

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 REFORÇO  
TRANSVERSAL CONSTITUÍDO DE  
PERFIS METÁLICOS

ENG. ROBERTO MARTINS GONÇALVES

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

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS  
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

COMISSÃO EXAMINADORA:

Suplentes:

Prof Dr Lauro M. dos Santos  
Prof Dr Mario Franco  
Prof Dr João B. de Hanai

Titulares

Prof Dr Péricles B. Fusco  
Prof Dr Walter A. Nimir  
Prof Dr Dante A. O. Martinelli  
(Orientador)

ABRIL DE 1986

## AGRADECIMENTOS

É muito difícil agradecer a todas as pessoas que contribuíram de diversas maneiras para a execução deste trabalho.

A experiência transmitida pelos colegas no dia a dia, o apoio técnico e a orientação de tantos, o apoio econômico dos órgãos financiadores, o trabalho do pessoal técnico na execução e ensaio dos modelos; não é possível enumerar toda a contribuição recebida no processo de aprendizagem e amadurecimento em que este trabalho é uma das parcelas.

De uma maneira especial meus agradecimentos:

- ao prof. Dante A. O. Martinelli, meu orientador;
- ao amigo e colega Toshiaki Takeya cuja contribuição foi imprescindível na realização deste, pela amizade e pela possibilidade de realizar, ao seu lado, outros trabalhos no Laboratório de Estruturas;
- ao amigo e colega Pierre A. Prelorentzou companheiro de aulas e discussões;
- à equipe de técnicos e demais funcionários do Departamento de Estruturas;
- à Vera esposa e companheira;
- aos meus pais;
- à Fundação de Amparo a Pesquisa do Estado de São Paulo;
- ao CNPq Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico.

## RESUMO:

Apresentam-se os resultados de ensaios sobre o comportamento à ruína de ligações laje-pilar de borda em lajes cogumelo.

Foram ensaiados onze modelos com o objetivo de caracterizar a configuração de ruína e a viabilidade da utilização de perfis metálicos tipo U, como armadura transversal com vários posicