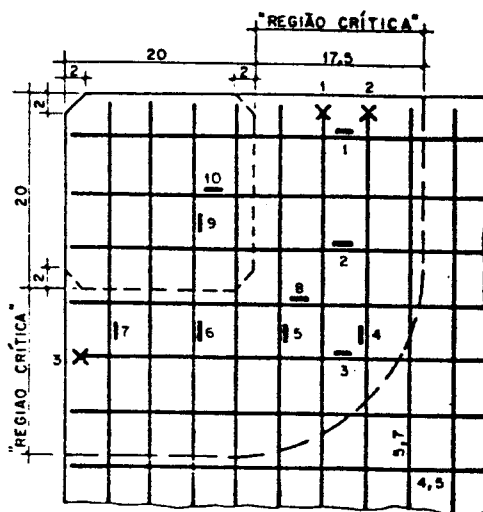
COMO A₃, MAS COM DOIS ESTRIBOS EM CADA NÓ (E A PEÇA É MEMBR)

COMO A₄, MAS COM PILAR SUPERIOR MONOLÍTICO COM A LAJE

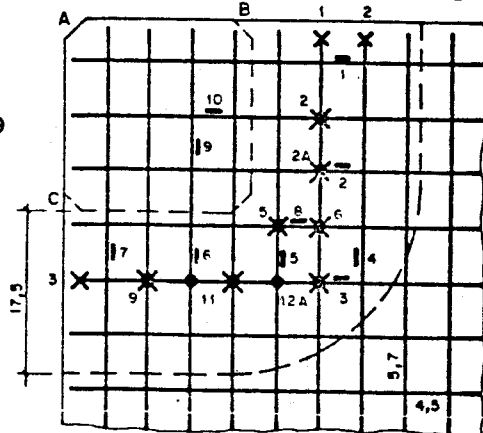
Figura 1.3.3



B₁
EdL-7

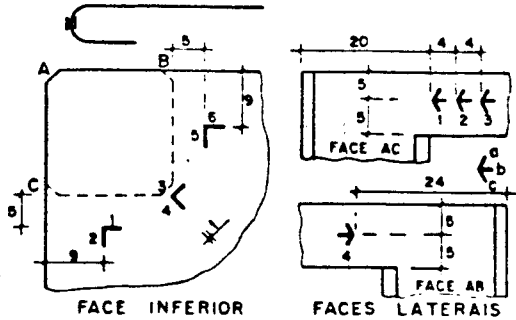


B₂
EdL-9

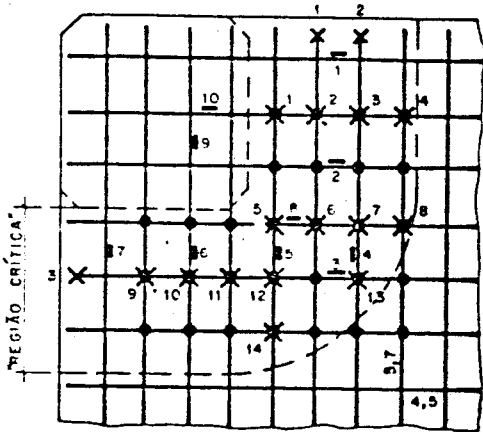


INSTRUMENTAÇÃO

- 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



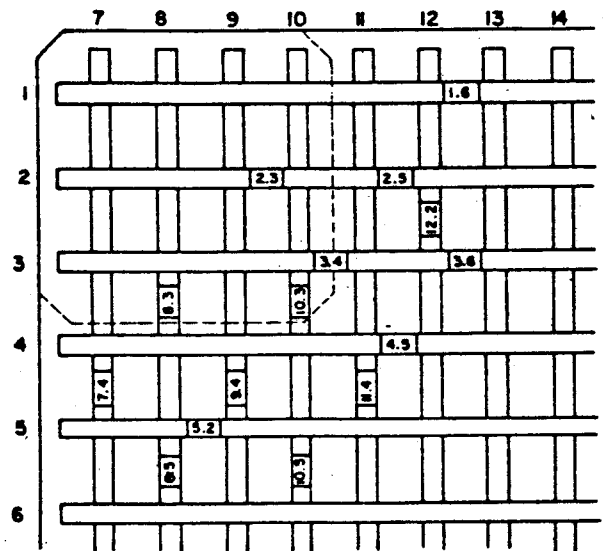
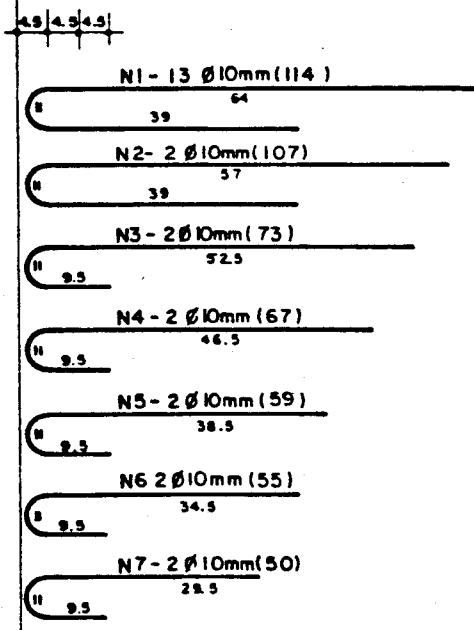
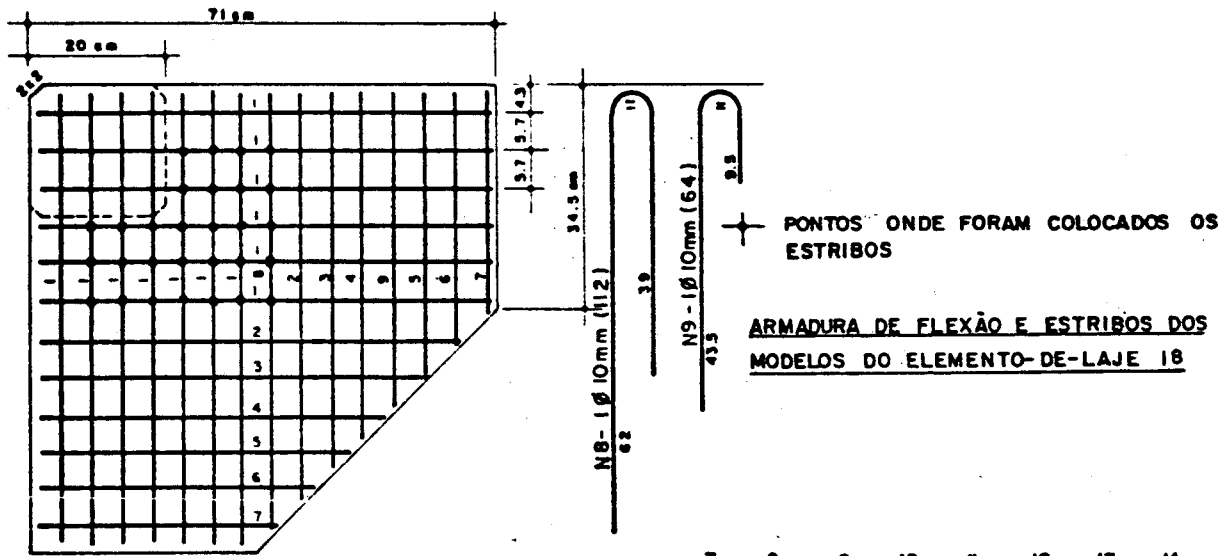
B₃
EdL-11



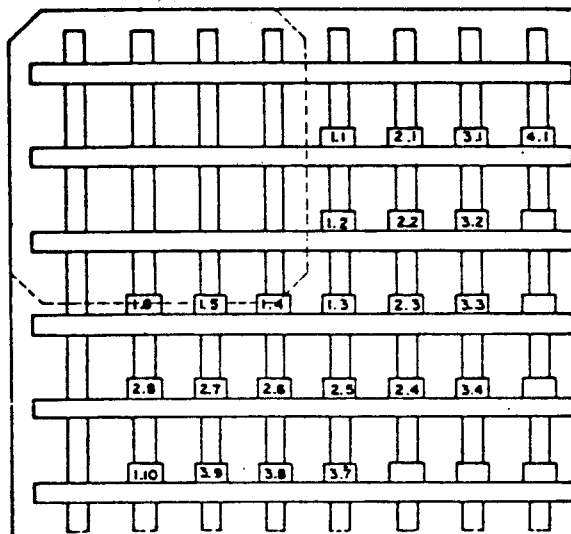
B₄
EdL-13

COMO B₃, MAS COM DOIS ESTRIBOS EM CADA NÓ

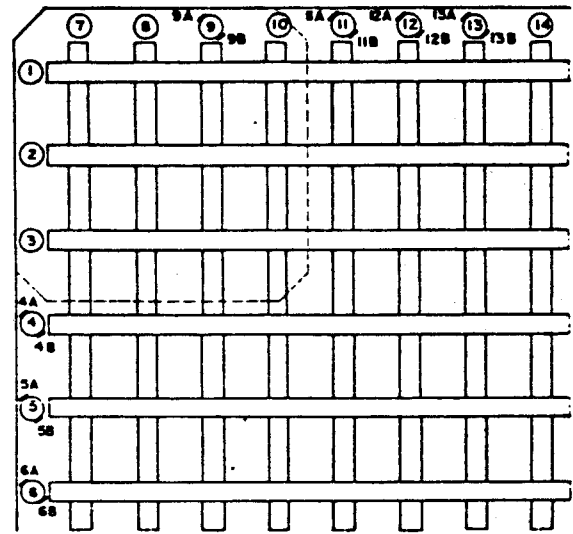
Figura 1.3.4



INSTRUMENTAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO DO MODELO 18/3

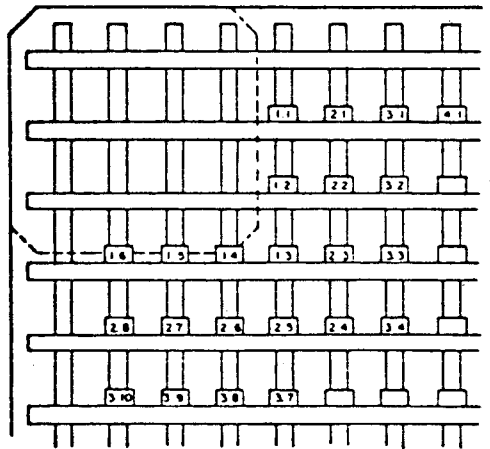
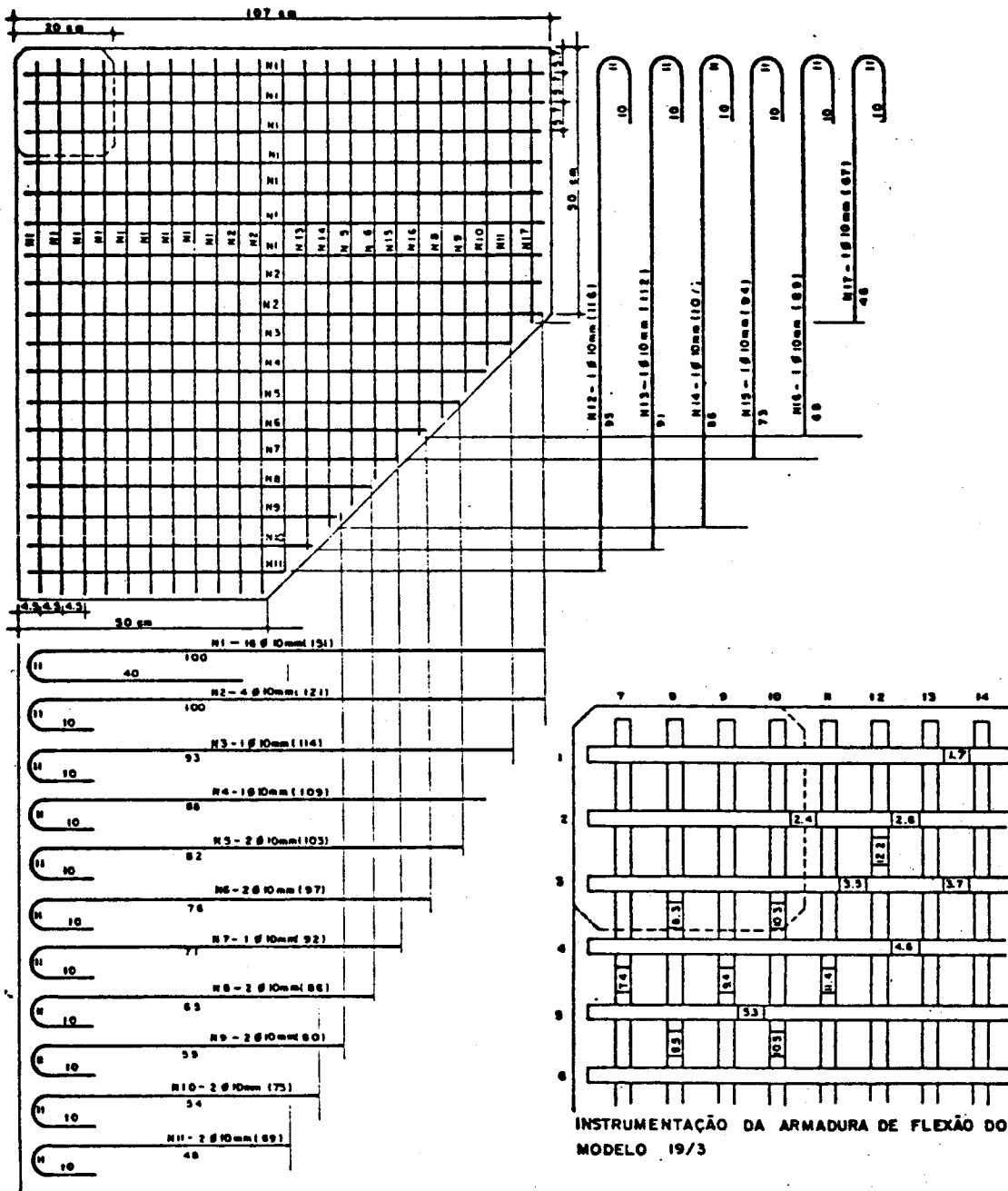


INSTRUMENTAÇÃO DOS ESTRIBOS
MODELO 18/3

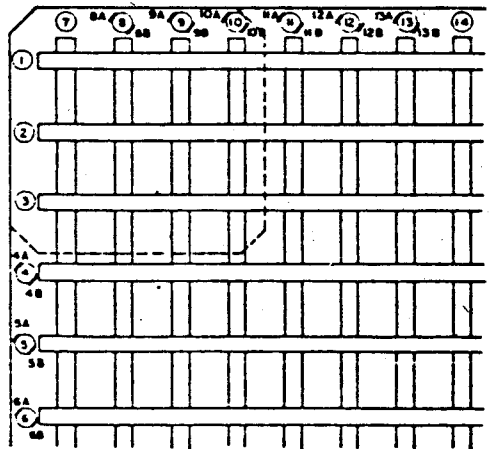


INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS - MODELO 18/3

Figura 1.3.5



INSTRUMENTAÇÃO DOS ESTRIBOS
MODELO 19/3



INSTRUMENTAÇÃO DOS GANCHOS
MODELO 19/3

Figura 1.3.6

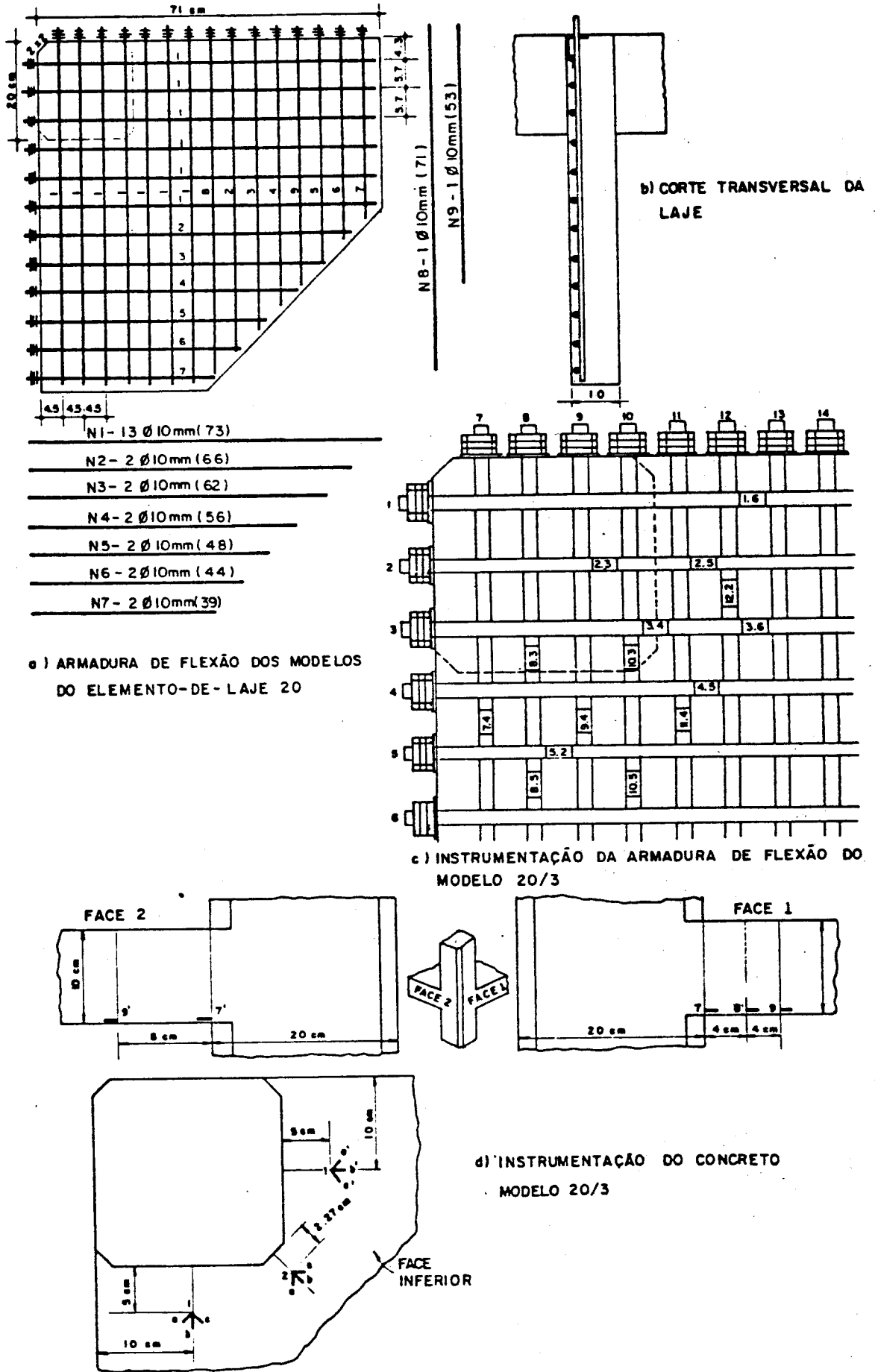
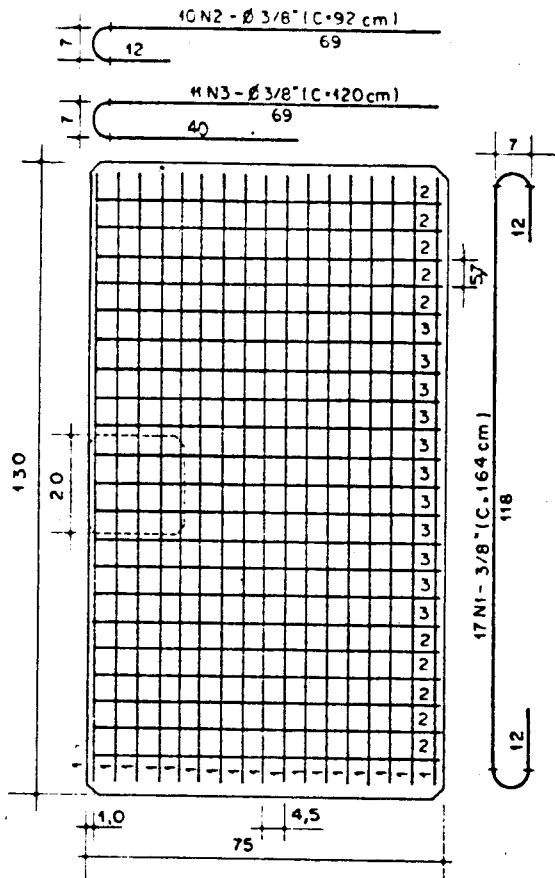
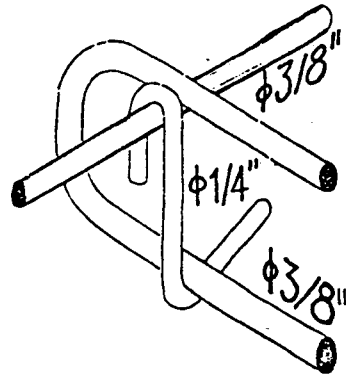


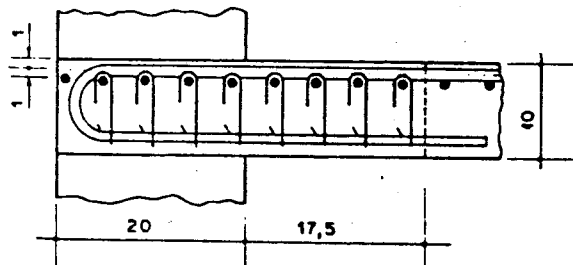
Figura 1.3.7



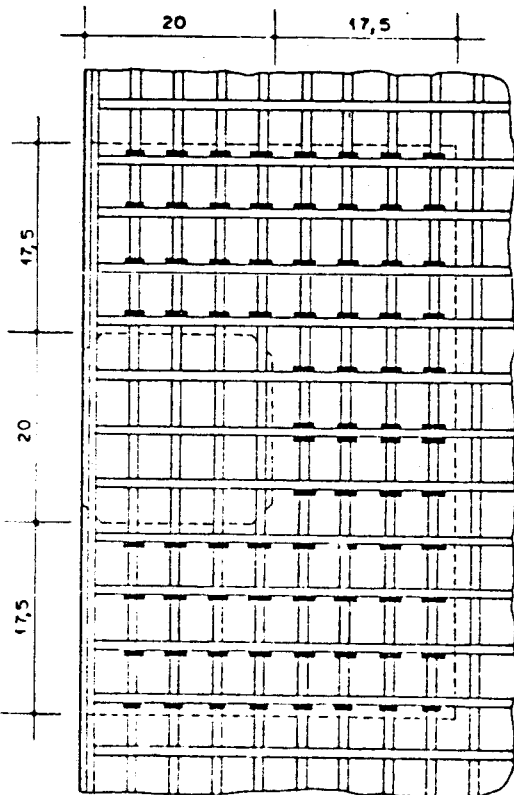
(a)



(b)

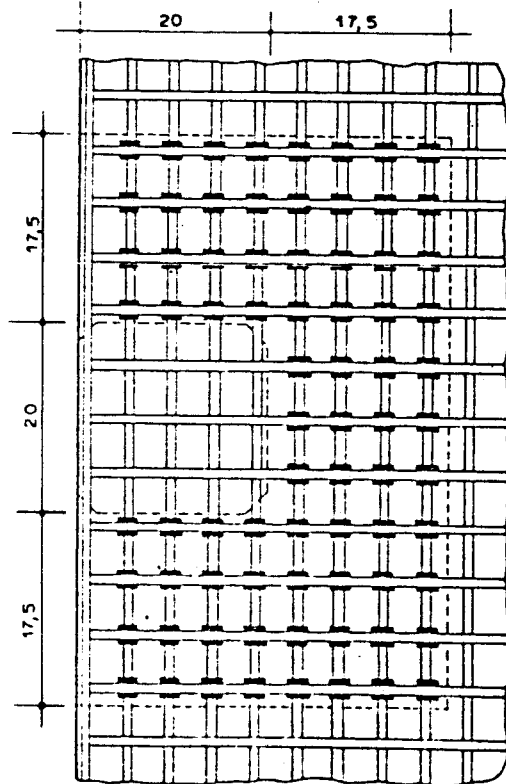


(c)



(d)

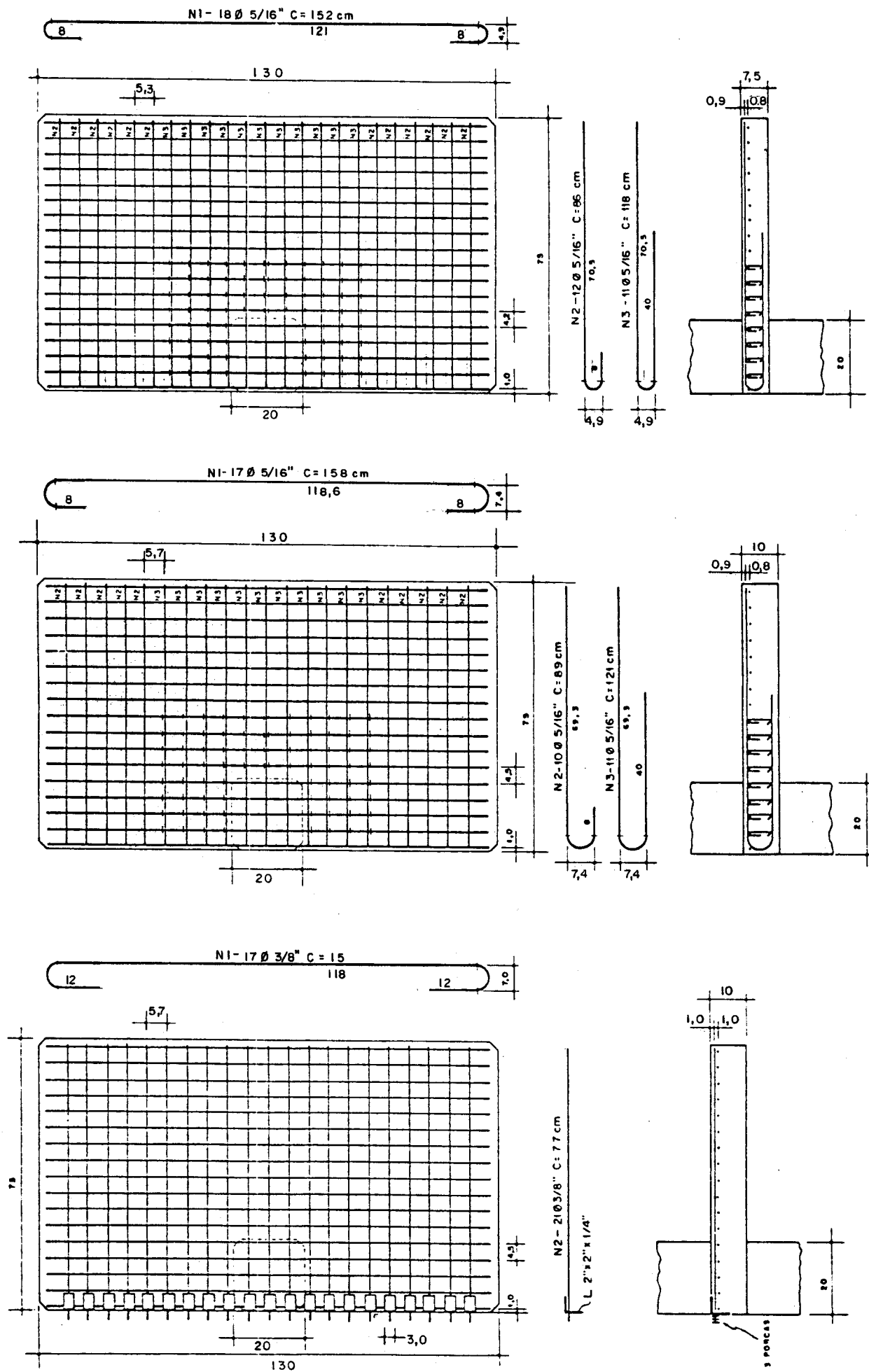
— 1 estribo por nó



(e)

== 2 estribos por nó

Figura 1.3.8 - Elementos-de-laje 15 (sem estribos)
16 (um estribo)
17 (dois estribos)



ELEMENTO - DE - LAJE 28 (MODELOS 28/1, 28/2 e 28/3)

ELEMENTO - DE - LAJE 27 (MODELOS 27/1, 27/2 e 27/3)

ELEMENTO - DE LAJE 22 (MODELOS 22/1, 22/2 e 22/3)

Figura 1.3.9

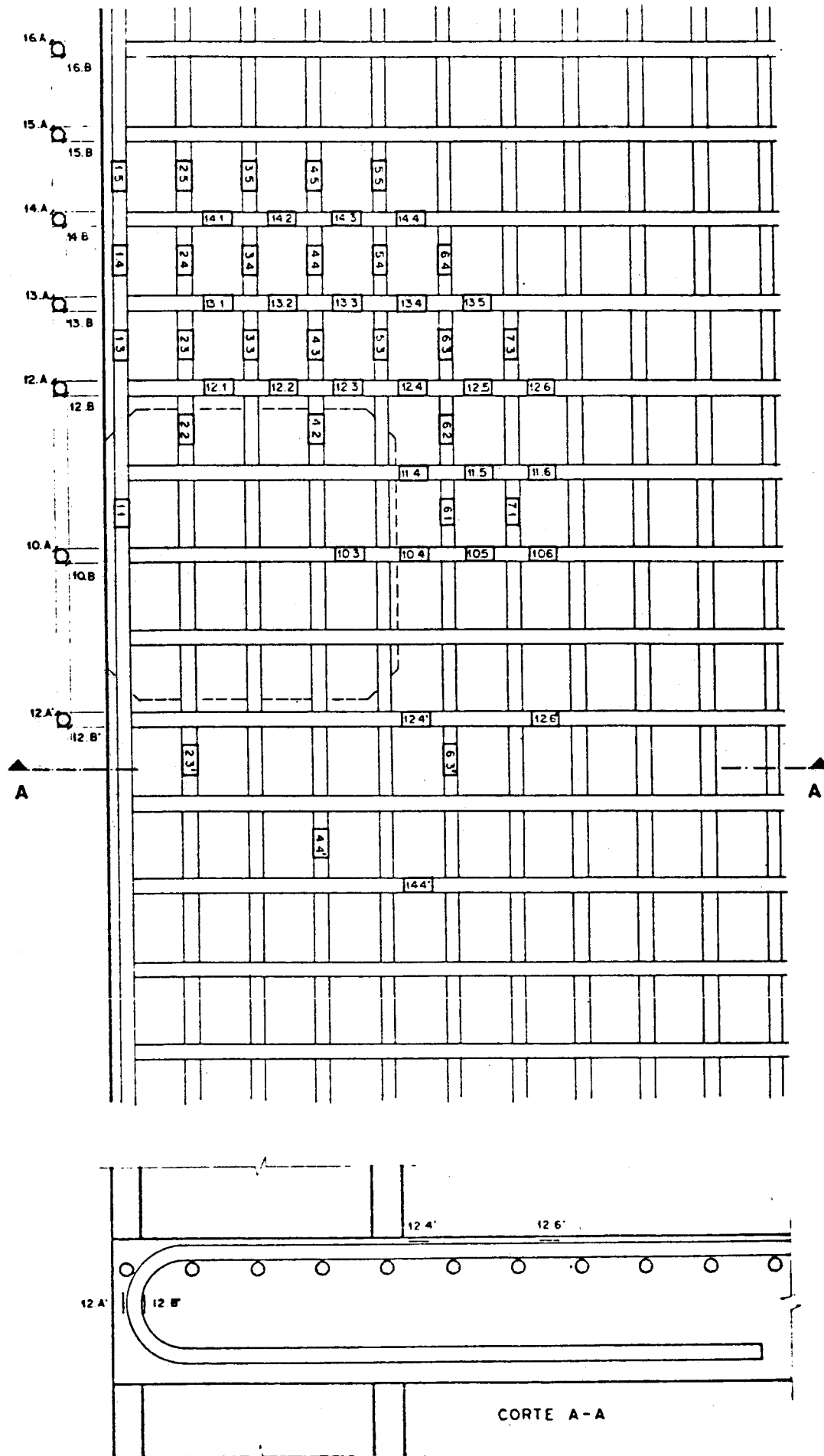


Figura 1.3.10 - Instrumentação da armadura de flexão (EdL de borda)

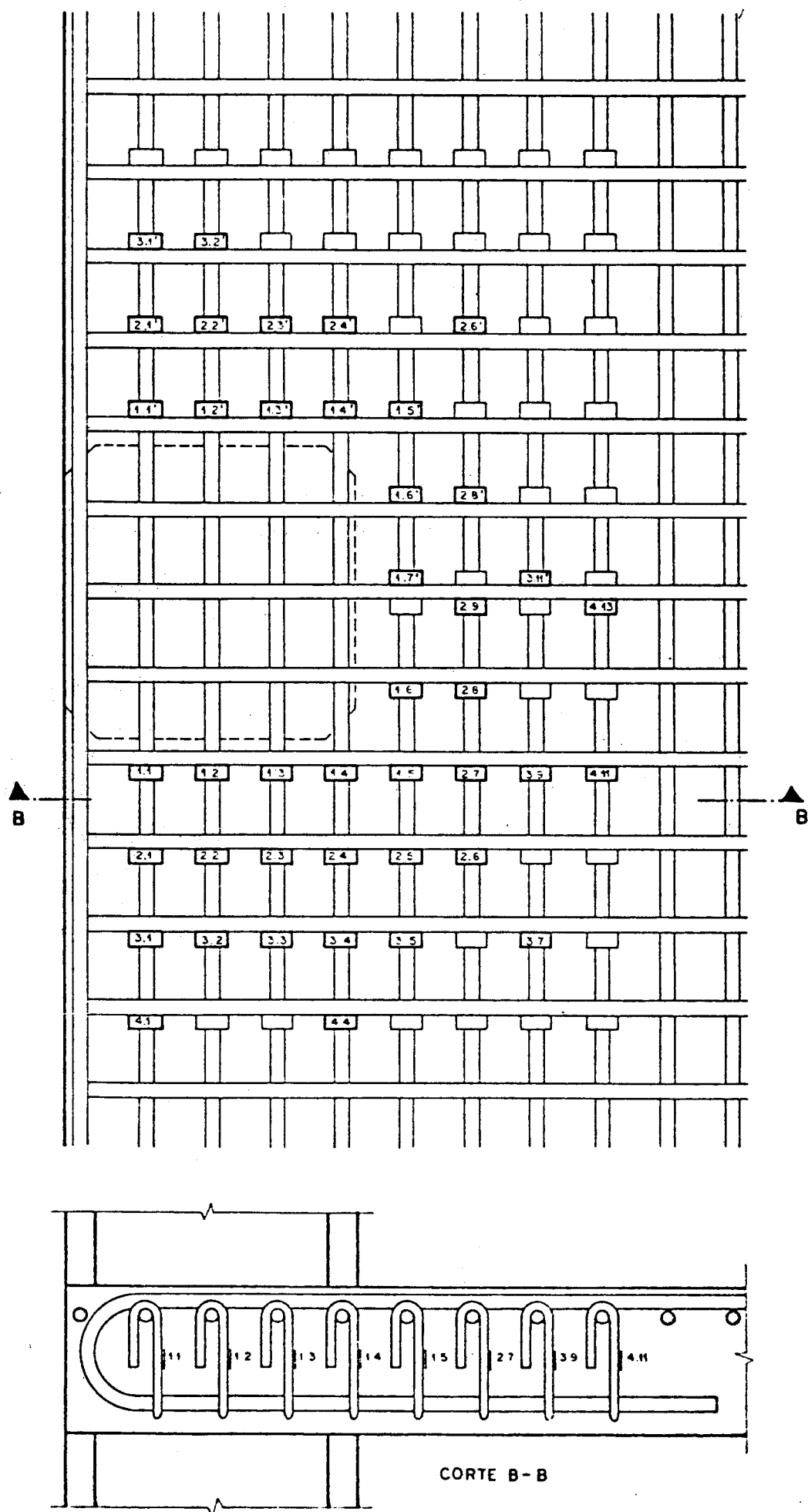


Figura 1.3.11 - Instrumentação dos estribos (EdL de borda)

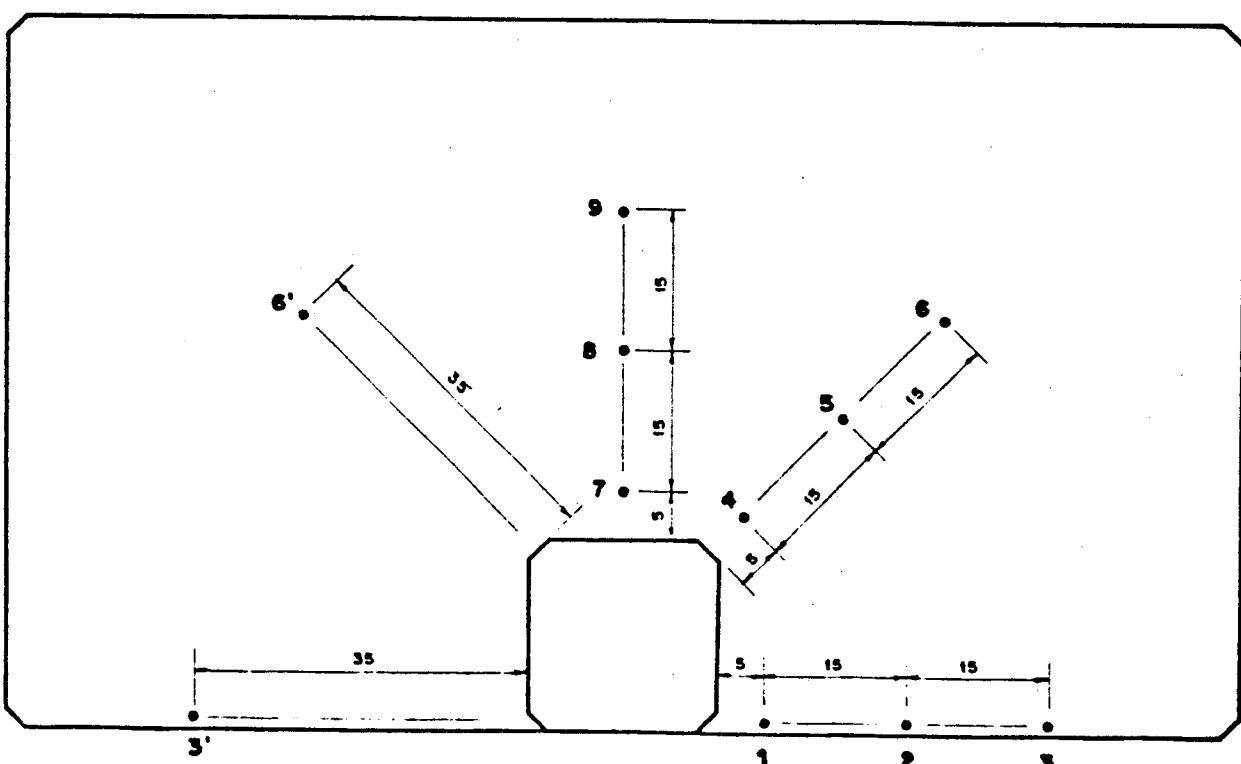
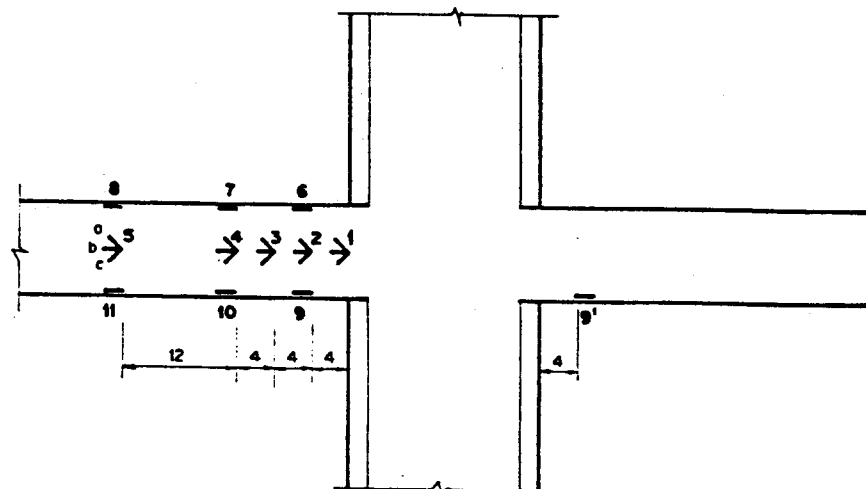
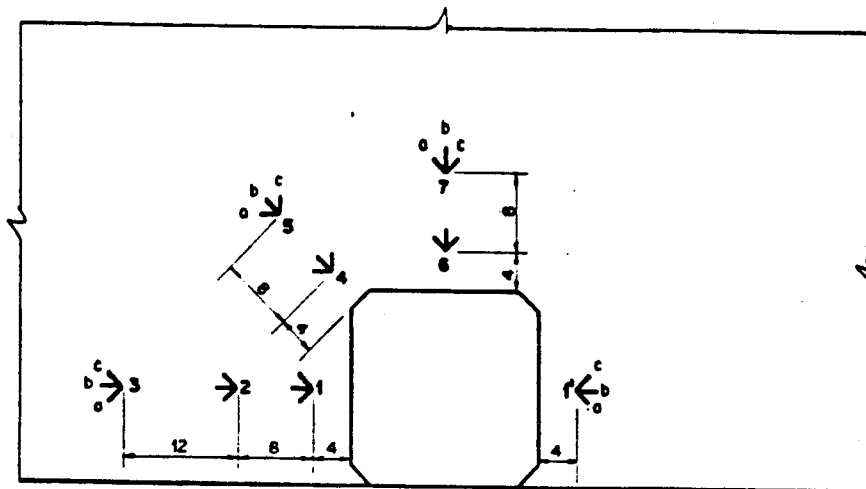


Figura 1.3.12 - Instrumentação do concreto e localização dos defletômetros (EdL de borda)

1.3.3 - Experimentação para os cantos

Os casos de ligações de canto já ensaiados correspondem aos elementos de laje 1 a 14 e 18 a 20, e suas características principais estão representadas nas figuras 1.3.3 a 1.3.7; os elementos de laje 1 a 4, não representados nessas figuras, serviram principalmente para exploração e fixação da técnica de construção e de ensaio.

Nas figuras 1.3.13 e 1.3.14 estão representadas as cargas de ruína das peças de canto ensaiadas. No diagrama da figura 1.3.13 estão os resultados dos elementos-de-laje 6 a 14, onde A_t representa a área da seção de estribos; neste diagrama estão representados também os resultados dos elementos de laje 20, que não tem estribos nem ganchos de barras de flexão. Na figura 1.3.14 estão os resultados dos elementos de laje 18, 19 e 10; os resultados do elemento-de-laje 10, já representados na figura 1.3.13, são novamente introduzidos no diagrama da figura 1.3.14, para comparação.

Na figura 1.3.15 esquematizam-se as configurações de ruína observadas no EdL 6 a 14 e 20, em que se evidencia a nítida predominância do momento fletor, com rotação da parte inferior da laje em torno de duas charneiras passantes pelo canto interior do pilar (rotação essa que apresenta uma componente em relação à bissetriz do canto). A superfície de separação poderia ser idealizada em (a)-(b)-(c) da figura 1.3.15: uma parte da laje permaneceria ligada ao pilar nas proximidades de seu canto interior, ao passo que ao longo dos dois trechos laterais da charneira a laje apresentaria duas protuberâncias sobre as partes da laje que continuariam solidárias com o pilar. A primeira parte, junto ao canto, lembra o caso dos pilares interiores, e foi efetivamente observada em fase de ruína, na qual também se notou algum deslocamento vertical entre essa parte da laje, ainda solidária com o pilar, e a parte móvel. As duas protuberâncias laterais distinguem radicalmente estas configurações de ruína das dos pilares interiores.

Nos EdL 18 e 19 as configurações de ruína são basicamente a mesma esquematizada na figura 1.3.15, com algumas pequenas diferenças: no EdL 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 outros elementos-de-laje; no EdL 19, as partes da laje que continuaram solidárias com o pilar apresentaram, nas faces laterais, protuberâncias maiores.

Essa superfície de separação poderia ser imediatamente esquematizada de maneira mais simples, como em (d) - (e) da figura 1.3.15, mantendo-se ainda os cortes de (c). As duas charneiras seriam substituídas por uma única, normal à bissetriz do canto; cada uma das superfícies de separação nas partes laterais da charneira seria agora regradada, definida pela charneira, por reta paralela à face do pilar no paramento superior da laje, por uma vertical nas vizinhanças do canto interior (chanfrado) do pilar e, finalmente, por uma simples reta na face lateral da laje; a protuberância do canto do pilar seria definida por um conóide, tendo como diretrizes um segmento da charneira e, no paramento superior da laje, um semi-círculo. Na verdade interessam as projeções desses contornos sobre o plano da charneira (d, figura 1.3.15), as quais definirão os estribos ativos (c, figura 1.3.15).

As configurações de ruína evidenciam claramente que armaduras diagonais "clássicas" (análogos às empregadas para pilares interiores, ascendentes a 45° do paramento inferior da laje para as faces internas do pilar) seriam absolutamente inadequadas; junto às bordas de canto seriam aproximadamente paralelas à superfície de separação, somente podendo ter alguma utilidade nas vizinhanças do canto interior do pilar. Mas, se no caso de pilares interiores essas barras já são pouco aproveitáveis para a armadura de flexão, aqui seriam completamente inúteis. Confirmasse, portanto, a adequabilidade dos estribos como armadura transversal.

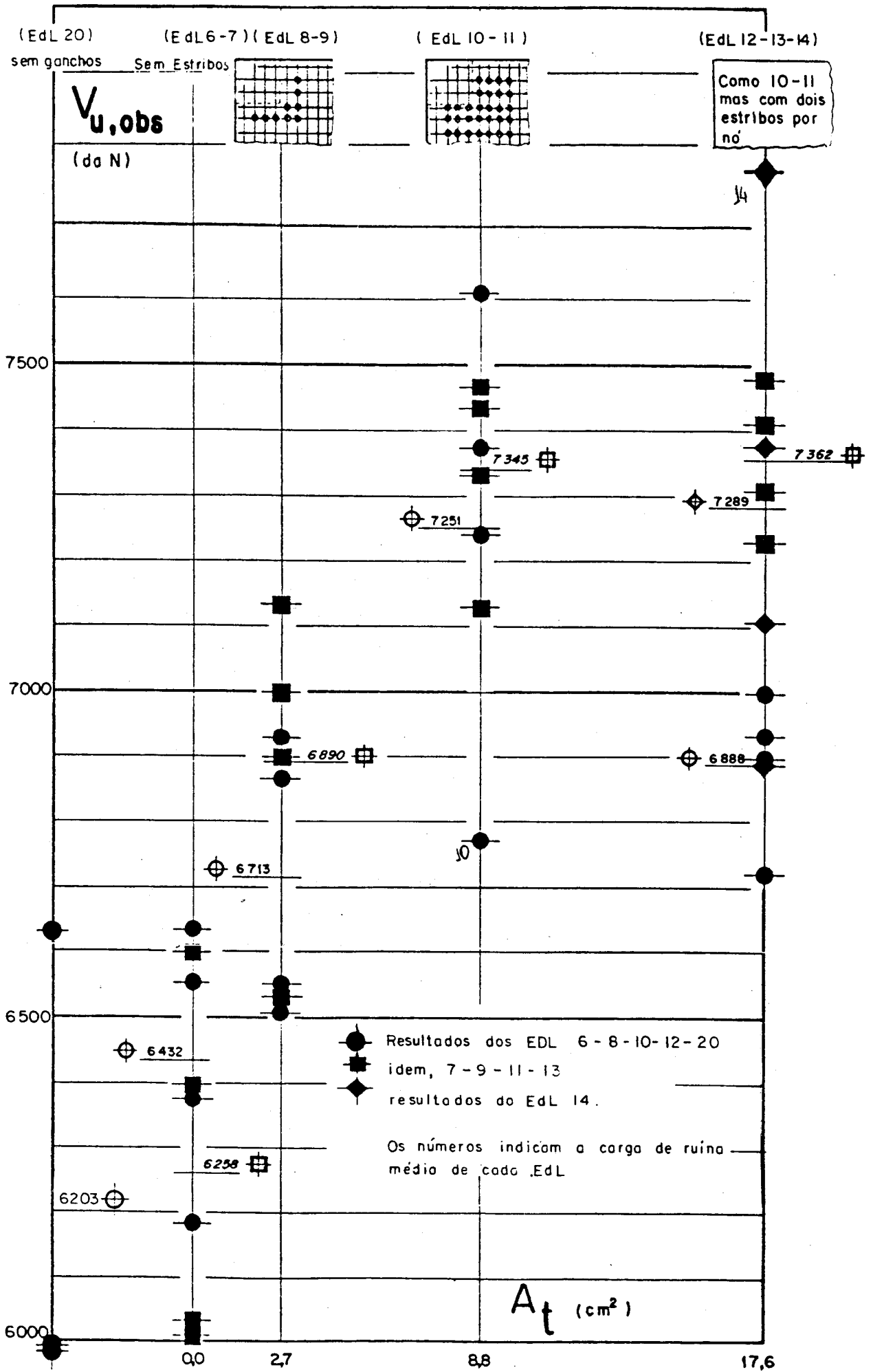


Figura 1.3.13

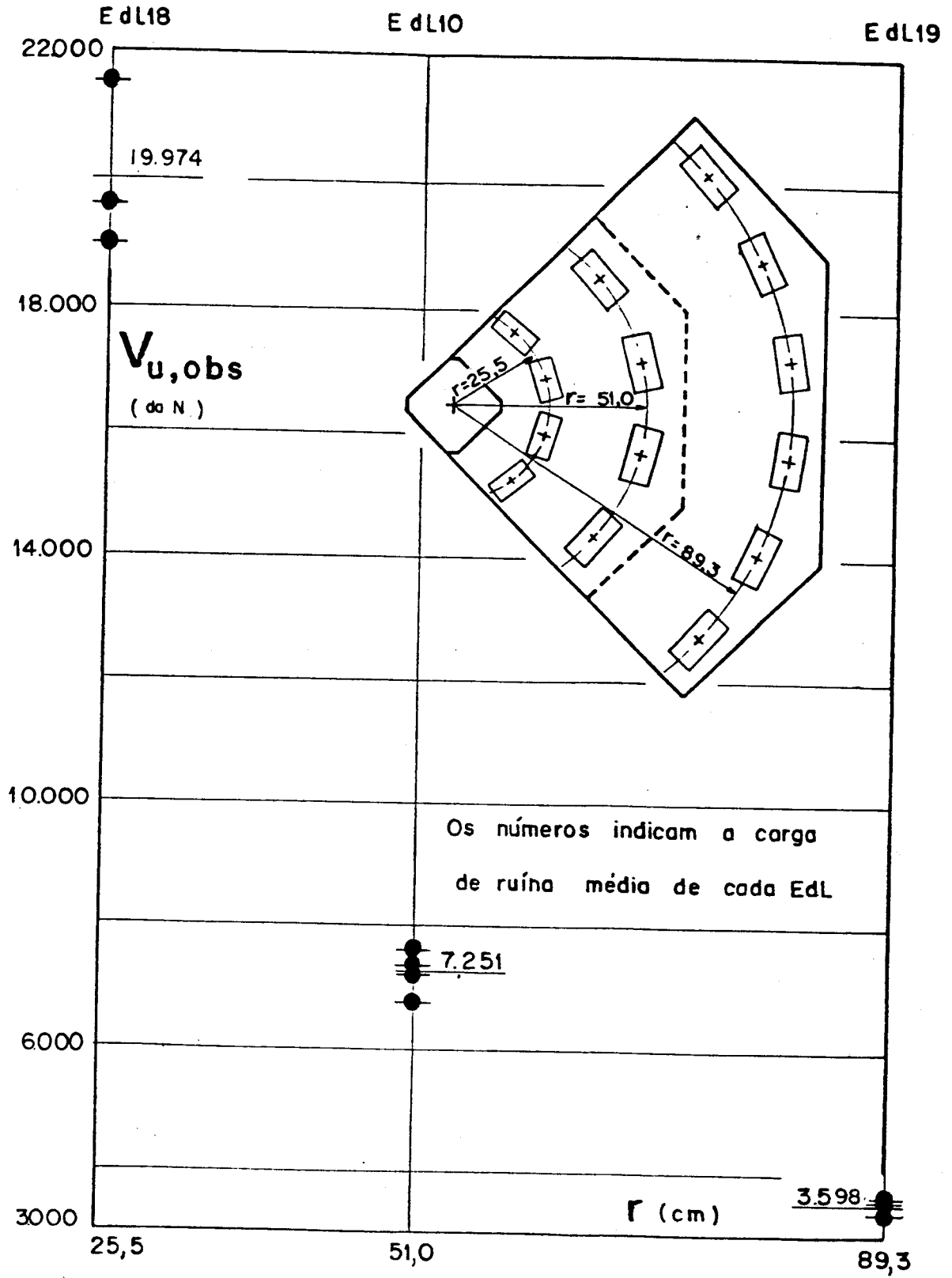


Figura 1.3.14

1.3.4 - Experimentação para as bordas

Os casos de ligações de borda já ensaiados correspondem aos EdL 15, 16, 17, 22, 27, 28 e suas características estão representadas nas figuras 1.3.8 e 1.3.9.

As cargas de ruína estão representadas nas figuras 1.3.16 e 1.3.17.

No EdL 15 (sem estribos) e EdL 22 (sem estribos e sem ganchos), a ruína se deu por punção, com configuração de ruína que se assemelha a do caso dos pilares interiores em que há a formação de superfície tronco-cônica envolvendo todo o contorno do pilar; no caso do EdL 15 e EdL 22 há a formação parcial dessa superfície, não havendo entretanto, o envolvimento de todo o contorno do pilar. A ruína se deu bruscamente, sem que houvesse qualquer indício prévio mais evidente, com grande deslocamento transversal repentino da laje em relação ao pilar, observando-se porém deslocamentos muito pequenos ao longo da borda. A configuração de ruína poderia ser idealizada como na figura 1.3.18: A superfície de ruína teria na face superior da laje a forma de uma semi-circunferência, e na face inferior acompanharia o contorno da seção do pilar; essa superfície de ruína ficaria restrita a uma região interna da laje, não atingindo a borda.

Nos EdL 16, 27 e 28 (com estribos simples) e no EdL 17 (com estribos duplos), a ruína ocorreu com predominância da flexão, e a configuração de ruína nos quatro casos, poderia ser idealizada como na figura 1.3.19, notando-se agora ligeira semelhança com o caso dos pilares de canto. Pode-se supor que devido à ação dos estribos há a modificação da superfície de ruína esquematizada na figura 1.3.18, ficando essa superfície reduzida agora somente ao contorno do lado interno do pilar, havendo também o aumento da inclinação da geratriz dessa superfície em relação à horizontal. Ao contrário do que ocorre nos EdL 15 e 22, a ruína não se dá bruscamente, evidenciando-se indícios da proximidade da ruína: grandes aberturas de fissuras, princípio

de plastificação do concreto na face inferior da laje e grandes rotações da laje; a ruína ocorre então com o escoamento da armadura de flexão e a plastificação do concreto na face inferior da laje. As charneiras formadas com a plastificação do concreto poderiam ser idealizadas como na figura 1.3.19d: uma charneira paralela e junto ao lado interno do pilar, e duas charneiras inclinadas de 45° em relação a primeira, dos cantos interiores do pilar até a borda da laje. A rotação da laje se dá predominantemente em torno da charneira paralela ao lado interno do pilar. A exemplo dos EdL 15 e 22, observaram-se também deslocamentos transversais muito pequenos ao longo da borda da laje.

Por outro lado, nos três EdL, a direção das fissuras na face lateral da laje e na fase superior junto à borda (figuras 1.3.10.a e c, 1.3.19.a e c), e os deslocamentos transversais muito pequenos ao longo da borda da laje, parecem indicar a ação predominante de momento de torção, ao longo dessa borda.

Da análise das configurações de ruína esquematizadas nas figuras 1.3.18 e 1.3.19 resulta a indicação da armadura transversal ativa na resistência da ligação laje-pilar, figura 1.3.20: praticamente todos os estribos localizados na primeira e segunda filas paralelas ao contorno do pilar e boa parte dos estribos da terceira fila, seriam bastante ativos, mas poucos estribos da quarta fila contribuiriam na resistência da ligação; com relação aos ganchos das barras de flexão, apenas seis, os três de cada lado mais próximos do pilar, poderiam contribuir nessa resistência. (Figura 1.3.20.c).

1.3.5 - Conclusões

A partir de experimentação já realizada, algumas conclusões gerais já podem ser alinhadas:

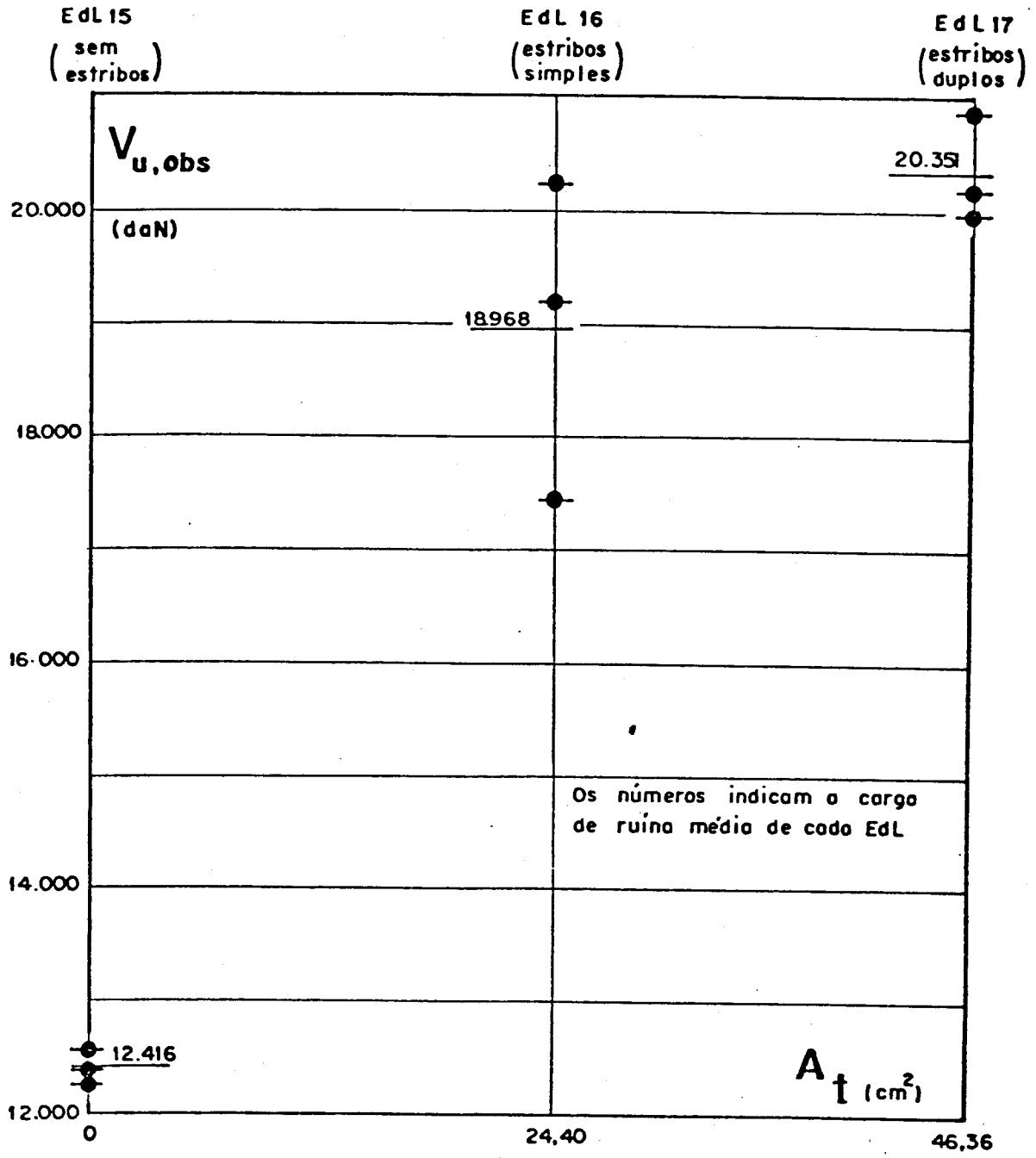


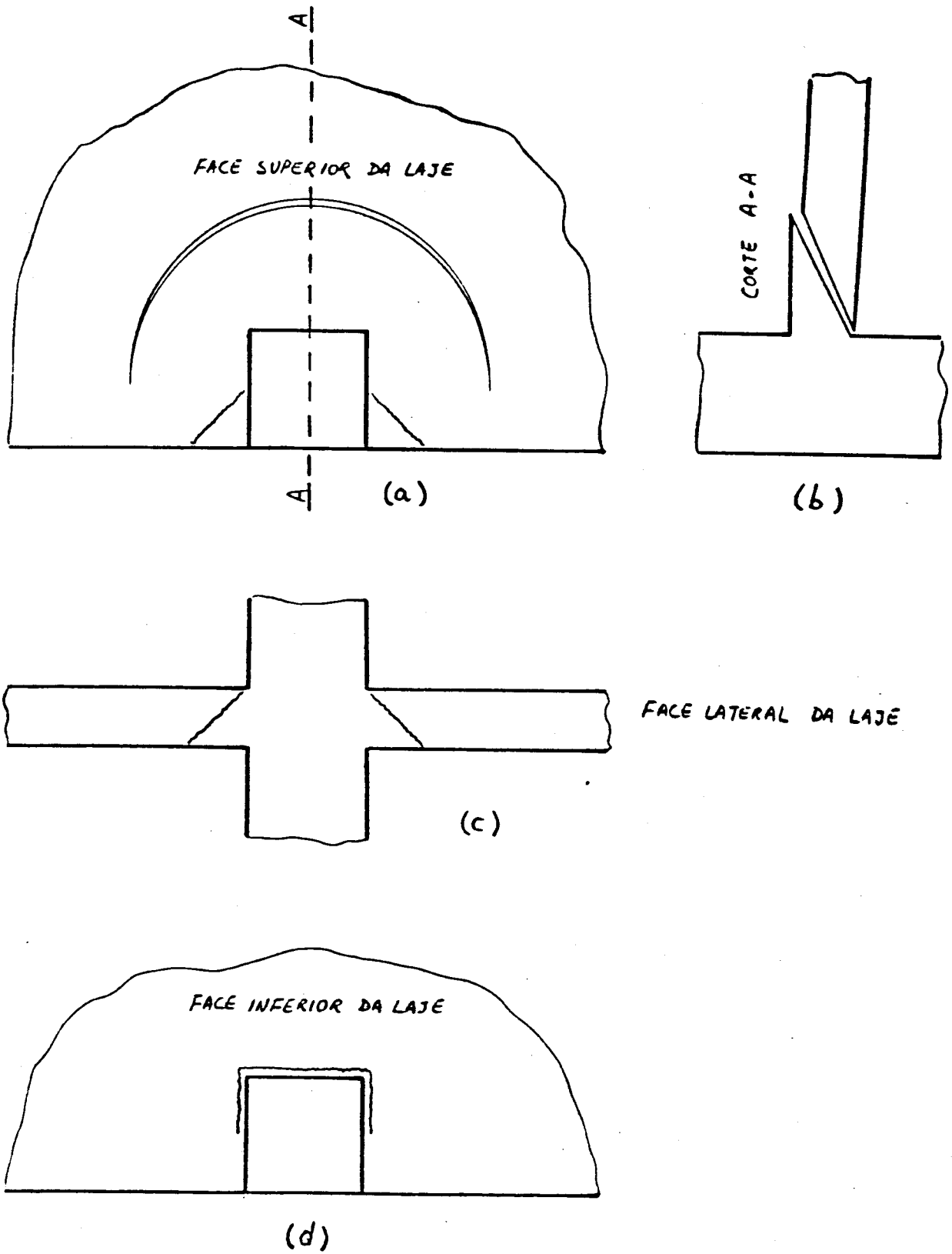
Figura 1.3.16

MODELO	IDADE (dias)	h(cm)	ρ (%)	ARMADURA TRANSVERSAL	V_u (kN)	f_{c35} (MPa)	f_{t35} (MPa)
22/1	35		$\rho_x = 1,30$ (ϕ 10 mm c/ 5,7 cm)	0	136	41,3	3,6
22/2	35	10	$\rho_y = 1,64$ (ϕ 10 mm c/ 4,5 cm)	sem estribos e sem ganchos	126	34,3	3,2
22/3	65				132	34,6	3,3
27/1	35		$\rho_x = 0,93$ (ϕ 8 mm c/ 5,7 cm)	80 estribos de	149	32,3	2,8
27/2	35	10	$\rho_y = 1,18$ (ϕ 8 mm c/ 4,5 cm)	ϕ 6,3mm(22,72 cm ²)	165	40,6	3,5
27/3	90			+ ganchos	160	34,9	3,5
28/1	35		$\rho_x = 1,34$ (ϕ 8 mm c/ 5,3 cm)	80 estribos de	112	34,3	3,1
28/2	35	7,5	$\rho_y = 1,69$ (ϕ 8 mm c/ 4,2 cm)	ϕ 6,3mm(22,72 cm ²)	113	40,8	3,2
28/3	80			+ ganchos	94	32,0	3,2

ρ_x = taxa de armadura de flexão da laje relativa às barras com direção normal à borda da laje.

ρ_y = idem - barras com direção paralela à borda da laje.

Figura 1.3.17



Configuração de ruína do EdL 15 e do EdL 22.

Figura 1.3.18

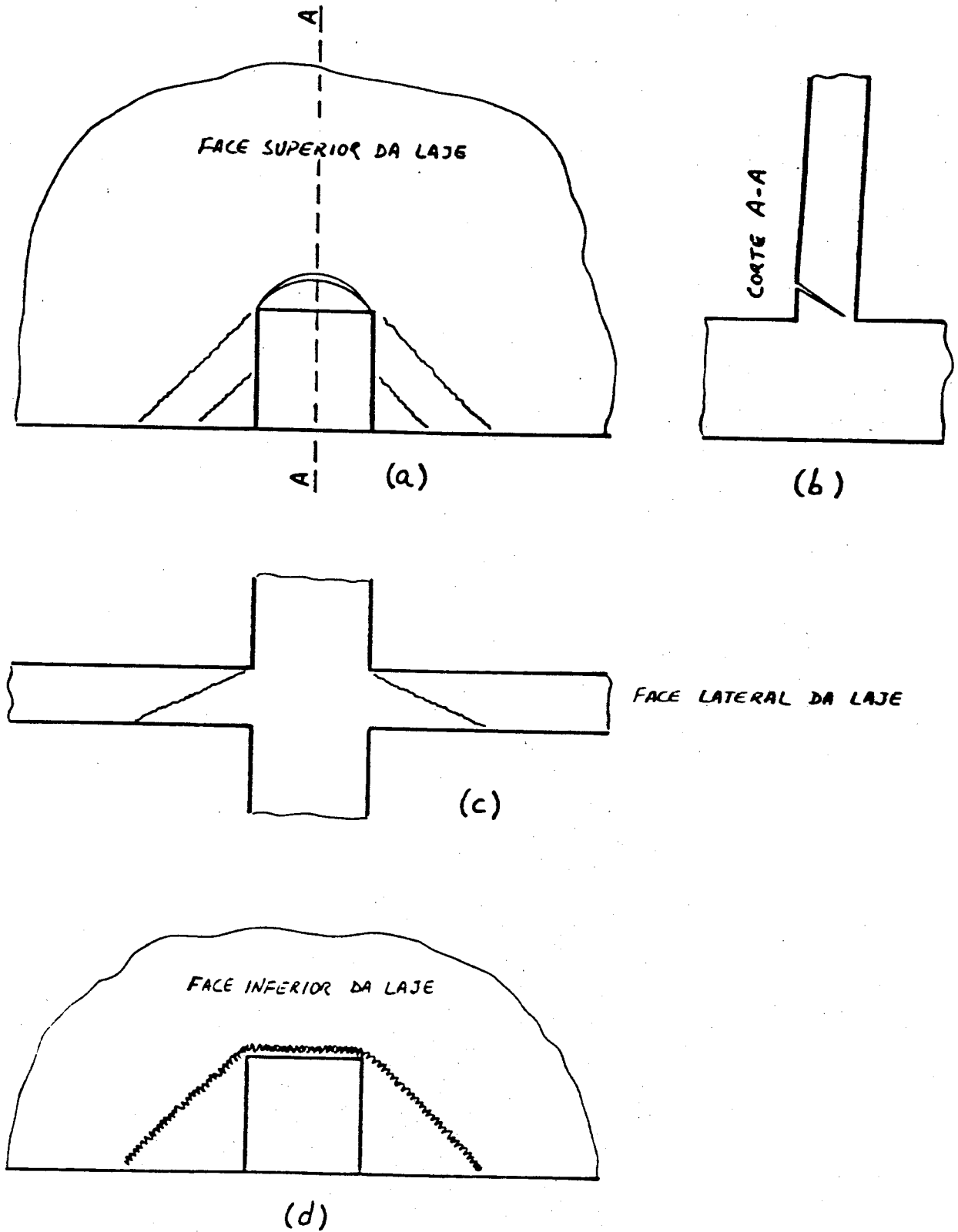


Figura 1.3.19-Configuração de ruína dos EdL 16, 17, 27 e 28.

- a carga de ruína aumentou apreciavelmente como consequência da presença dos estribos. Mediram-se aumentos de cerca de 14% nos cantos, e de até 64% nas peças de borda;

- em vista da peculiar superfície de separação, as armaduras transversais de barras dobradas, utilizáveis nos casos de pilares interiores com solicitação simétrica (ou quase), seriam em grande parte inúteis;

- consequentemente, somente têm sentido armaduras transversais constituídas por estribos verticais (e pelos ganchos da armadura de flexão), cuja utilização é, aliás, muito aconselhável, por acarretarem aumento apreciável da carga de ruína e, embora somente na fase última, menor deformabilidade da laje;

- é aconselhável que esses estribos verticais sejam distribuídos de maneira aproximadamente uniforme pela "região crítica", delimitada pelas faces interiores do pilar e pelas paralelas a essas faces à distância $2h$ (ou, no mínimo, $1,5h$);

- 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 (tais prolongamentos são construtivamente adequados, e não se notou qualquer diferença significativa entre os modelos com esses prolongamentos e os dotados de armadura inferior pos-tiça);

- nos cantos, em que a ruína sempre se deu com predominância da flexão (escoamento das barras de flexão seguido de esmagamento do concreto, grandes rotações e pequenas translações verticais), não se observou diferença entre as cargas de ruína obtidas com ρ_1 (um estribo por cruzamento) e $2\rho_1$ (dois estribos em cada cruzamento), ao passo que essa diferença foi medida no caso das bordas (res-

pectivamente 53% contra 64%). Nesta, $\rho_t = 0$ e $\rho_t = \rho_1$ corresponderam a ruína com predominância da punção (visualmente, grandes translações verticais, sem esmagamento do concreto na face inferior), enquanto que com $\rho_t = 2 \rho_1$ a ruína se deu novamente por flexão, sugerindo que, como nos cantos, não haveria vantagem em ultrapassar essa taxa de estribo;

- como armadura transversal adicional, tanto nos cantos como nas bordas, os ganchos das barras de flexão não contribuem de maneira significativa no aumento da carga de ruína, como se pode observar comparando-se as cargas de ruínas das peças sem estribos e sem ganchos;

- 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 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 nos EdL 18 (exceção feita aos estribos), mas praticamente não alterou a configuração de ruína, sendo que as pequenas diferenças já foram comentadas.

1.4 - Panorama da Pesquisa Executada

Na experimentação aqui relatada ensaiaram-se modelos que representam dois elementos-de-laje, os EdL 23 e 24, cada um repetido três vezes.

Os dois elementos de lajes, que representam ligações laje-pilar em bordas de lajes intermediárias de edifício de vários pavimentos, tem laje de espessura 10cm e pilar de seção quadrada 20×20 cm²; são as mesmas dimensões das peças correspondentes aos EdL 1 a 14, 18, 19 e 20 (cantos), e EdL 15, 16, 17, 22 e 27 (bordas), ensaiadas anteriormente, e portanto podemos imaginar que todas estas peças pertencem ao mesmo conjunto de painéis de um edifício, permitindo maiores possibilidades de comparações e extrapolações.

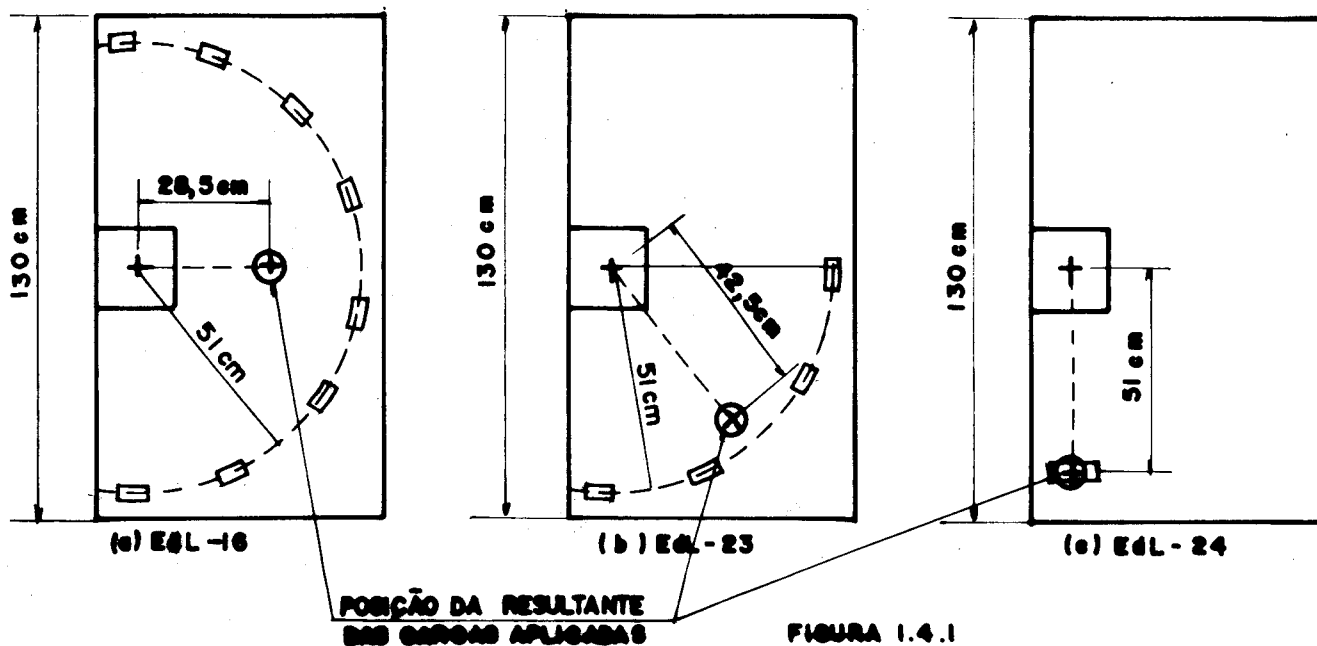
Também as características das armaduras de flexão e do concreto são idênticas às das peças acima citadas, isto é:

- armadura de flexão da laje executada com aço CA-50A, 10mm, disposta em rede de malhas retangulares de $5,7 \times 4,5\text{cm}^2$;
- concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$.

A armadura transversal será composta de estribos verticais de aço CA-25, $\phi 6,3\text{mm}$. Ela será constituída de um estribo em cada nó, o qual será ancorado em cima nas barras de flexão e em baixo no prolongamento dos ganchos de ancoragem das barras de flexão.

O objetivo principal deste estudo é a avaliação da influência da mudança de posição da resultante das forças parciais que são aplicadas sobre a laje (Figura 1.4.1). No EdL 23 a posição da resultante sobre a laje está no plano diagonal do pilar, e no EdL 24 está no plano paralelo ao da face lateral da laje. Com os resultados destes dois modelos, faz-se a comparação com o modelo EdL 16, cuja posição da resultante sobre a laje está no plano normal a borda (Figura 1.4.1).

Mediram-se deslocamentos transversais da laje por meio de defletômetros mecânicos, as deformações das armaduras e do concreto por meio de extensômetros elétricos de resistência, e o carregamento mediante dinamômetros LE-EESC instrumentados com extensômetros elétricos.



2. OS MODELOS E OS ENSAIOS

2.1 - Os Elementos de Laje

As dimensões para os modelos aqui examinados foram adotadas com base nos modelos das quatro fases anteriores, ou seja, espessura da laje $h = 10\text{cm}$ e pilar quadrado de $20 \times 20\text{cm}^2$ com chanfros de $2 \times 2\text{cm}^2$ nos quatro cantos (figura 2.1), pois a experiência anterior mostrara que, com essas dimensões, a instrumentação não provocava perturbações sensíveis no comportamento das peças durante o ensaio.

Foram construídos e ensaiados 6 modelos, que representam dois elementos de laje (EdL 23 e 24 - figura 2.2). 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; com estes resultados, já da segunda fase em diante, decidiu-se reproduzir cada elemento de laje apenas três vezes. Isto resultou em maior simplicidade de construção e ensaio, além da apreciável economia. Ainda em função desta coerência dos resultados, restringiu-se a instrumentação com extensômetros elétricos, a apenas uma peça da amostra relativa a cada elemento-de-laje. Essas duas resoluções mostraram-se acertadas, pois como se verá no capítulo 4, os resultados aqui obtidos apresentam dispersões pequenas, comparáveis àquelas das peças de canto, confirmando-se a manutenção, nesta quinta fase da pesquisa, da boa qualidade da técnica utilizada na primeira fase.

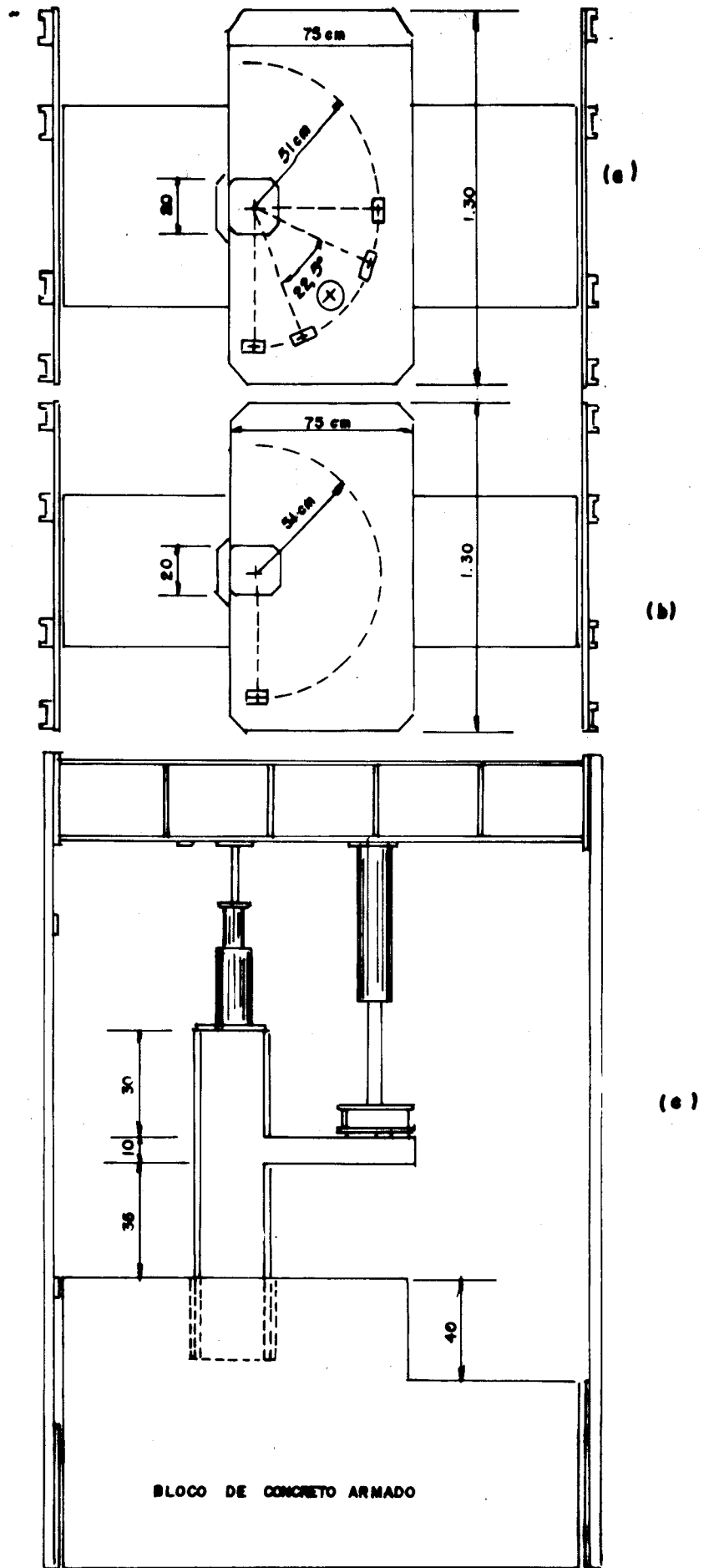


Figura 2.1

Todos os elementos de laje têm armadura de flexão formada por barras de $\phi 10\text{mm}$, de aço CA-50A, dispostas em malha retangular com espaçamento de 5,7cm nas barras com direção normal à borda da laje, e com espaçamento de 4,5cm nas barras com direção paralela à borda da laje (figura 2.2.a); os espaçamentos desiguais tinham por objetivo a compensação da diferença de altura útil nas duas direções, respectivamente 9cm e 8cm, da maneira que se obtivessem momentos de ruína iguais.

Os estribos verticais que constituem a armadura transversal foram confeccionados com barras de $\phi 6,3\text{mm}$, de aço CA-25, ancoradas na extremidade superior nas barras de flexão paralelas à borda da laje, e na extremidade inferior nos prolongamentos dos ganchos de ancoragem das barras de flexão normais à borda da laje (Figuras 2.2.b e 2.2.c). Esses estribos foram distribuídos numa "região crítica" delimitada por retas distantes $h/\text{tg } 30^\circ \approx 17,5\text{cm}$ dos lados do pilar (figura 2.2.a) 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 NBR-6118, mas foi conservada para se manter coerência com o estudo anterior.

Os dois elementos de laje estudados representam lajes intermediárias em edifícios de vários pavimentos; a continuidade do pilar é simulada durante o ensaio com pré-compressão aplicado a ele por meio de macaco hidráulico. Esses dois elementos diferenciam-se apenas pelo plano de atuação do momento fletor e podem ser assim identificados:

- a) EdL 23, representados pelos modelos 23/1, 23/2 e 23/3, cujo plano de atuação do momento fletor é o plano diagonal do pilar (PDP - Figura 1.4.1b).
- b) EdL 24, representados pelos modelos 24/1, 24/2 e 24/3, cujo plano de atuação do momento fletor é o plano paralelo ao da face lateral da laje (PPFL - Figura 1.4.1c).

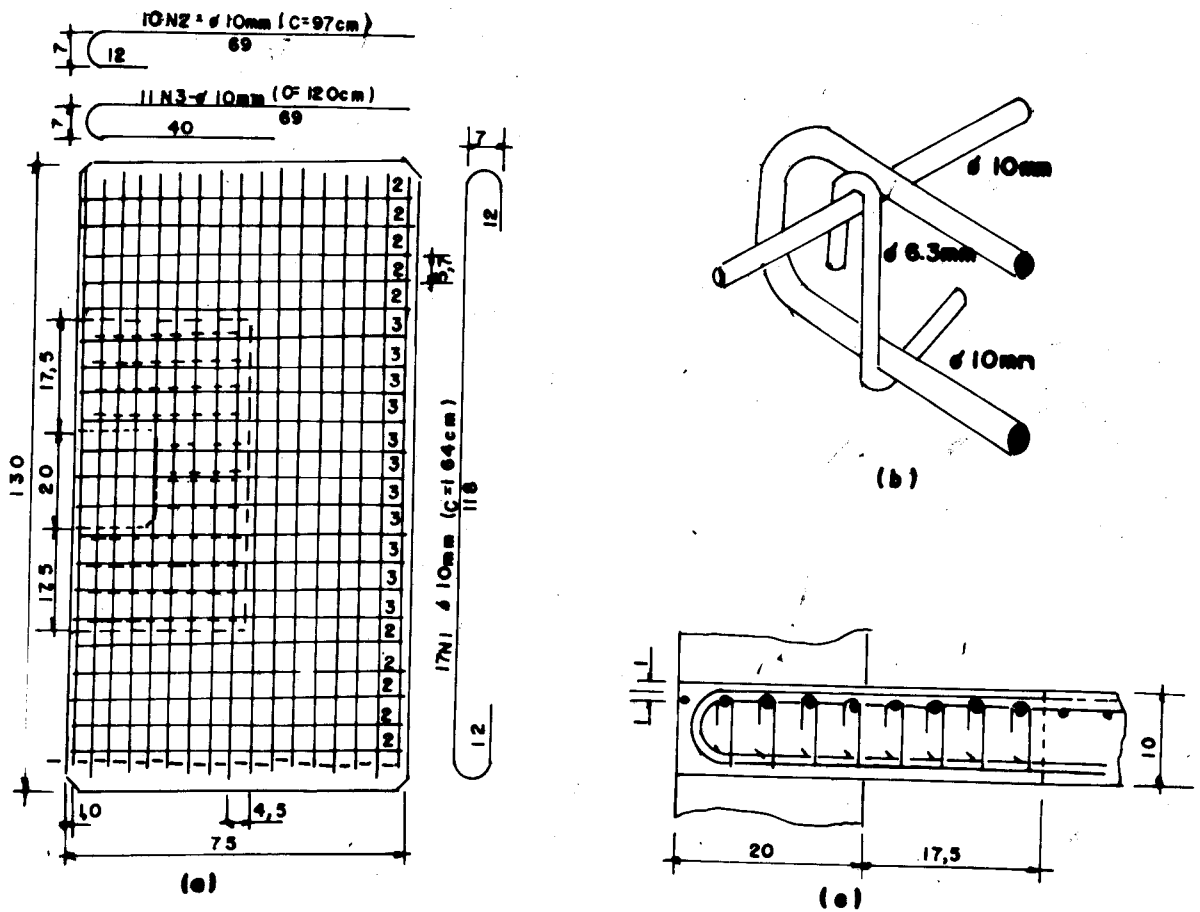


Figura 2.2

Como já se salientou anteriormente, os modelos analisados são elementos-de-laje que representam apenas a porção da laje próxima do pilar, suficiente para a observação do comportamento da ligação laje-pilar e para a simulação do carregamento. Este tipo de solução tem a vantagem de reduzir o tamanho dos modelos e de simplificar os seus ensaios sem prejuízos sensíveis nos resultados, e são adotados na maioria dos ensaios relativos ao estudo da punção em lajes-cogumelo.

A carga foi aplicada segundo um arco de círculo com centro coincidente com o centro do pilar. Admitiu-se, como nas fases anteriores, esse arco de círculo como sendo o lugar geométrico dos pontos de momento nulo, e portanto, com raio $r = 0,22l$; admitindo-se que a redução do protóti-

po 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 tamanho de painéis, muitos dos quais não usuais em edifícios correntes.

No elemento-de-laje EdL 23 aplicou-se a carga V no plano diagonal do pilar, a 42,5cm do centro do pilar, me diante dois macacos hidráulicos, repartindo-a em quatro pla cas retangulares localizadas numa coroa de círculo de raio médio $r = 51\text{cm}$ em relação àquele centro (Figura 2.1.a). No elemento de laje EdL 24 aplicou-se a carga V no plano para lelo ao da face lateral da laje, a 51cm do centro do pilar, mediante um macaco hidráulico, através de uma única placa retangular localizada numa coroa de círculo de raio médio $r = 51\text{cm}$ em relação àquele centro (Figura 2.1.b).

2.2 - Dispositivos de Ensaio, Instrumentação e Procedimen- to do Ensaio

A montagem do ensaio está esquematizada na figura 2.1 onde a estrutura de reação é composta de um bloco de concreto armado no qual é engastada a parte inferior do pilar do modelo, e quatro pórticos metálicos interligados e vinculados ao bloco de concreto, que servem de reação ao macaco hidráulico de carregamento e ao macaco de pré-compressão do pilar.

Para a realização, controle e registro das medidas utilizaram-se os seguintes equipamentos:

- a) dinamômetros LE-EESC instrumentados com exten sômetros elétricos de resistência, para a medi da das cargas aplicadas pelos macacos hidráulicos;
- b) extensômetros elétricos de resistência Kyowa com grade de comprimento 10mm, para medida de deformações das armaduras e do concreto;

- c) indicador de deformações TEPIC-HUGGENBERGER, para o controle das cargas indicadas pelos dinamômetros;
- d) sistema de aquisição de dados da Hewlett-Packard modelo 2.012, que registra automaticamente em fita de papel perfurável, os valores das cargas indicadas pelos dinamômetros e das deformações indicadas pelos extensômetros;
- e) defletômetro mecânico Mitutoyo de sensibilidade 0,01mm para a medida dos deslocamentos transversais da laje;
- f) régua comparadora LNEC para a avaliação das aberturas das fissuras;
- g) lupa comparadora Mitutoyo para avaliação das aberturas de fissuras;
- h) decodificador de fita de papel perfurada Singer Flexo Writer modelo 2.301, para decodificação das leituras efetuadas pelo sistema de aquisição de dados;
- i) microcomputador UNITRON AP-II TI para cálculo automático de deslocamentos verticais (leitura feita nos defletômetros durante o ensaio) e deformações dos extensômetros;
- j) impressora GRAFIX - MX 80 acoplada ao microcomputador UNITRON AP-II TI para a impressão das tabelas de cargas nos macacos, deslocamentos transversais e deformações dos extensômetros;
- k) calculadora Hewlett-Packard modelo 9.810 A acoplada à "ploter" Hewlett-Packard modelo 9.862 A, para realização de gráficos carga x deslocamentos e carga x deformação.

Quanto a instrumentação dos modelos, nas figuras 2.3 e 2.4, indica-se a localização dos extensômetros elétricos e dos defletômetros.

Os extensômetros da armadura estão distribuídos nos modelos de modo a permitir a obtenção do maior número de informações sem provocar grande perturbação ao quadro de fissuração. Esta instrumentação com extensômetros elétricos não foi utilizada em todos os modelos, mas em apenas dois, cada um representando um EdL: são eles os modelos 23/3 e 24/3. Este procedimento, adotado após a constatação da homogeneidade dos resultados de cada EdL nos ensaios relativos aos cantos de lajes realizados anteriormente no LE-EESC, reduzindo o número de modelos instrumentados, permitiu executar instrumentação abundante desses modelos sem incorrer em acréscimo de custo.

A fixação e a proteção dos extensômetros elétricos foram realizadas segundo técnica desenvolvida pelo LE-EESC, e os defletômetros foram montados sobre uma armação metálica que é presa ao pilar do modelo logo abaixo da laje; dessa maneira eles são referidos diretamente ao pilar.

O carregamento aplicado pelo macaco hidráulico é distribuído sobre quatro placas retangulares (EdL 23) e uma placa retangular (EdL 24) de $7,5 \times 15\text{cm}^2$, dispostas em arco de circunferência de raio 51cm em relação ao centro do pilar (Figura 2.1). Este carregamento é aplicado em parcelas correspondentes a cerca de 1/20 da carga de ruína prevista, dando-se os incrementos de carga de cinco em cinco minutos e fazendo-se a medida das deformações e dos deslocamentos dois minutos após a aplicação de cada incremento de carga. Durante todo o ensaio é mantida constante a pré-compressão de 200 kN do pilar, simulando-se desta forma a sua continuidade.

As fotografias no anexo ilustram alguns aspectos descritos neste parágrafo.

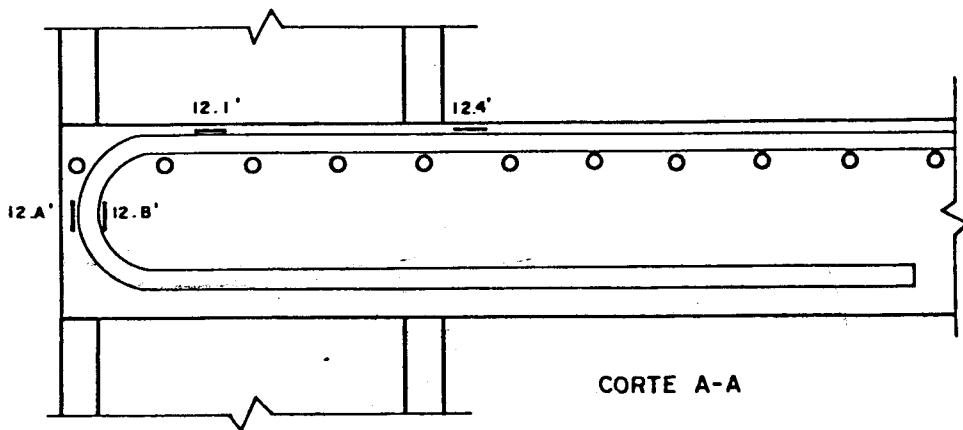
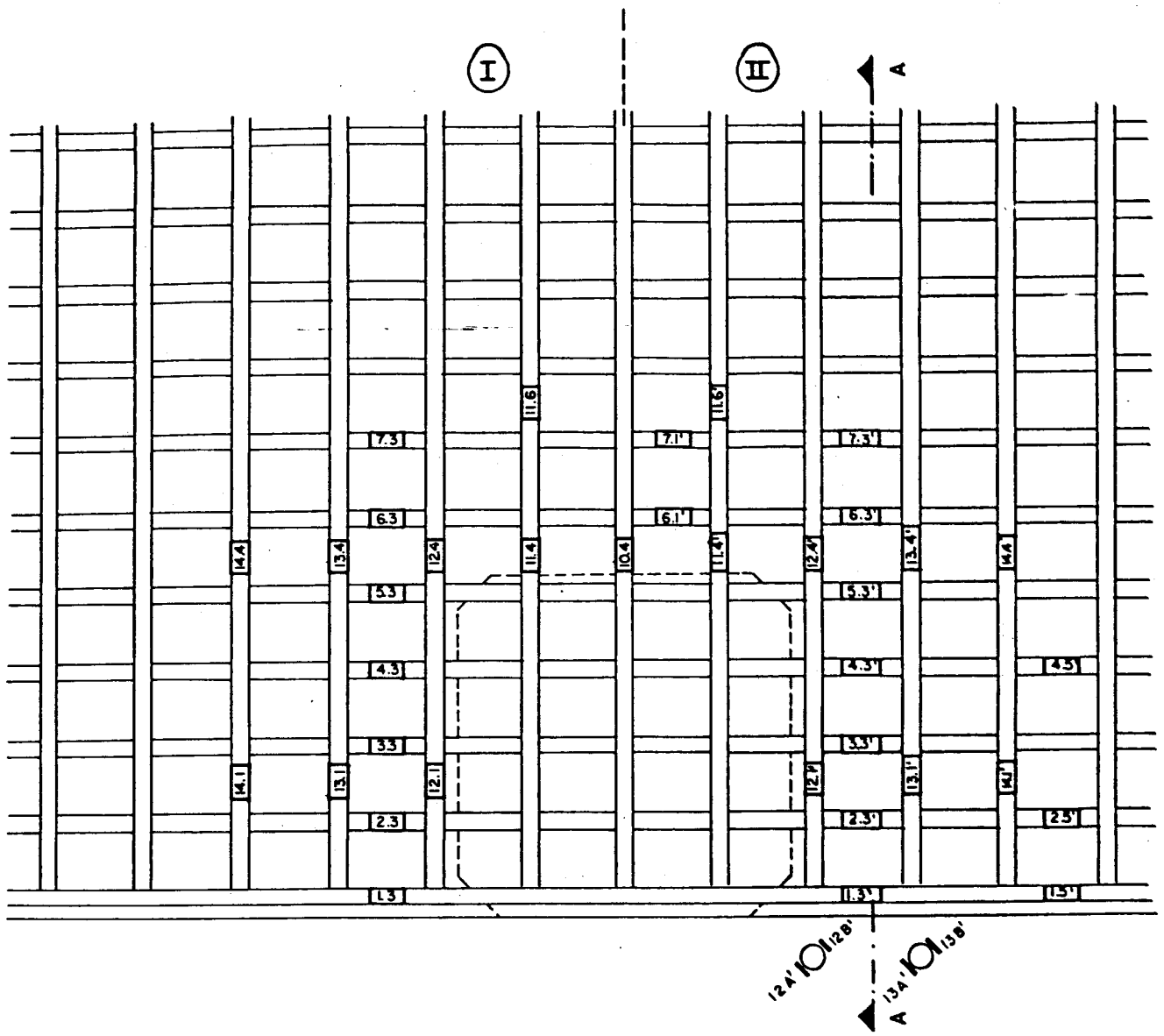


Figura 2.3.a - Instrumentação da armadura de flexão e dos seus ganchos.

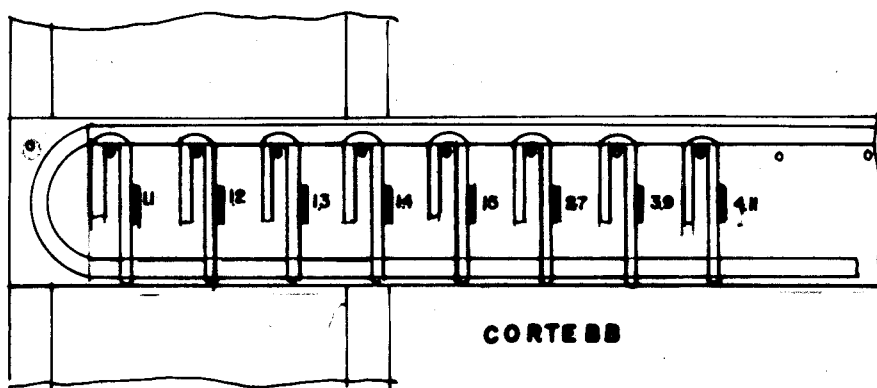
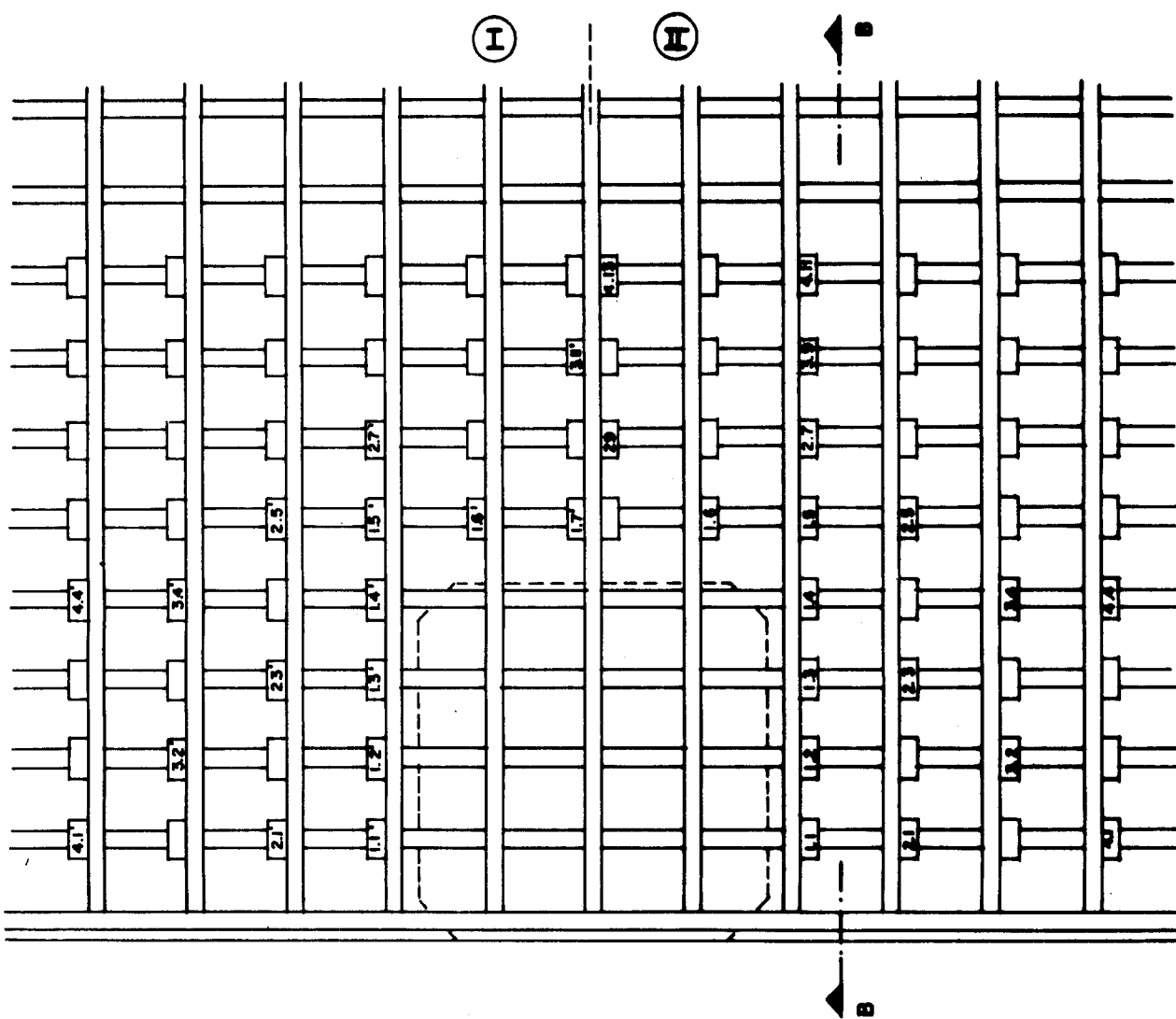


Figura 2.3.b - Instrumentação dos estribos

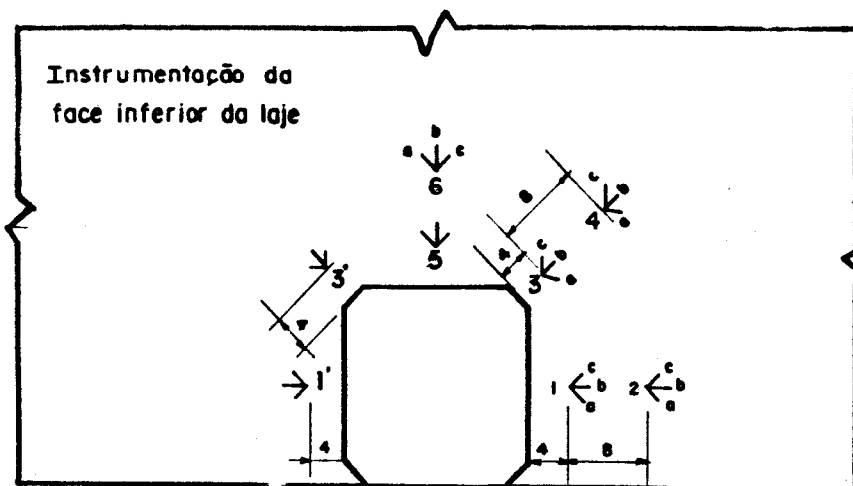


Figura 2.4.a - Instrumentação da face inferior da laje.

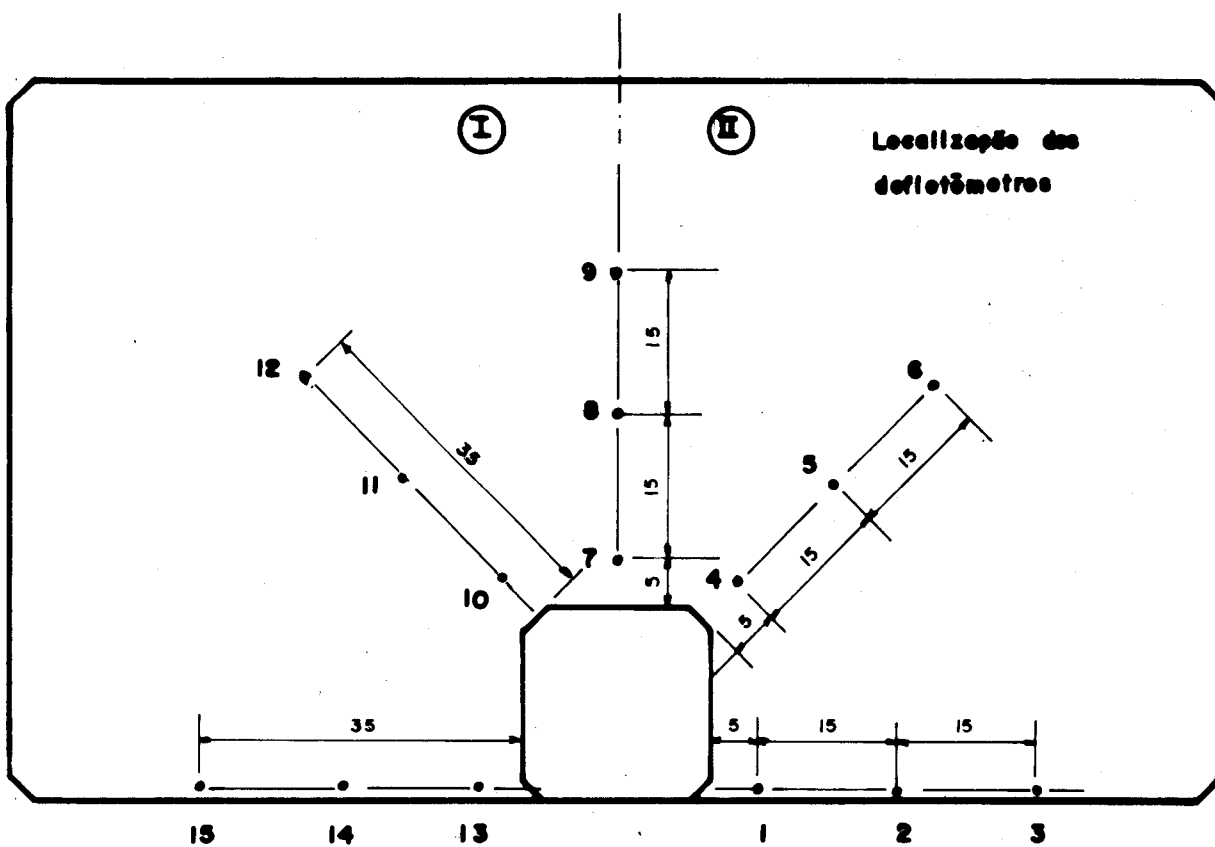


Figura 2.4.b - Localização dos defletômetros

2.3 - Materiais Utilizados

2.3.1 - Concreto

Procurou-se obter um concreto com f_{ck} em torno de 30 MPa, como na primeira fase da pesquisa (item 1.3); foi então adotado o traço 1:1,75:2,65 (em peso), com relação água/cimento igual a 0,42 (secando-se previamente a areia e a pedra), resultando $f_{ck} = 27,4$ MPa (item 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.

A mistura do concreto foi feita em betoneira de eixo inclinado, e para o adensamento do concreto no modelo, utilizou-se vibrador de agulha de diâmetro 25mm.

Simultaneamente a concretagem de cada modelo, confeccionaram-se catorze corpos de prova cilíndricos de diâmetro 15cm e altura 30cm. Oito corpos de prova foram ensaiados à compressão simples e outros seis à compressão diametral para a obtenção respectivamente, das resistências à compressão simples e à tração simples. Dos oito corpos de prova ensaiados à compressão simples, em dois mediram-se as deformações por meio de extensômetros elétricos para a obtenção da curva tensão-deformação; os extensômetros elétricos, dois para cada corpo de prova, foram colados diretamente na superfície do corpo de prova em posições diametralmente opostas.

2.3.2 - Aço

Para as armaduras de flexão foi utilizado aço CA-50A de bitola $\phi 10$ mm (3/8"), e para as armaduras transversais (estribos) utilizou-se aço CA-25 de bitola $\phi 6,3$ mm (1/4"). Na armadura longitudinal dos pilares utilizou-se aço CA-50A de bitola $\phi 12,5$ mm (1/2"), e para as armaduras

transversais utilizou-se aço CA-25 de bitola $\phi 5,0\text{mm}$ (3/16"). Dos aços da armadura de flexão e estribos da laje foram tira das amostras para a determinação do módulo de elasticidade e das tensões de escoamento e ruptura, cujos resultados estão apresentados no item 3.1.2.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS DOS ENSAIOS

3.1 - Materiais

3.1.1 - Concreto

As resistências do concreto à compressão e à tração simples obtidas nos ensaios dos corpos de prova são apresentadas na tabela 3.1.1 e 3.1.2.

Todos os corpos de prova foram ensaiados com 28 dias e considerando-se o conjunto de todos os corpos de prova (48 ensaios à compressão e 36 à tração), obtém-se os seguintes resultados (MPa):

$$\bar{f}_{c28} = 37,1 \quad ; \quad s = 5,9 \quad ; \quad f_{ck} = 27,4$$

$$\bar{f}_{t28} = 3,8 \quad ; \quad s = 0,4 \quad ; \quad f_{tk} = 3,1$$

As curvas tensão-deformação resultantes dos ensaios à compressão simples são apresentadas nas figuras 3.1.1 e 3.1.2; as curvas representadas nos gráficos são parábolas do segundo grau ajustadas pelo método dos mínimos quadrados aos valores experimentais; E_{co} é o valor da tangente à parábola na origem.

MODELO	f_{cj} (MPa)	\bar{f}_{cj}	f_{ck}
23/1	20,9-22,6-25,4-28,3-28,9-29,4-31,1-33,4	27,5	20,5
23/2	29,4-30,0-30,0-31,1-36,2-36,8-36,8-37,3	33,5	22,4
23/3	27,2-36,8-39,0-41,3-43,0-43,6-45,8-45,8	42,2	36,6
24/1	25,5-28,3-34,0-37,9-39,0-40,7-44,1-45,3	36,9	25,1
24/2	34,0-34,0-36,2-39,0-40,7-42,4-42,4-43,6	39,0	32,6
24/3	31,7-40,2-41,3-42,4-44,1-44,1-45,3-45,3	43,3	40,0

Tabela 3.1.1

MODELO	f_{tj} (MPa)	\bar{f}_{tj}	f_{tk}
23/1	3,1-3,2-3,5-3,5-4,1-4,2	3,6	2,9
23/2	4,0-4,1-4,4-4,4-4,4-4,8	4,4	3,9
23/3	3,4-3,4-3,6-4,0-4,0-4,1	3,7	3,2
24/1	3,5-3,6-3,6-3,8-3,8-4,1	3,7	3,4
24/2	3,0-3,0-3,4-3,5-3,5-3,5	3,3	2,9
24/3	3,4-3,6-3,8-3,8-3,8-4,4	3,8	3,2

Tabela 3.1.2

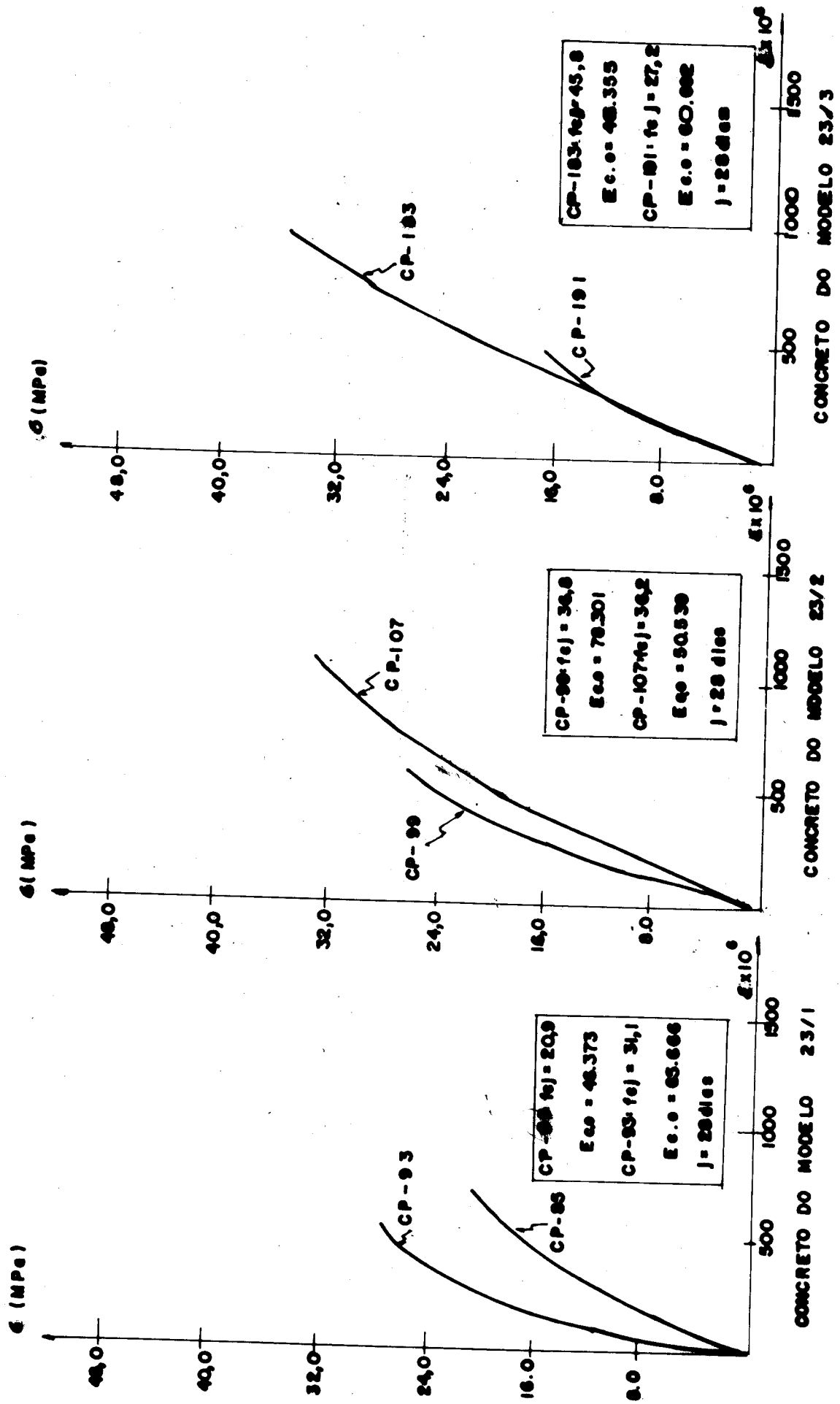


Figura 3.1.1.1 - Curva tensão-deformação do concreto do modelo EdL-23

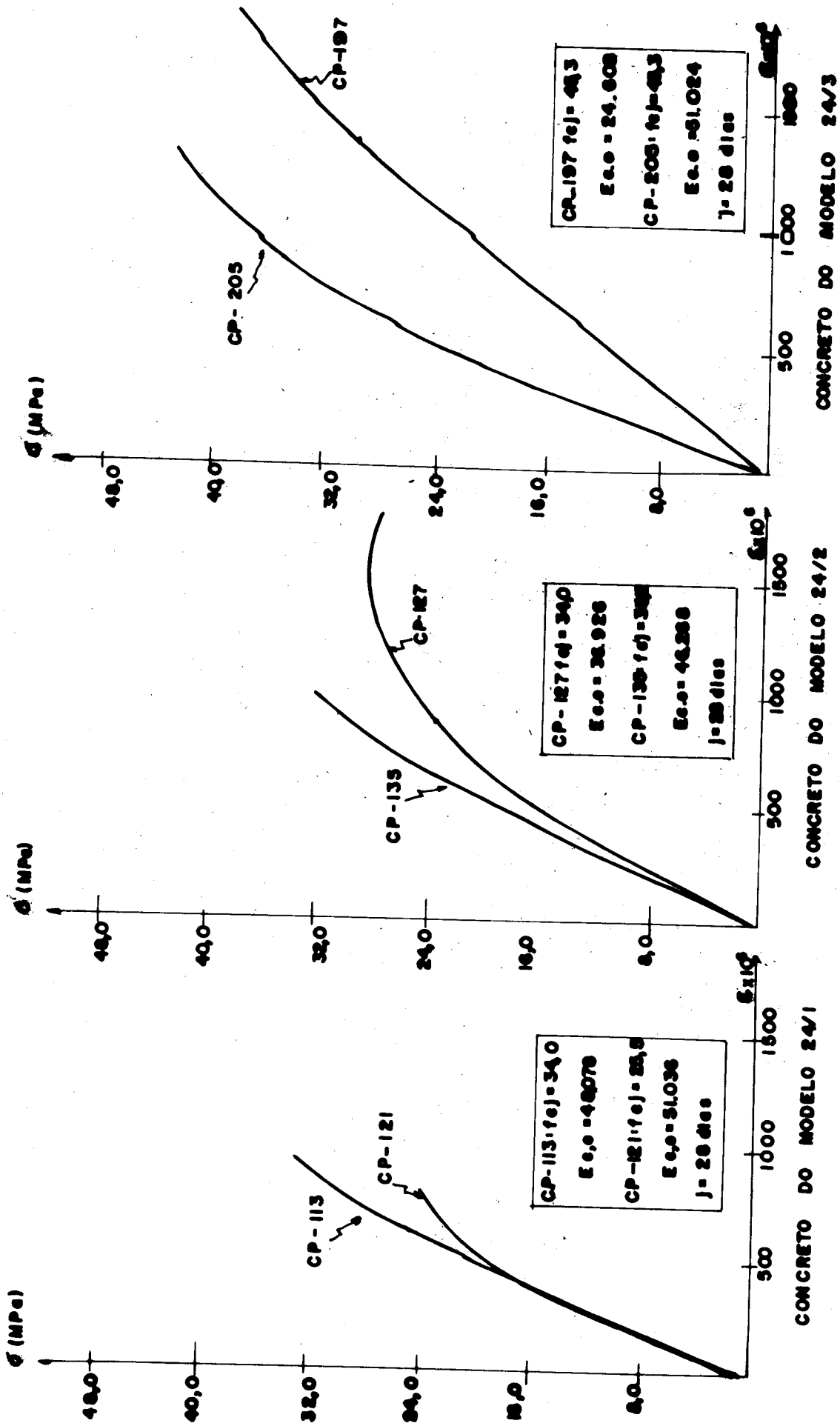


Figura 3.1.2 - Curva tensão-deformação do concreto do modelo EdL-24

3.1.2 - Aço

Para o ensaio do aço tomaram-se 5 corpos de prova (barras de aço com 30cm de comprimento) representativos de cada bitola utilizada. Dentre as 5 amostras, duas foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência KYOWA, com leituras realizadas a cada 2,5 kN aplicados às amostras pelo aparelho VERSATESTER 30M (Soiltest) e as leituras foram tomadas utilizando-se o indicador de deformações TEPIC (HUGGENBERGER ZURICH), possibilitando-se assim a elaboração da curva tensão x deformação do aço empregado.

As três demais amostras foram ensaiadas sem instrumentação, objetivando-se somente a determinação da carga de ruptura.

Nos elementos-de-laje EdL 23 e EdL 24 foram utilizadas duas bitolas de aço ($\phi 6,3\text{mm}$ CA-25 e $\phi 10,0\text{mm}$ CA-50) e as respectivas curvas tensão x deformação estão nas figuras 3.1.3 e 3.1.4.

As seções média das barras foram obtidas multiplicando-se o peso de uma barra de 30cm de comprimento pela sua densidade ($\gamma = 7,85 \text{ g/cm}^3$), e dividindo este resultado pelo comprimento da barra.

Como se percebe pelos resultados apresentados (Fig. 3.1.3), o aço comprado como CA-25, apresentou características do CA-50, porém este fato não prejudicou a análise dos resultados dos ensaios conforme se verá no item 4.1.4.

3.2 - Elementos-de-laje

3.2.1 - Preliminares

Nos próximos itens deste trabalho, apresentam-se os resultados relativos aos ensaios dos modelos.

Cabe lembrar aqui que as medidas das deformações por meio de extensômetros elétricos foram realizadas somente nos modelos 23/3 e 24/3, conforme se comentou no item 2.3.

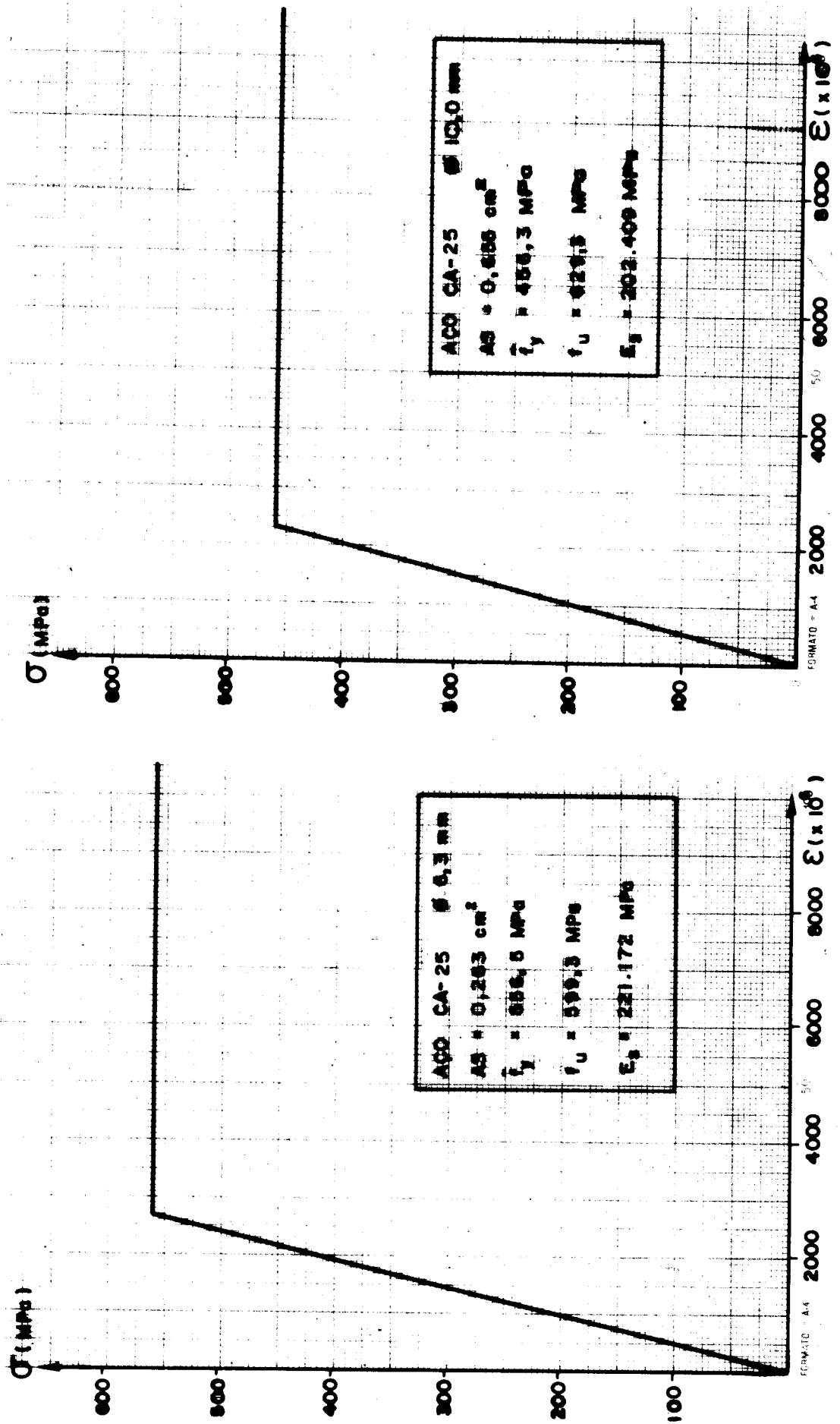


Figura 3.1.4

Figura 3.1.3

Como orientação para a leitura dos parágrafos seguintes, indica-se na tabela a seguir as medidas efetuadas durante o ensaio de cada modelo.

ELEMENTO DE LAJE	MODELO	ABERTURA DE FISSURAS	DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS E NO CONCRETO	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS
EdL 23	23/1	SIM	NÃO	SIM
	23/2	SIM	NÃO	SIM
	23/3	NÃO	SIM	SIM
EdL 24	24/1	SIM	NÃO	SIM
	24/2	SIM	NÃO	SIM
	24/2	NÃO	SIM	SIM

Tabela 3.2.1

3.2.2 - Cargas de ruína

Na tabela 3.2.2 apresentam-se as cargas de ruína ($V_{u,obs}$) dos elementos-de-laje EdL 23 e 24, indicando-se também a idade com a qual foram ensaiados, e as resistências média à compressão (\bar{f}_{c28}) e à tração (\bar{f}_{t28}) do concreto aos 28 dias.

MODELO	IDADE (dias)	$V_{u,obs}$ (kN)	\bar{f}_{2c8} (MPa)	\bar{f}_{t28} (MPa)
23/1	28	80,99	27,5	3,6
23/2	28	87,61	33,5	4,4
23/3	43	85,18	42,2	3,7
MÉDIA 84,59				
24/1	28	66,59	36,9	3,7
24/2	28	58,26	39,0	3,3
24/3	41	70,75	43,0	3,8
MÉDIA 62,50				

Tabela 3.2.2

3.2.3 - Fissuração e configuração de ruína

As aberturas máximas de fissuras ($w_{m\acute{a}x}$) na face lateral esquerda (FLE), face lateral direita (FLD), face superior esquerda (FSE) e face superior direita (FSD) da laje, observadas em diversas fases do carregamento são apresentadas nas tabelas 3.2.3 a 3.2.6. Não se fizeram as medidas das aberturas de fissuras nos ensaios dos modelos 23/3 e 24/3, devido a presença da instrumentação (extensômetros).

A fissuração e a configuração de ruína dos modelos são apresentadas nas fotografias das figuras 3.1.5 a 3.1.10, obtidas após a marcação feita com tinta a óleo das linhas correspondentes às fissuras assinaladas durante o ensaio com caneta hidrográfica. Os números que aparecem ao lado das fissuras correspondem às fases do ensaio em que elas foram observadas inicialmente. Nos modelos 23/3 e

24/3, devido à presença dos fios de ligação da instrumentação ao equipamento de medida, não foi possível assinalar todas as fissuras durante o ensaio, e tampouco as fases em que elas ocorreram.

MODELO 23/1 $V_{u,obs} = 80,99 \text{ kN}$

ETAPA	CARGA (kN)	$w_{m\acute{a}x}$ (mm)			
		FLD	FLE	FSD	FSE
04	25,03	0,09	0,05	0,11	0,05
06	37,44	0,10	0,07	0,16	0,06
09	56,05	0,15	0,15	0,18	0,12
12	74,67	0,50	0,65	0,60	0,20
13	80,99	0,90	0,85	1,20	0,40

Tabela 3.2.3

MODELO 23/2 $V_{u,obs} = 87,61 \text{ kN}$

ETAPA	CARGA (kN)	$w_{m\acute{a}x}$ (mm)			
		FLD	FLE	FSD	FSE
04	25,66	0,06	-	0,08	-
06	38,08	0,06	0,05	0,10	0,05
08	50,28	0,11	0,07	0,13	0,08
10	62,36	0,15	0,16	0,20	0,12
12	74,67	0,20	0,30	0,35	0,15
13	81,09	0,70	0,45	0,80	0,16
14	87,61	1,20	0,75	1,40	0,20

Tabela 3.2.4

MODELO 24/1 $V_{u,obs} = 66,59 \text{ kN}$

ETAPA	CARGA (kN)	w_{\max} (mm)			
		FLD	FLE	FSD	FSE
02	8,32	0,05	-	-	-
06	24,97	0,06	-	0,07	-
10	41,62	0,16	0,15	0,16	-
13	54,10	0,55	0,30	0,65	0,11
15	62,42	1,60	1,00	2,00	0,13
16	66,59	1,80	1,60	2,00	0,15

Tabela 3.2.5

MODELO 24/2 $V_{u,obs} = 58,26 \text{ kN}$

ETAPA	CARGA (kN)	w_{\max} (mm)			
		FLD	FLE	FSD	FSE
03	12,48	0,06	-	0,06	-
06	24,97	0,08	-	0,07	-
09	37,45	0,14	0,07	0,15	0,10
13	54,10	0,25	0,30	0,40	0,13
14	58,26	0,55	0,50	0,80	0,14

Tabela 3.2.6

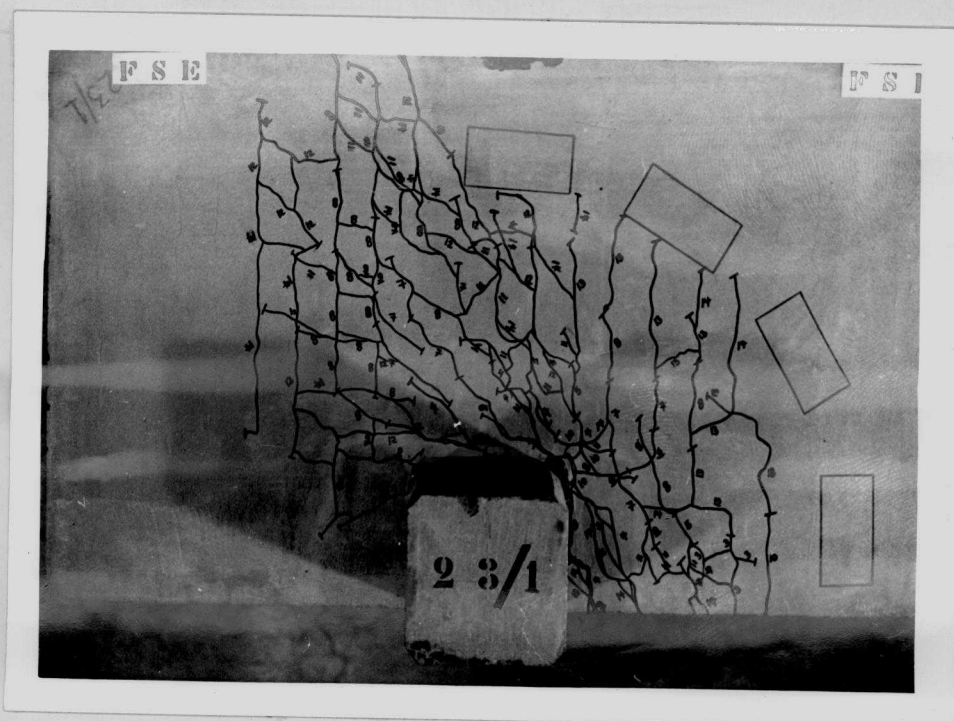


Fig. 3.1.5.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 23/1.



Fig. 3.1.5.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 23/1.



Fig. 3.1.5.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 23/1.

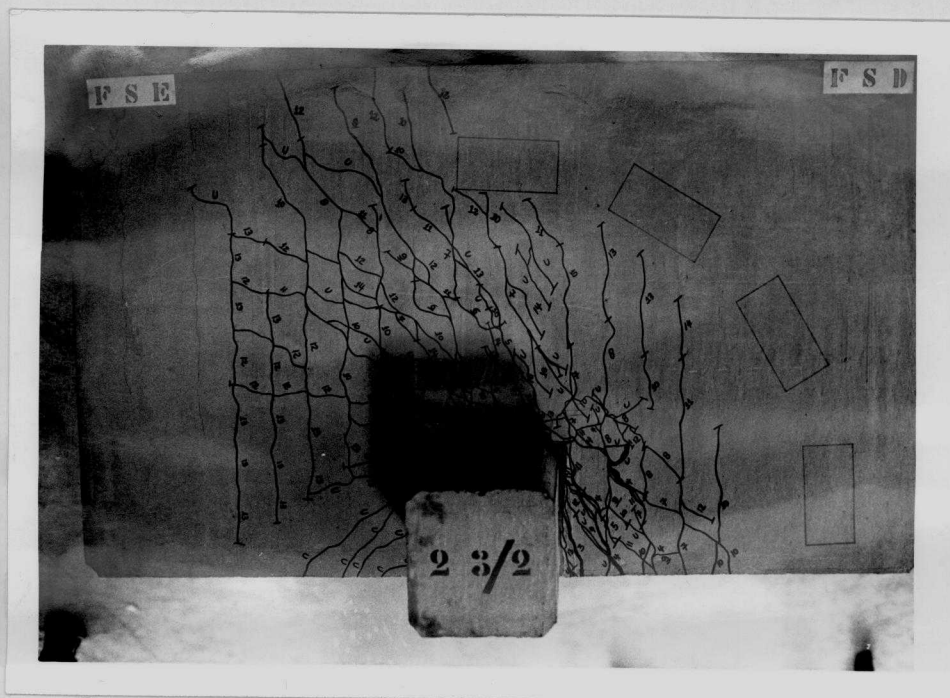


Fig. 3.1.6.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 23/2.



Fig. 3.1.6.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 23/2.

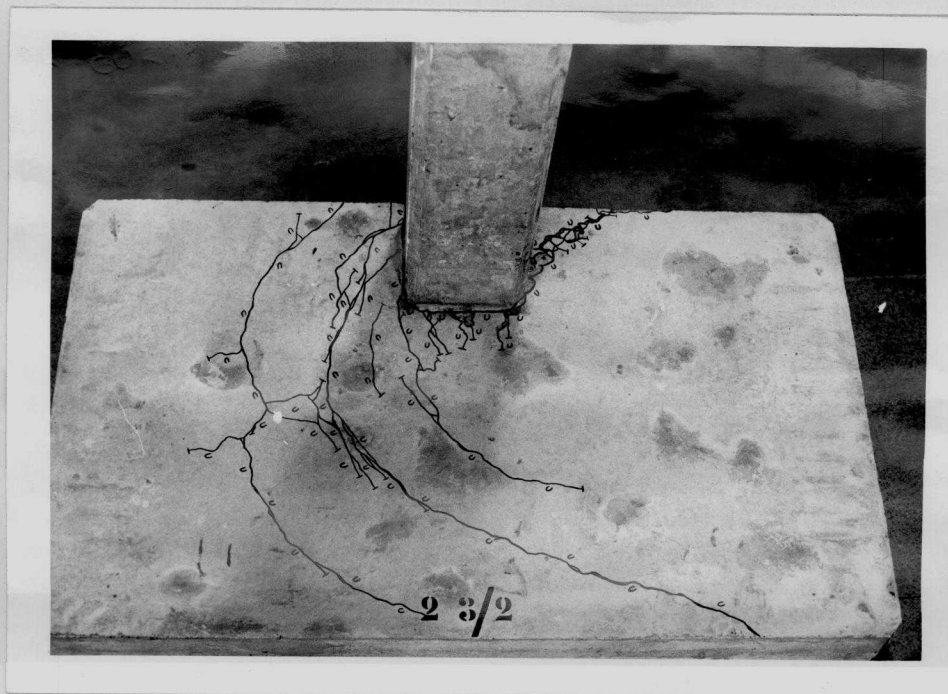


Fig. 3.1.6.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 23/2.

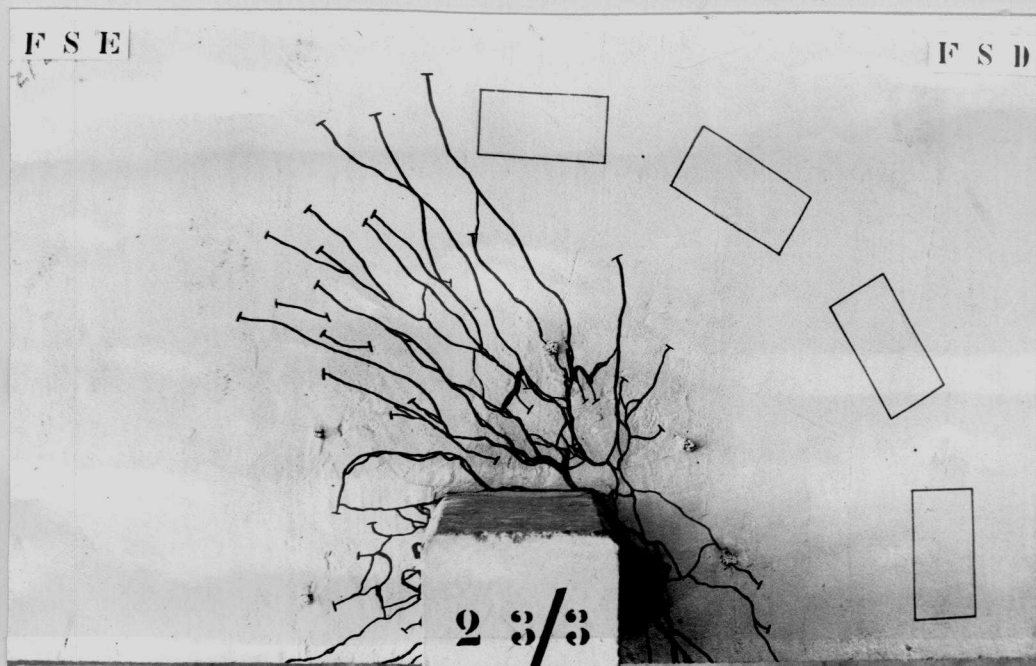


Fig. 3.1.7.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 23/3.



Fig. 3.1.7.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 23/3.

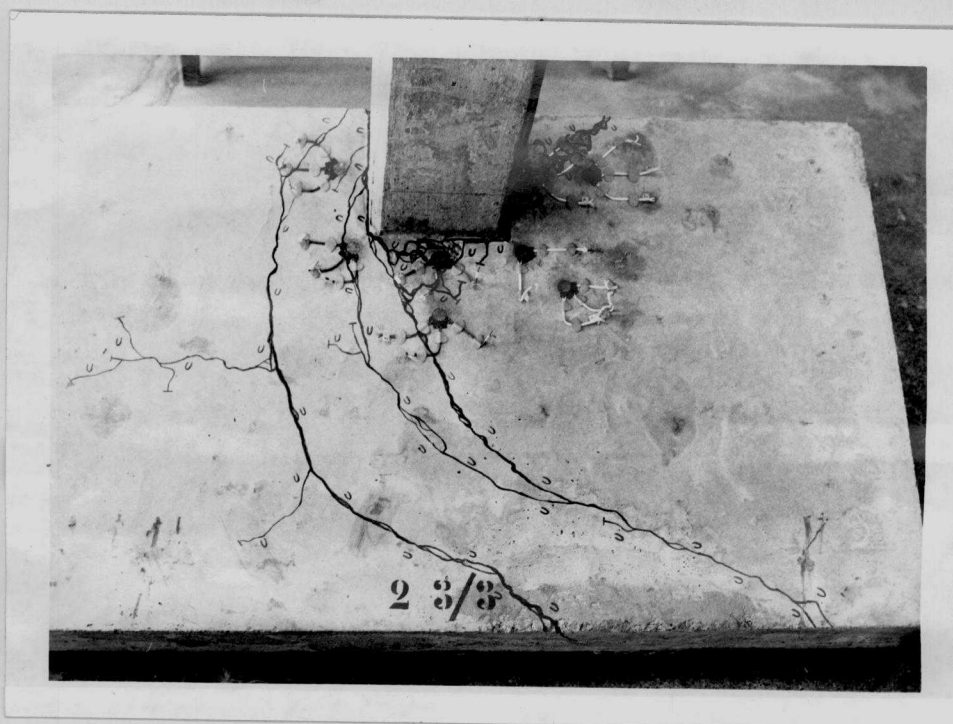


Fig. 3.1.7.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 23/3.

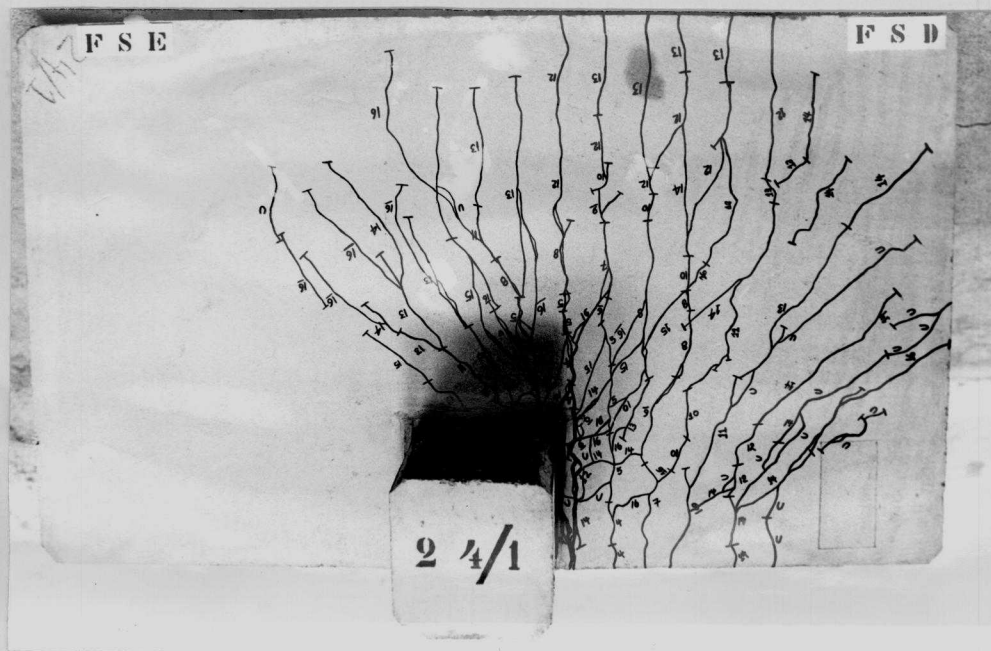


Fig. 3.1.8.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 24/1.



Fig. 3.1.8.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 24/1.

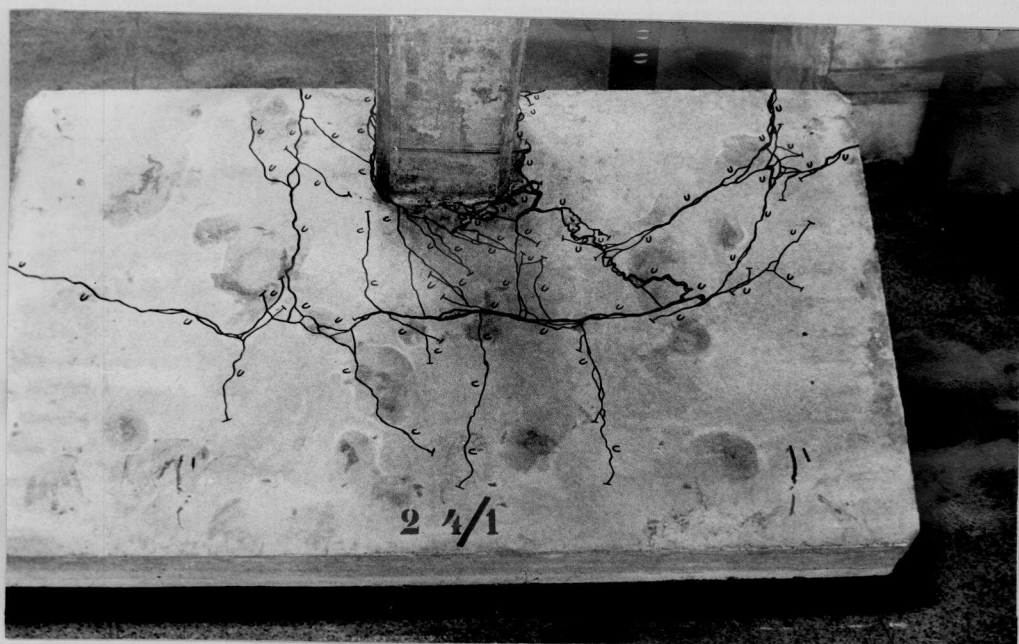


Fig. 3.1.8.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 24/1.

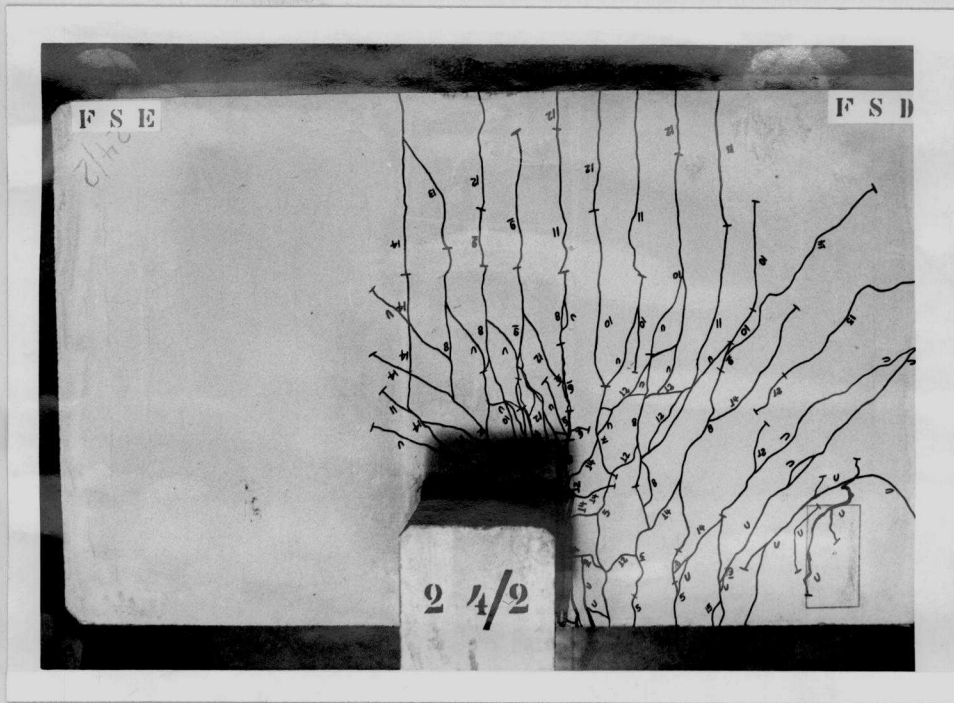


Fig. 3.1.9.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 24/2.

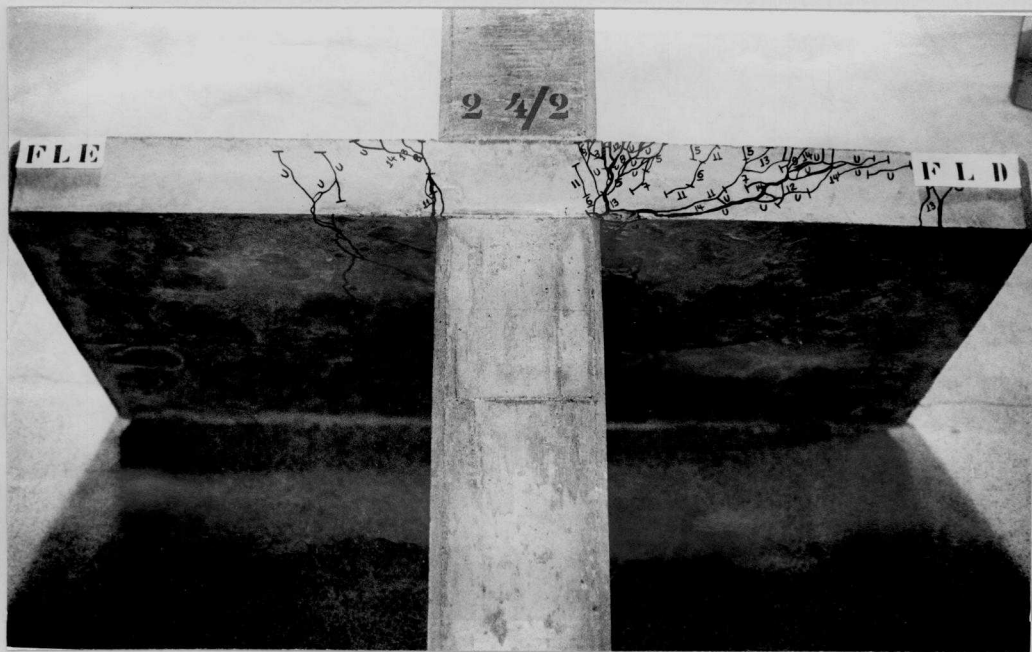


Fig. 3.1.9.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 24/2.



Fig. 3.1.9.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 24/2.

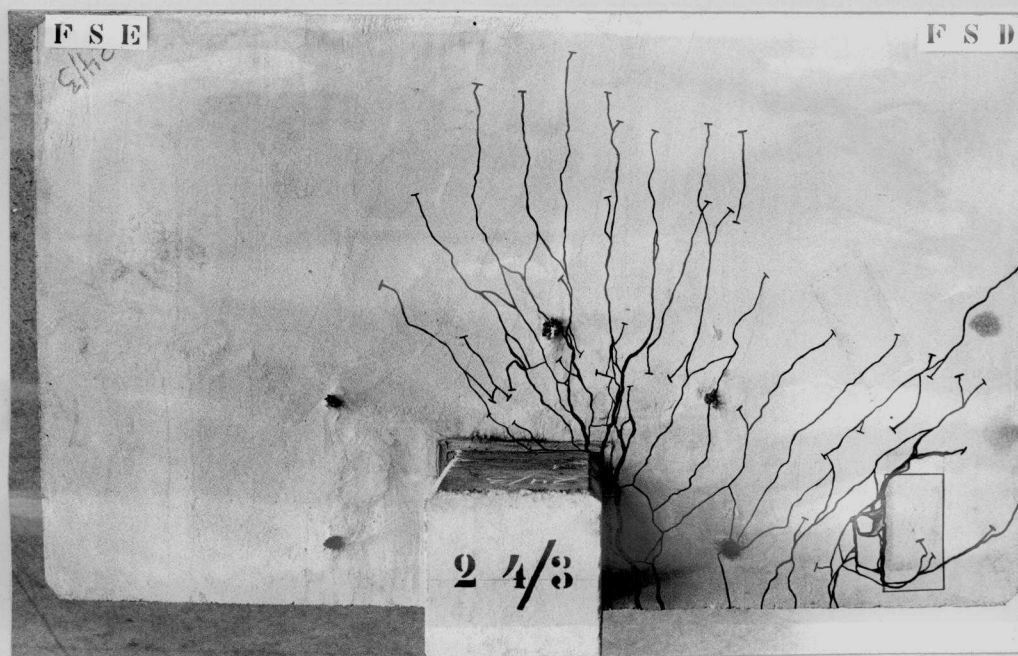


Fig. 3.1.10.a - Fissuração na face superior do modelo EdL 24/3.



Fig. 3.1.10.b - Fissuração na face lateral do modelo EdL 24/3.

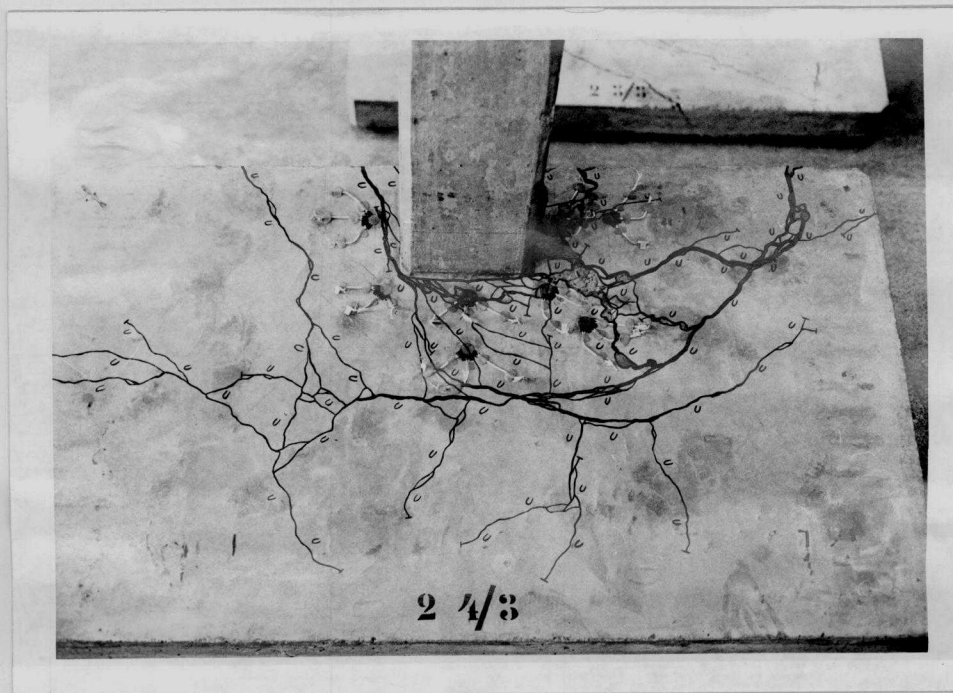


Fig. 3.1.10.c - Fissuração na face inferior do modelo EdL 24/3.

3.2.4 - Deformações da armadura de flexão

As deformações medidas na armadura de flexão dos dois modelos instrumentados, são apresentadas nas figuras seguintes.

Nos gráficos que seguem, estão as curvas carga-deformação dos pontos dos modelos EdL 23/3 e EdL 24/3 representados na figura 3.1.11.

Notou-se que houve um pequeno erro na leitura inicial dos extensômetros do elemento de laje EdL 23, pois nas figuras 3.1.12 e 3.1.13, a inclinação inicial da curva é menor.

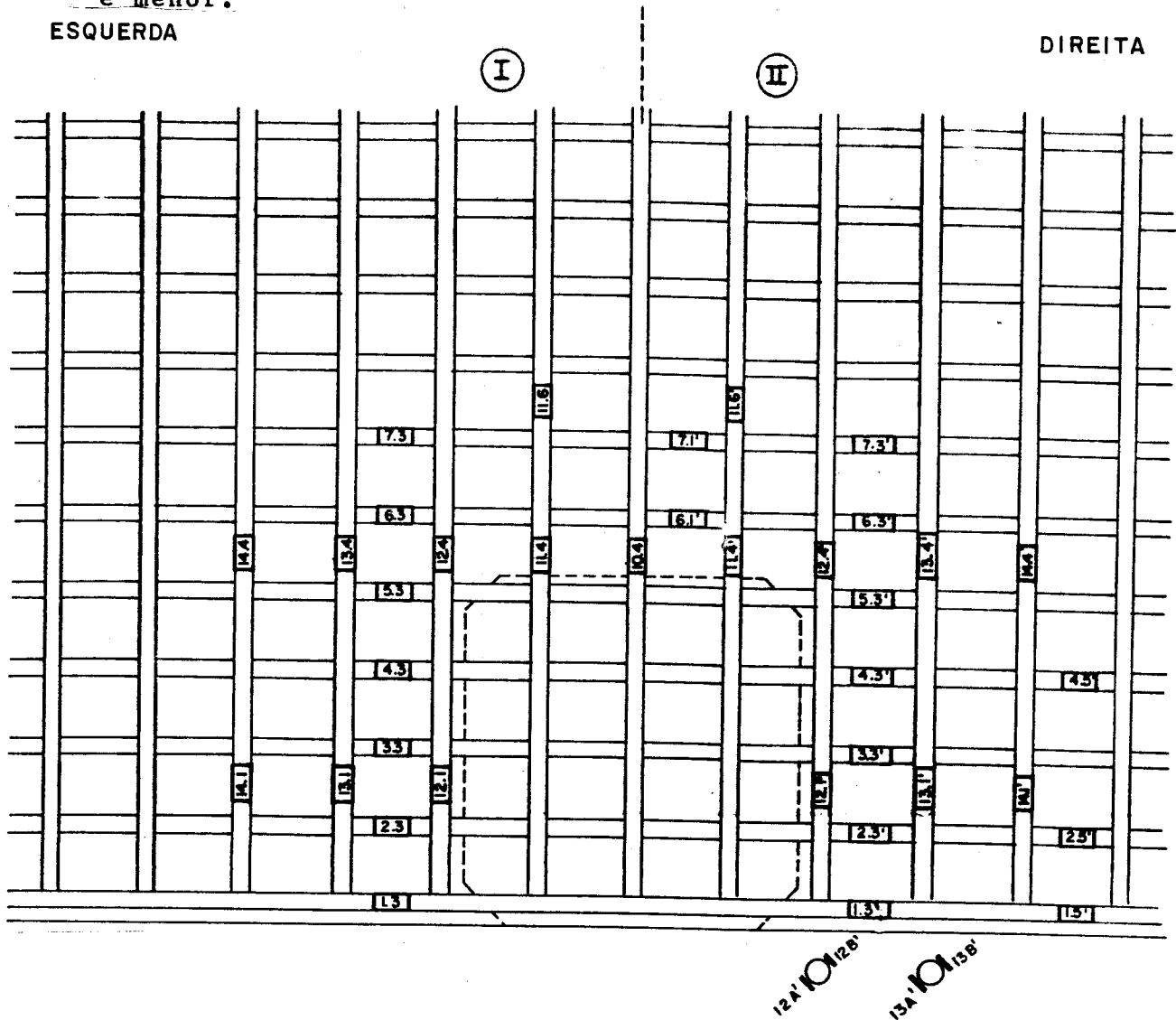
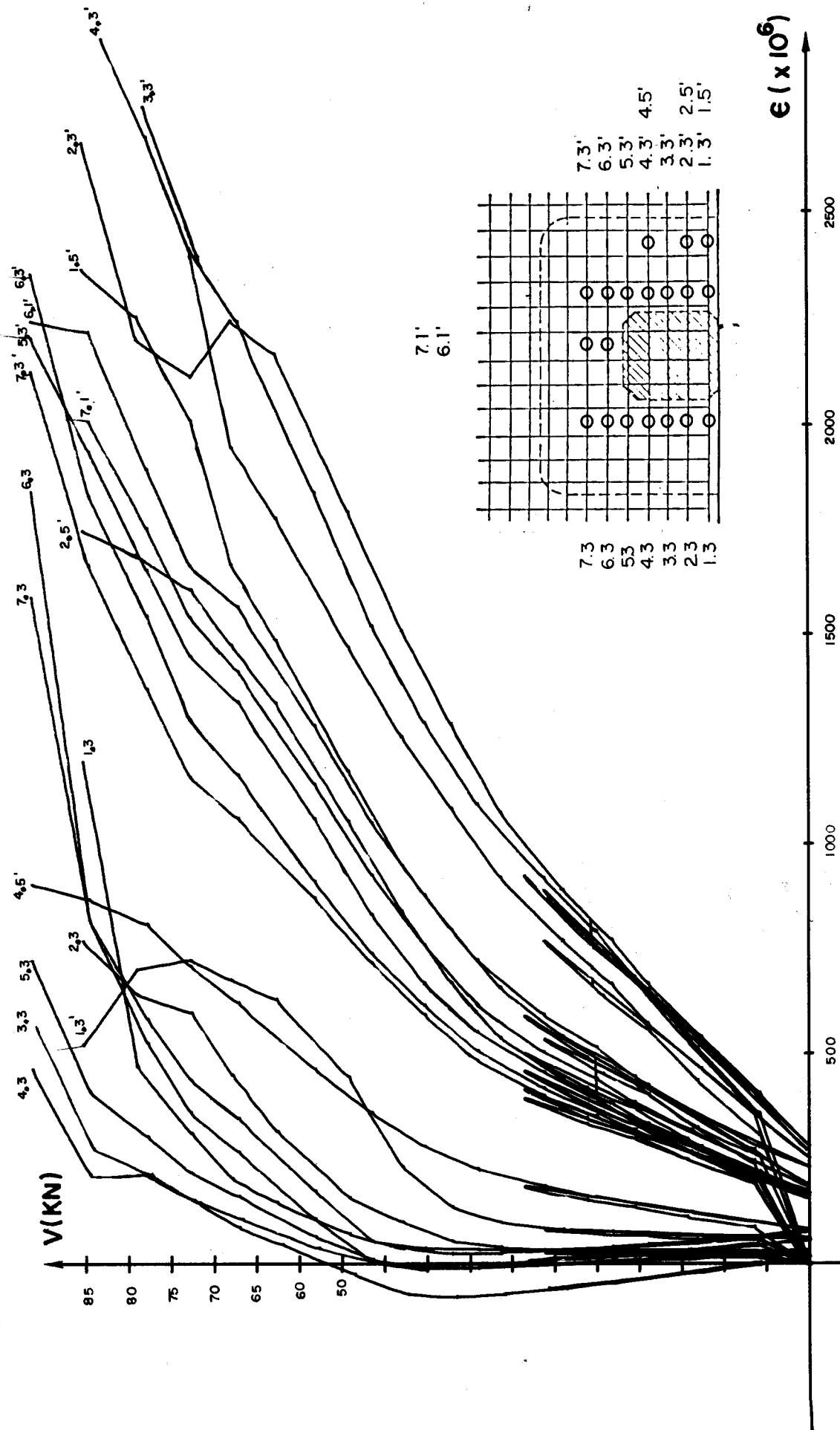
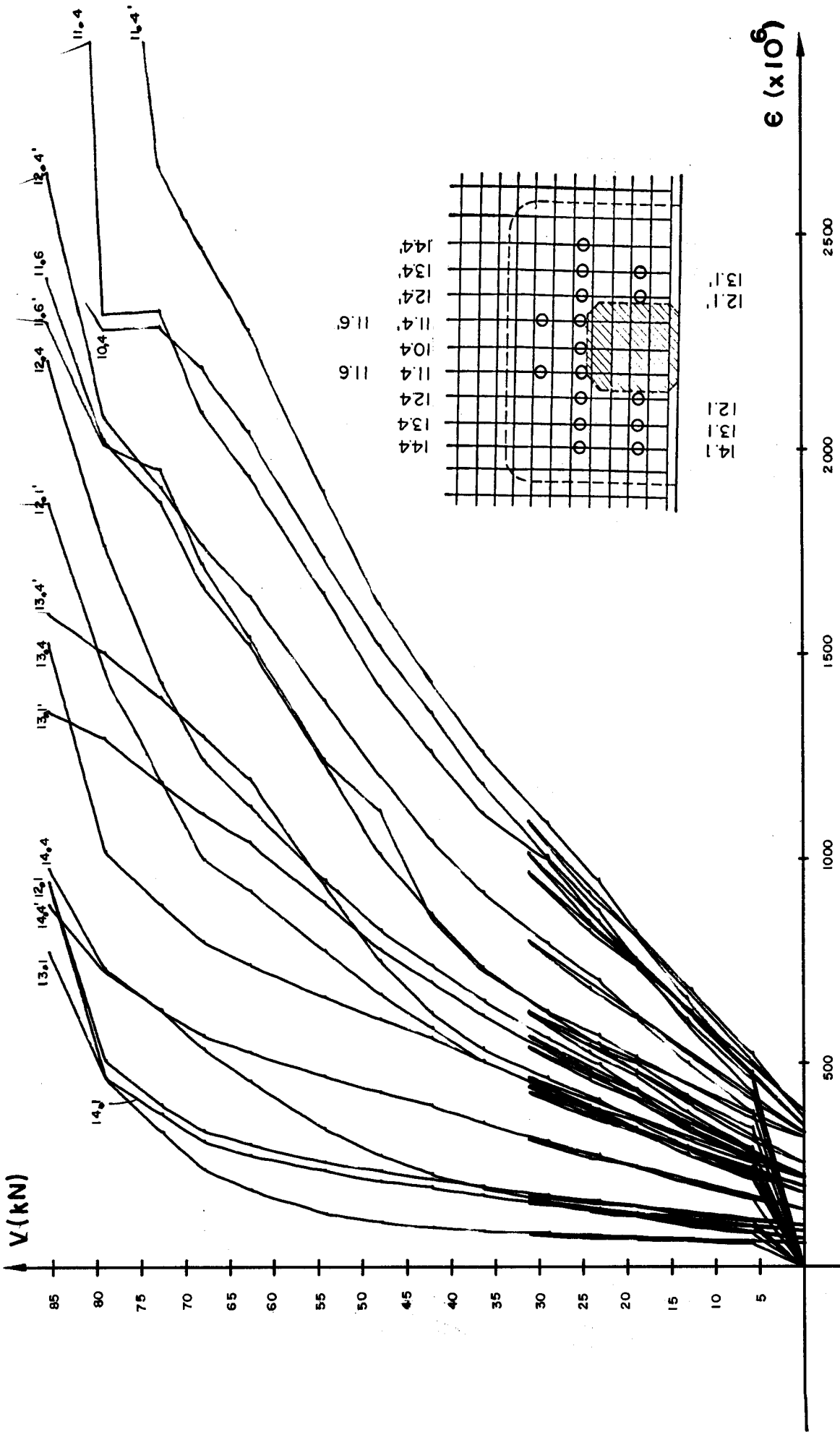


Figura 3.1.11



23 / 3
ARMADURA DE FLEXÃO

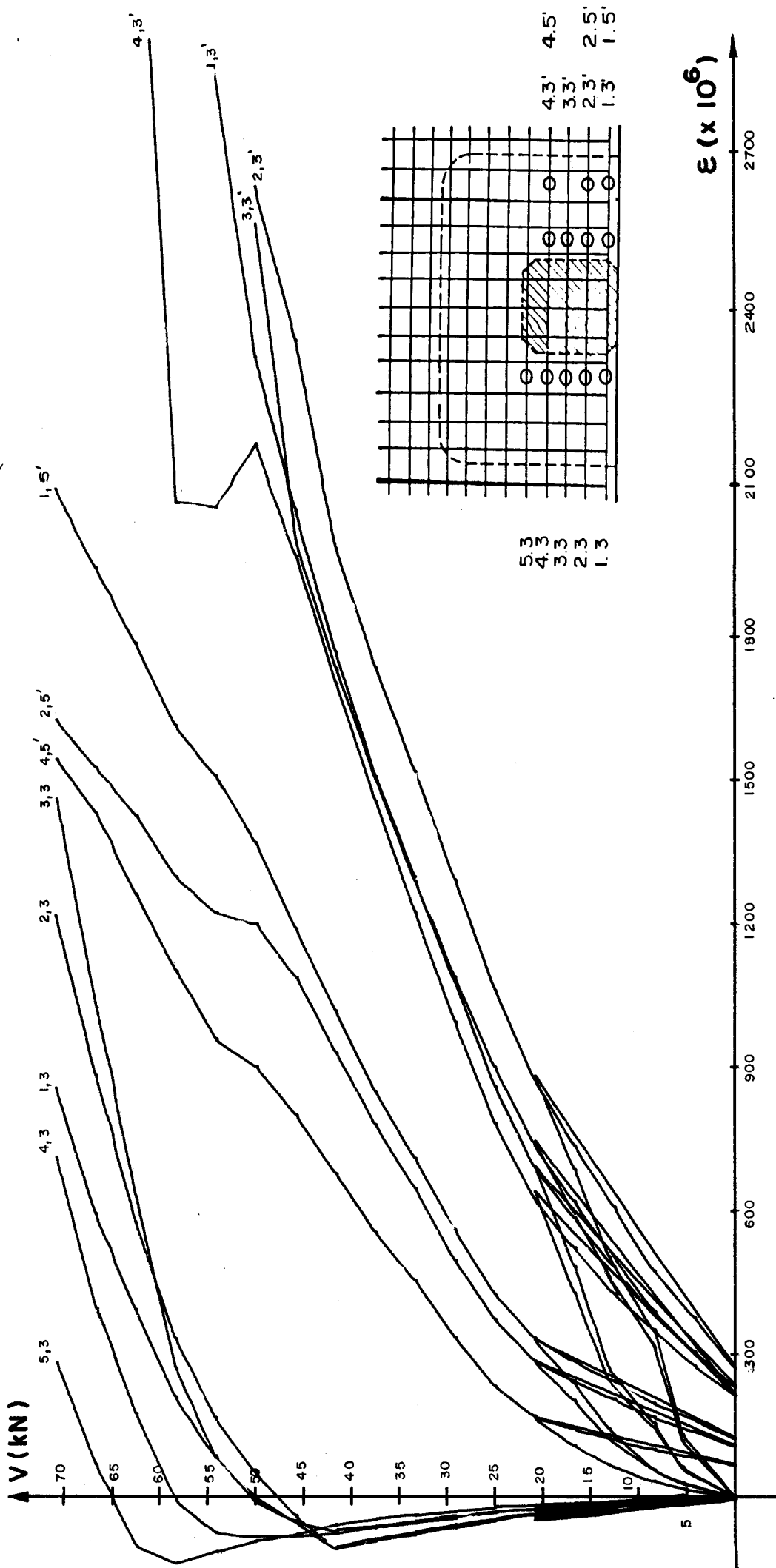
Figura 3.1.12



23/3

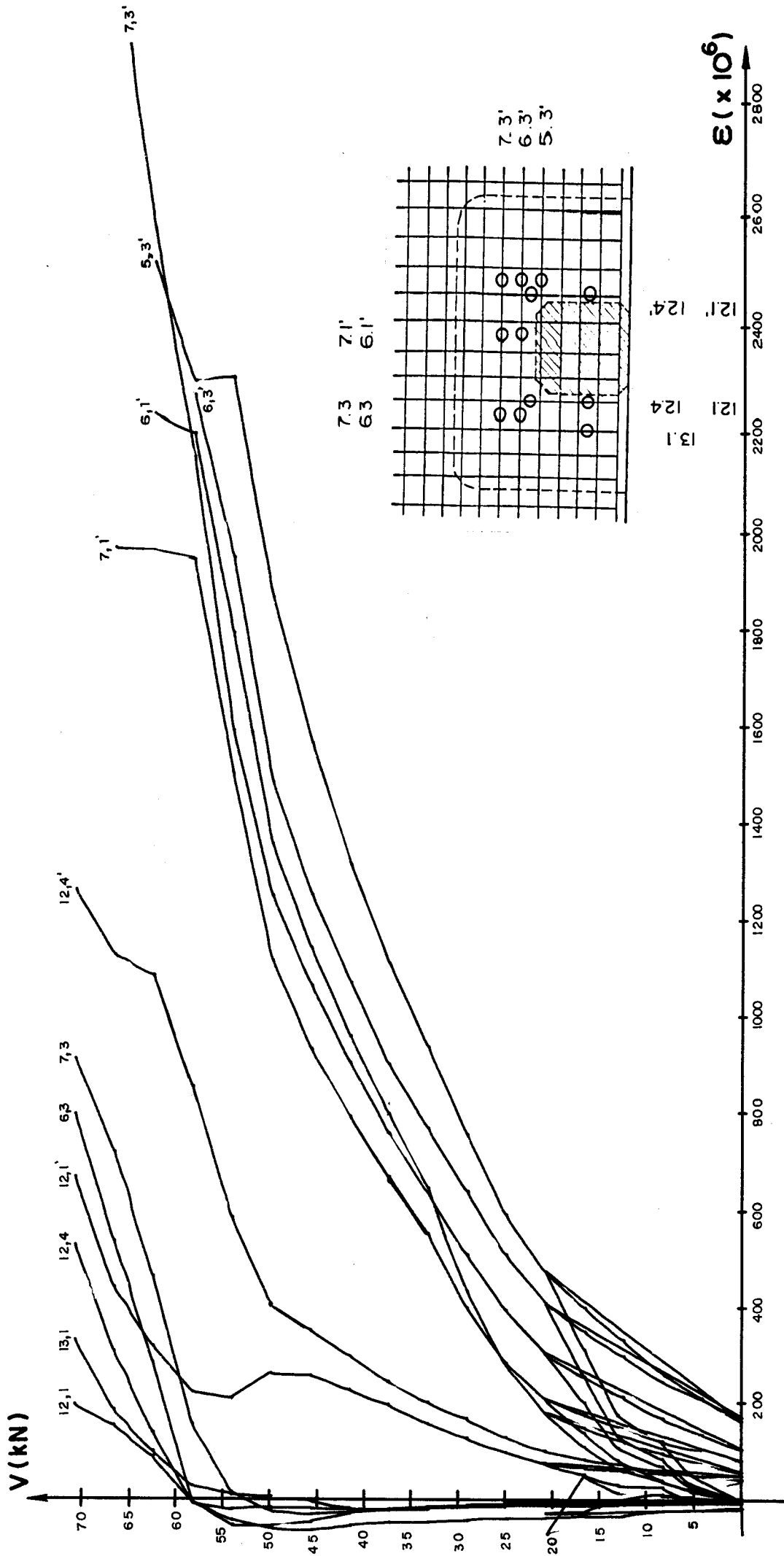
ARMADURA DE FLEXÃO

Figura 3.1.13



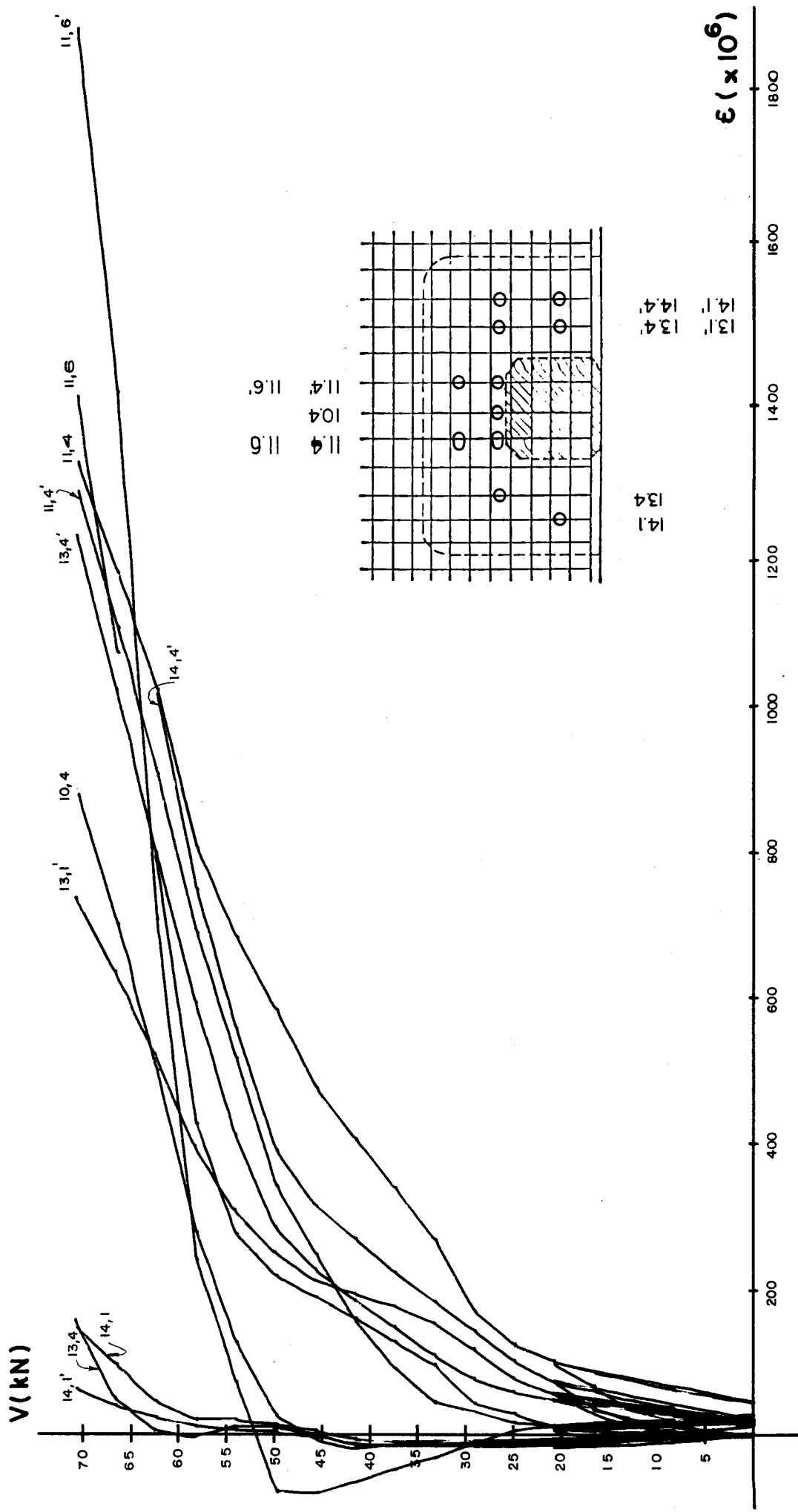
24/3
ARMADURA DE FLEXÃO

Figura 3.1.14



24/3
ARMADURA DE FLEXÃO

Figura 3.1.15



24/3
ARMADURA DE FLEXÃO

Figura 3.1.16

3.2.5 - Deformações das armaduras transversais

Nas figuras seguintes apresentam-se as deformações medidas nas armaduras transversais, constituídas pelos estribos e pelos ganchos de ancoragem da armadura de flexão.

Em cada gráfico relativo aos estribos estão agrupadas as curvas carga-deformação de todos os estribos localizados na mesma linha paralela ao contorno da seção transversal do pilar, de um lado (Lado I ou II).

Nos gráficos relativos aos ganchos, estão representadas apenas as médias (M) das deformações dos dois extensômetros (A e B) de cada gancho.

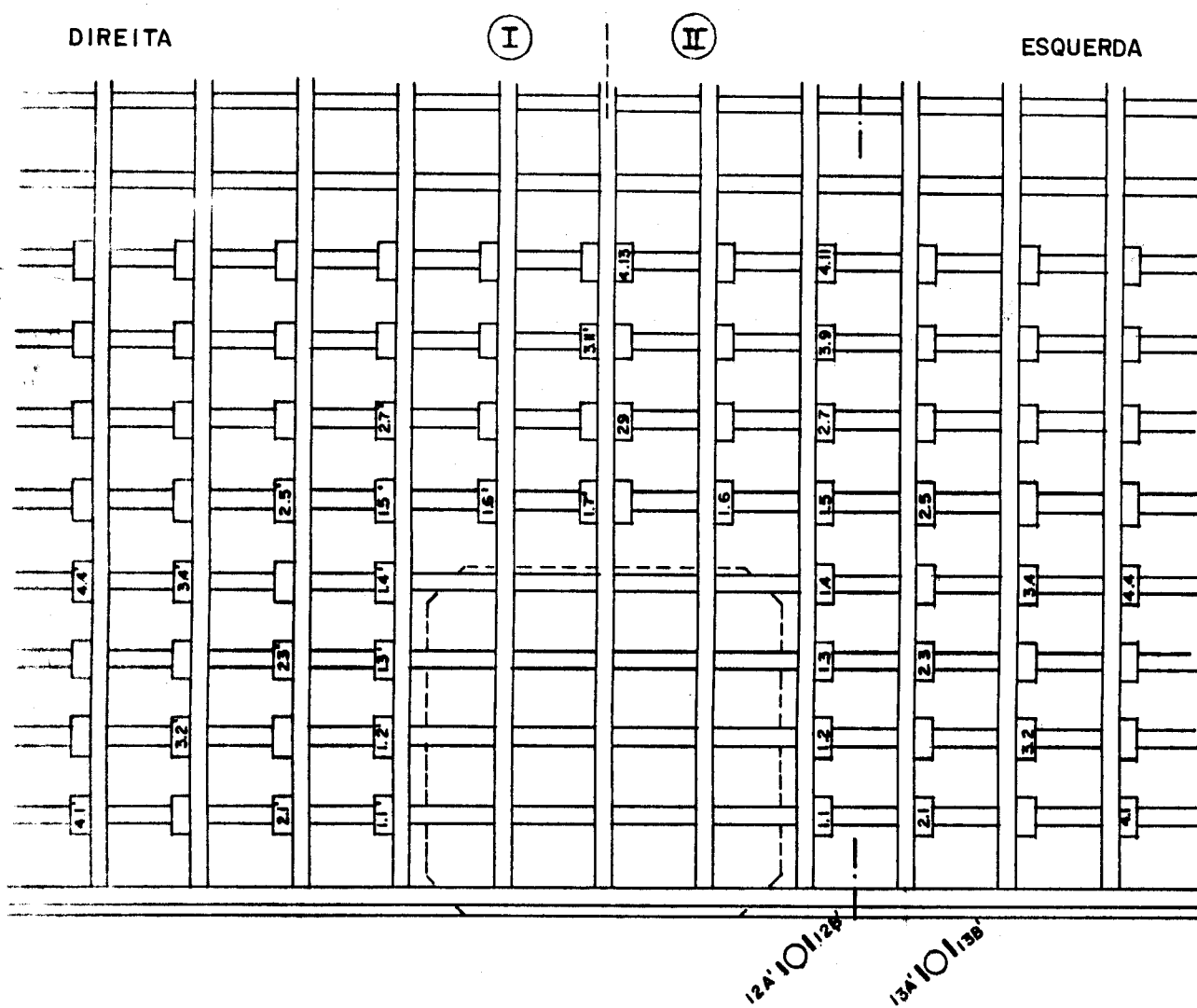
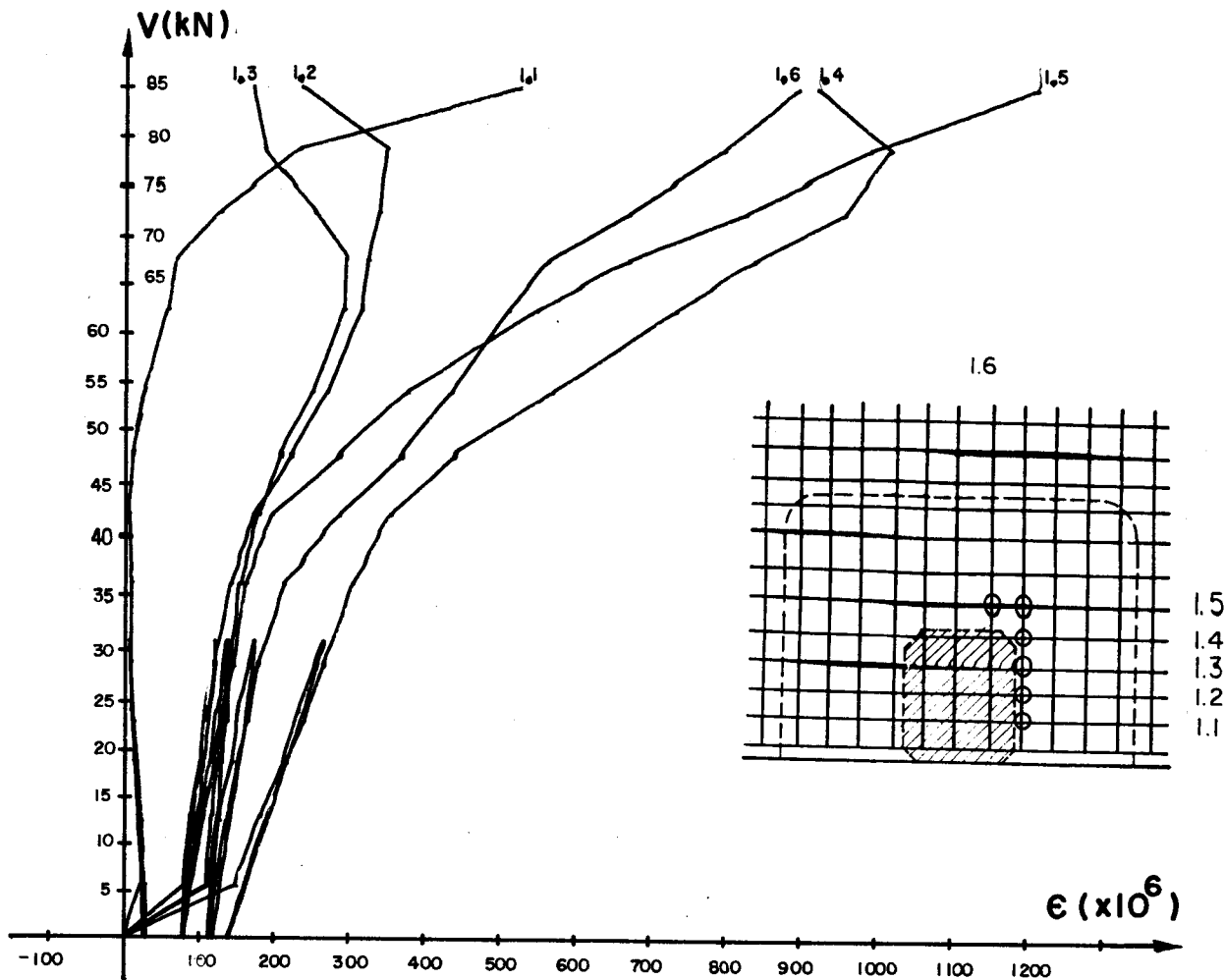


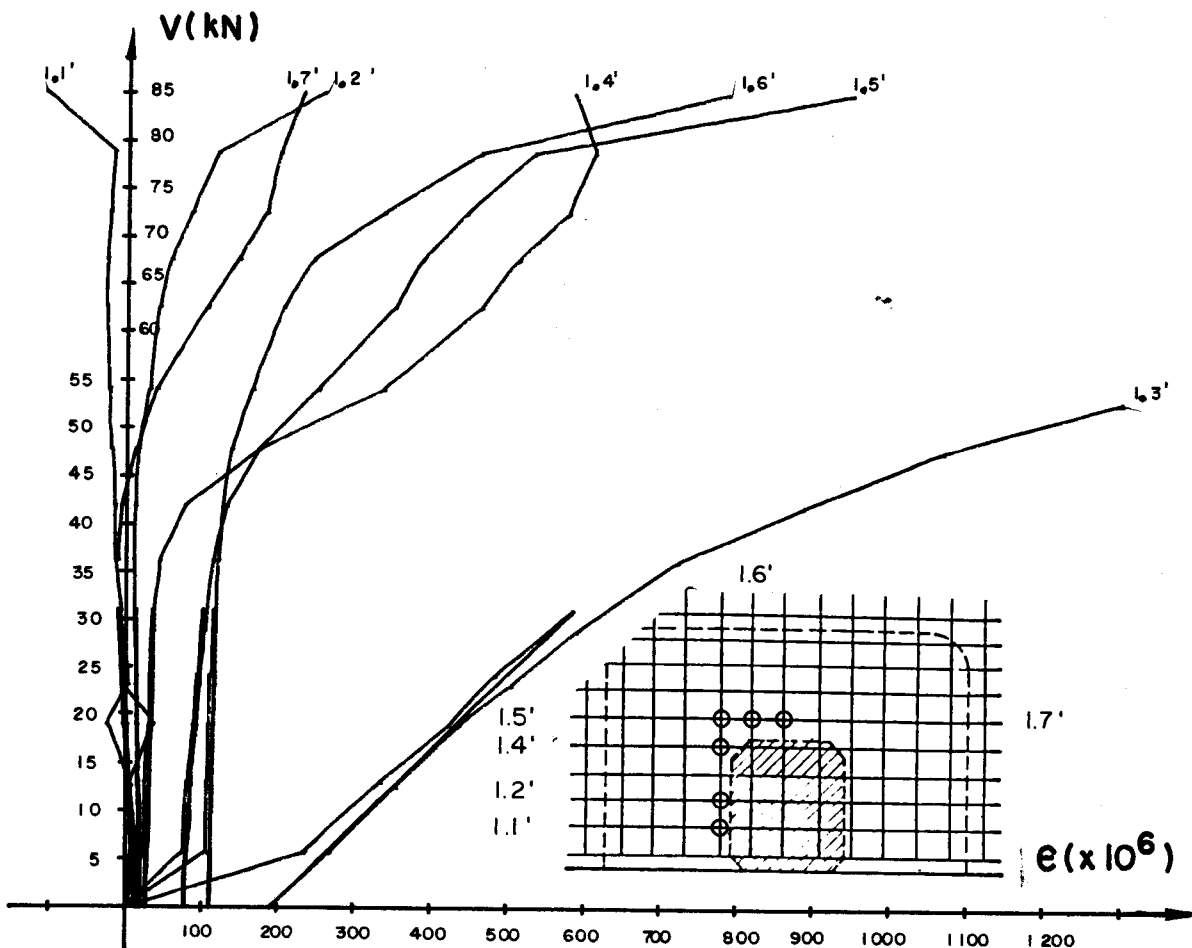
Figura 3.1.17



23/3

ESTRIBOS

Figura 3.1.18



23/3

ESTRIBOS

Figura 3.1.19

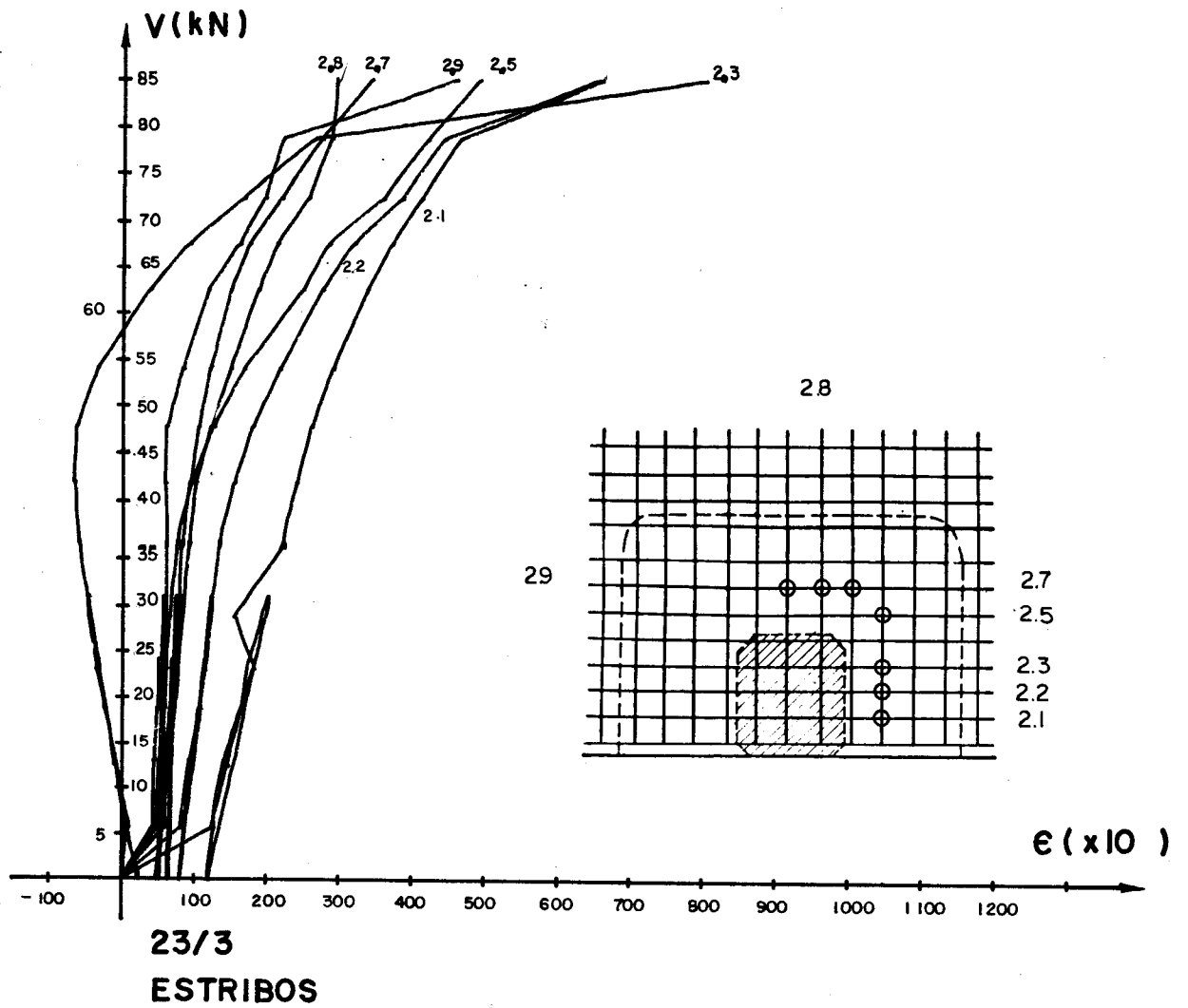


Figura 3.1.20

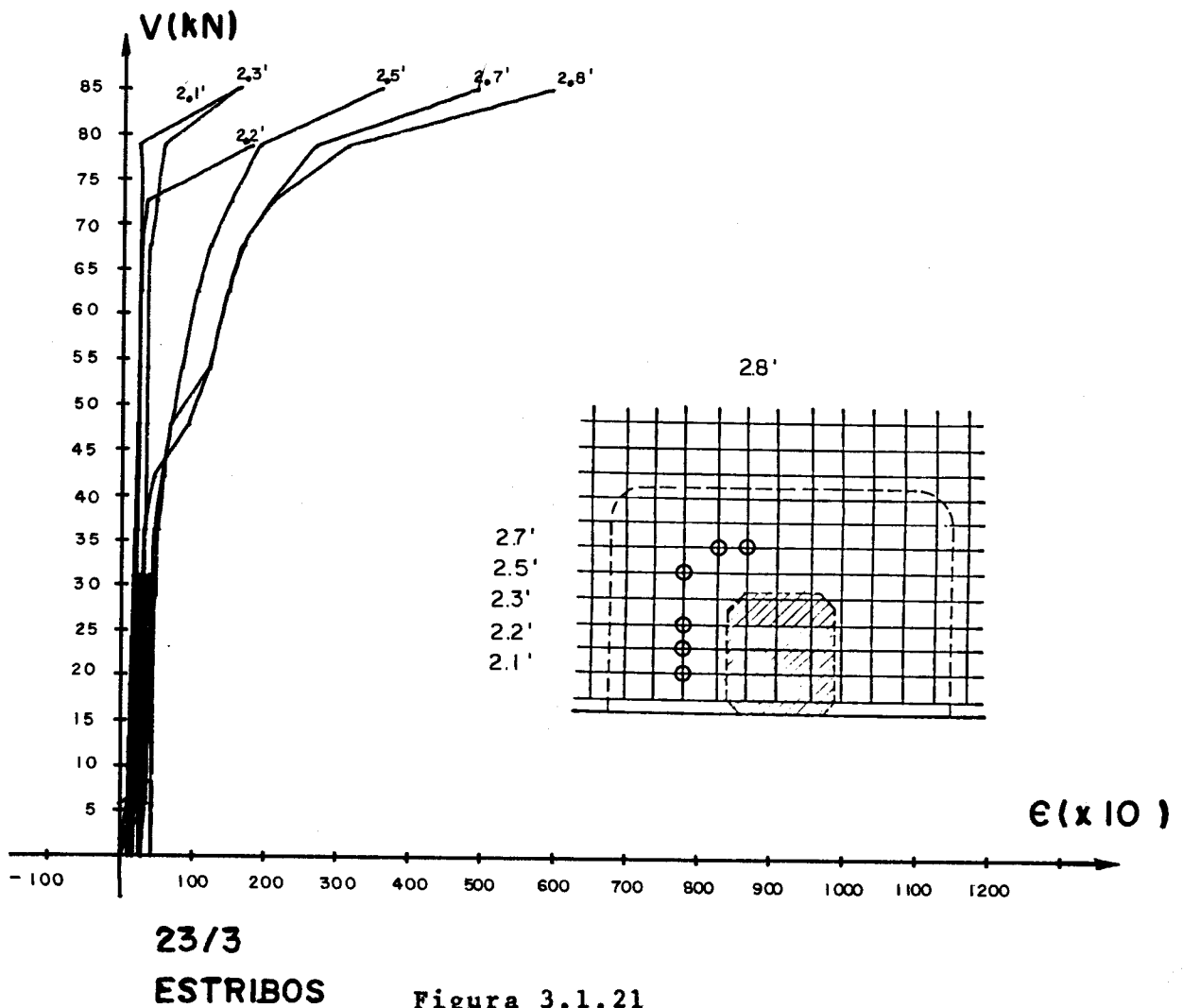
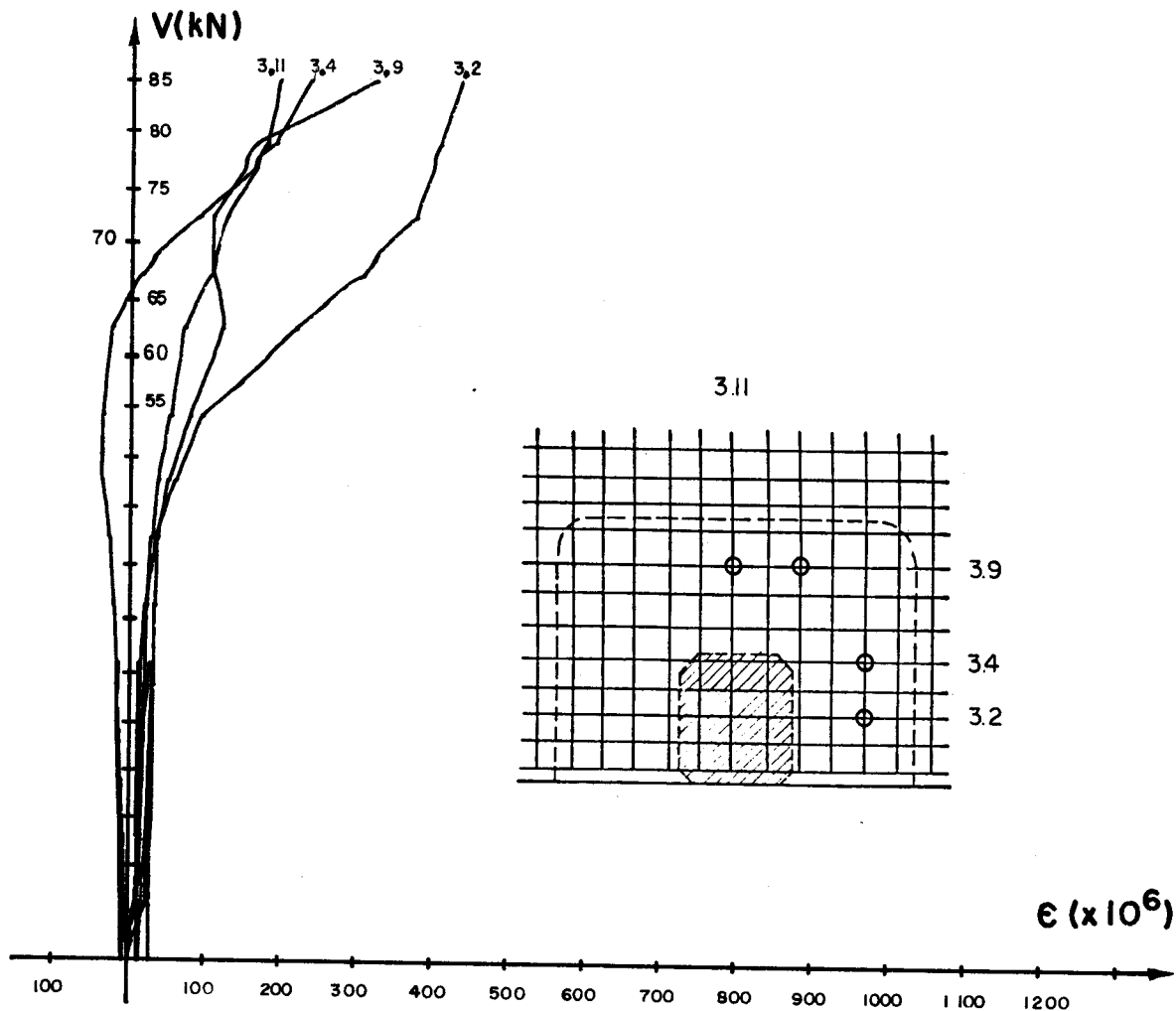
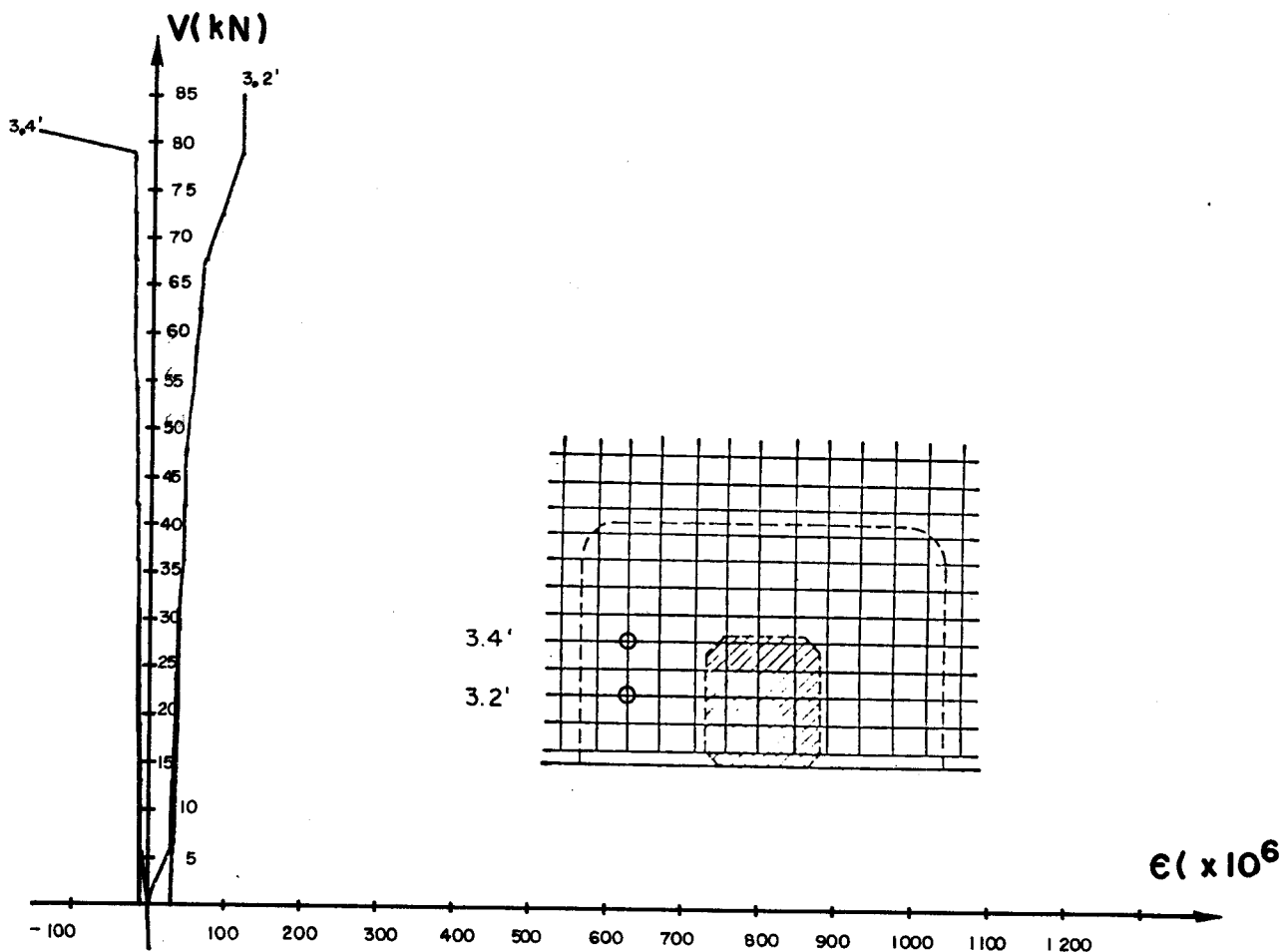


Figura 3.1.21



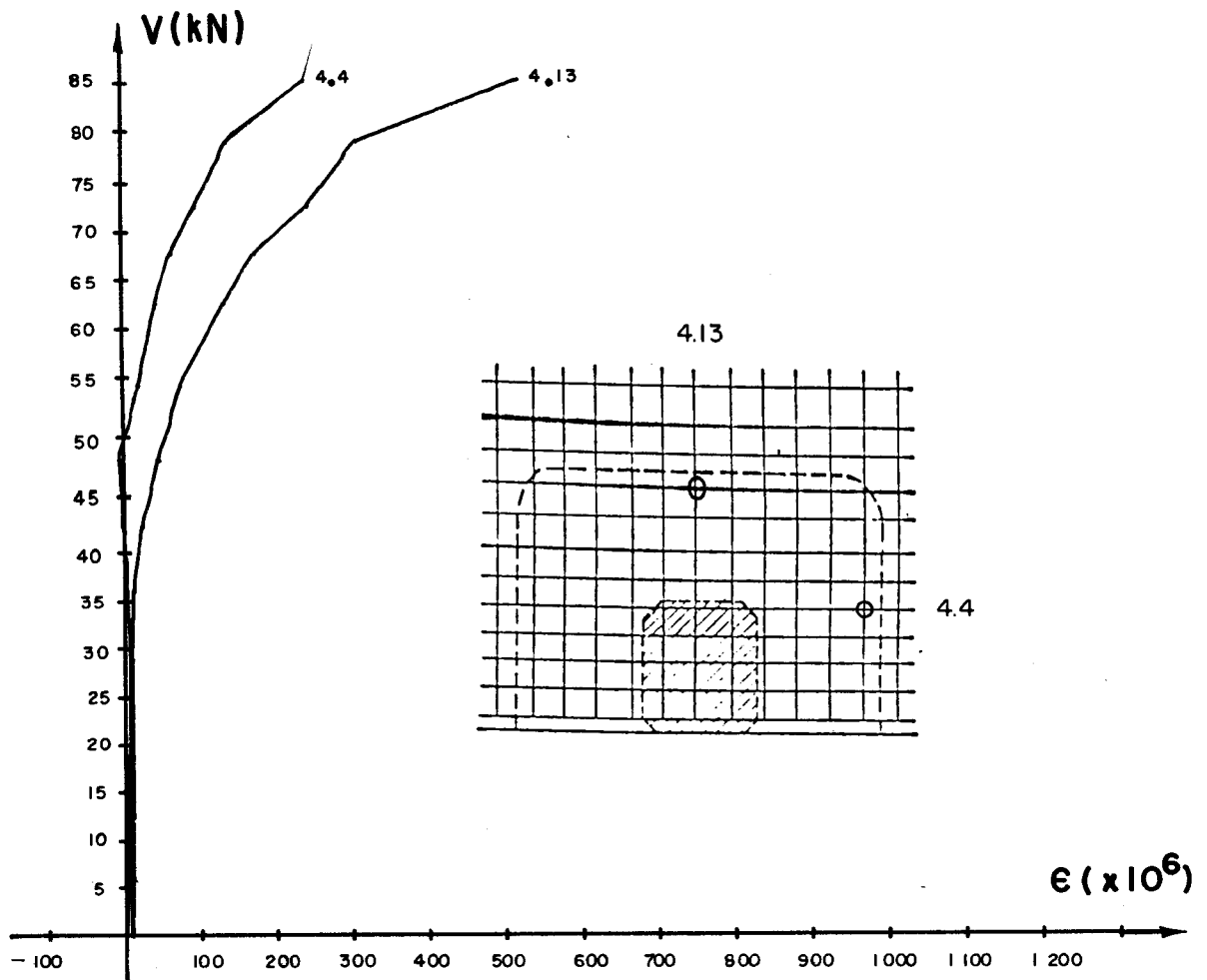
23/3
ESTRIBOS

Figura 3.1.22



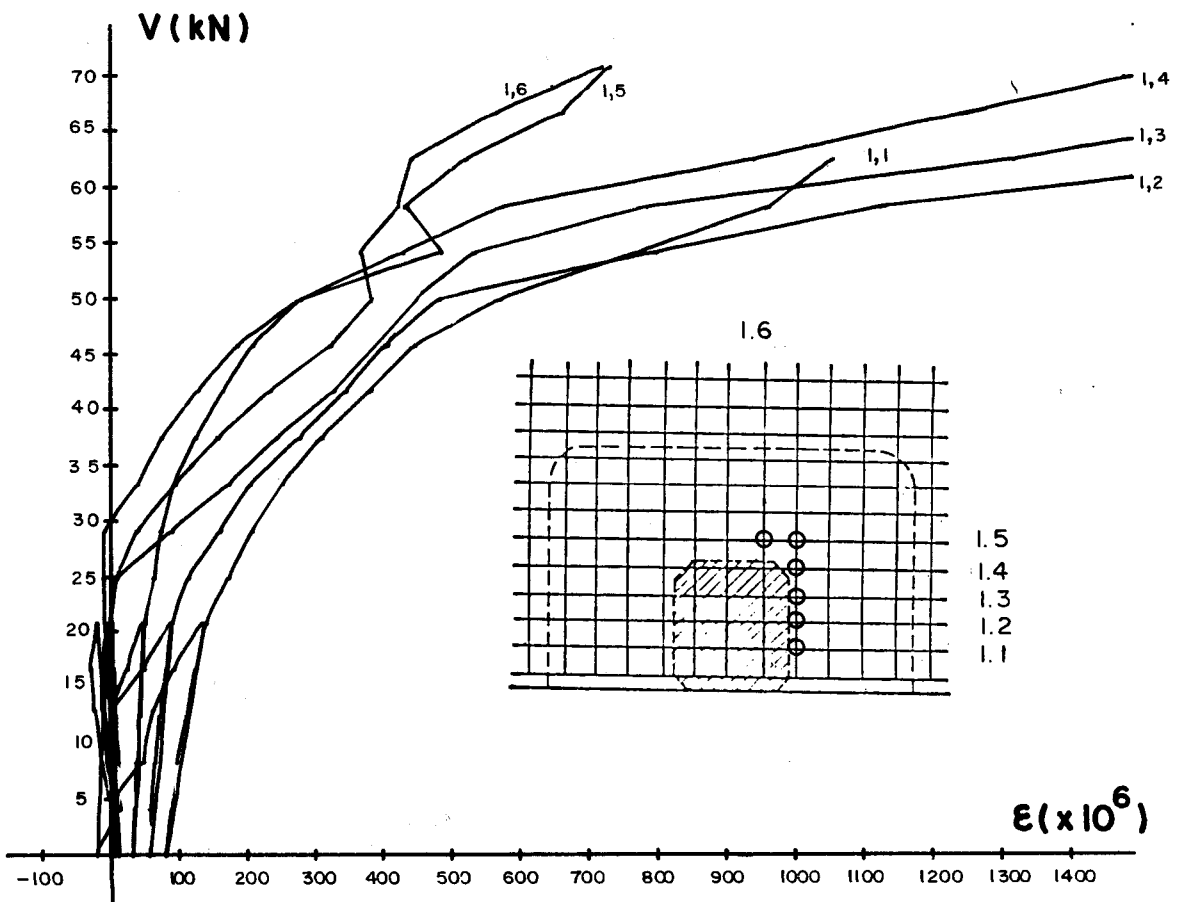
23/3
ESTRIBOS

Figura 3.1.23



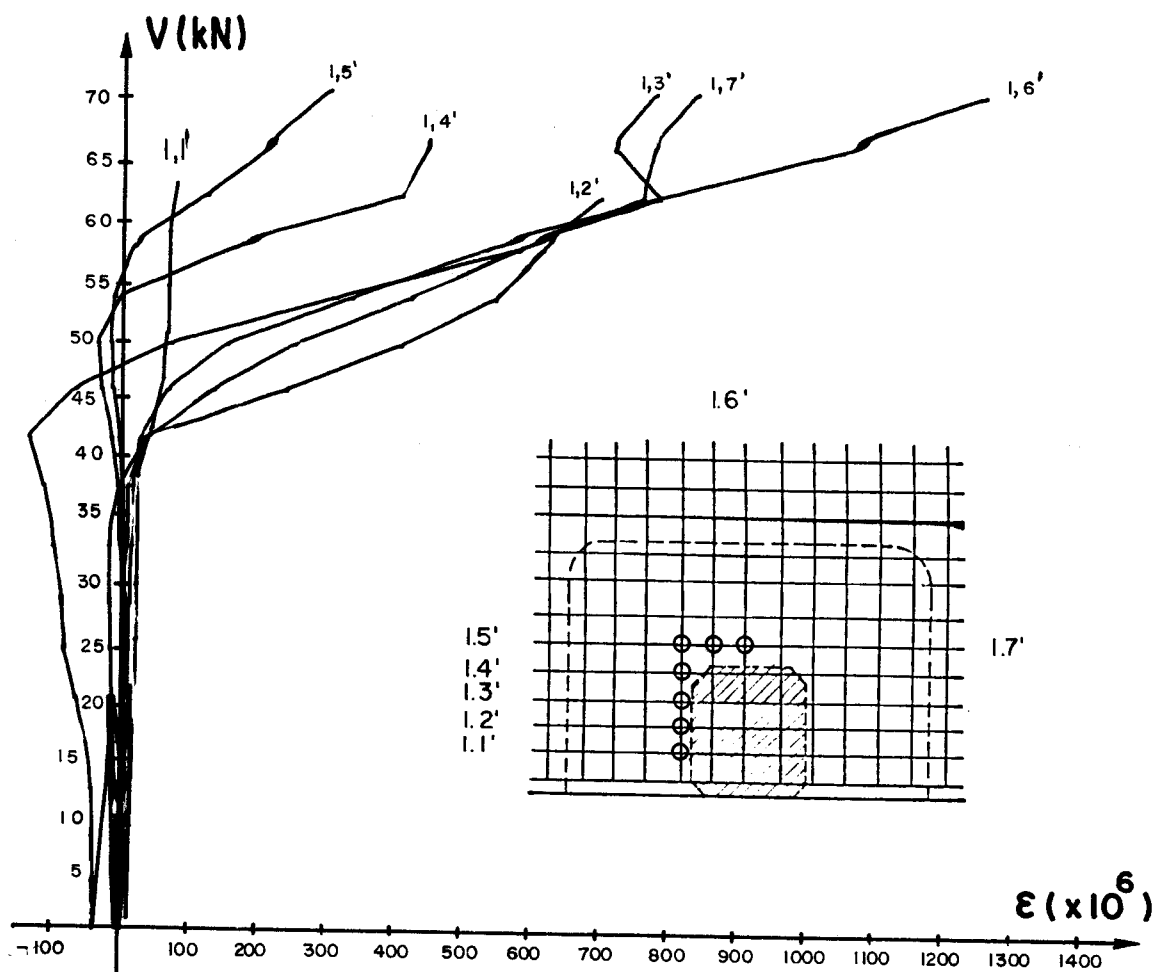
23/3
ESTRIBOS

Figura 3.1.24

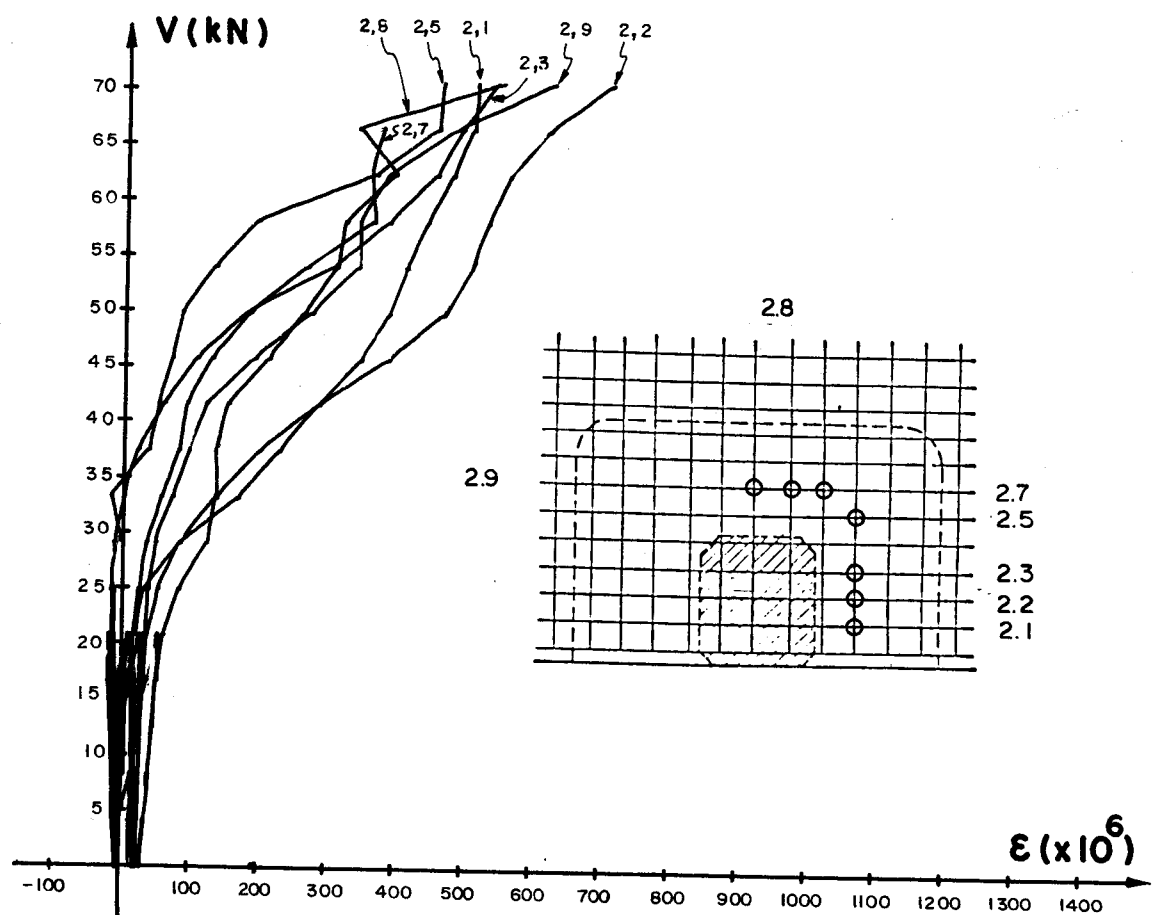


24/3
ESTRIBOS

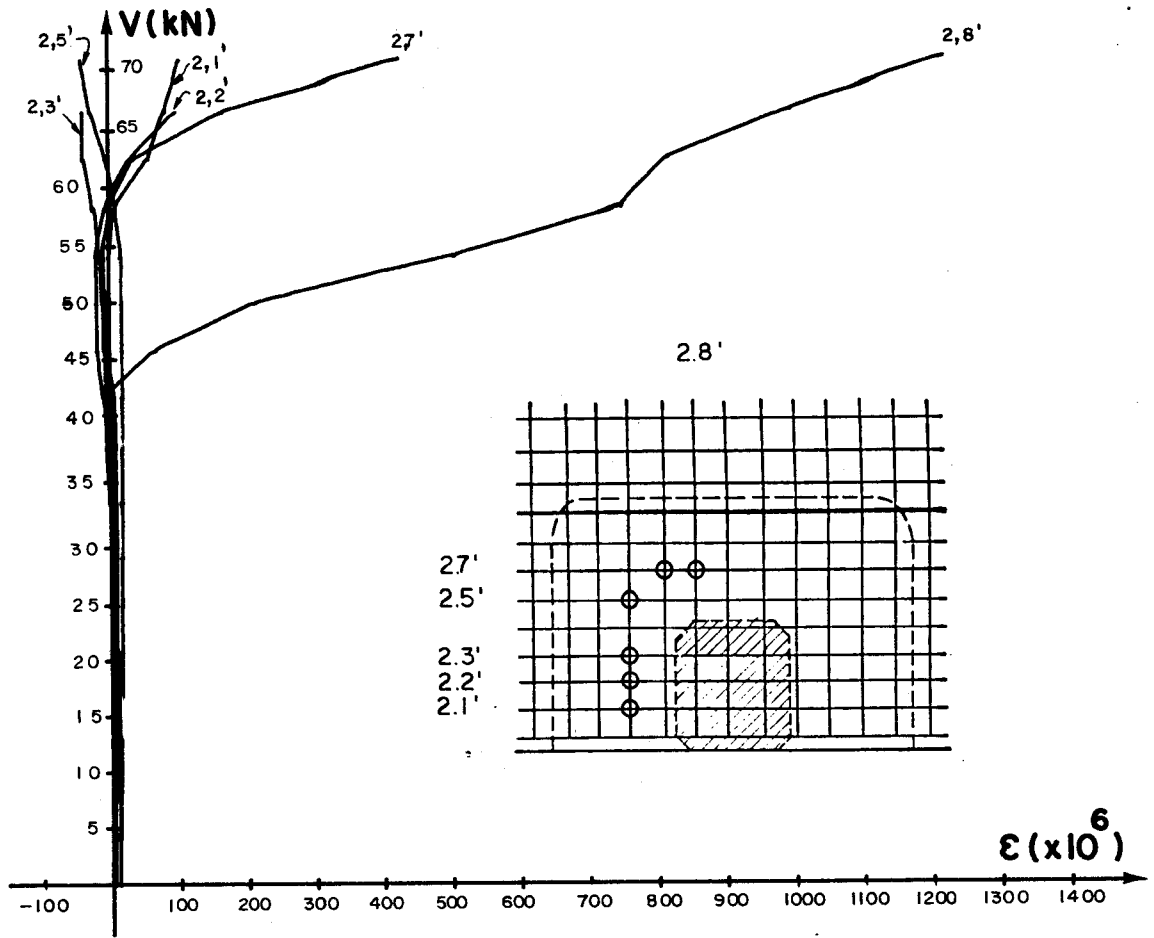
Figura 3.1.25



24/3
ESTRIBOS Figura 3.1.26

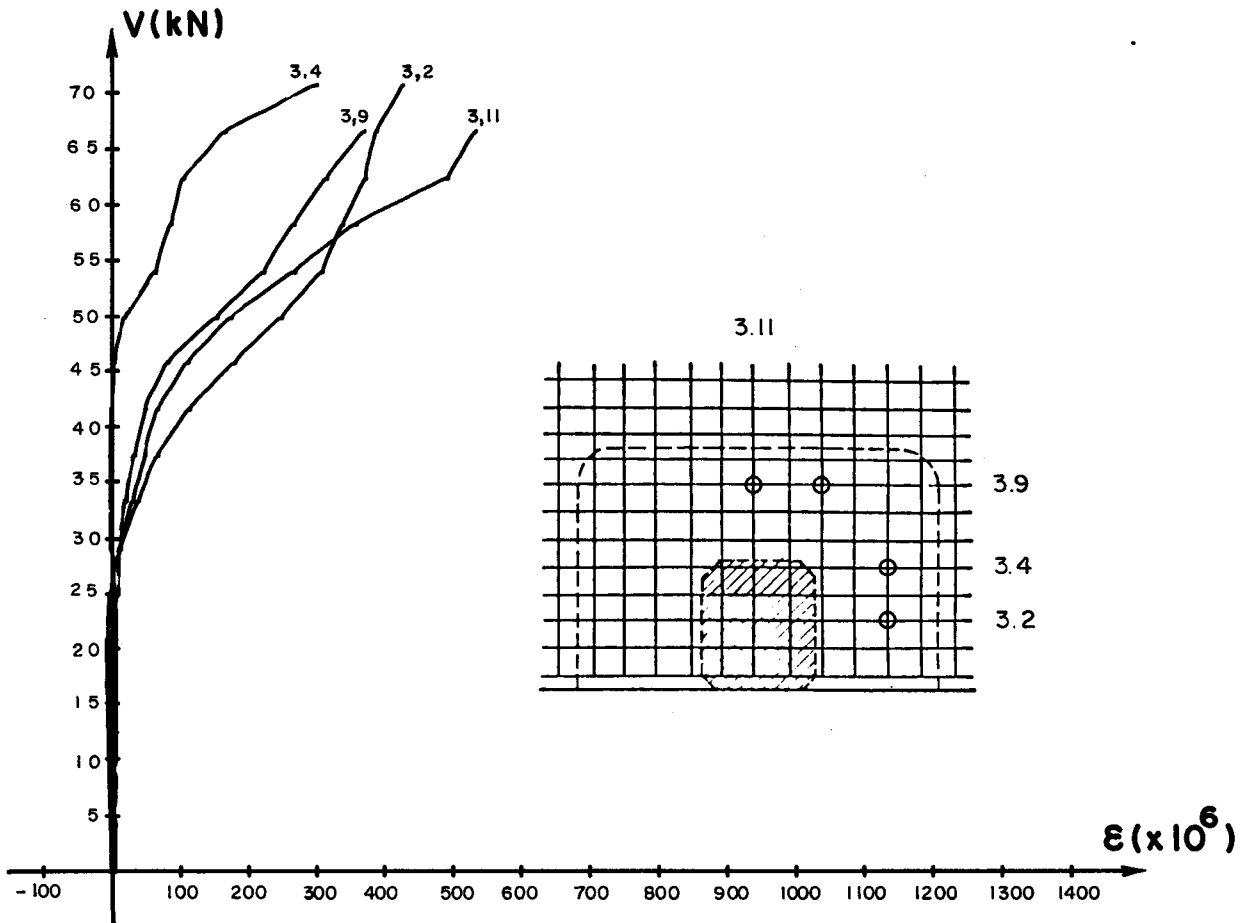


24/3
ESTRIBOS Figura 3.1.27



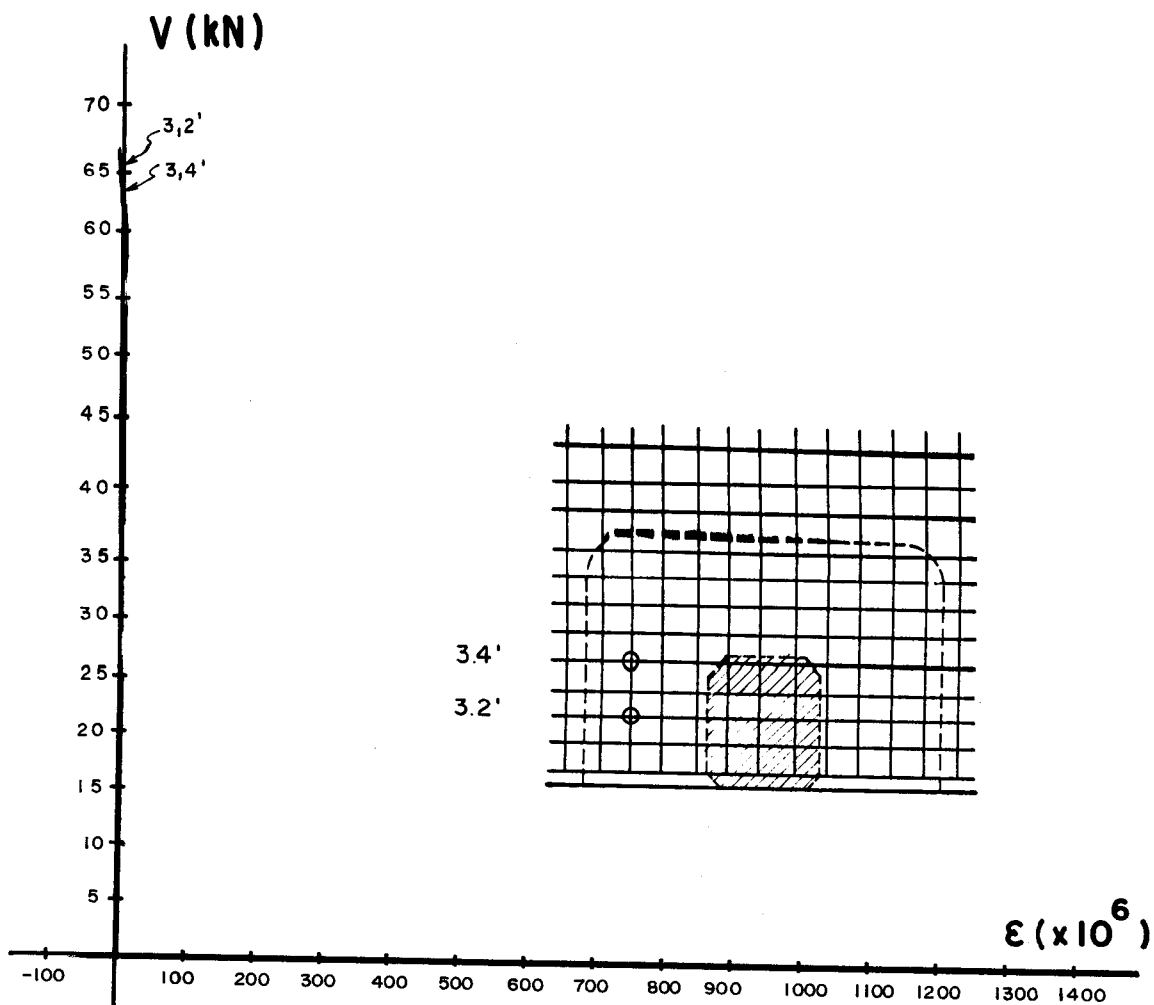
24/3
ESTRIBOS

Figura 3.1.28

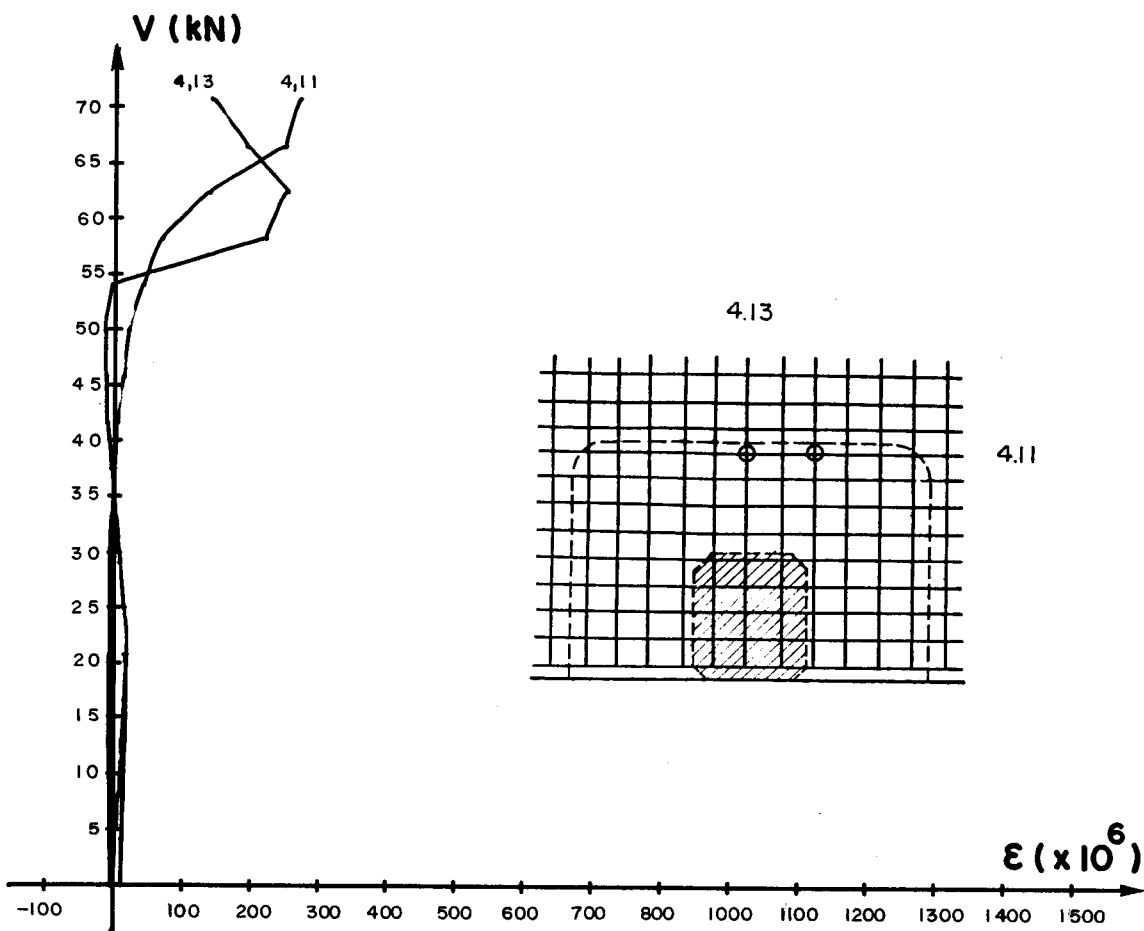


24/3
ESTRIBOS

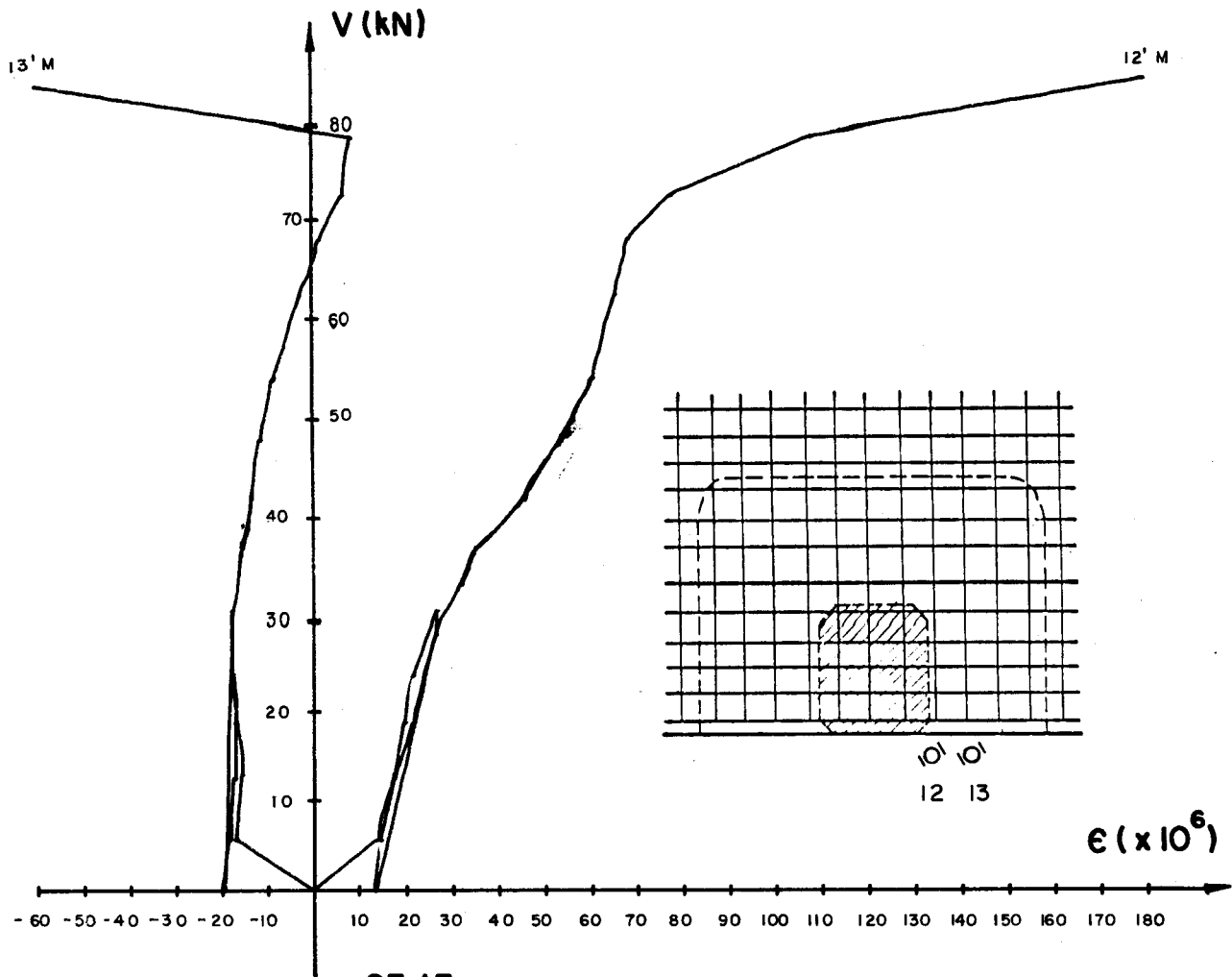
Figura 3.1.29



24/3
ESTRIBOS Figura 3.1.30

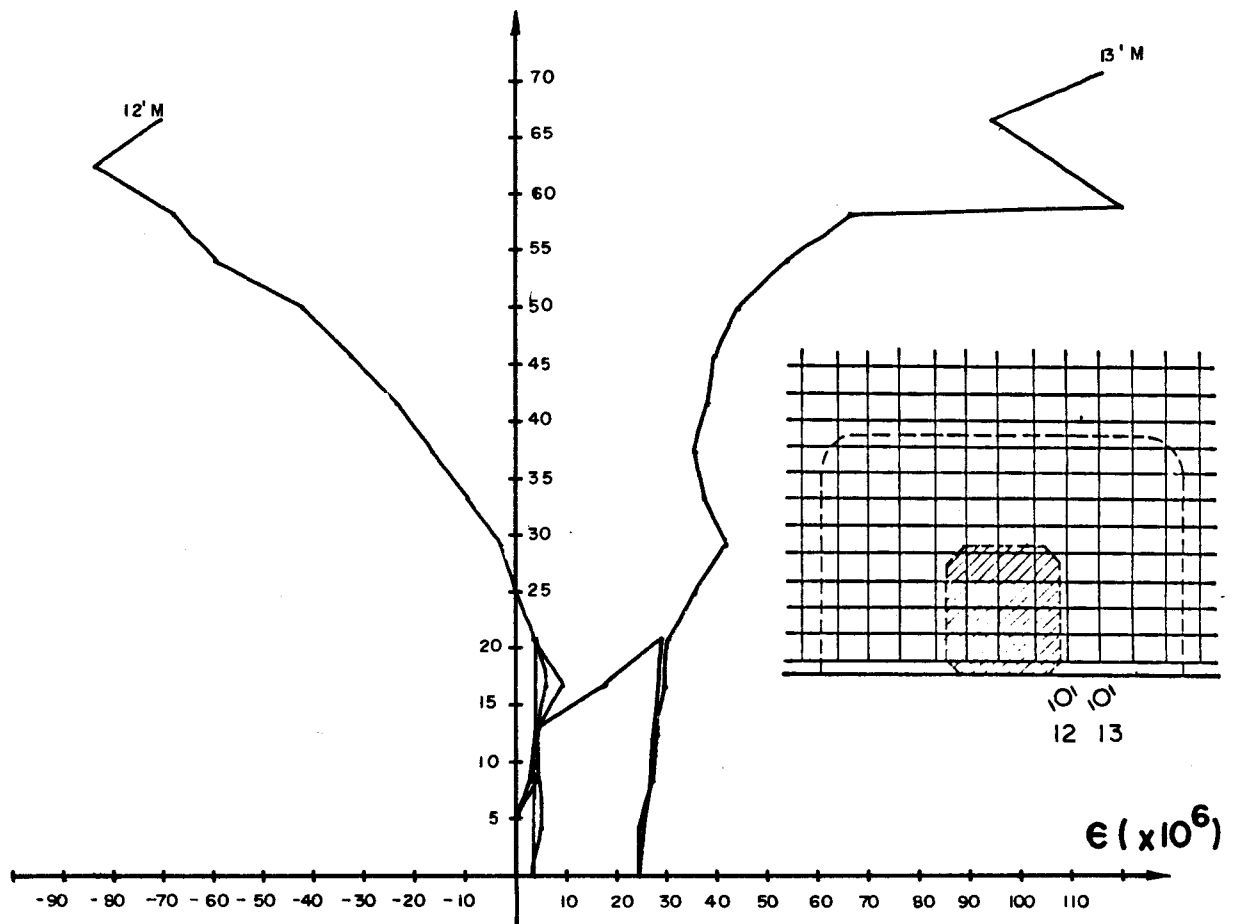


24/3
ESTRIBOS Figura 3.1.31



23/3
GANCHOS

Figura 3.1.32



24/3
GANCHOS

Figura 3.1.33

3.2.6 - Deformações na face inferior da laje

Nas figuras seguintes apresentam-se as deformações do concreto medidas na face inferior da laje.

As curvas carga-deformação relativas a essas medidas foram feitas para os modelos EdL 23/3 e 24/3, e a localização das rosetas está indicada na figura 3.1.34.

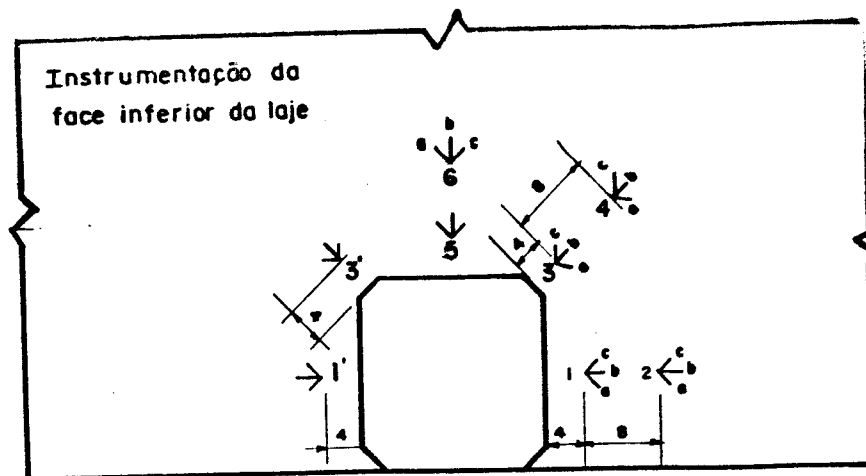
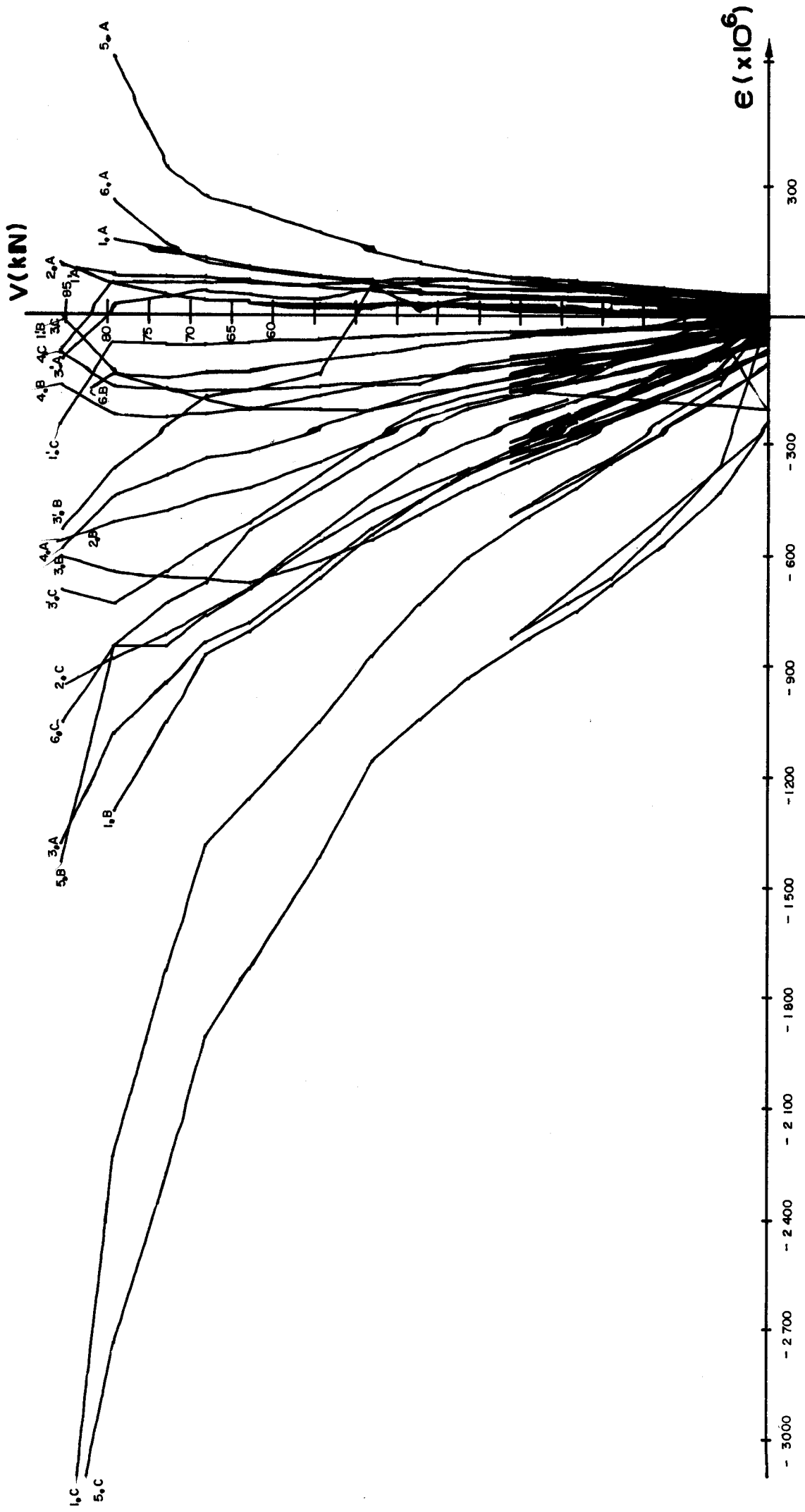
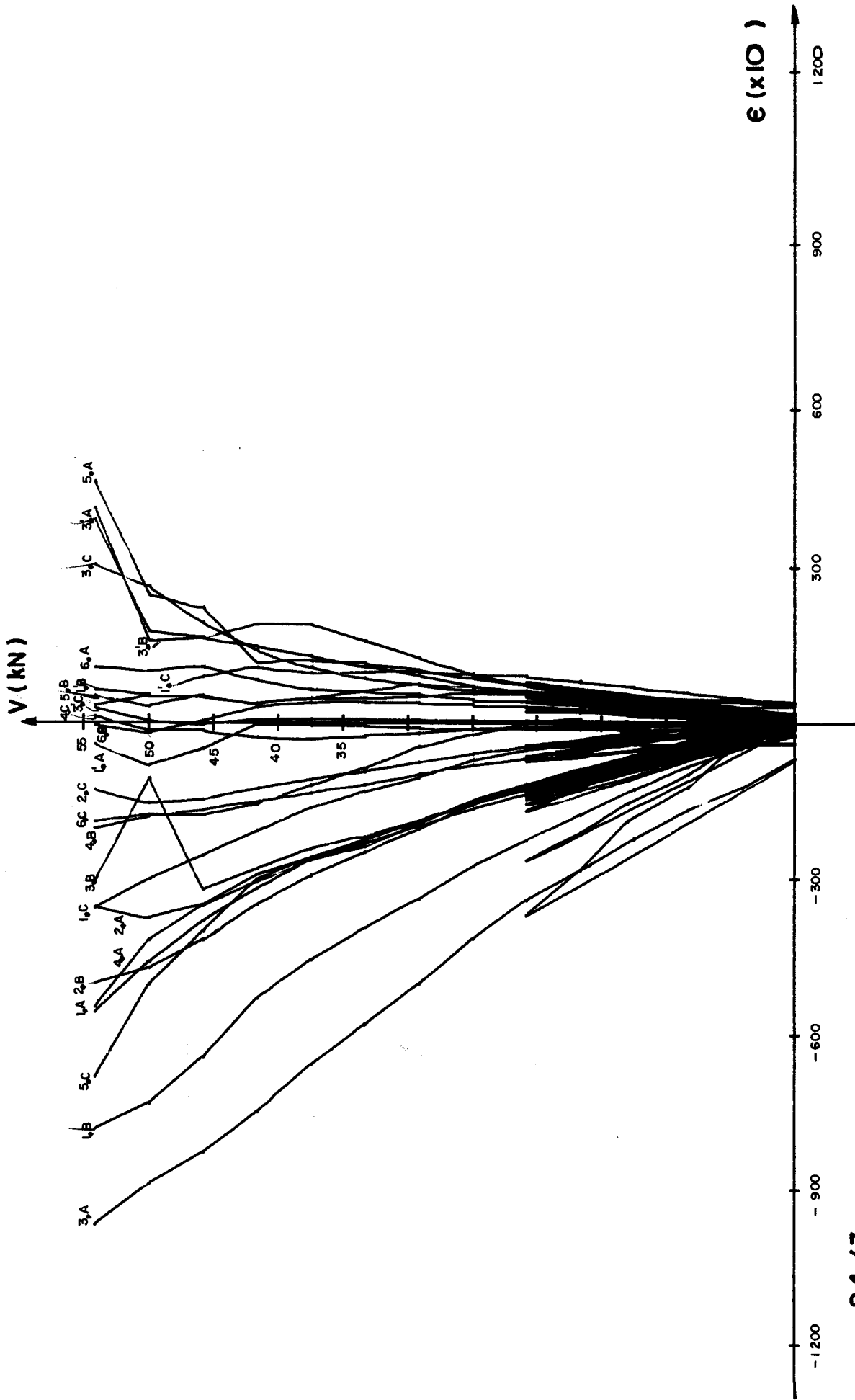


Fig. 3.1.34 - Instrumentação da face inferior da laje.



23/3
CONCRETO

Figura 3.1.35



24 / 3
CONCRETO

Figura 3.1.36

3.2.7 - Deslocamentos Transversais

Nas figuras seguintes apresentam-se os deslocamentos transversais da laje medidos por meio de defletômetros mecânicos. Na figura 3.1.37 apresenta-se a posição dos defletômetros.

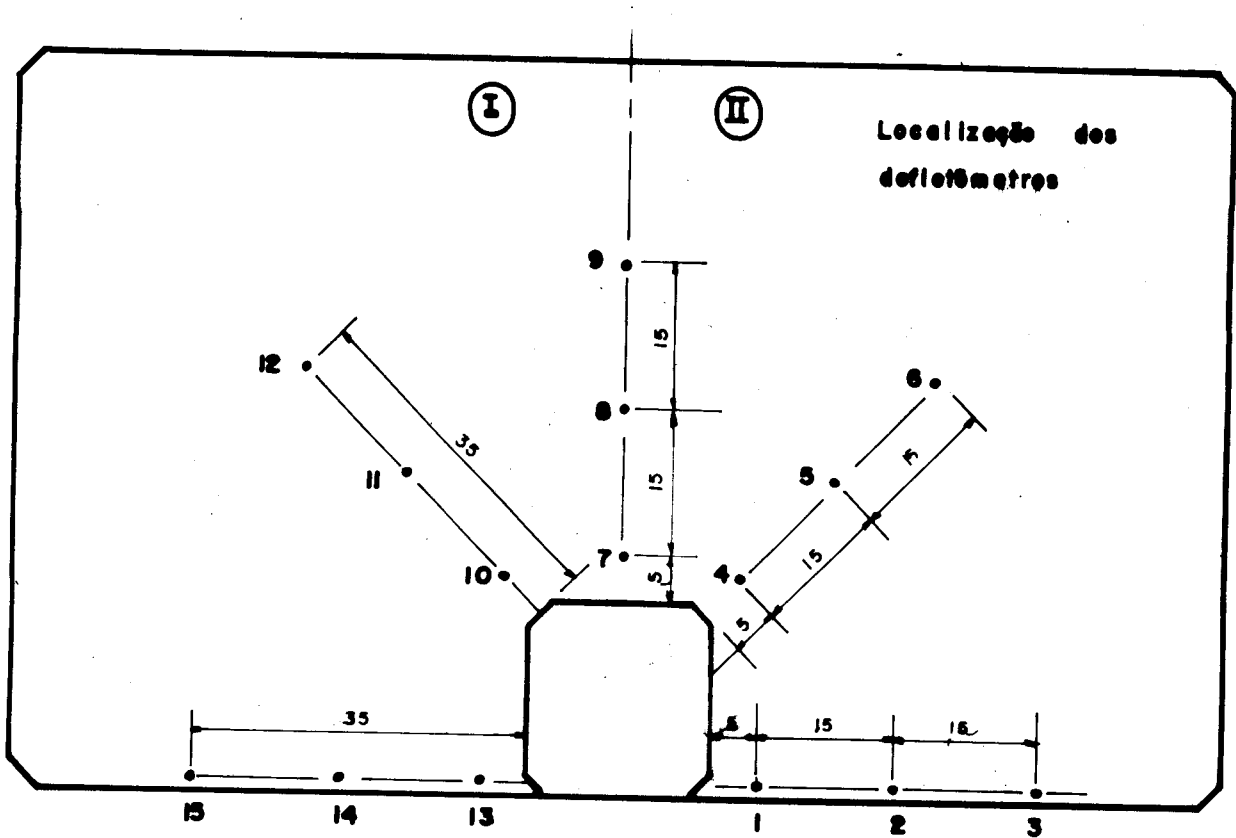
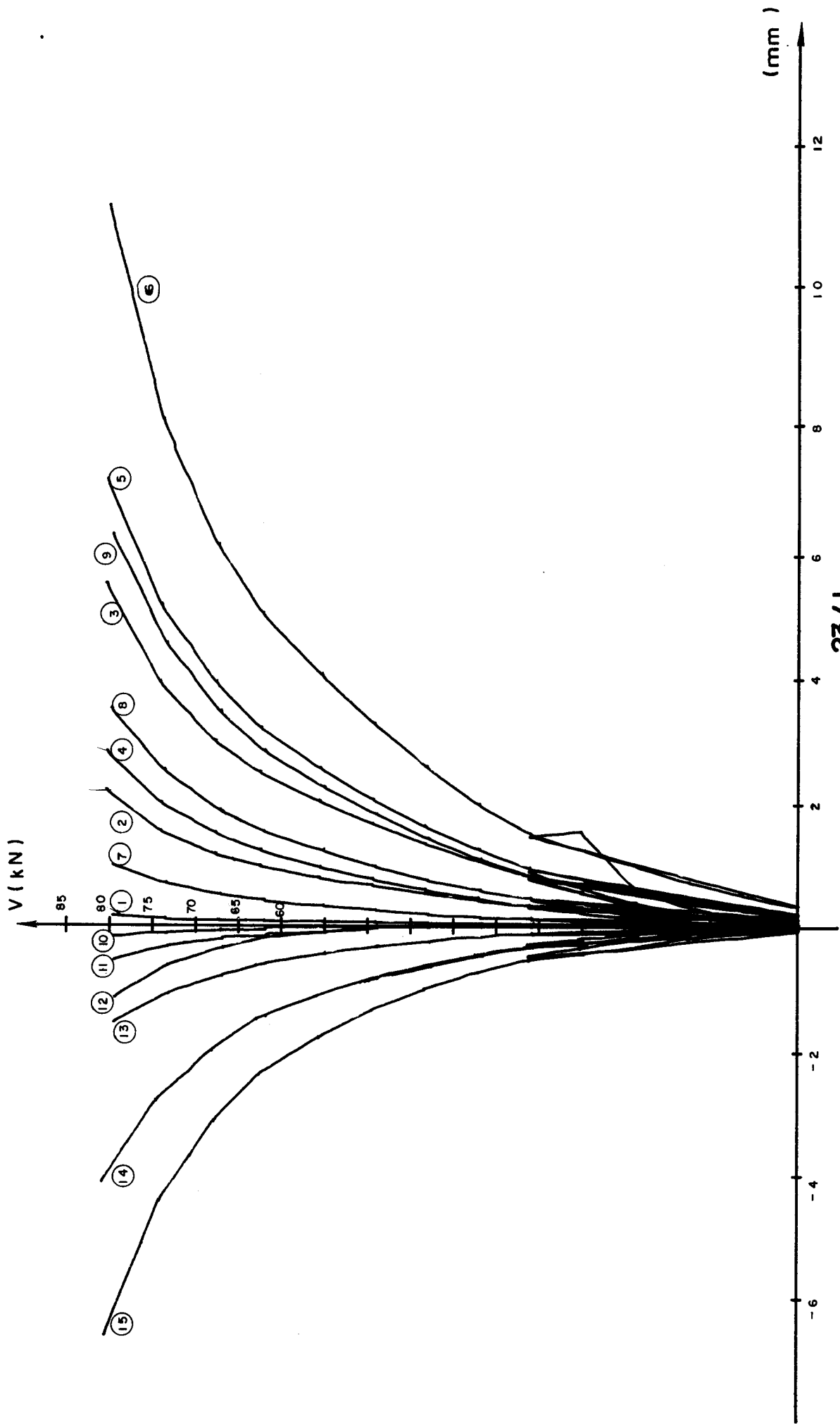
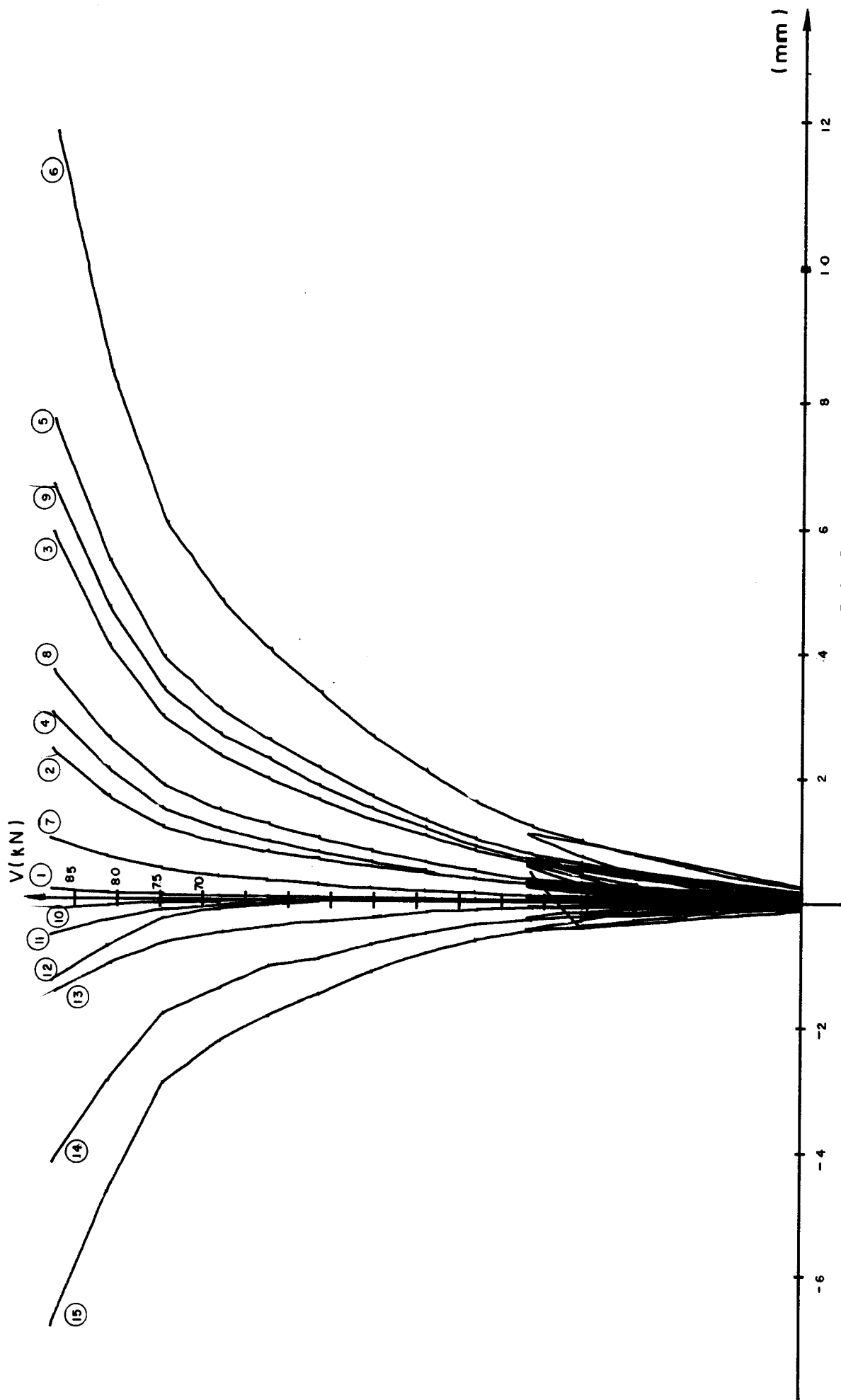


Fig. 3.1.37 - Localização dos defletômetros



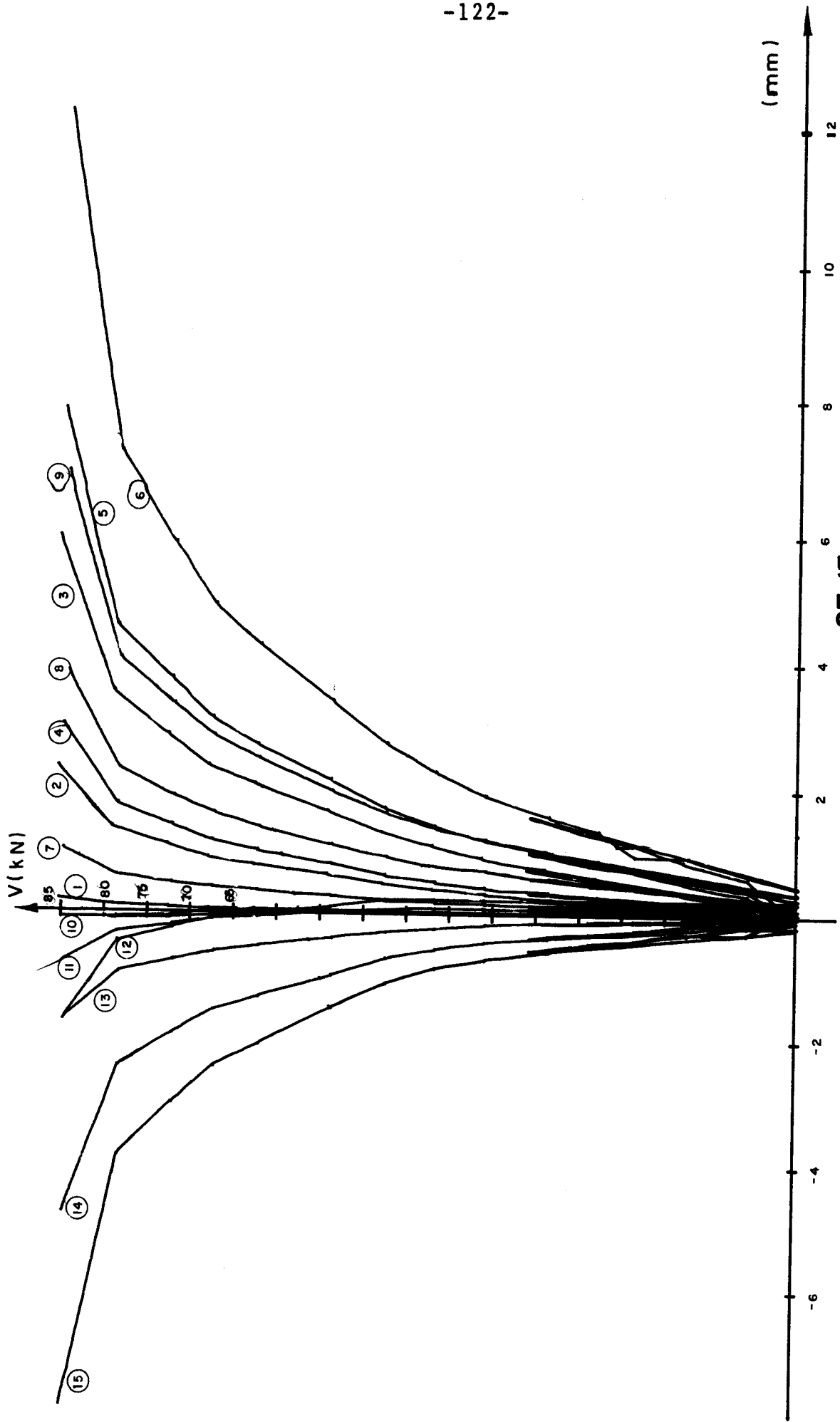
23/1

DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS Figura 1.3.38

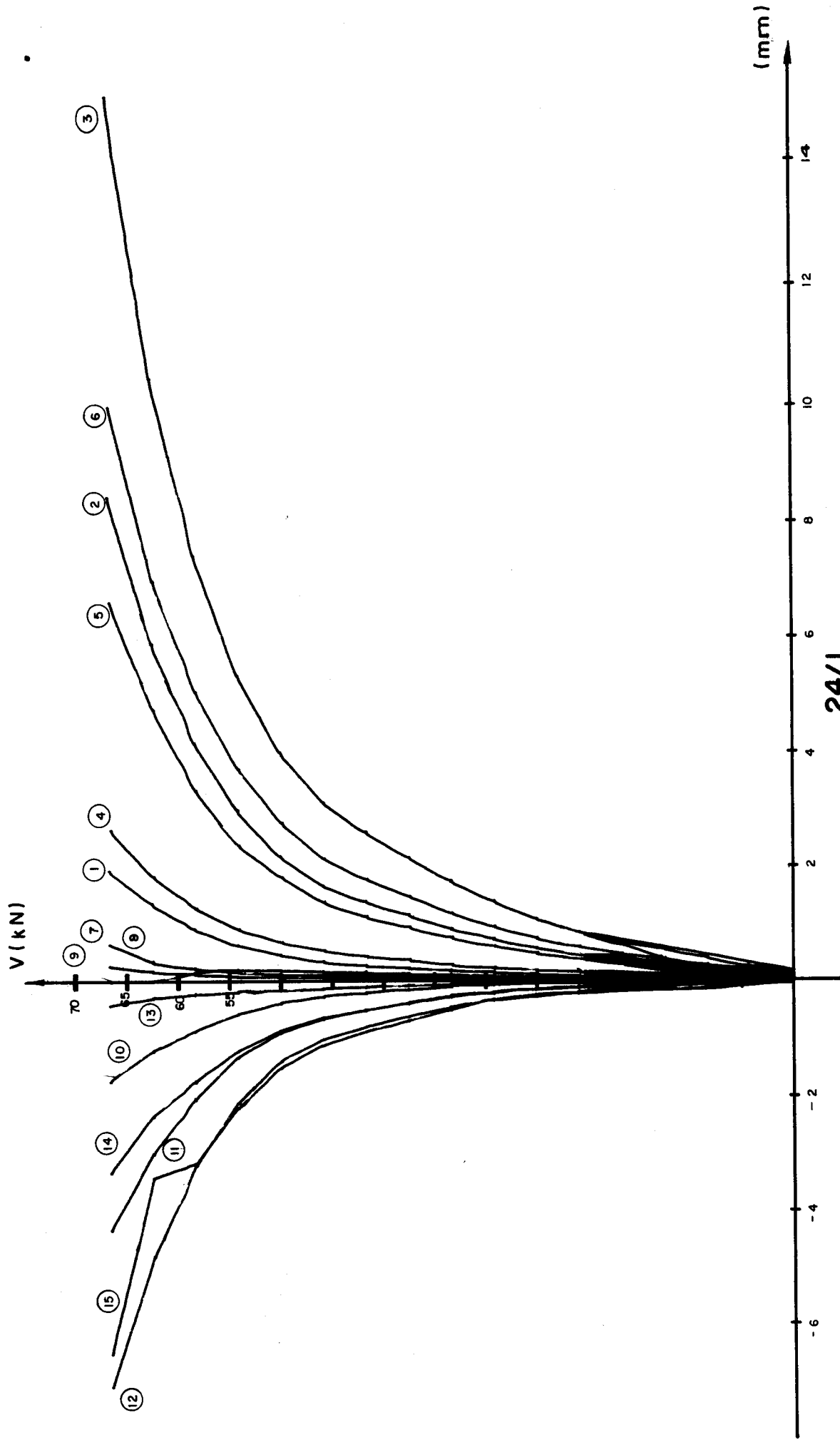


23/2

DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS Figura 1.3.39.

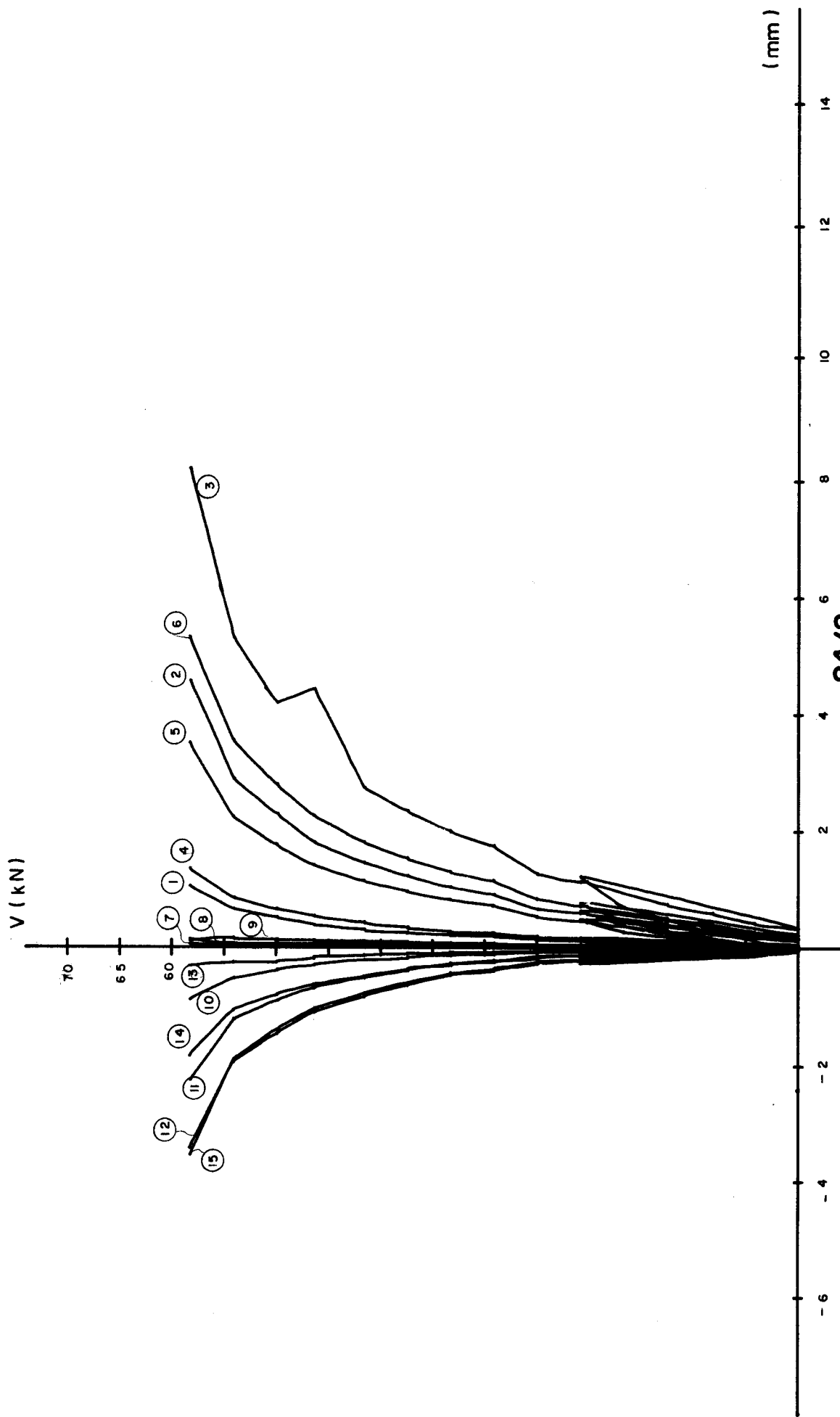


DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS Figura 1.3.40

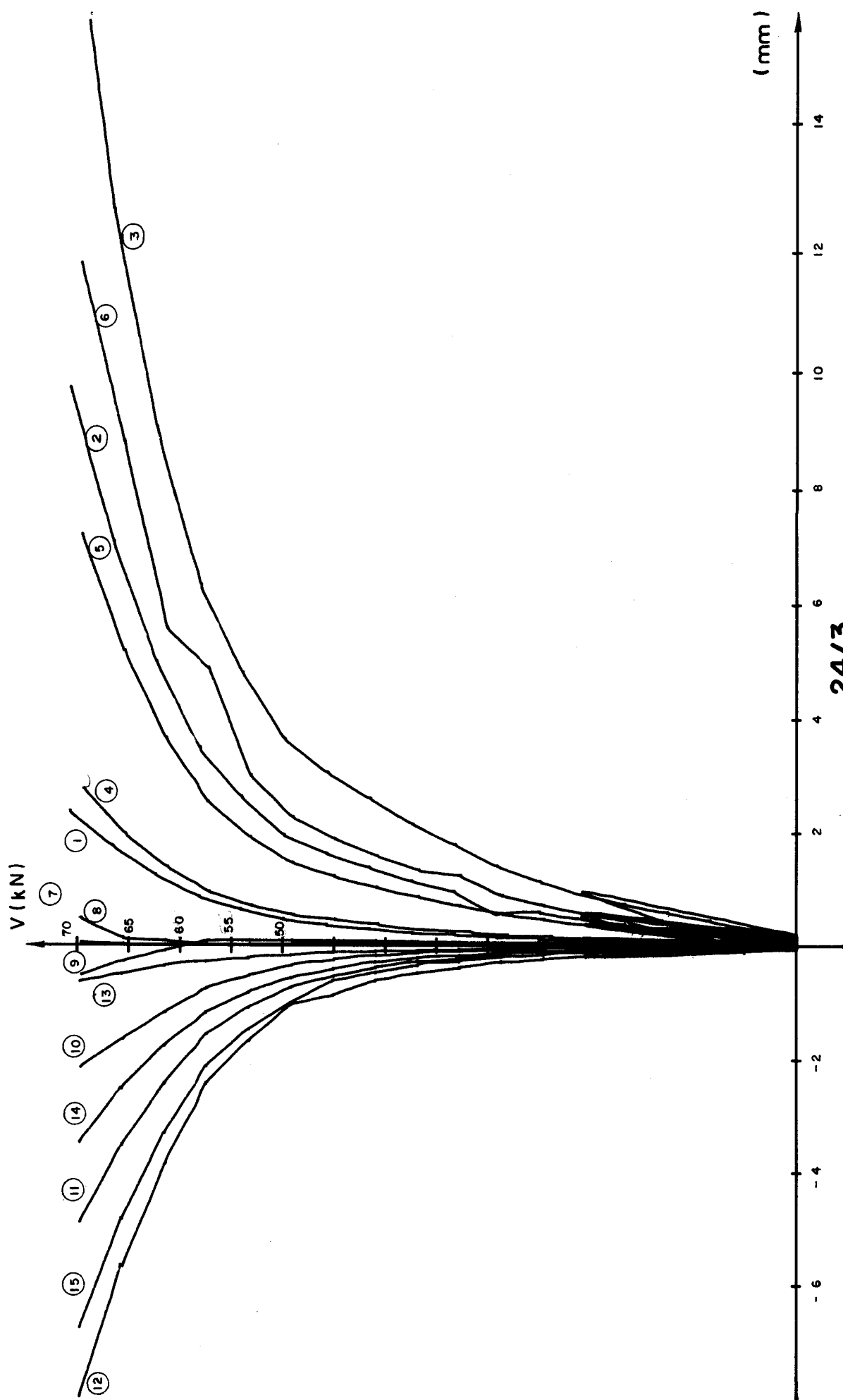


24/1

DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS Figura 1.3.41



DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS **24/2** Figura 1.3.42



24/3

DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS Figura 1.3.43

CAPÍTULO 4

4. ANÁLISE DOS RESULTADOS, CONCLUSÕES

4.1 - Análise dos Resultados

Os resultados, expostos no capítulo anterior, se rão analisados em seguida, nos itens 4.1.1 a 4.1.6.

Inicialmente (§ 4.1.1) se faz um breve estudo es tatístico 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 23 e 24 são comparadas com as do elemento-de-laje 16, ana- lisadas por TAKEYA (1981).

Em seguida, nos parágrafos 4.1.2. a 4.1.6 são analisados todos os resultados de interesse, onde se procu ra, principalmente, verificar a coerência desses resulta- dos com o que se poderia esperar da experimentação.

No parágrafo 4.2 estão as conclusões a que se po de chegar após as análises anteriores.

4.1.1 - Cargas de ruína

A seguir será feita rápida comparação da carga atuante de ruína por unidade de comprimento de seção crítica obtida nos ensaios, com os correspondentes valores convencionais da carga resistente de ruína por unidade de comprimento de seção crítica.

Inicialmente, utilizando as condições do Código Modelo CEB-FIP e dos seus complementos, a carga de ruína resistente por unidade de comprimento da laje com armadura transversal poderia ser calculada pela expressão:

$$v_{Rd2} = 1,6 v_{Rd1} = 1,6 \left[1,6 \tau_{Rd} K (1+50\rho_{\ell}) d \right]$$

- . τ_{Rd} é obtido em função da resistência à compressão do concreto;
- . $K = 1,6-d \leq 1,0$, com d em metros;
- . $d = (d_x + d_y)/2$;
- . d_x e d_y são as alturas úteis da laje nas direções x e y ;
- . $\rho_{\ell} = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \leq 0,008$;
- . $\rho_{\ell x}$ e $\rho_{\ell y}$ são as taxas da armadura de flexão da laje nas direções x e y ;
- . v_{Rd2} é a carga de ruína resistente por unidade de comprimento.

No caso das peças ensaiadas, utilizando:

- . $f_c \approx 37\text{MPa}$ (370kgf/cm^2)-média das resistências de todos os corpos de prova de concreto ensaiados ;

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

. $A_{s,x} = 0,78\text{cm}^2/4,5\text{cm}$ e $A_{s,y} = 0,78\text{cm}^2/5,7\text{cm}$;

Obtem-se:

. $\tau_{Rd} = 0,396\text{MPa}$ ($3,96\text{kgf/cm}^2$)

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

. $K = 1,515$;

. $\rho_{lx} = 0,0217$ e $\rho_{ly} = 0,0152$;

. $\rho = 0,0182 > 0,008$, portanto será adotado
 $\rho_l = 0,008$;

Resultando:

$v_{Rd2} = 1,828 \text{ kN/cm}$ ($182,8\text{kgf/cm}$)

a carga de ruína atuante máxima por unidade de comprimento para o EdL 23:

$$v_{Sd,m\acute{a}x} = \frac{v_{Sd}}{u} \left(1 + 1,5 \frac{|e_x| + |e_y|}{\sqrt{b_x b_y}} \right)$$

Onde:

. u é o perímetro da seção crítica indicada na figura a seguir

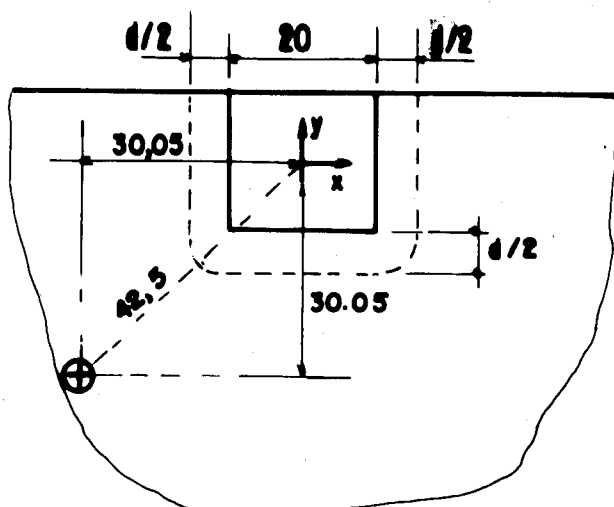


Figura 4.1

- . V_{sd} é a força cortante atuante ao longo do perímetro u ;
- . e_x, e_y as excentricidades da carga atuante nas direções x e y ;
- . b_x, b_y as dimensões do contorno u medidas nas direções x e y .

No caso do EdL 23 temos:

- . $V_{sd} = 84,59\text{kN} (8455\text{kgf})$
- . $u = 73,3\text{cm}$
- . $e_x = e_y = 30,05\text{cm}$
- . $b_x = 37\text{cm}, b_y = 24,25\text{cm}$

Resultando:
$$v_{sd, \max} = \frac{8459}{73,3} \left(1 + 1,5 \frac{30,05 + 30,05}{\sqrt{37 \times 24,25}} \right)$$

$$v_{sd, \max} = 4,628\text{kN/cm} (462,8\text{kgf/cm})$$

Portanto para o EdL 23, a carga resistente por unidade de comprimento permitida pelo código modelo CEB-FIP é de apenas 39,5% da carga atuante por unidade de comprimento.

Para o EdL 24, temos:

$$. V_{sd} = 65,20 \text{ kN (6520 kgf)}$$

$$. u = 73,3 \text{ cm}$$

$$. e_x = 0, \quad e_y = 51 \text{ cm}$$

$$. b_x = 37 \text{ cm}, \quad b_y = 24,25 \text{ cm}$$

$$\text{Resultando} \quad v_{sd, \text{m\acute{a}x}} = \frac{6520}{73,3} \left(1 + 1,5 \frac{51}{\sqrt{37 \times 24,25}} \right)$$

$$v_{sd, \text{m\acute{a}x}} = 3,161 \text{ kN/cm (316,1 kgf/cm)}$$

Para o EdL 24, a carga resistente por unidade de comprimento permitida pelo código modelo CEB-FIB é de 57,8% da carga atuante por unidade de comprimento.

Destes dois resultados podemos concluir que a aplicação da fórmula do CEB não é adequada nos casos em questão, pois leva a valores muito seguros e por isso anti-econômicos.

A resistência à flexão da ligação laje-pilar poderia ser calculada a partir da charneira que se admitiu formar no parágrafo 4.1.2. Para o EdL 23 fazem-se duas hipóteses de formação da charneira imaginando que a situação real seja intermediária entre as duas:

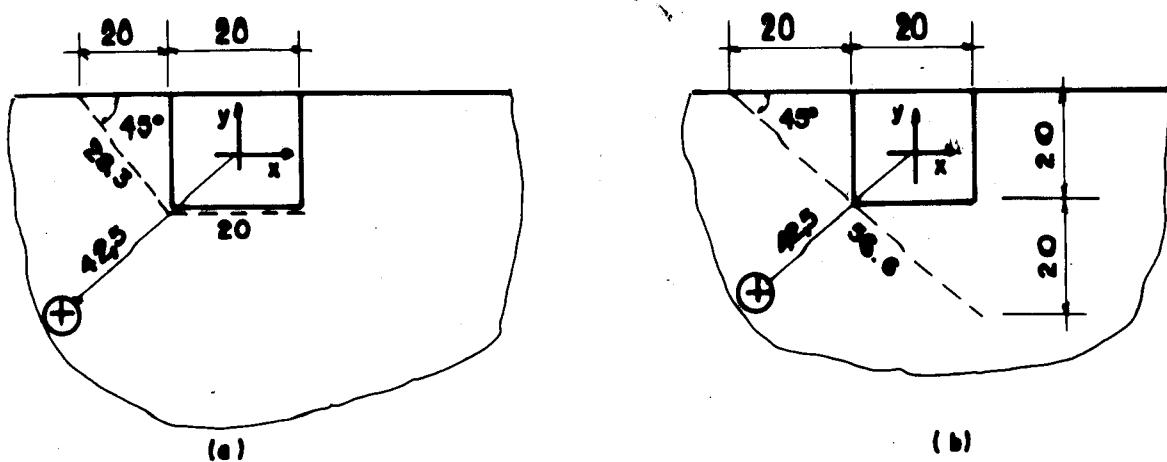


Figura 4.2

Adotando os momentos últimos por unidade de comprimento:

$$m_x = 71,50 \text{ kNm/m (7150 kgfm/m)}$$

$$m_y = 62,00 \text{ kNm/m (6200 kgfm/m)}$$

medidas em vigas correspondentes às faixas nas direções x e y da laje das peças de canto (MARTINELLI, 1974), a qual tem praticamente as mesmas características da laje aqui utilizada, obtêm-se o momento fletor último resistente:

$$\begin{aligned} \text{situação (a): } M_{u, \text{res}} &= 0,20m_y + \left[0,283(m_x \text{ sen}^2 45^\circ + m_y \text{ cos}^2 45^\circ) \right. \\ &\quad \left. \cdot \text{cos} 45^\circ \right] = 25,75 \text{ kNm (2575 kgfm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{situação (b): } M_{u, \text{res}} &= 0,566(m_x \text{ sen}^2 45^\circ + m_y \text{ cos}^2 45^\circ) \text{ cos} 45^\circ = \\ &= 26,70 \text{ kNm (2670 kgfm)} \end{aligned}$$

Imaginando que a charneira esteja em uma posição intermediária, teremos para o EdL 23:

$$M_{u, \text{res}} = 26,23 \text{ kNm (2623 kgfm)}$$

Para o EdL 24 admitiremos a formação da seguinte charneira:

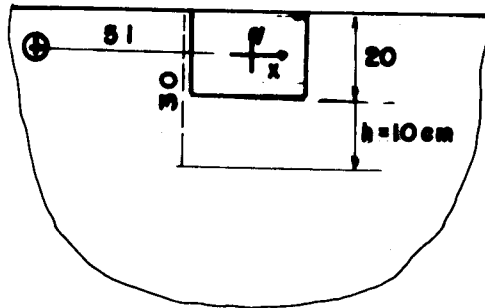


Figura 4.3

E o momento fletor último resistente será:

$$M_{u,res} = 0,30 \cdot m_x = 21,45 \text{ kNm (2145 kgfm)}$$

Para o EdL 16 foi obtido:

$$M_{u,res} = 39,10 \text{ kNm (3910 kgfm)}$$

As cargas de ruína V_u dos ensaios poderiam ser associados os momentos fletores dessas cargas em relação ao centro do pilar, ou seja:

$$M_u = V_u \times 0,285 \quad \text{p/ EdL 16;}$$

$$M_u = V_u \times 0,425 \quad \text{p/ EdL 23;}$$

$$M_u = V_u \times 0,51 \quad \text{p/ EdL 24;}$$

Onde os números que estão multiplicando V_u seriam os braços da resultante das cargas V_u em relação ao centro do pilar, obtendo-se então:

$$M_u = 56,22 \text{ kN.m , para o EdL 16;}$$

$$M_u = 35,95 \text{ kN.m , para o EdL 23;}$$

$$M_u = 33,25 \text{ kN.m , para o EdL 24.}$$

Estes resultados, apesar da hipótese bastante simplista adotada na estimativa de $M_{u,res}$, dão uma primeira indicação de que ocorreu ruína por flexão nos elementos-de-laje 23 e 24 ($M_u > M_{u,res}$).

Observa-se também uma coerência muito grande quando se compara a diminuição do M_u do elemento de laje 16 para o 23 e 24 com a diminuição do $M_{u,res}$, como se vê na tabela 4.1 abaixo:

EdL	$M_{u,res}$	M_u
16	39,10	56,22
23	26,23	35,95
24	21,45	33,25

Tabela 4.1

A partir de agora fazem-se uma análise estatística dos resultados das cargas de ruína obtidos nos ensaios:

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 24/2 (58,26 kN), que a primeira vista parece ser de pouca confiança, no conjunto de todas as cargas medidas, conforme se verá, apresenta resultado plenamente satisfatório.

Na tabela seguinte apresenta-se o resumo rápido da análise estatística das cargas de ruína, que é comentada a seguir.

EdL	V_u	\bar{V}_u	V_u/\bar{V}_u	si ci	s	c
23	80,99	84,59	0,957	0,0400 0,0560	0,0665	0,116
	87,61		1,036			
	85,18		1,007			
24	66,59	65,20	1,021	0,0972 0,1350		
	58,26		0,894			
	70,75		1,085			

Tabela 4.2

Examinando-se os valores normalizados V_u/\bar{V}_u das cargas de ruína de cada EdL em relação à respectiva média, observam-se os desvios máximos de:

- 4,3% no EdL 23
- 10,6% no EdL 24

e correspondentes desvios padrão si de:

- 4,00% no EdL 23
- 9,72% no EdL 24

O conjunto de 5 cargas normalizadas fornece $s = 6,7\%$, o que vem confirmar a manutenção, neste trabalho, da boa qualidade da técnica empregada na construção e ensaio daquelas peças.

Utilizando-se o desvio padrão $s = 6,7\%$ verifica-se que todos os valores das cargas de ruína estão contidos no intervalo $1 \pm 2S$ (0,866 - 1,134), e apenas o valor $V_u = 58,26$ (EdL 24) fica fora do intervalo $1 \pm 1,5S$ (0,899-1,101), porém bem próximo do limite inferior 0,899,

Aplicando-se agora ao conjunto das 6 cargas o critério de CHAUVENET, que estabelece que "se em uma série de n medidas a probabilidade de ocorrência de um desvio de valor x é menor que $1/2n$, então a medida que apresentar tal desvio deverá ser rejeitada", obtem-se:

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

onde P_x é a probabilidade do desvio ser menor que x;

$$\text{com } n = 6, P_x = 0,9167;$$

utilizando a curva de distribuição normal, para $P_x = 0,9167$ se tem:

$$x = 1,73$$

desta forma o desvio máximo admissível será:

$$c = x.s = 1,73 \times 0,067 = 0,116$$

Portanto, de acordo com o critério de CHAUVENET, devemos rejeitar as medidas que estiverem fora do intervalo 0,884 - 1.116, o que implica na aceitação de todas as cargas de ruína observadas.

Por outro lado, a aplicação do critério de CHAUVENET a cada um dos conjuntos de 3 medidas de cada EdL resulta nos desvios máximos admissíveis c_i de:

$$0,056 \text{ para o EdL 23;}$$

$$0,135 \text{ para o EdL 24;}$$

o que também implica na aceitação de todas as cargas de ruína observadas.

Utilizando a distribuição t de STUDENT, a carga de ruína média de cada EdL estará, com 95% de confiança, nos intervalos $\bar{V}_u (1 \pm \epsilon)$ apresentados na tabela seguinte, onde $\epsilon = t_{\alpha/2} / \sqrt{n-1}$, com $n = 3$;

EdL	\bar{V}_u	si	t	ϵ	$\bar{V}_u (1 \pm \epsilon)$
23	84,59	0,0400	4,303	0,1217	84,59 \pm 10,29
24	65,20	0,0972		0,2957	65,20 \pm 19,27

Tabela 4.3

Ainda utilizando a distribuição t de STUDENT, considerando porém, o conjunto das 6 cargas normalizadas em relação às médias de cada EdL, tem-se os seguintes intervalos de confiança:

$$n = 6$$

$$s = 0,0665$$

$$t = 2,571$$

$$\epsilon = 0,0765$$

resultando nos intervalos de confiança seguinte:

$$\text{EdL 23: } 84,59 \pm 6,47$$

$$\text{EdL 24: } 65,20 \pm 4,99$$

Comparando-se agora os elementos-de-laje 23 e 24 com o elemento-de-laje 16 analisado anteriormente, tem-se que a única diferença entre eles é quanto ao plano de aplicação da carga (fig. 4.4):

EdL 16 - Plano normal à borda (PNB)

EdL 23 - Plano diagonal do pilar (PDP)

EdL 24 - Plano Paralelo ao da face lateral (PPFL)

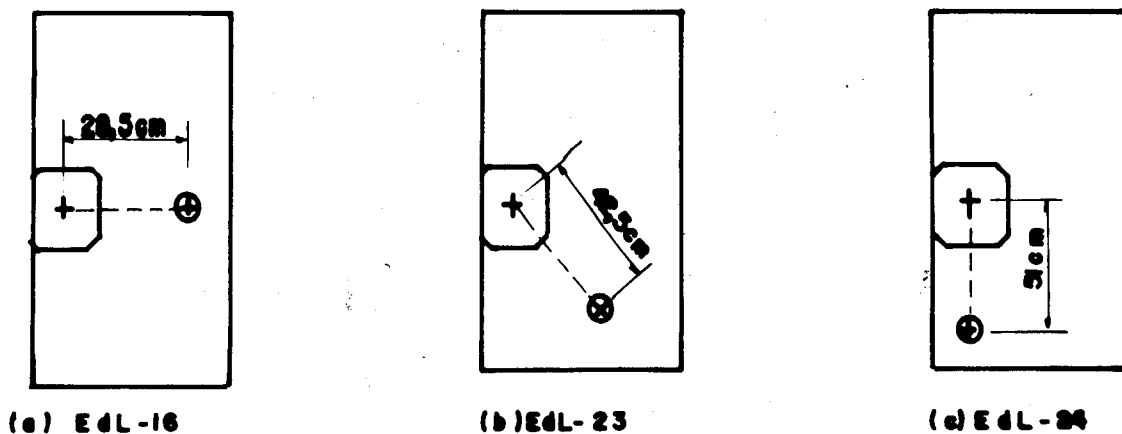


Fig. 4.4 - Posição do ponto de aplicação das cargas

Como os braços são diferentes, terá mais sentido a comparação dos momentos máximos, ao invés da carga de ruína (Tabela 4.4):

EdL	\bar{V}_u (kN)	BRAÇO (m)	MOMENTO MÁXIMO (kNxm)	PORC. %	REDUÇÃO %
16	189,68	0,285	54,06	100,0	0,0
23	84,59	0,425	35,95	66,5	33,5
24	65,20	0,510	33,25	61,5	38,5

Tabela 4.4

4.1.2 - 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 visíveis (abertura de 0,05mm) foram observadas com cargas que equivalem em média às seguintes parcelas de carga de ruína média \bar{V}_u :

30% no EdL 23	}	25% do EdL 16
16% no EdL 24		

As aberturas de fissuras de 0,3mm, valor máximo em condições de serviço, para peças protegidas segundo a NBR-6118, ocorreram com cargas que equivalem em média às seguintes parcelas da carga de ruína média \bar{V}_u :

88% no EdL 23	}	76% no EdL 16
83% no EdL 24		

Observa-se ainda que com um coeficiente de segurança igual a 1,4, a carga de serviço deva ser da ordem de 71% da carga de ruína. Portanto, na fase de serviço, as fissuras estão dentro dos limites aceitáveis.

Vale porém lembrar que essas observações foram feitas em elementos-de-laje e portanto a utilização desses resultados para painéis completos de laje precisa ser feita com algum cuidado.

Com relação às configurações de ruína, há algumas semelhanças e diferenças entre os EdL 16, 23 e 24. Em todos os elementos-de-laje a ruína ocorreu com predominância da flexão e a configuração de ruína poderia ser idealizada como nas figuras 4.5 (EdL 16, idealizado por TAKEYA, 1981), 4.6 e 4.7. Nota-se nas figuras ligeira semelhança com o caso dos pilares de canto, a menos da assimetria de carregamento existente nos elementos-de-laje 23 e 24. Aqui, mais uma vez se confirma que a presença dos estribos faz com que a superfície de ruína, esquematizadas nas figuras 4.5, 4.6 e 4.7 fique reduzida somente ao contorno do lado interno do pilar. A ruína, tanto no EdL

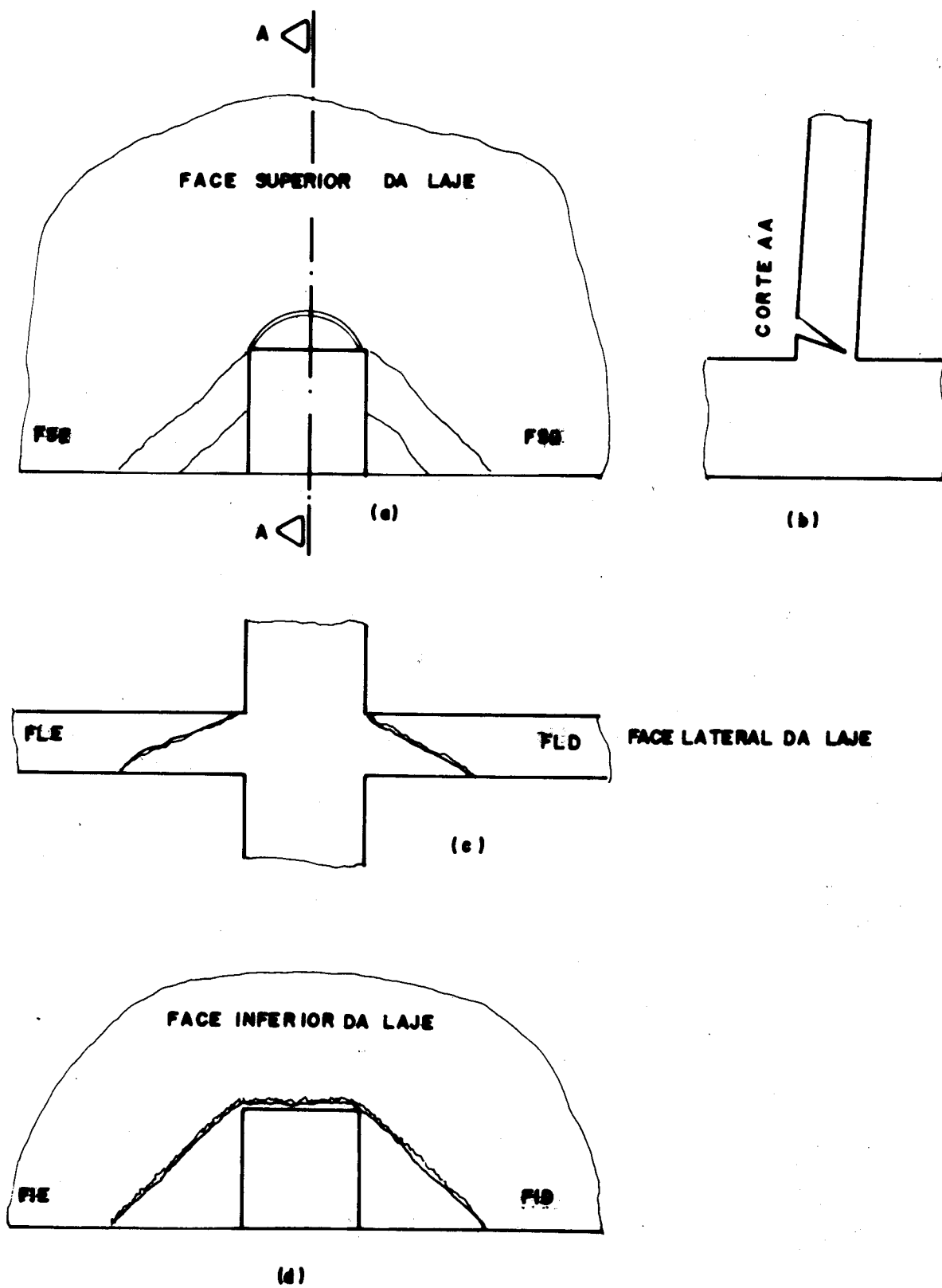


Figura 4.5 - Configuração de ruína do EdL-16

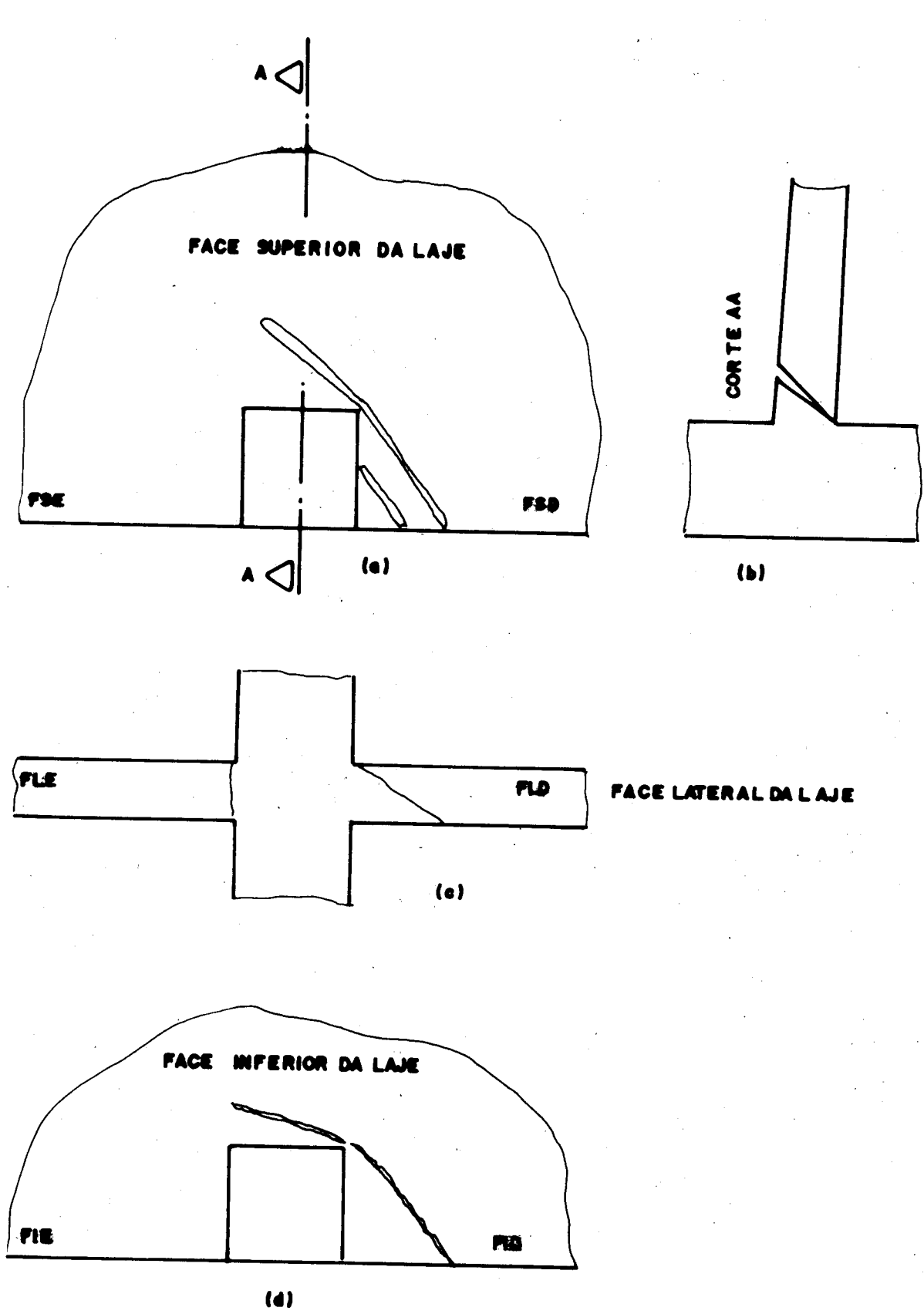


Figura 4.6 - Configuração de ruína do EdL-23

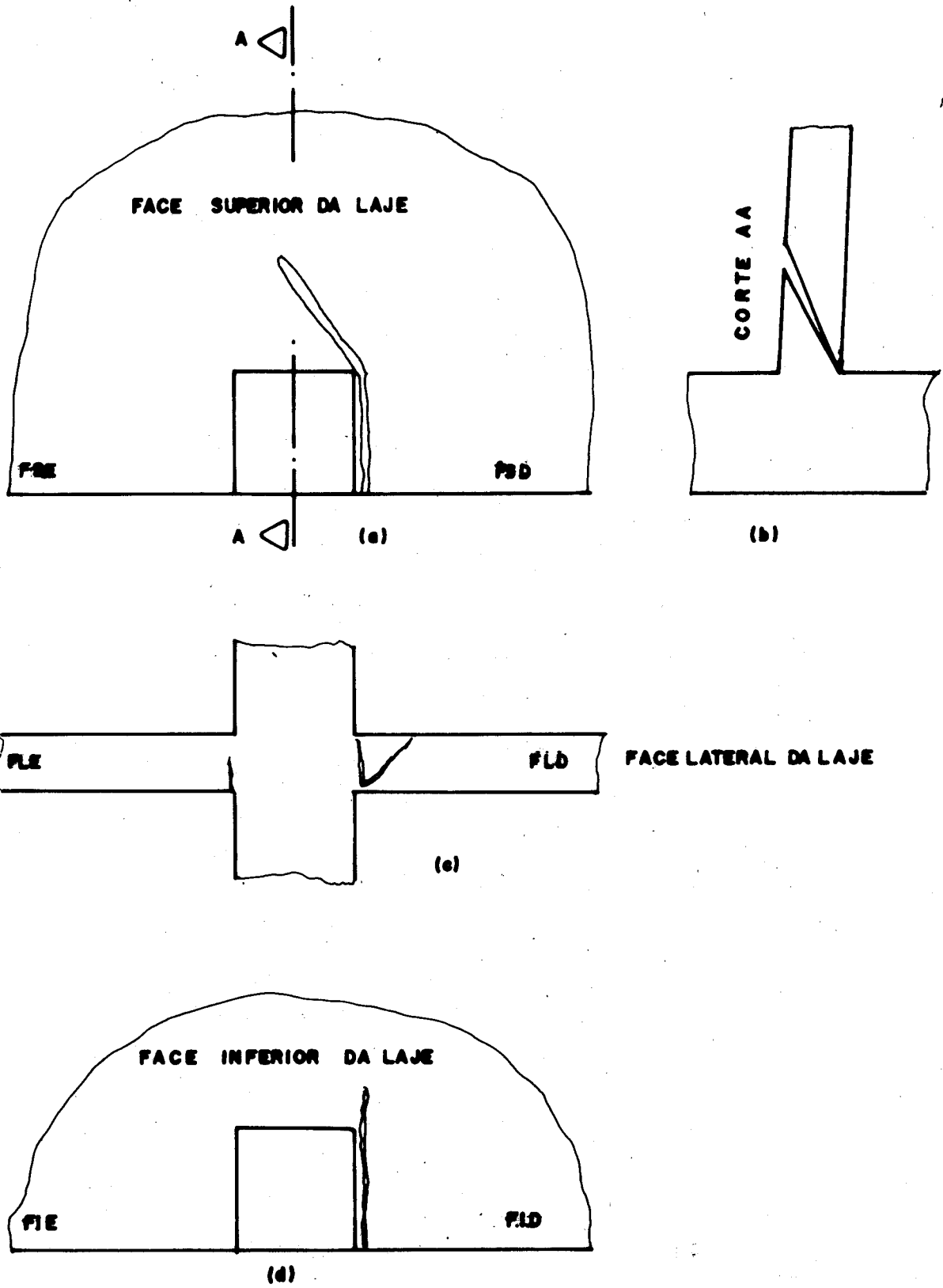


Figura 4.7 - Configuração de ruína do EdL-24

16 como no EdL 23 e EdL 24, não se dá bruscamente, evidenciando-se indícios prévios da proximidade da ruína: grandes aberturas de fissuras, princípio de plastificação do concreto na face inferior da laje e grandes rotações da laje; a ruína ocorre então com o escoamento da armadura de flexão e a plastificação do concreto na face inferior da laje. A diferença básica entre as configurações de ruína dos elementos de laje está na posição das charneiras formadas com a plastificação do concreto na face inferior da laje, e fissuras da face superior da laje, conforme se vê nas figuras. Enquanto no EdL 16 a rotação da laje se dá predominantemente em torno da charneira paralela ao lado interno do pilar, nos EdL 23 e 24 esta rotação se dá em torno da charneira que vai do canto interior do pilar até a borda da laje, na face direita do elemento de laje.

Da análise das configurações de ruína esquematizadas nas figuras 4.5 a 4.7 resulta a indicação de que à medida que o plano de atuação da carga vai girando para a direita, os estribos colocados no lado esquerdo da laje vão perdendo sua função, não contribuindo na resistência da ligação.

4.1.3 - Deformações da armadura de flexão

Dos resultados obtidos para as deformações das armaduras de flexão, registrados 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 $\bar{f}_y = 456,3$ MPa e módulo de elasticidade $E_s = 202.409$ MPa (figura 3.1.4), com uma deformação correspondente de 0,225%.

Todas as barras localizadas dentro da região crítica foram instrumentadas, e podem ser divididas em dois grupos: as barras paralelas à borda numeradas de 1 a 7 a partir desta borda, e as barras perpendiculares à borda nu

meradas de 10 a 14 a partir do centro do pilar para o lado esquerdo e de 11' a 14' a partir do centro do pilar para o lado direito.

No EdL 16: (TAKEYA, 1981)

- Observa-se a iminência do escoamento de todas as barras do primeiro grupo (1 a 7);
- Com exceção apenas das barras 14 e 14', todas as outras barras do segundo grupo escoaram (10 a 14).

No EdL 23:

- Observa-se a iminência de escoamento de todas as barras do primeiro grupo (1 a 7), porém este escoamento só ocorreu de um lado das barras (lado direito, onde estava atuando a carga);

- das barras do segundo grupo observou-se a iminência de escoamento apenas nas barras 10, 11, 11', 12'.

No EdL 24:

- Dentre as barras do primeiro grupo observa-se o escoamento de todas as barras; porém aqui também o escoamento ocorreu só ao lado direito das barras;

- Não se observa iminência de escoamento em nenhuma das barras do segundo grupo.

Essas observações vêm confirmar o comportamento de ruína descrito no parágrafo anterior: ruína por flexão com indícios prévios evidentes em todos os elementos-de-laje.

4.1.4 - Deformações das armaduras transversais

Não se está estudando especificamente neste trabalho a influência da armadura transversal, de modo que a análise de deformações nessas armaduras deve fundamentalmente dar consistências às demais observações. Devido a isto, e devido ao fato de no EdL 16 a tensão máxima nos estribos da 1ª fila (0,0482%-101,2MPa) ser menor que a tensão de escoamento (250MPa), o problema de se ter usado CA-50 ao invés de CA-25 nos estribos dos elementos de laje EdL 23 e 24 não prejudicou a análise dos resultados dos ensaios.

Os estribos foram confeccionados com aço CA-50, que apresentou tensão de escoamento média $\bar{f}_y = 556,5$ MPa e módulo de deformação $E_s = 221.172$ MPa, com correspondente deformação de 0,252%.

Como no EdL 16, os estribos da primeira fila dos elementos-de-laje 23 e 24 também se mostraram bastante ativos, com deformações de até $\approx 0,1\%$. Além disso, os estribos do lado direito dos elementos-de-laje 23 e 24 se mostraram mais ativos que os mesmos do lado esquerdo, o que já era de se esperar. À medida que as filas de estribos vão se afastando da face do pilar, a tensão resultante nos mesmos vai diminuindo. Os estribos da quarta fila praticamente nem foram solicitados.

Nenhum estribo atingiu a tensão de escoamento, e obteve-se para deformação média (no instante da ruína) nos estribos da primeira fila, os seguintes valores:

EdL	DEFORMAÇÃO (DIREITA)	DEFORMAÇÃO (ESQUERDA)
16	0,0482%	0,0482%
23	0,0680%	0,0599%
24	0,1630%	0,06063%

Tabela 4.5

Portanto, à medida que o ponto de aplicação da carga vai girando para a direita, as deformações dos estribos do lado direito do elemento-de-laje vão aumentando, o que vem confirmar mais uma vez a coerência dos resultados apresentados.

Com relação aos ganchos das barras da armadura de flexão, presentes em todos os modelos ensaiados podem ser feitas as seguintes observações:

- No EdL 16, analisado por TAKEYA (1981), os ganchos se mostraram bastante ativos, com alongamentos observados na iminência de ruína $\approx 0,1\%$;

- No EdL 23, também se observou que esses ganchos estavam bastante ativos, pois na iminência de ruína o extensômetro 12B' teve uma deformação de 0,096%;

- No EdL 24, os mesmos ganchos já se mostraram bem menos ativos, com deformações de 0,0352% no extensômetro 12B'.

Nota-se, através de exame dos diagramas tensão-deformação dos ganchos (figuras 3.1.32 e 3.1.33), que os extensômetros dos ganchos estavam com problemas, pois os diagramas apresentaram formas bastante irregulares.

4.1.5 - Deformações da face inferior da laje

Com relação às deformações do concreto na face inferior da laje podem ser feitas as seguintes observações:

- Os resultados obtidos para as deformações na face inferior das lajes (§ 3.2.6), confirmam observações anteriores (Ruptura por flexão com plastificação do concreto da face inferior da laje), e mais uma vez comprova a boa qualidade da técnica que vem sendo utilizada na construção e ensaio dos modelos;

- Nos pontos 1.c e 5.c do EdL 23 verifica-se que houve plastificação por encurtamento (0,2%), o que vem confirmar a charneira proposta no item 4.1.2, e representada na figura 4.6.d;

- No ponto 3.a do EdL 24 nota-se também a proximidade da deformação por encurtamento (0,2%), confirmando a charneira proposta no item 4.1.2, e representada na figura 4.7.d;

- Os encurtamentos do EdL 23 são em geral bem maiores do que os do EdL 24;

- No EdL 24 o maior encurtamento não chega a 0,13% (extensômetro 5.A).

- Vários pontos do lado esquerdo do elemento-de-laje 24 apresentaram alongamento, indicando que houve tração nesta região. Este fato será confirmado no próximo parágrafo, quando será feita a análise dos deslocamentos transversais;

- Nos dois EdL os rosetas 2, 4, 6 (mais afastadas do pilar) e 3', 1' (do lado oposto ao do ponto de aplicação da carga), apresentaram deformações menores;

- Todas essas observações confirmam as configurações descritas no parágrafo 4.1.2, isto é, a ruína por flexão com a formação das charneiras descritas naquele parágrafo nos EdL 16, 23 e 24.

4.1.6 - Deslocamentos transversais

Em primeiro lugar observe-se que "os deslocamentos transversais medidos em elementos de laje são talvez os resultados que mais se distanciam dos que se obteriam em lajes-completas; mesmo assim, dão úteis indicações, que confirmam o que se conclui a partir das outras observações, e que novamente atestam a boa qualidade da experimentação" (MARTINELLI, 1974).

A medida dos deslocamentos transversais foi feita em todos os modelos, e em cada modelo foram tomados 15 pontos de medida. Assim, podemos fazer as seguintes observações:

- o EdL 16 apresenta simetria de carregamento e portanto, as medidas de deslocamentos também apresentaram simetria;

- os elementos de laje 23 e 24 não apresentam simetria de carregamento, e portanto, também não apresentaram simetria de deslocamentos transversais;

- os deslocamentos transversais do lado esquerdo dos elementos-de-lajes 23 e 24 (pontos 10, 11, 12, 13, 14

e 15) apresentaram sentido contrário ao do lado direito, confirmando o levantamento da laje do referido lado, e consequente tração na face inferior do concreto, citado no parágrafo anterior;

- no EdL 23, dos deslocamentos nos pontos próximos ao pilar (1, 4, 7, 10 e 13) os maiores aconteceram junto ao canto interior direito (direção da bissetriz), indicando aí um efeito de punção;

- no EdL 24, dos deslocamentos nos mesmos pontos acima citados, os maiores aconteceram nos pontos 1 e 4, indicando um efeito de punção junto à face direita do pilar, do canto interior direito até à borda;

- Os deslocamentos máximos registrados no modelo 24/2 foram bem menores do que os registrados nos modelos 24/1 e 24/3, em razão da menor carga de ruína do primeiro; pode-se supor que para cargas equivalentes essa diferença é bem menos significativa;

- Os pontos 1, 2 e 3 do EdL 24 apresentam rotações maiores que os mesmos pontos do 23, indicando aqui também que à medida que o ponto de aplicação da carga vai girando para a direita, os deslocamentos transversais próximos da carga também vão aumentando;

- Todas essas observações são bastante coerentes, coerência reforçada pela quase perfeita semelhança entre as curvas carga-deslocamento correspondentes dos três modelos de cada EdL, e concordam com o comportamento à ruína descrito no parágrafo 4.1.2.

4.3 - Conclusões

Apresentam-se agora algumas conclusões gerais a partir da análise dos resultados exposta anteriormente:

a) a estimativa da carga de ruína excêntrica segundo o CEB-FIP/78, tanto para o EdL 23 como para o EdL 24, leva a valores muito seguros, e por isso antieconômicos;

b) tanto no EdL 23 quanto no EdL 24, a ruptura se deu por flexão, que ficou caracterizada pelo escoamento de grande parte da armadura de flexão e pela plastificação do concreto em algumas regiões da face inferior da laje;

c) Os resultados provenientes do ensaio de elementos-de-laje, para o estudo dos fenômenos que ocorrem na ligação laje-pilar, são bastante satisfatórios, pois em todos os modelos ensaiados até hoje, as dispersões apresentadas pelas cargas de ruína estão dentro dos limites aceitáveis e as deformações (aço e concreto) apresentam resultados bastante coerentes; entretanto, será conveniente o estudo de painéis completos para se obter uma melhor avaliação dos deslocamentos transversais e da fissuração;

d) No elemento-de-laje 23, com carga aplicada no plano diagonal do pilar, a resistência da ligação diminuiu 33,5% em relação ao EdL 16, porcentagem esta que fica bem caracterizada nas charneiras formadas na face inferior da laje destes elementos (A charneira do EdL 23 tem comprimento em torno de 33% menor que o do EdL 16);

e) No elemento-de-laje 24, com carga aplicada no plano paralelo ao da face lateral, esta diminuição foi de 38,5%, o que também está bem caracterizado pelas charneiras formadas na face inferior da laje;

f) Os estribos não foram muito solicitados, apenas os da primeira fila se mostraram ativos, tanto no EdL 23 quanto do EdL 24. Este fato se deve a predominância do momento fletor nos EdL 23 e 24;

g) Tanto no EdL 23 quanto no EdL 24, houve levantamento do lado da laje que não estava sendo carregado, ocorrendo na face inferior deste lado fissuras de tração.

CAPÍTULO 5

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

Na relação bibliográfica apresentada a seguir, os trabalhos efetivamente consultados durante a pesquisa estão assinalados com (*).

- . ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - Norma Brasileira NBR-6118 - "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado" - São Paulo - 1978. (*)
- . 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 Committee 318, "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit, nov. 1983, 111 pp.
- . ACI Committee 318, "Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-83)", American Concrete Institute, Detroit, nov. 1983, 155 pp.
- . ACI-ASCE Committee 326, "Shear and diagonal tension, part 3, slabs and footings", ACI Journal, 59, nº 3, março 1962, pp. 353-395. (*)
- . ANDERSON, J.L., "Preliminary Summary of Punching of Concrete Slabs with Edge Columns", Bull. CEB, Paris, nº 58, out. 1966, pp. 72-82. (*)
- . BERNAERT, S., "Le poinçonnement des planchers-dalles; état de la question", Bull. CEB, Paris, nº 50, julho 1965, pp. 53-101. (*)
- . 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", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, memória nº 162, 1961, pp. 1-12. (*)

- . BROTCHE, J.F., "Some Australian research on flat plate structures", ACI Journal, 76, nº 1, jan. - fev. 1980, pp. 3-11. (*)
- . BROTCHE, J.F., "Experimental Studies of Prestressed Thin Plate Structures", ACI Journal, 77, março-abril 1980, pp. 87-95.
- . 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. (*)
- . CALDERADO, R.C.B., "Análise Tridimensional de Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado", Pontifícia Universidade Católica, Tese de Mestrado, março 1983.
- . CEB-FIP, "Système international de réglementation technique unifiée des structures code modele CEB-FIP pour les structures en béton", vol. II, Bulletin D'information nº 124/125-F, abril 1978. (*)
- . "Complements au code-modele CEB-FIP 1978", Bull. CEB, Paris, nº 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, nº 113, jan. 1979, pp. 177-191. (*)
- . CRISWELL, M.E., "Discussão de GESUND & DIKSHIT (1971)", ACI Journal, 70, nº 1, jan. 1973, pp. 63-64.
- . DI STASIO, J., VAN BUREN, M.P., "Transfer of bending moment between flat plate floor and column", ACI Journal, 32, nº 3, set. 1960, pp. 299-314. (*)
- . DILGER, W.H., GHALI, A., LANGOHR, P.H., "Special shear reinforcement for concrete flat plates", ACI Journal, 73, nº 3, março 1976, pp. 141-146. (*)
- . ELSTNER, R.C., HOGNESTAD, E., "Shearing strength of rein

- forced concrete slabs", ACI Journal, 53, nº 1, julho 1956, pp. 29-58. (*)
- . FIGUEIREDO Fº, J.R. "Estudo Experimental da Ruína de Ligações Laje-Pilar em Casos Característicos de Cantos de Lajes-Cogumelo" - Dissertação de Mestrado - EESC - São Carlos - 1981. (*)
 - . 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 resistances des dalles planes dans la zone des appuis", trad. franc., Bull. CEB, Paris, nº 44, out.1964, pp. 219-227. (*)
 - . FUSCO, P.B., "Estruturas de Concreto - Fundamentos Estatísticos da Segurança das Estruturas" - Editora da Universidade de São Paulo - Editora McGraw-Hill do Brasil, 1977. (*)
 - . GESUND, H., DIKSHIT, O.P., "Yield line analyses 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., GOLI, H.B., "Local flexural strength of slabs at interior columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, nº ST5, maio 1980, pp. 1063-1078.
 - . GESUND, H., "Flexural limit analysis of concentrically loaded column footings", ACI Journal, 80, maio-junho 1983 pp. 223-228.
 - . GODYCKI, T., KOZICKI, J., "Eccentrically loaded interior slab column connections with shearhead reinforcement", Materiaux et Constructions, vol. 17, nº 98, 1984, pp. 145-148.

- . GOLI, H.B. e GESUND, H. "Flexural strength of flat slabs at exterior columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, nº ST11, novembro 1982, pp. 2479-2495.
- . GRAF, O., "Strength tests of thick reinforced concrete slabs supported on all sides under concentrated loads", ("Versuche über die widerstandsfähigkeit von allseitigen dickeneisenbeton platten unter einzellasten"), Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Berlin, nº88, 1938, 22 p.
- . GURALNICK, S.A., LA FRAUGH, R.W., "Laboratory study of a 45 - foot square flat plate structures", ACI Journal 60, nº 9, setembro 1963, pp. 1107-1185. (*)
- . HALL, A.S. e RANGAN, V., "Moments in edges panels of flat plate floors", Journal of Structural Engineering, ASCE, 109, nº 11, novembro 1983, pp. 2638-2650.
- . HANSON, N.W. and HANSON, J.M., "Shear and moment transfer between concrete slabs and columns, "Journal, PCA Research and Development Laboratories, V. 10, nº 1, Janeiro 1968, pp. 2-16, also PCA Development Bulletin D129.(*)
- . HATCHER, D.S., SOZEN, M.A., SIESS, C.P., "Test of reinforced concrete flat slab", Journal of the Structural Division, ASCE, 95, nº ST6, junho 1969, pp. 1051-1072.
- . HAWKINS; N.M., "Effect of column rectangularity on 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., "Shear strength of slabs with moments transferred to columns", Shear in Reinforced Concrete, Vol. 2, ACI Publication SP-42, Detroit, 1974, pp. 817-846. (*)

- . HAWKINS, N.M., "Shear strength of slabs with shear reinforcement, ACI Publication SP 42-34, Detroit, 1974, pp. 785-815.
- . HERZOG, M., "Discussão de GESUND & DIKSHIT", 1971, ACI Journal, jan. 1973, pp. 65-67.
- . HOGNESTAD, E. "Shearing strength of reinforced column footings", ACI Journal, 50, nº 3, nov. 1953, pp.189-208.
- . 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. (*)
- . 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. (*)
- . 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., NYLANDER, H., "Punching of concrete slabs with out shear reinforcement", Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, nº 158, 1960. (*)
- . KINNUNEN, S., "Punching of concrete slabs with two-way reinforcement", Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, nº 198, 1963.
- . LANGENDONCK, T.H.M. van, "Remarques sur le calcul des dalles au poinçonnement", Bull, CEB, Paris, nº 57, set. 1966, pp. 141-144. (*)
- . 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 slab-transfer of moment and shear", Journal of the Structural Division, ASCE, 99, nº ST4, abril 1973, pp. 665-685. (*)

- . LONG, A.E., "A two-phase approach to the prediction of the punching strength of slabs", ACI Journal, 72, nº 2, fev. 1975, pp. 37-45. (*)
- . 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, Cáracas, 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, São 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. (*)
- . MOE, J., "Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads", Development Department, Bulletin D47, Portland Cement Association, abril 1961, 130 pp.
- . MORRISON, D.G., HIRASAWA, I. e SOZEN, M.A., "Lateral load tests of R/C slab-column connections", Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 109, nº 11, novembro 1983, pp. 2698-2714.
- . 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. (*)

- . MULCAHY, J.F. e ROTTER, J.M., "Moment rotation characteristics of flat plate and column", ACI Journal, 80, março-abril, 1983, pp. 85-92.
- . NYLANDER, H., "Punching of reinforced concrete slabs", Bull. CEB, Paris, nº 44, out. 1964, pp. 159-183 (tb. trad. franc., ib.). (*)
- . 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. (*)
- . PILLAI, U., KIRK, W., SCAVUZZO, L., "Shear Reinforcement at Slab-Column Connections in a Reinforced Concrete Flat Plate Structure", ACI, Journal, 79, janeiro-fevereiro 1982, pp. 36-42.
- . RANGAN, V. e HALL, A.S., "Moment and shear transfer between slab and edge column", ACI Journal, 80, maio-junho, 1983, pp. 183-191.
- . REGAN, P.E., "Behaviour of reinforced concrete flat slabs", Report 89, CIRIA, London 1980. (*)
- . REGAN, P.E., "Punching tests of slabs subjected to in-plane load", Polytechnic of Central London, London, março 1982. (*)
- . RICHART, F.E., KLUGE, R.W., "Tests of reinforced concrete slabs subjected to concentrated loads", Bull. nº 314, University of Illinois Engineering Experiment Station, junho 1939, 75 pp.
- . RICHART, F.E., "Reinforced concrete wall and column footings", ACI Journal, 45, nº 2, out. 1948, pp. 97-127, nº3, nov. 1948, pp. 237-260.
- . RIESSAUW, F.G., WANTUR, H.Z., "Étude expérimentale relative au comportement des planchers-dalles au voisinage des poteaux fonction de l'influence simultanée de l'armature de flexion et de l'armature transversale verticale", Revue C. Tijdschrift, v. 06, 1970.

- . ROCHA, M., "Dimensionamento Experimental das Estruturas", LNEC, Publicação nº 21, 1952.
- . SANTOS, L.M., "Cálculo de Concreto Armado", Editora LMS Ltda., Volumes 1 e 2, 1981. (*)
- . SHEHATA, I.A., "Punching of Prestressed and Non-Prestressed Reinforced Concrete Flat Slabs", Thesis for the degree of Master of Philosophy, The Polytechnic of Central London, London, setembro 1982. (*)
- . SEIBLE, F., GHALI, A., DILGER, W.H., "Preassembled shear reinforcing units for flat plates", ACI Journal, 77, nº 1, jan.-fev. 1980, pp. 28-35. (*)
- . STAMENKOVIC, A., "Flat slab construction - column head strength under combined vertical load and wind moment," Ph.D. Thesis, Civil Engineering Department, Imperial College, London, 1969.
- . SYMONDS, S.H., "Flat slabs supported on columns elongated in plan", ACI Journal, 67, nº 12, dez. 1970, pp. 967-975. (*)
- . SWAMI, R.N., ALI, S.A.R., "Punching shear behaviour of reinforced slab-column connections made with steel fiber concrete", ACI Journal, 79, set.-out. 1982, pp.392-406.
- . STEINMANN, G., "Conclusions - Poinçonnement", Bull. CEB, Paris, nº 57, set. 1966, pp. 145-175. (*)
- . TAKEYA, T., "Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo", Publ. 064/83, EESC São Carlos, 1981. (*)
- . TALBOT, A.N., "Reinforced concrete wall footings and column footings", Bull. nº 67, University of Illinois, Engineering Experiment Station, março 1913, 114 pp.
- . 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.

- . WANTUR, H.Z., "Bemessung der Flachdecken in Stuetzenbereich unter gleichzeitiger Beruecksichtigung der Biege-und Vertikalen Querbewehrong", Diss., Rijksuniversitet, Gand, 1969. (*)
- . YITZHAKI, D., "Punching strength of reinforced concrete slabs", ACI Journal, 63, n° 5, maio 1966, pp. 527-540.(*)
- . YITZHAKI, D., "Punching strength of reinforced concrete slabs", Bull. CEB, Paris, n° 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, n° 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° ST3, Proc. Paper 9616, março 1973, pp. 551-572.

CAPÍTULO 6

ANEXO

Apresentam-se aqui as tabelas de cargas nos macacos, deslocamentos transversais, deformações na armadura de flexão, deformações na armadura transversal (estribo), deformações nos ganchos da armadura de flexão e deformações no concreto. Encontram-se também fotografias ilustrando detalhes das armaduras dos modelos e dos ensaios.

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 23/1 MOLDAGEM- 16/07/84 ENSAIO- 13/08/84 IDADE- 28 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	3.19	6.31
2	6.24	6.49	12.73
3	9.36	9.57	18.93
4	12.48	12.97	25.45
5	15.61	15.84	31.45
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	3.40	6.52
2	6.24	6.38	12.62
3	9.36	9.57	18.93
4	12.48	12.55	25.03
5	15.61	15.84	31.45
6	18.73	18.71	37.44
7	21.85	21.80	43.65
8	24.97	24.88	49.85
9	28.09	27.96	56.05
10	31.63	31.37	63.00
11	34.33	33.92	68.25
12	37.45	37.22	74.67
13	40.58	40.41	80.99
14	40.58	40.41	80.99

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 23/2 MOLDAGEM- 23/07/84 ENSAIO- 20/08/84 IDADE- 28 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	2.98	6.10
2	6.24	6.59	12.83
3	9.36	9.89	19.25
4	12.48	13.18	25.66
5	15.61	16.37	31.98
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	4.15	7.27
2	6.24	7.12	13.36
3	9.36	10.10	19.46
4	12.48	13.18	25.66
5	15.61	15.95	31.56
6	18.73	19.35	38.08
7	21.85	22.12	43.97
8	24.97	25.31	50.28
9	28.09	28.39	56.48
10	31.21	31.15	62.36
11	34.33	33.71	68.04
12	37.45	37.22	74.67
13	40.58	40.51	81.09
14	43.70	43.91	87.61
15	43.70	43.91	87.61

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	2.66	5.78
2	7.28	5.85	13.13
3	9.36	9.57	18.93
4	12.48	11.70	24.18
5	15.61	15.42	31.03
0	0.00	0.00	0.00
1	3.12	2.66	5.78
2	6.24	6.38	12.62
3	9.36	9.57	18.93
4	11.96	11.16	23.12
5	14.57	14.35	28.92
6	18.21	18.08	36.29
7	21.33	20.73	42.06
8	24.45	23.39	47.84
9	27.57	26.58	54.15
10	31.21	31.37	62.58
11	33.81	34.03	67.84
12	36.93	35.62	72.55
13	40.06	38.81	78.87
14	43.18	42.00	85.18
15	43.18	42.00	85.18

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 24/1 MOLDAGEM- 30/07/84 ENSAIO- 27/08/84 IDADE- 28 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.00	4.16
2	8.32	0.00	8.32
3	12.80	0.00	12.80
4	17.48	0.00	17.48
5	20.29	0.00	20.29
0	0.00	0.00	0.00
1	4.37	0.00	4.37
2	8.32	0.00	8.32
3	12.48	0.00	12.48
4	16.65	0.00	16.65
5	20.81	0.00	20.81
6	24.97	0.00	24.97
7	29.13	0.00	29.13
8	33.29	0.00	33.29
9	37.45	0.00	37.45
10	41.62	0.00	41.62
11	45.78	0.00	45.78
12	49.94	0.00	49.94
13	54.10	0.00	54.10
14	58.26	0.00	58.26
15	62.42	0.00	62.42
16	66.59	0.00	66.59
17	66.59	0.00	66.59

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 24/2 MOLDAGEM- 06/08/84 ENSAIO- 03/09/84 IDADE- 28 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.00	4.16
2	8.32	0.00	8.32
3	12.48	0.00	12.48
4	15.65	0.00	15.65
5	20.81	0.00	20.81
0	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.00	4.16
2	8.12	0.00	8.12
3	12.48	0.00	12.48
4	20.18	0.00	20.18
5	20.81	0.00	20.81
6	24.97	0.00	24.97
7	29.13	0.00	29.13
8	33.29	0.00	33.29
9	37.45	0.00	37.45
10	41.62	0.00	41.62
11	46.40	0.00	46.40
12	49.94	0.00	49.94
13	54.10	0.00	54.10
14	58.26	0.00	58.26
15	58.26	0.00	58.26

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
CARGAS NOS MACACOS HIDRAULICOS (EM KN)

FASE	MACACO 1	MACACO 2	RESULTANTE
0	0.00	0.00	0.00
1	5.41	0.00	5.41
2	8.32	0.00	8.32
3	13.01	0.00	13.01
4	16.65	0.00	16.65
5	20.81	0.00	20.81
0	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.00	4.16
2	8.32	0.00	8.32
3	12.48	0.00	12.48
4	16.65	0.00	16.65
5	20.81	0.00	20.81
6	24.97	0.00	24.97
7	29.13	0.00	29.13
8	33.29	0.00	33.29
9	37.45	0.00	37.45
10	41.62	0.00	41.62
11	45.78	0.00	45.78
12	49.94	0.00	49.94
13	54.10	0.00	54.10
14	58.26	0.00	58.26
15	62.42	0.00	62.42
16	66.59	0.00	66.59
17	70.75	0.00	70.75
18	70.75	0.00	70.75

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 23/1 MOLDAGEM- 16/07/84 ENSAIO- 13/08/84 IDADE- 28 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	6.31	0.00	0.04	0.09	0.04	0.10	0.16	0.02	0.05	0.09	-0.01	0.00	0.02	-0.02	-0.08	-0.05
2	12.73	0.01	0.09	0.20	0.09	0.22	0.35	0.04	0.11	0.20	-0.01	0.00	0.02	-0.04	-0.07	-0.11
3	18.93	0.02	0.16	0.42	0.16	0.41	0.65	0.07	0.21	0.36	-0.01	0.00	0.02	-0.07	-0.14	-0.23
4	25.45	0.03	0.25	0.58	0.25	0.66	1.54	0.10	0.33	0.58	-0.01	0.00	0.02	-0.10	-0.23	-0.36
5	31.45	0.04	0.33	0.80	0.35	0.92	1.45	0.13	0.46	0.81	-0.01	0.00	0.02	-0.14	-0.31	-0.49
0	0.00	0.01	0.07	0.17	0.07	0.20	0.34	0.03	0.11	0.20	0.00	0.01	0.02	-0.02	-0.03	-0.05
1	6.52	0.02	0.13	0.29	0.12	0.34	0.55	0.05	0.17	0.31	0.00	0.01	0.02	-0.04	-0.07	-0.11
2	12.62	0.02	0.19	0.41	0.18	0.48	0.76	0.07	0.24	0.42	0.00	0.01	0.02	-0.06	-0.13	-0.21
3	18.93	0.04	0.25	0.56	0.24	0.64	1.01	0.09	0.32	0.56	-0.01	0.00	0.02	-0.09	-0.21	-0.34
4	25.03	0.04	0.29	0.69	0.30	0.79	1.25	0.11	0.40	0.70	-0.01	0.00	0.02	-0.13	-0.29	-0.45
5	31.45	0.04	0.37	0.84	0.37	0.97	1.52	0.14	0.48	0.85	-0.01	0.00	0.02	-0.14	-0.34	-0.55
6	37.44	0.05	0.45	1.09	0.48	1.27	1.99	0.17	0.61	1.11	-0.02	-0.02	0.02	-0.20	-0.48	-0.75
7	43.65	0.06	0.57	1.36	0.62	1.63	2.59	0.22	0.78	1.44	-0.03	-0.04	0.00	-0.27	-0.65	-1.02
8	49.85	0.07	0.69	1.68	0.79	2.07	3.29	0.28	0.99	1.84	-0.03	-0.06	-0.03	-0.34	-0.86	-1.36
9	56.05	0.08	0.81	2.04	0.98	2.57	4.05	0.35	1.24	2.27	-0.05	-0.12	-0.12	-0.46	-1.13	-1.80
10	63.00	0.10	1.00	2.50	1.24	3.22	5.05	0.44	1.55	2.83	-0.07	-0.18	-0.22	-0.61	-1.51	-2.38
11	68.25	0.10	1.18	3.00	1.52	3.93	6.15	0.54	1.90	3.47	-0.10	-0.24	-0.37	-0.81	-2.00	-3.14
12	74.67	0.13	1.55	3.93	2.01	5.17	8.06	0.72	2.52	4.56	-0.14	-0.34	-0.64	-1.09	-2.81	-4.44
13	80.99	0.19	2.21	5.51	2.82	7.18	11.16	1.01	3.52	6.32	-0.21	-0.56	-1.15	-1.56	-4.12	-6.59
14	80.99	0.29	3.31	8.30	3.63	11.11	17.18	1.55	5.52	9.86	-0.25	-0.95	-2.03	-2.22	-6.48	-10.77

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 23/2 MOLDAGEM- 23/07/84 ENSAIO- 20/08/84 IDADE- 28 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	6.10	0.01	0.03	0.06	0.03	0.08	0.12	0.01	0.03	0.08	0.01	0.01	0.00	-0.01	-0.02	-0.03
2	12.83	0.01	0.11	0.15	0.07	0.17	0.27	0.03	0.08	0.16	0.00	0.01	0.00	-0.02	-0.06	-0.10
3	19.25	0.01	0.16	0.27	0.12	0.29	0.47	0.05	0.15	0.18	0.01	0.01	0.00	-0.04	-0.11	-0.18
4	25.66	0.02	0.22	0.41	0.18	0.47	0.75	0.07	0.24	0.43	0.00	0.01	0.00	-0.07	-0.18	-0.30
5	31.98	0.03	0.29	0.59	0.27	0.70	1.10	0.10	0.35	0.62	0.00	0.01	0.01	-0.10	-0.27	-0.46
0	0.00	0.01	0.09	0.13	0.05	0.16	0.25	0.02	0.07	0.15	0.01	0.01	0.02	-0.01	-0.05	-0.08
1	7.27	0.01	0.12	0.22	0.09	0.26	0.42	0.04	0.13	0.25	0.01	0.01	0.02	-0.04	-0.08	-0.03
2	13.36	0.01	0.17	0.32	0.14	0.38	0.60	0.05	0.19	0.36	0.01	0.01	0.02	-0.06	-0.14	-0.23
3	19.46	0.01	0.21	0.41	0.19	0.50	0.79	0.07	0.25	0.46	0.01	0.01	0.02	-0.07	-0.18	-0.30
4	25.66	0.02	0.26	0.54	0.24	0.64	1.00	0.09	0.32	0.58	0.01	0.01	0.02	-0.10	-0.24	-0.40
5	31.56	0.03	0.32	0.65	0.30	0.79	1.23	0.12	0.39	0.70	0.01	0.01	0.02	-0.11	-0.29	-0.48
6	38.08	0.03	0.39	0.84	0.39	1.03	1.62	0.15	0.51	0.91	0.01	0.01	0.03	-0.15	-0.38	-0.64
7	43.97	0.05	0.48	1.08	0.50	1.33	2.09	0.19	0.65	1.20	0.00	0.01	0.02	-0.21	-0.53	-0.85
8	50.28	0.05	0.57	1.33	0.64	1.70	2.65	0.23	0.82	1.51	-0.01	0.01	0.02	-0.28	-0.71	-1.14
9	56.48	0.06	0.68	1.64	0.80	2.14	3.34	0.28	1.02	1.86	-0.02	-0.02	-0.04	-0.36	-0.95	-1.51
10	62.36	0.07	0.80	1.96	0.97	2.58	4.02	0.34	1.24	2.28	-0.02	-0.05	-0.09	-0.45	-1.07	-1.86
11	68.04	0.08	0.93	2.33	1.16	3.08	4.80	0.40	1.47	2.67	-0.04	-0.11	-0.17	-0.55	-1.42	-2.27
12	74.67	0.10	1.18	2.95	1.48	3.89	6.04	0.51	1.85	3.38	-0.06	-0.20	-0.32	-0.71	-1.84	-1.93
13	81.09	0.12	1.66	4.09	2.09	5.42	8.39	0.70	2.59	4.69	-0.12	-0.36	-0.78	-1.05	-2.89	-4.69
14	87.61	0.17	2.39	5.87	2.99	7.65	11.77	0.99	3.65	6.62	-0.19	-0.61	-1.33	-1.50	-4.21	-6.86
15	87.61	0.29	4.30	10.86	6.32	15.25	23.18	2.23	7.65	13.59	-0.34	-1.42	-3.16	-2.87	-8.98	-14.30

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	5.78	0.00	0.05	0.21	0.13	0.35	0.61	0.08	0.27	0.43	0.03	0.08	0.22	-0.06	-0.13	-0.32
2	13.13	0.01	0.11	0.36	0.21	0.55	0.88	0.09	0.36	0.60	0.03	0.09	0.22	0.01	-0.20	-0.30
3	18.93	0.01	0.13	0.49	0.26	0.72	1.15	0.12	0.45	0.76	0.04	0.06	0.22	-0.12	-0.28	-0.44
4	24.18	0.02	0.20	0.58	0.31	0.82	1.31	0.13	0.50	0.85	0.03	0.09	0.22	-0.15	-0.33	-0.50
5	31.03	0.02	0.26	0.72	0.36	1.00	1.58	0.16	0.59	1.02	0.04	0.11	0.22	-0.18	-0.41	-0.62
0	0.00	0.00	0.03	0.15	0.11	0.28	0.48	0.05	0.21	1.36	0.03	0.06	0.21	-0.04	-0.10	-0.20
1	5.78	0.00	0.07	0.26	0.16	0.44	0.68	0.08	0.27	0.48	0.03	0.08	0.21	-0.06	-0.15	-0.21
2	12.62	0.01	0.12	0.39	0.21	0.58	0.95	0.10	0.37	0.65	0.03	0.08	0.21	-0.10	-0.22	-0.33
3	18.93	0.01	0.17	0.51	0.27	0.73	0.98	0.12	0.46	0.78	0.03	0.09	0.21	-0.13	-0.29	-0.44
4	23.12	0.02	0.21	0.61	0.31	0.85	1.36	0.14	0.52	0.88	0.03	0.09	0.21	-0.15	-0.34	-0.52
5	28.92	0.03	0.26	0.73	0.37	1.00	1.59	0.16	0.58	1.02	0.03	0.09	0.21	-0.18	-0.41	-0.63
6	36.29	0.03	0.34	0.90	0.45	1.20	1.92	0.19	0.70	1.22	0.03	0.10	0.22	-0.21	-0.49	-0.76
7	42.06	0.04	0.42	1.10	0.53	1.43	2.28	0.22	0.77	1.39	0.03	0.10	0.22	-0.26	-0.60	-0.90
8	47.84	0.05	0.50	1.32	0.63	1.71	2.73	0.25	0.92	1.63	0.03	0.06	0.20	-0.31	-0.74	-1.13
9	54.15	0.06	0.63	1.65	0.81	2.14	3.39	0.30	1.11	1.97	0.02	0.01	0.09	-0.41	0.02	-1.52
10	62.58	0.06	0.78	2.07	1.01	2.70	4.28	0.37	1.39	2.48	0.02	-1.07	-0.03	-0.55	-1.35	-2.11
11	67.84	0.08	0.89	2.35	1.17	3.12	4.91	0.43	1.61	2.84	0.02	-0.11	-0.12	-0.64	-1.57	-2.46
12	72.55	0.10	1.09	2.84	1.41	3.73	5.87	0.49	1.87	3.33	-0.06	-0.22	-0.27	-0.78	-1.94	-3.03
13	78.87	0.13	1.37	3.51	1.74	4.57	7.18	0.60	2.29	4.05	-0.01	-0.33	-0.49	-0.97	-2.46	-3.89
14	85.18	0.21	2.31	5.94	2.99	7.81	12.19	1.01	3.82	6.86	-0.12	-0.81	-1.72	-1.70	-4.80	-7.90
15	85.18	0.52	4.92	62.74	7.01	17.50	26.93	3.16	8.72	15.55	-0.18	-3.05	-5.04	-3.36	-11.36	-19.36

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 24/1 MOLDAGEM- 30/07/84 ENSAIO- 27/08/84 IDADE- 28 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.01	0.06	0.11	0.03	0.05	0.08	0.00	0.00	0.00	-0.01	-0.02	-0.03	0.00	-0.02	-0.04
2	8.32	0.04	0.14	0.25	0.05	0.11	0.17	0.01	0.01	0.00	-0.03	-0.05	-0.08	0.00	-0.05	-0.08
3	12.80	0.05	0.23	0.42	0.08	0.19	0.29	0.01	0.01	0.01	-0.04	-0.08	-0.13	0.00	-0.08	-0.13
4	17.48	0.07	0.34	0.65	0.12	0.30	0.45	0.01	0.02	0.03	-0.06	-0.11	-0.18	-0.01	-0.11	-0.18
5	20.29	0.09	0.44	0.83	0.15	0.38	-0.43	0.02	0.03	0.04	-0.07	-0.14	-0.23	-0.02	-0.13	-0.23
0	0.00	0.02	0.08	0.15	0.03	0.07	0.10	0.00	0.01	0.02	-0.01	-0.01	-0.02	-0.02	-0.03	-0.04
1	4.37	0.03	0.14	0.27	0.04	0.12	0.18	0.01	0.02	0.02	-0.02	-0.03	-0.05	-0.02	-0.03	-0.06
2	8.32	0.05	0.22	0.41	0.07	0.19	0.29	0.01	0.02	0.02	-0.03	-0.06	-0.09	-0.02	-0.06	-0.10
3	12.48	0.06	0.30	0.56	0.10	0.25	0.39	0.01	0.02	0.03	-0.05	-0.08	-0.14	-0.03	-0.09	-0.14
4	16.65	0.08	0.37	0.70	0.13	0.32	0.48	0.01	0.03	0.04	-0.06	-0.11	-0.18	-0.03	-0.12	-0.20
5	20.81	0.10	0.47	0.88	0.16	0.40	0.61	0.02	0.03	0.05	-0.07	-0.14	-0.23	-0.04	-0.15	-0.25
6	24.97	0.13	0.59	0.11	0.20	0.49	0.76	0.02	0.04	0.06	-0.08	-0.18	-0.28	-0.06	-0.18	-0.31
7	29.13	0.16	0.76	1.41	0.25	0.63	0.97	0.02	0.05	0.08	-0.10	-0.23	-0.36	-0.07	-0.24	-0.37
8	33.29	0.20	0.94	1.76	0.31	0.77	1.21	0.03	0.07	0.10	-0.13	-0.29	-0.48	-0.09	-0.31	-0.52
9	37.45	0.25	1.17	2.18	0.38	0.96	1.50	0.04	0.08	0.12	-0.19	-0.41	-0.64	-0.11	-0.42	-0.71
10	41.62	0.30	1.41	2.62	0.45	1.14	1.80	0.04	0.09	0.14	-0.24	-0.53	-0.82	-0.13	-0.52	-0.90
11	45.78	0.36	1.69	3.13	0.54	1.39	2.16	0.05	0.10	0.16	-0.30	-0.68	-1.04	-0.16	-0.66	-1.14
12	49.94	0.48	2.20	4.00	0.71	1.84	2.78	0.07	0.12	0.19	-0.41	-0.92	-1.41	-0.19	-0.88	-1.53
13	54.10	0.66	2.98	5.34	0.93	2.39	3.70	0.08	0.16	0.20	-0.59	-1.35	-2.11	-0.21	-1.24	-2.20
14	58.26	0.94	4.16	7.43	1.30	3.32	5.04	0.13	0.23	0.12	-0.88	-2.06	-3.21	-0.26	-1.76	-3.18
15	62.42	1.37	5.89	10.47	1.84	4.63	6.98	0.17	0.34	-0.03	-1.24	-3.01	-4.81	-0.32	-2.35	-3.44
16	66.59	1.95	8.43	14.88	2.65	6.60	9.98	0.28	0.66	-0.03	-1.75	-4.34	-7.07	-0.44	-3.33	-6.50
17	66.59	3.00	13.86	24.56	4.30	10.36	16.20	0.71	1.84	-0.11	-2.49	-6.61	-11.23	-0.53	-1.83	-10.10

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 24/2 MOLDAGEM- 06/08/84 ENSAIO- 03/09/84 IDADE- 28 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	4.16	0.02	0.07	0.15	0.02	0.07	0.10	0.01	0.00	0.01	-0.01	-0.01	-0.01	0.00	-0.02	-0.04
2	8.32	0.04	0.17	0.30	0.04	0.13	0.19	0.01	0.00	0.01	-0.02	-0.04	-0.05	-0.01	-0.04	-0.07
3	12.48	0.06	0.27	0.50	0.06	0.21	0.33	0.01	0.01	0.01	-0.04	-0.07	-0.09	-0.02	-0.06	-0.12
4	15.65	0.09	0.40	0.72	0.11	0.30	0.48	0.01	0.01	0.02	-0.05	-0.10	-0.15	-0.03	-0.10	-0.17
5	20.81	0.15	0.64	1.23	0.18	0.49	0.78	0.02	0.03	0.05	-0.08	-0.17	-0.25	-0.06	-0.15	-0.27
0	0.00	0.03	0.15	0.33	0.03	0.13	0.21	0.02	0.03	0.05	0.00	0.01	0.01	0.00	-0.01	-0.03
1	4.16	0.04	0.23	0.43	0.05	0.19	0.30	0.02	0.04	0.05	-0.01	-0.01	-0.02	0.00	-0.02	-0.05
2	8.12	0.07	0.33	0.60	0.09	0.26	0.42	0.02	0.03	0.05	-0.03	-0.05	-0.07	-0.02	-0.06	-0.11
3	12.48	0.09	0.42	0.76	0.11	0.32	0.51	0.02	0.03	0.05	-0.04	-0.08	-0.11	-0.02	-0.08	-0.14
4	20.18	0.13	0.59	1.15	0.16	0.46	0.73	0.02	0.03	0.05	-0.07	-0.14	-0.21	-0.05	-0.13	-0.23
5	20.81	0.13	0.60	1.13	0.17	0.46	0.73	0.02	0.03	0.05	-0.07	-0.14	-0.21	-0.05	-0.13	-0.24
6	24.97	0.16	0.69	1.31	0.20	0.54	0.86	0.02	0.04	0.06	-0.08	-0.18	-0.26	-0.06	-0.16	-0.29
7	29.13	0.21	0.93	1.77	0.27	0.74	1.17	0.02	0.05	0.10	-0.12	-0.26	-0.38	-0.08	-0.24	-0.41
8	33.29	0.24	1.06	2.01	0.31	0.84	1.33	0.03	0.06	0.11	-0.14	-0.31	-0.46	-0.09	-0.29	-0.48
9	37.45	0.28	1.26	2.36	0.36	0.99	1.56	0.03	0.06	0.12	-0.18	-0.41	-0.61	-0.11	-0.39	-0.66
10	41.62	0.33	1.49	2.76	0.44	1.17	1.84	0.03	0.07	0.12	-0.23	-0.52	-0.80	-0.14	-0.50	-0.85
11	46.40	0.41	1.83	4.43	0.55	1.45	2.28	0.04	0.07	0.14	-0.31	-0.70	-1.06	-0.18	-0.65	-1.13
12	49.94	0.52	2.30	4.20	0.68	1.79	2.81	0.05	0.07	0.15	-0.41	-0.92	-1.40	-0.21	-0.82	-1.47
13	54.10	0.68	2.90	5.29	0.87	2.26	3.55	0.05	0.09	0.17	-0.54	-1.24	-1.90	-0.26	-1.08	-1.95
14	58.26	1.07	4.57	8.20	1.37	3.50	5.31	0.09	0.17	0.11	-0.90	-2.25	-3.52	-0.33	-1.83	-3.41
15	58.26	3.04	10.68	19.19	2.92	8.52	11.46	0.30	0.28	-0.57	-1.74	-4.87	-8.36	-0.33	-3.38	-7.19

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
TABELA DE LEITURA DOS DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS

FASE	CARGA (KN)	DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS (EM MM)														
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	5.41	0.01	0.06	0.15	0.00	0.07	0.12	0.01	-0.01	0.01	-0.01	-0.02	-0.04	-0.01	0.00	0.00
2	8.32	0.03	0.14	0.30	0.04	0.13	0.20	0.01	-0.01	0.02	-0.01	-0.04	-0.08	-0.02	-0.03	-0.03
3	13.01	0.05	0.24	0.45	0.07	0.20	0.30	0.01	-0.01	0.02	-0.02	-0.08	-0.13	-0.03	-0.05	-0.06
4	16.65	0.09	0.36	0.69	0.10	0.29	0.44	0.01	0.00	0.03	-0.03	-0.11	-0.17	-0.04	-0.08	-0.10
5	20.81	0.11	0.55	0.95	0.14	0.39	0.58	0.01	0.00	0.03	-0.04	-0.14	-0.22	-0.05	-0.10	-0.14
0	0.00	0.02	0.19	0.19	0.04	0.10	0.15	1.00	0.00	0.04	-0.01	-0.01	-0.03	-0.01	-0.01	-0.04
1	4.16	0.03	0.16	0.32	0.04	0.15	0.23	0.01	0.00	0.04	-0.01	-0.03	-0.06	-0.01	-0.01	-0.04
2	8.32	0.05	0.33	0.45	0.06	0.19	0.29	0.01	0.00	0.03	-0.02	-0.05	-0.09	-0.02	-0.03	-0.04
3	12.48	0.07	0.31	0.60	0.08	0.26	0.39	0.01	0.00	0.03	-0.02	-0.08	-0.13	-0.03	-0.05	-0.06
4	16.65	0.09	0.39	0.75	0.12	0.32	0.48	0.01	0.00	0.03	-0.04	-0.11	-0.18	-0.04	-0.07	-0.10
5	20.81	0.11	0.48	0.91	0.13	0.38	0.57	0.01	0.00	0.04	-0.05	-0.14	-0.22	-0.05	-0.10	-0.13
6	24.97	0.15	0.60	1.14	0.17	0.47	0.73	0.01	0.00	0.04	-0.06	-0.17	-0.27	-0.06	-0.13	-0.18
7	29.13	0.16	0.54	1.41	0.20	0.57	0.89	0.01	0.01	0.04	-0.10	-0.21	-0.33	-0.07	-0.16	-0.23
8	33.29	0.21	0.95	1.80	0.26	0.72	1.73	0.01	0.02	0.06	-0.12	-0.27	-0.42	-0.09	-0.20	-0.30
9	37.45	0.25	1.14	2.16	0.31	0.86	1.34	0.01	0.02	0.07	-0.15	-0.32	-0.51	-0.11	-0.25	-0.38
10	41.62	0.32	1.38	2.59	0.39	1.03	1.60	0.01	0.02	0.08	-0.20	-0.42	-0.65	-0.13	-0.33	-0.50
11	45.78	0.38	1.64	3.05	0.46	1.22	1.91	0.01	0.02	0.08	-0.28	-0.57	-0.89	-0.15	-0.45	-0.65
12	49.94	0.47	1.97	3.65	0.55	1.47	2.28	0.01	0.01	0.08	-0.38	-0.76	-1.06	-0.19	-0.60	-1.02
13	54.10	0.65	2.62	4.80	0.72	1.93	2.99	0.00	0.00	0.08	-0.55	-1.10	-1.68	-0.25	-0.84	-1.48
14	58.26	0.87	3.49	6.35	0.95	2.54	4.89	0.00	0.01	0.07	-0.77	-1.57	-2.43	-0.31	-1.19	-2.13
15	62.42	1.25	5.00	9.03	1.38	3.65	5.59	0.00	0.09	-0.11	-1.18	-2.43	-3.86	-0.39	-1.77	-3.30
16	66.59	1.77	7.10	12.70	1.97	5.19	8.80	0.01	0.14	-0.31	-1.66	-3.52	-5.67	-0.53	-2.51	-4.83
17	70.75	2.37	9.72	17.40	2.75	7.23	11.81	0.06	0.49	-0.55	-2.15	-4.89	-7.96	-0.67	-3.47	-6.75
18	70.75	3.15	16.89	28.91	4.17	13.51	17.23	0.62	1.68	-1.19	-2.76	-7.01	-12.42	-1.66	-4.50	-9.51

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		1.3	1.3'	1.5'	2.3	2.3'	2.5'	3.3'	4.3	4.3'	4.5'	5.3	5.3'
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	63	59	258	16	361	198	311	3	365	90	22	200
2	13.13	49	62	329	18	515	264	438	-18	533	116	11	271
3	18.93	42	70	406	21	652	326	560	-35	675	139	5	337
4	24.18	36	74	454	24	742	366	639	-45	771	156	0	383
5	31.03	28	84	534	29	887	436	768	-59	922	187	-4	459
0	0.00	81	63	233	21	285	171	255	19	276	84	33	165
1	5.78	68	65	283	20	408	224	351	-2	410	105	23	220
2	12.62	54	69	356	21	542	284	465	-21	552	127	14	283
3	18.93	46	76	428	24	667	339	574	-35	683	148	8	344
4	23.12	40	81	481	28	772	386	665	-46	793	166	4	396
5	28.92	31	86	544	31	891	442	771	-59	919	190	-2	458
6	36.29	24	103	657	42	1075	540	920	-72	1095	230	-9	555
7	42.06	25	140	796	59	1285	669	1083	-80	1290	284	-11	667
8	47.84	38	233	949	104	1508	840	1255	-71	1519	363	12	832
9	54.15	75	445	1173	162	1790	1054	1469	-24	1835	464	68	1060
10	62.58	150	630	1486	319	2168	1335	1774	48	2242	622	165	1338
11	67.84	206	677	1665	450	2244	1474	1946	90	2414	709	221	1449
12	72.55	314	724	2010	599	2116	1603	2394	147	2674	810	306	1651
13	78.87	470	699	2254	644	2202	1689	2744	216	2971	869	412	1936
14	85.18	1195	522	2365	769	2659	1747	*****	463	*****	906	721	2203
15	85.18	1460	-293	2387	1206	1728	2068	*****	534	9191	1259	857	2522

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		6.3	6.1'	6.3'	7.3	7.1'	7.3'	12.1	12.4	12.1'	12.4'	13.1	13.4
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	24	240	194	30	220	198	60	265	224	384	115	217
2	13.13	17	342	252	34	302	252	67	352	282	502	132	280
3	18.93	9	432	312	33	374	303	71	433	337	611	152	343
4	24.18	3	493	351	34	422	339	75	484	373	682	163	381
5	31.03	-4	591	417	35	501	397	84	568	431	798	181	445
0	0.00	33	193	160	30	188	178	59	223	200	334	105	185
1	5.78	26	275	210	32	249	221	66	285	239	413	118	230
2	12.62	17	363	270	32	323	271	72	364	293	518	135	288
3	18.93	10	447	323	34	389	318	75	439	345	618	152	346
4	23.12	4	517	367	33	443	357	80	499	386	701	167	391
5	28.92	-3	595	421	35	506	404	86	565	432	794	179	441
6	36.29	-11	724	509	36	617	486	93	655	507	918	201	508
7	42.06	-14	878	616	39	760	593	102	740	588	1046	221	566
8	47.84	6	1050	740	58	926	717	116	827	668	1203	239	611
9	54.15	110	1283	910	176	1141	871	136	949	777	1387	262	663
10	62.58	269	1564	1164	350	1411	1061	193	1129	922	1641	306	742
11	67.84	363	1663	1298	439	1540	1159	243	1243	1000	1766	341	799
12	72.55	526	1892	1543	584	1751	1369	335	1430	1188	1910	401	888
13	78.87	819	2218	1827	819	2007	1660	463	1765	1459	2079	508	1020
14	85.18	1837	2244	2353	1584	6295	2126	933	2209	1869	2630	943	1526
15	85.18	2242	2367	2598	2139	8853	****	1388	5349	1896	2776	1881	2211

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 3

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES(X10**6) NOS PONTOS:											
		13.1'	13.4'	14.1	14.4	14.1'	14.4'	11.6	11.6'	3.3	11.4'	11.4	10.4
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	264	246	103	168	1604	85	295	345	53	477	462	432
2	13.13	341	301	119	209	1307	107	385	423	34	657	608	597
3	18.93	415	363	135	250	-458	129	472	503	23	814	739	749
4	24.18	462	400	144	274	-1329	141	529	548	16	916	825	846
5	31.03	540	466	162	318	-438	168	625	624	7	1091	966	1013
0	0.00	227	222	91	144	1228	70	258	324	64	372	387	353
1	5.78	277	260	104	173	-479	90	317	370	46	525	499	472
2	12.62	344	314	118	210	-469	110	401	447	33	678	627	618
3	18.93	413	370	133	248	-982	130	483	518	24	823	747	756
4	23.12	469	414	146	279	2832	146	549	571	16	947	847	874
5	28.92	533	466	161	314	87	167	624	629	9	1088	2223	1007
6	36.29	619	537	179	360	894	197	735	728	0	1264	1113	1185
7	42.06	698	624	198	401	-403	232	866	855	-4	1432	1263	1357
8	47.84	780	750	215	433	-1362	279	1013	1018	7	1621	1420	1521
9	54.15	894	937	240	471	-308	345	1235	1244	42	1899	1649	1737
10	62.58	1042	1197	279	530	-237	459	1524	1542	112	2283	1937	2043
11	67.84	1111	1302	313	571	3189	538	1668	1721	157	2472	2092	2195
12	72.55	1186	1394	380	630	-1157	631	1873	1953	216	2643	2328	2290
13	78.87	1295	1505	467	732	-2112	725	2026	2015	279	3629	2321	2283
14	85.18	1361	1599	772	977	-2077	887	2401	2300	566	1743	5177	*****
15	85.18	1321	1509	1090	1760	2057	1152	3674	4680	999	1452	4188	*****

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES(X10**6) NOS PONTOS:											
		1.3	1.3'	1.5'	2.3	2.3'	2.5'	3.3	3.3'	4.3	4.3'	4.5'	5.3
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	-6	118	29	-5	131	31	3	58	-6	62	18	-3
2	8.32	-15	314	57	-14	347	57	-4	153	-11	144	34	-6
3	13.01	-26	460	143	-22	505	122	-12	268	-17	241	68	-11
4	16.65	-38	595	237	-33	686	200	-18	484	-25	429	108	-17
5	20.81	-48	745	330	-43	880	283	-28	691	-31	638	165	-22
0	0.00	0	211	123	-1	270	106	3	230	-1	212	66	-2
1	4.16	-8	305	163	-9	377	139	-2	305	-5	275	85	-5
2	8.32	-14	391	198	-13	476	168	-6	384	-10	352	101	-6
3	12.48	-23	505	242	-22	607	205	-13	485	-16	428	122	-11
4	16.65	-31	619	286	-30	736	243	-19	585	-21	524	144	-15
5	20.81	-40	736	336	-38	871	287	-28	690	-28	623	169	-20
6	24.97	-51	898	428	-48	1060	373	-33	857	-35	781	231	-24
7	29.13	-66	1088	562	-60	1291	498	-42	1075	-45	992	335	-32
8	33.29	-79	1299	709	-75	1517	645	-53	1287	-56	1222	454	-41
9	37.45	-95	1507	847	-90	1734	777	-63	1501	-66	1452	555	-48
10	41.62	-110	1766	1015	-107	1981	928	-72	1731	-78	1699	676	-60
11	45.78	-51	2050	1188	-39	2348	1086	-50	1992	-85	1963	797	-80
12	49.94	0	2317	1368	48	2635	1198	-10	2568	-86	2164	899	-96
13	54.10	84	2854	1508	164	4421	1223	81	7180	-74	2056	957	-116
14	58.26	207	6098	1610	332	*****	1297	266	*****	-8	2069	1100	-141
15	62.42	393	8190	1783	576	*****	1423	627	7524	173	3393	1259	-103
16	66.59	593	8771	1941	880	*****	1524	1022	7251	395	2714	1427	64
17	70.75	853	9223	2091	1214	*****	1622	1457	7280	710	3694	1542	281
18	70.75	1211	8214	1900	1788	*****	1799	1947	6554	1083	2516	1522	528

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		5.3'	6.3	6.1'	6.3'	7.3	7.1'	7.3'	12.1	12.4	12.1'	12.4'	13.1
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	54	0	22	35	1	21	29	6	-3	-1	2	-2
2	8.32	116	-1	40	84	-2	41	69	14	-7	26	11	-5
3	13.01	176	-4	65	132	-2	82	108	-1	-10	32	17	-7
4	16.65	311	-8	110	254	-7	138	200	-26	-13	51	49	-9
5	20.81	474	-11	179	406	-10	206	303	-29	-14	75	-73	-11
0	0.00	162	1	56	170	-4	79	104	-16	4	49	42	0
1	4.16	211	0	77	209	-6	102	136	-21	1	49	50	-2
2	8.32	262	-1	97	245	-8	122	169	-24	-2	55	61	-4
3	12.48	332	-2	122	299	-8	150	212	-33	-5	62	73	-6
4	16.65	400	-5	150	351	-10	178	255	-34	-9	67	85	-8
5	20.81	474	-6	182	410	-11	210	302	-40	-13	76	101	-10
6	24.97	591	-9	277	509	-13	283	392	-39	-16	99	130	-12
7	29.13	756	-14	432	638	-16	398	510	-43	-18	127	167	-15
8	33.29	935	-18	646	767	-20	553	635	-47	-19	159	202	-18
9	37.45	1110	-22	797	900	-22	667	758	-46	-21	196	243	-20
10	41.62	1315	-29	958	1070	-27	792	903	-56	-20	227	299	-18
11	45.78	1564	-46	1140	1252	-30	931	1062	-65	-17	258	353	-1
12	49.94	1868	-55	1357	1484	-23	1117	1250	-58	-16	262	405	7
13	54.10	2303	-53	1791	1949	17	1501	1590	-39	-20	208	585	15
14	58.26	2296	0	2195	2270	155	1945	2148	-2	-5	223	852	30
15	62.42	2515	283	2233	2236	462	1965	2573	86	138	318	1083	98
16	66.59	8512	537	2184	2204	719	1971	3050	154	306	439	1129	184
17	70.75	6826	795	2150	5699	911	3450	4144	196	529	666	1260	330
18	70.75	5951	1018	1645	*****	1023	4798	3453	239	664	705	1282	480

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 3

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES(X10**6) NOS PONTOS:											
		13.4	13.1'	13.4'	14.1	14.4	14.1'	14.4'	11.6	11.6'	11.4	11.4'	10.4
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	-3	3	7	-2	-2	-1084	7	-3	-4	7	0	-7
2	8.32	-5	4	12	-4	-4	867	16	-6	-2	21	6	-10
3	13.01	-8	15	25	-5	-7	-1935	22	-2	0	37	3	-14
4	16.65	-10	31	36	-8	-8	-59	38	-3	9	68	5	-16
5	20.81	-13	58	49	-10	-9	-1707	74	6	10	98	9	-18
0	0.00	3	15	17	0	3	-4810	20	20	28	45	23	14
1	4.16	0	22	23	-1	0	-774	29	17	23	55	19	7
2	8.32	-2	30	28	-2	-1	649	38	15	20	64	17	2
3	12.48	-5	39	35	-4	-4	444	49	13	18	77	15	-4
4	16.65	-8	48	42	-5	-5	-1409	62	10	15	88	13	-9
5	20.81	-12	58	51	-6	-7	181	74	11	11	102	12	-14
6	24.97	-12	79	60	-8	-8	1039	102	30	5	125	18	-17
7	29.13	-14	118	78	-11	-9	-2761	143	44	-13	171	33	-16
8	33.29	-15	155	110	-13	-9	2106	185	96	-32	269	46	-15
9	37.45	-16	179	149	-15	-10	3158	225	128	-47	341	91	-15
10	41.62	-13	196	187	-12	-6	-98	270	161	-65	406	156	-20
11	45.78	2	215	229	-2	6	-1709	316	191	-80	476	248	-6
12	49.94	11	252	286	4	15	-1228	391	220	-75	582	343	27
13	54.10	10	310	412	7	22	-209	556	277	73	682	515	126
14	58.26	-4	396	593	13	21	-880	749	427	241	805	688	278
15	62.42	7	521	799	25	46	-1322	1014	782	708	1021	905	498
16	66.59	51	634	1021	40	96	1553	2277	1071	1415	1181	1107	701
17	70.75	156	737	1233	64	147	2129	1494	1408	1870	1330	1292	877
18	70.75	396	633	1359	72	336	746	1675	2049	2293	2597	1446	990

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7'	1.6'	1.5'	1.4'	1.3'	1.2'
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	23	80	110	149	83	114	12	106	76	26	236	20
2	13.13	18	91	119	184	99	127	3	110	84	28	336	17
3	18.93	13	103	127	215	116	145	-3	112	92	32	425	15
4	24.18	9	109	129	234	125	154	-7	114	97	33	485	14
5	31.03	6	123	138	267	144	175	-11	118	104	38	586	13
0	0.00	30	79	113	139	77	117	20	111	75	27	191	21
1	5.78	27	82	118	163	89	123	11	112	81	28	270	19
2	12.62	22	93	128	191	104	138	4	113	88	31	356	16
3	18.93	16	104	133	219	118	154	-38	116	95	34	439	16
4	23.12	11	112	138	242	130	166	-4	119	99	36	506	14
5	28.92	8	123	141	268	147	181	-9	120	106	39	591	12
6	36.29	8	143	156	307	164	216	-11	124	117	47	725	10
7	42.06	5	175	181	356	199	288	-5	129	134	79	888	12
8	47.84	11	225	210	440	288	370	14	140	177	176	1069	17
9	54.15	27	272	253	570	377	436	41	167	253	338	1348	32
10	62.58	58	318	294	735	549	512	107	208	353	465	1732	44
11	67.84	70	326	298	839	671	565	147	247	389	514	1939	59
12	72.55	127	341	254	960	828	672	184	337	446	578	2269	86
13	78.87	234	351	186	1020	994	798	202	464	534	613	2274	120
14	85.18	527	-237	170	924	1214	898	233	786	949	585	****	258
15	85.18	114	-353	-444	1083	1466	1866	-162	1291	560	203	6092	-101

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:										
		1.1'	2.1	2.2	2.3	2.5	2.7	2.8	2.9	2.8'	2.7'	2.5'
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	9	125	82	10	44	60	51	50	37	25	27
2	13.13	4	143	96	-11	48	65	62	54	40	25	32
3	18.93	1	166	110	-25	52	69	69	56	42	26	36
4	24.18	-4	179	116	-34	55	72	75	58	44	27	38
5	31.03	-10	203	125	-49	62	77	85	60	48	29	42
0	0.00	15	119	80	25	52	63	48	52	43	30	29
1	5.78	13	128	88	5	53	66	58	57	43	28	33
2	12.62	7	147	99	-11	54	70	65	57	43	28	35
3	18.93	-24	168	109	-24	60	74	71	59	45	28	40
4	23.12	4	184	116	-36	63	77	78	61	48	29	42
5	28.92	-7	155	123	-48	67	80	85	63	51	30	45
6	36.29	-14	224	136	-61	78	85	95	61	53	34	49
7	42.06	-17	244	157	-67	98	96	104	58	60	47	58
8	47.84	-21	264	183	-62	128	108	125	64	92	94	70
9	54.15	-24	293	221	-32	171	124	152	86	123	123	85
10	62.58	-28	341	278	39	251	152	190	121	148	149	106
11	67.84	-27	374	321	94	287	178	217	163	168	170	124
12	72.55	-22	413	386	168	360	221	258	198	209	207	151
13	78.87	-17	467	444	266	422	276	290	224	312	268	191
14	85.18	-107	660	655	803	493	345	298	461	593	490	358
15	85.18	51	712	908	1410	706	414	409	1124	595	-38	495

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 3

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:										
		2.3'	2.2'	2.1'	3.2	3.4	3.9	3.11	3.4'	3.2'	4.11	4.13
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	28	22	13	11	-7	14	25	-11	30	10	6
2	13.13	29	23	15	11	-10	17	27	-12	34	10	6
3	18.93	31	23	17	12	-13	18	30	-14	37	10	8
4	24.18	31	22	18	12	-16	19	30	-14	39	9	8
5	31.03	34	25	19	14	-19	20	32	-17	41	7	10
0	0.00	26	17	11	13	-5	15	28	-10	30	11	8
1	5.78	26	18	13	12	-7	15	27	-11	33	11	8
2	12.62	27	18	14	12	-10	16	28	-12	35	11	9
3	18.93	29	20	16	13	-12	18	31	-13	37	10	10
4	23.12	32	21	18	14	-16	19	31	-15	40	9	10
5	28.92	32	21	19	15	-19	21	33	-16	42	8	10
6	36.29	35	22	22	23	-22	24	36	-19	45	3	14
7	42.06	34	23	22	37	-28	31	40	-20	48	-2	25
8	47.84	35	24	24	62	-38	40	53	-19	50	-7	48
9	54.15	36	24	24	97	-37	55	81	-21	55	22	78
10	62.58	36	24	25	220	-23	73	124	-24	63	47	136
11	67.84	41	27	24	308	17	-109	108	-25	71	66	178
12	72.55	49	28	25	377	92	112	129	-26	93	98	245
13	78.87	58	35	21	409	167	166	181	-28	118	140	310
14	85.18	161	179	162	438	239	324	199	384	116	242	522
15	85.18	545	492	480	620	313	403	24	360	330	282	744

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7'	1.6'	1.5'	1.4'	1.3'	1.2'
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	10	1	0	-4	1	4	-1	2	1	2	-1	0
2	8.32	48	1	-6	-14	7	6	-3	4	2	4	0	0
3	13.01	64	6	-13	-24	4	7	-8	4	2	3	2	0
4	16.65	94	50	-12	-29	26	-2	-14	4	2	4	-3	2
5	20.81	136	89	-4	-18	48	-3	-18	5	2	3	-12	2
0	0.00	80	57	22	13	33	8	-4	4	4	2	-37	2
1	4.16	90	59	16	9	36	9	-5	7	5	2	-40	4
2	8.32	100	66	11	5	40	7	-7	9	5	3	-42	5
3	12.48	113	75	7	0	45	6	-9	9	5	3	-44	5
4	16.65	127	84	3	-5	49	4	-11	10	5	4	-52	6
5	20.81	142	92	0	-9	55	2	-14	11	6	5	-67	6
6	24.97	175	116	12	-10	66	11	-17	10	4	4	-85	6
7	29.13	211	163	91	-8	78	42	-19	13	4	2	-89	7
8	33.29	254	208	175	42	96	98	-19	16	2	-3	-100	11
9	37.45	312	279	247	78	128	160	-3	19	0	-8	-116	12
10	41.62	385	349	331	130	169	237	38	29	-5	-17	-137	36
11	45.78	450	407	410	190	212	327	135	69	-15	-31	-66	241
12	49.94	575	486	452	282	283	385	254	155	-17	-36	72	411
13	54.10	775	800	538	433	488	370	424	338	-12	0	315	547
14	58.26	965	1127	787	578	436	426	582	535	19	166	580	617
15	62.42	1058	1722	1319	943	525	447	761	779	124	410	785	700
16	66.59	994	2078	1732	1253	665	569	779	1052	221	451	720	664
17	70.75	1165	2351	2218	1551	734	723	840	1258	303	442	780	651
18	70.75	1102	2327	3025	2169	583	576	781	1059	337	374	948	668

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:										
		1.1'	2.1	2.2	2.3	2.5	2.7	2.8	2.9	2.8'	2.7'	2.5'
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	2	0	0	-3	2	2	6	3	2	2	4
2	8.32	4	0	-2	-9	1	7	19	1	3	4	6
3	13.01	6	1	-2	-14	-4	8	27	7	1	4	9
4	16.65	7	-6	11	-20	-9	5	40	17	1	5	9
5	20.81	9	16	33	-21	-17	12	55	29	0	4	12
0	0.00	6	23	21	-3	-2	16	30	25	4	6	10
1	4.16	8	21	24	-5	-3	16	36	26	6	8	13
2	8.32	10	20	27	-6	-5	17	42	28	6	8	14
3	12.48	12	21	31	-9	-7	17	48	31	7	8	15
4	16.65	13	20	34	-13	-10	18	55	33	6	9	17
5	20.81	15	21	39	-15	-12	19	63	37	5	9	17
6	24.97	15	34	56	-16	-12	27	85	41	3	9	18
7	29.13	14	86	85	-11	-4	38	125	51	1	9	18
8	33.29	14	169	137	4	18	59	137	75	-2	7	19
9	37.45	17	230	201	24	38	83	134	99	-6	7	20
10	41.62	38	287	288	61	54	94	155	124	-8	5	20
11	45.78	54	349	389	108	72	130	213	192	67	-6	18
12	49.94	60	391	469	181	87	186	265	275	215	-9	19
13	54.10	59	415	509	306	133	268	312	343	507	-10	17
14	58.26	60	445	535	388	195	364	324	345	751	4	9
15	62.42	71	481	565	457	368	359	396	389	820	38	-6
16	66.59	60	510	622	496	458	379	340	486	997	168	-28
17	70.75	51	518	710	544	465	370	550	625	1221	427	-41
18	70.75	77	312	531	527	280	230	638	905	1205	590	62

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NA ARMADURA TRANSVERSAL (ESTRIBO) PARTE 3

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:										
		2.3'	2.2'	2.1'	3.2	3.4	3.9	3.11	3.4'	3.2'	4.11	4.13
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	2	1	1	-1	-1	1	2	0	0	0	7
2	8.32	2	1	0	-3	-2	5	-1	1	1	-1	11
3	13.01	1	1	1	-8	5	6	-3	0	1	-3	14
4	16.65	3	1	1	-9	4	-4	-6	1	1	-6	19
5	20.81	3	3	1	-8	3	3	-2	1	1	-9	19
0	0.00	3	3	1	0	8	6	6	1	1	-3	11
1	4.16	4	4	1	-2	8	5	5	1	1	-3	13
2	8.32	5	3	1	-3	7	4	4	2	1	-4	15
3	12.48	5	3	0	-5	6	6	4	1	2	-6	18
4	16.65	6	3	1	-6	6	7	3	1	2	-6	19
5	20.81	6	4	1	-7	6	6	3	2	2	-7	20
6	24.97	6	2	0	-3	2	9	11	3	3	-7	14
7	29.13	6	2	1	13	-3	15	13	3	4	-7	8
8	33.29	5	-1	0	40	-3	23	32	4	3	-3	0
9	37.45	3	-4	-2	68	-3	35	51	3	3	2	-5
10	41.62	-1	-11	-8	114	0	52	69	3	2	8	-13
11	45.78	-9	-20	-8	181	8	84	113	4	1	16	-15
12	49.94	-11	-21	-5	250	21	155	176	3	1	23	-15
13	54.10	-15	-21	1	310	65	225	269	4	2	43	-3
14	58.26	-24	-20	11	342	88	270	360	4	1	71	221
15	62.42	-37	-4	59	376	108	317	494	-1	-2	139	254
16	66.59	-38	33	84	392	168	374	538	-9	-9	250	192
17	70.75	-19	99	107	431	301	351	523	41	-26	273	142
18	70.75	28	157	125	533	341	33	468	362	-28	23	55

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:			
		12B'	13A'	13B'	12A'
0	0.00	0	0	0	0
1	5.78	7	21	-54	20
2	13.13	9	28	-58	26
3	18.93	10	32	-66	30
4	24.18	11	35	-70	32
5	31.03	13	43	-78	40
0	0.00	8	18	-58	18
1	5.78	8	22	-57	21
2	12.62	10	27	-60	26
3	18.93	11	33	-67	31
4	23.12	12	37	-72	35
5	28.92	12	44	-79	42
6	36.29	13	56	-85	56
7	42.06	20	68	-93	72
8	47.84	27	88	-110	80
9	54.15	29	113	-128	93
10	62.58	36	153	-149	95
11	67.84	38	166	-162	99
12	72.55	79	194	-179	76
13	78.87	192	245	-227	23
14	85.18	467	404	-549	-95
15	85.18	960	392	-289	-425

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NOS GANCHOS DA ARMADURA DE FLEXAO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES(X10**6) NOS PONTOS:			
		12'.A	12'.B	13'.A	13'.B
0	0.00	0	0	0	0
1	5.41	-1	2	3	-2
2	8.32	-7	16	-1	7
3	13.01	-12	22	-4	13
4	16.65	-14	27	-6	41
5	20.81	-28	36	-15	73
0	0.00	-15	21	-6	55
1	4.16	-16	25	-7	56
2	8.32	-18	27	-7	62
3	12.48	-22	30	-9	66
4	16.65	-27	8	-11	71
5	20.81	-31	38	-15	77
6	24.97	-40	40	-23	95
7	29.13	-48	42	-53	137
8	33.29	-51	32	-84	159
9	37.45	-57	26	-97	168
10	41.62	-53	6	-93	170
11	45.78	-61	-4	-99	179
12	49.94	-69	-15	-103	192
13	54.10	-121	2	-103	211
14	58.26	-184	48	-101	235
15	62.42	-187	20	-106	-715
16	66.59	-209	68	-100	289
17	70.75	-228	175	-88	320
18	70.75	-292	352	-45	226

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		1A	1B	1C	2A	2B	2C	3A	3B	3C	4A	4B	4C
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	38	-78	-162	22	-87	-85	-91	-126	7	-45	-35	-55
2	13.13	42	-143	-257	26	-115	-131	-156	-195	-75	-72	-56	-74
3	18.93	46	-199	-341	30	-140	-174	-211	-252	-97	-98	-73	-92
4	24.18	48	-239	-398	31	-157	-202	-252	-291	-112	-113	-85	-106
5	31.03	51	-298	-493	36	-184	-249	-314	-351	-140	-141	-102	-119
0	0.00	38	-39	-113	22	-64	-53	-46	-80	-31	-28	-24	-40
1	5.78	42	-99	-195	25	-91	-96	-107	-147	-55	-55	-43	-61
2	12.62	45	-155	-276	27	-116	-136	-162	-206	-76	-79	-60	-78
3	18.93	48	-205	-353	30	-139	-175	-213	-257	-96	-100	-75	-93
4	23.12	51	-250	-419	33	-159	-207	-257	-301	-115	-119	-89	-105
5	28.92	52	-301	-496	36	-183	-247	-313	-351	-139	-142	-103	-118
6	36.29	56	-374	-611	40	-215	-302	-385	-422	-171	-172	-125	-135
7	42.06	64	-456	-735	43	-252	-360	-454	-491	-204	-201	-146	-149
8	47.84	73	-546	-877	50	-296	-440	-529	-561	-229	-229	-167	-163
9	54.15	84	-666	-1057	58	-352	-547	-642	-621	-227	-271	-195	-171
10	62.58	105	-812	-1265	72	-421	-695	-788	-679	-224	-327	-229	-181
11	67.84	128	-875	-1390	81	-446	-760	-842	-666	-201	-343	-240	-182
12	72.55	142	-1057	-1731	82	-483	-822	-950	-662	-175	-388	-249	-177
13	78.87	164	-1297	-2233	87	-514	-887	-1089	-646	-136	-443	-239	-170
14	85.18	1489	-154	-3494	108	-565	-964	-1386	-605	-3	-584	-166	-92
15	85.18	442	2370	-750	108	-618	-1008	-1672	-894	57	-827	-108	3303

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 23/3 MOLDAGEM- 03/09/84 ENSAIO- 16/10/84 IDADE- 43 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		5A	5B	5C	6A	6B	6C	3'A	3'B	3'C	1'A	1'B	1'C
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.78	40	-128	-360	13	-11	-69	18	18	-54	34	4	-19
2	13.13	54	-198	-537	22	-23	-114	33	24	-86	46	10	-25
3	18.93	66	-250	-664	27	-33	-154	47	28	-114	54	10	-33
4	24.18	72	-281	-732	30	-40	-181	55	31	-132	59	12	-36
5	31.03	82	-325	-828	36	-52	-225	68	33	-165	69	16	-42
0	0.00	33	-86	-252	9	-3	-41	7	15	-30	27	-4	-17
1	5.78	46	-146	-427	15	-14	-83	21	20	-60	37	7	-20
2	12.62	57	-205	-573	22	-23	-122	33	25	-88	46	8	-26
3	18.93	67	-252	-681	27	-33	-156	46	27	-113	54	9	-32
4	23.12	73	-286	-754	31	-41	-188	57	31	-136	60	11	-37
5	28.92	81	-322	-830	36	-52	-226	66	32	-163	68	16	-41
6	36.29	95	-371	-936	43	-65	-280	74	28	-196	76	21	-46
7	42.06	115	-422	-1049	50	-79	-341	65	10	-231	77	19	-51
8	47.84	145	-479	-1192	65	-97	-423	50	-60	-297	66	13	-55
9	54.15	182	-564	-1423	82	-112	-534	25	-140	-388	59	12	-62
10	62.58	243	-695	-1725	99	-137	-678	38	-181	-515	65	24	-69
11	67.84	273	-769	-1910	117	-139	-733	47	-198	-578	64	28	-75
12	72.55	350	-852	-2278	153	-151	-850	30	-268	-649	63	40	-72
13	78.87	606	-855	-2743	262	-140	-1056	12	-369	-735	62	66	-67
14	85.18	1421	-1435	-3409	1006	-210	-1668	-107	-532	-695	115	-88	-264
15	85.18	124	642	-22	424	-557	-707	233	-221	-780	8	93	-472

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO PARTE 1

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES(X10**6) NOS PONTOS:											
		1.A	1.B	1.C	2.A	2.B	2.C	3.A	3.B	3.C	4.A	4.B	4.C
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	-23	-51	-32	-12	-25	-7	-58	-19	12	-24	-11	4
2	8.32	-50	-98	-60	-18	-38	-11	-122	-46	22	-45	-24	2
3	13.01	-82	-155	-89	-32	-72	-26	-189	-79	31	-75	-41	1
4	16.65	-115	-212	-123	-48	-101	-38	-283	-125	41	-114	-58	-4
5	20.81	-142	-265	-156	-64	-132	-50	-372	-169	54	-147	-72	-11
0	0.00	-10	-1	-8	7	-5	-8	-67	0	14	9	-18	-13
1	4.16	-34	-47	-38	-3	-30	-17	-123	-23	24	-16	-32	-12
2	8.32	-54	-82	-57	-10	-47	-24	-167	-40	32	-34	-42	-13
3	12.48	-78	-127	-81	-21	-72	-31	-223	-65	41	-61	-52	-12
4	16.65	-103	-177	-110	-35	-97	-39	-284	-92	49	-89	-62	-12
5	20.81	-129	-226	-136	-52	-123	-46	-343	-118	58	-117	-70	-11
6	24.97	-156	-276	-166	-71	-157	-59	-416	-151	66	-149	-81	-13
7	29.13	-190	-341	-200	-104	-205	-75	-504	-189	77	-195	-99	-20
8	33.29	-225	-397	-233	-133	-249	-93	-582	-220	89	-239	-119	-27
9	37.45	-264	-457	-261	-164	-295	-108	-658	-243	109	-265	-136	-32
10	41.62	-320	-532	-293	-209	-352	-126	-749	-281	141	-308	-152	-29
11	45.78	-383	-643	-353	-255	-419	-148	-827	-323	193	-355	-169	-13
12	49.94	-461	-733	-378	-302	-473	-155	-890	-106	264	-419	-181	14
13	54.10	-558	-782	-354	-359	-504	-127	-968	-304	307	-548	-206	76
14	58.26	-659	-814	-324	-443	-545	-90	-868	-386	350	-719	-236	112
15	62.42	-754	-822	-315	-529	-568	-45	-515	-278	261	-978	-310	158
16	66.59	-854	-874	-314	-573	-579	-11	-309	103	222	-1167	-356	160
17	70.75	-1011	-989	-295	-653	-631	33	-343	136	445	-1278	-553	167
18	70.75	-769	-860	-203	-625	-780	-219	473	719	190	-930	-816	-6

RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NOS CANTOS E BORDAS DE LAJES COGUMELO
 MODELO 24/3 MOLDAGEM- 11/09/84 ENSAIO- 22/10/84 IDADE- 41 DIAS
 DEFORMACOES NO CONCRETO PARTE 2

FASE	CARGA (KN)	DEFORMACOES (X10**6) NOS PONTOS:											
		5.A	5.B	5.C	6.A	6.B	6.C	3'.A	3'.B	3'.C	1'.A	1'.B	1'.C
0	0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	5.41	18	14	-20	10	7	-7	12	18	4	-1	17	15
2	8.32	32	20	-41	19	11	-11	24	31	2	-3	31	26
3	13.01	46	23	-68	28	18	-19	34	42	3	-6	45	37
4	16.65	61	24	-100	37	29	-33	47	61	3	-8	59	50
5	20.81	77	26	-128	44	32	-42	62	80	3	-10	61	60
0	0.00	12	37	-22	6	7	37	18	18	-4	3	39	9
1	4.16	25	44	-46	14	13	30	27	31	-2	1	51	22
2	8.32	35	49	-63	20	18	26	34	39	0	-1	62	31
3	12.48	50	53	-84	29	24	17	42	51	1	-4	74	42
4	16.65	62	55	-106	36	30	8	51	62	2	-7	83	53
5	20.81	76	58	-127	44	34	-2	62	77	4	-10	93	65
6	24.97	90	59	-154	48	37	-23	75	96	4	-12	97	74
7	29.13	104	51	-190	58	41	-47	95	128	5	-10	101	77
8	33.29	119	49	-227	63	42	-86	112	160	7	-5	98	62
9	37.45	123	46	-260	69	39	-120	131	191	6	-4	97	48
10	41.62	116	36	-302	85	31	-157	148	189	4	-3	109	37
11	45.78	222	55	-402	110	2	-179	166	163	-4	-50	90	51
12	49.94	250	32	-505	100	-20	-178	178	158	3	-81	56	53
13	54.10	465	56	-681	110	-3	-192	391	414	31	-40	67	33
14	58.26	914	203	-902	426	333	-193	460	225	-84	-39	64	4
15	62.42	1246	507	-956	408	119	-372	354	152	-191	-50	68	-37
16	66.59	202	169	-428	166	-176	-441	399	122	-242	-56	84	-53
17	70.75	304	127	-265	219	-279	-530	392	106	-262	-59	123	-78
18	70.75	162	94	-72	174	126	130	334	111	-309	-63	88	-103



Fig. 6.1 - Detalhe da armadura transversal (estribos) dos elementos de laje 23 e 24.



Fig. 6.2 - Corpos de prova para ensaio à tração das armaduras dos modelos.

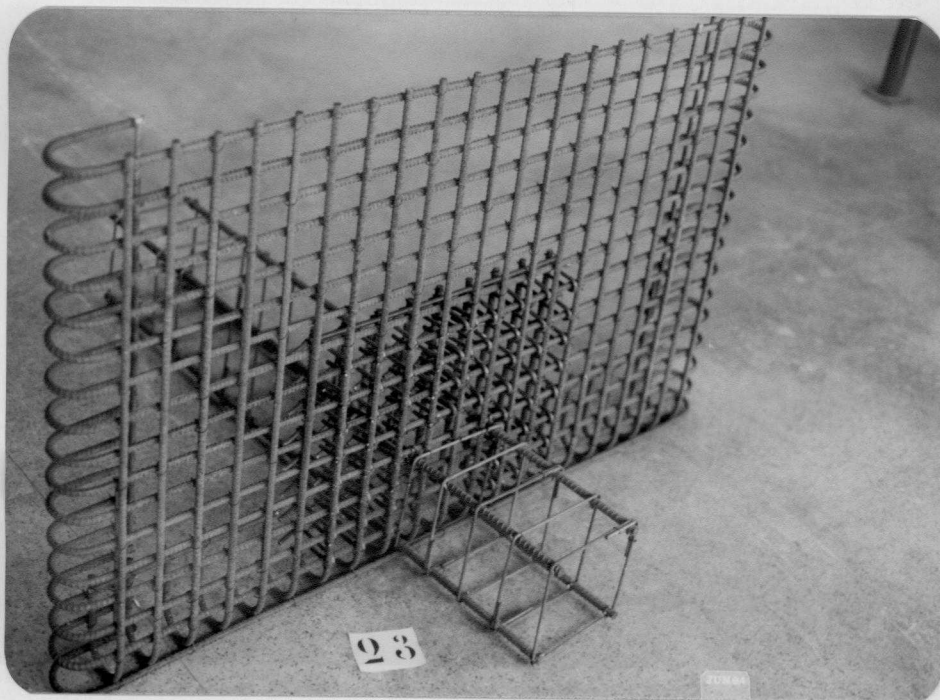


Fig. 6.3 - Armadura do modelo EdL 23

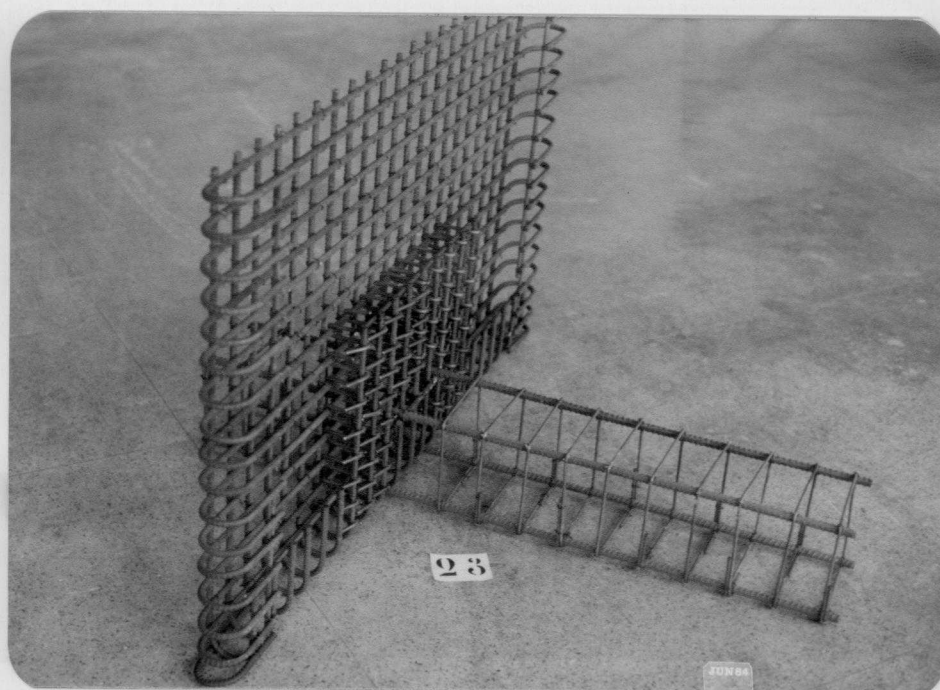


Fig. 6.4 - Armadura do modelo EdL 23

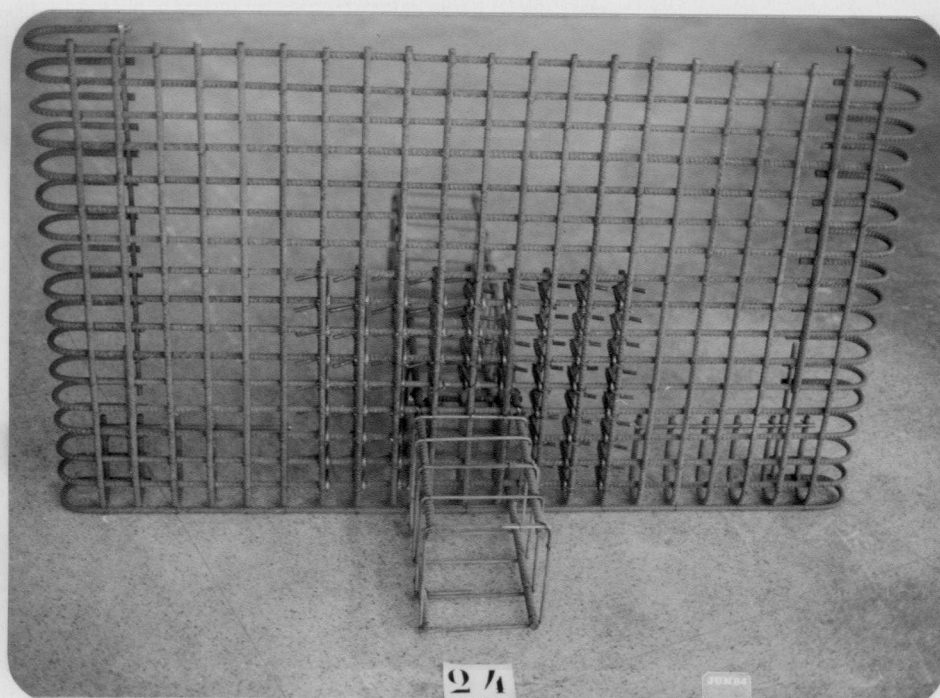


Fig. 6.5 - Armadura do modelo EdL 24

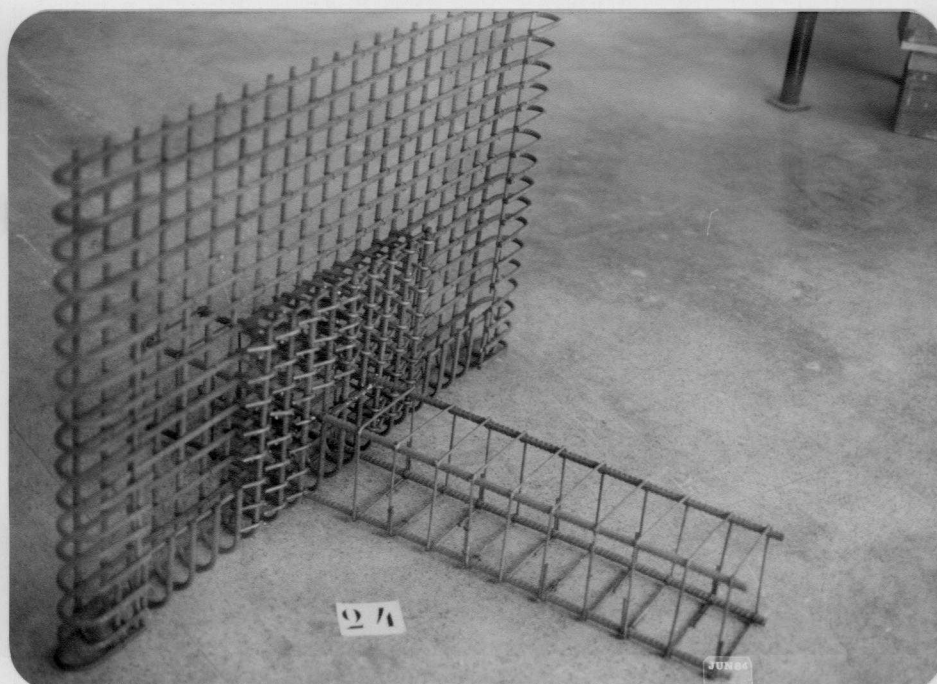


Fig. 6.6 - Armadura do modelo EdL 24



Fig. 6.7 - Concretagem dos modelos



Fig. 6.8 - Confeção dos corpos de prova dos modelos.



Fig. 6.10 - Ensaio à compressão do concreto.



Fig. 6.9 - Ensaio à tração do concreto (compressão diametral).

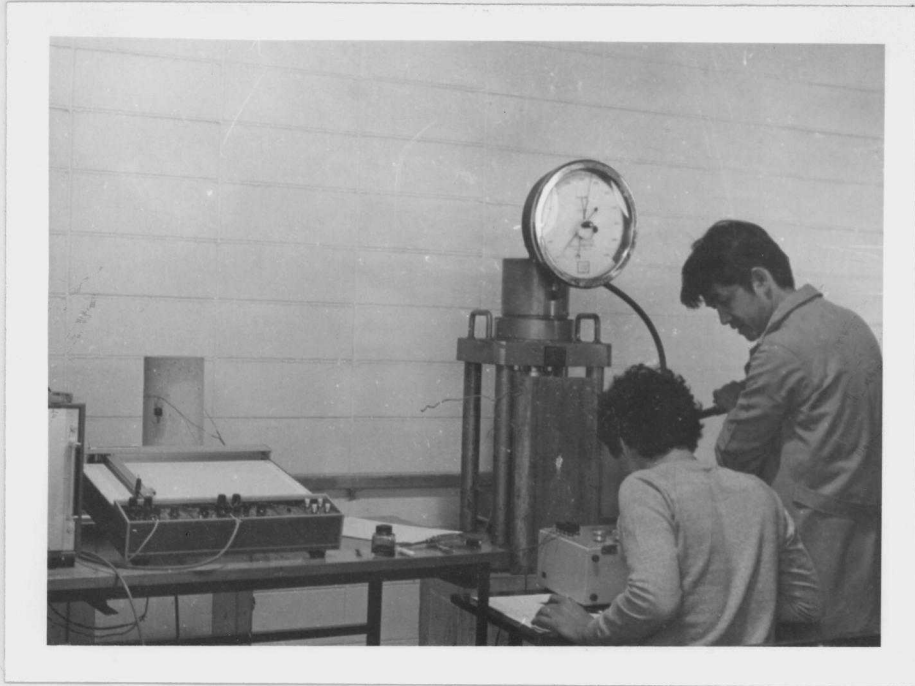


Fig. 6.11 - Leitura das deformações do corpo de prova no ensaio à compressão.

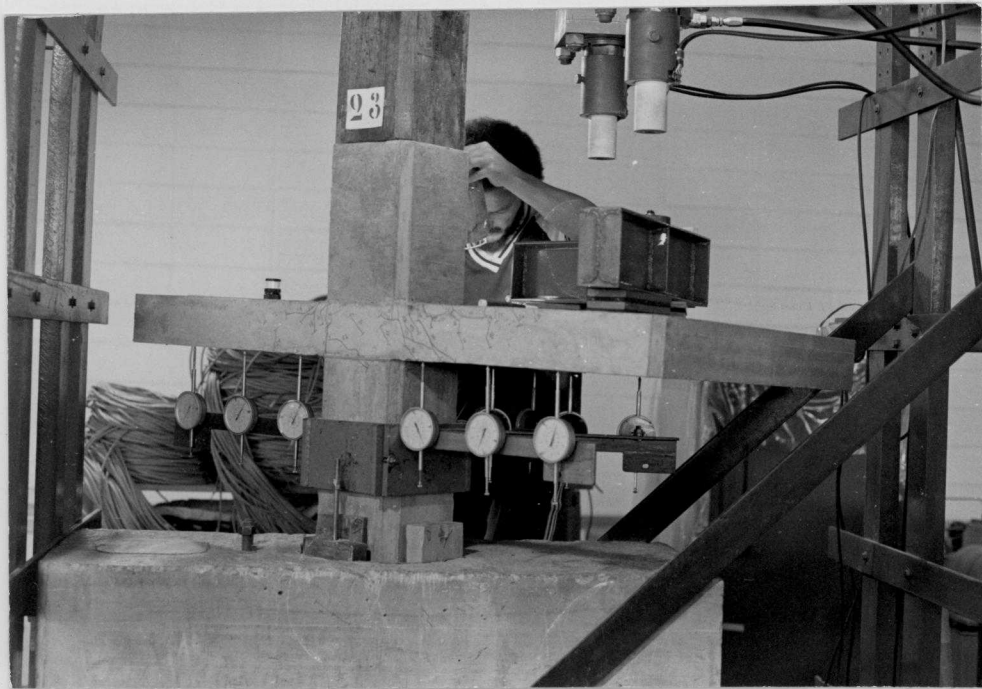


Fig. 6.12 - Ensaio do "elemento de laje" 23

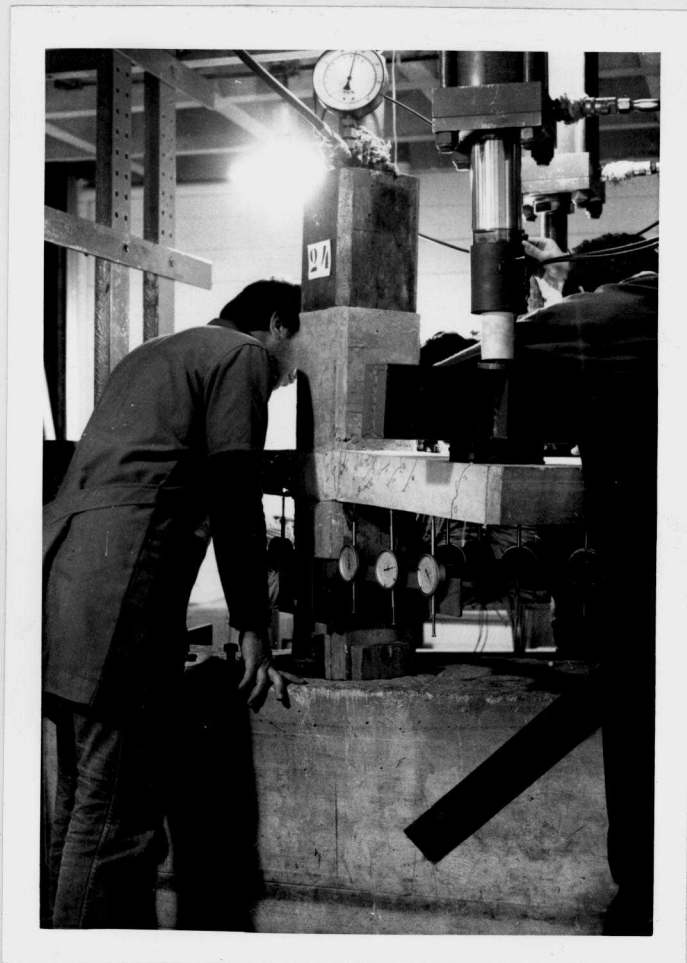


Fig. 6.13 - Ensaio do "elemento de laje" 24.



Fig. 6.14 - Acompanhamento de fissuração do modelo 24.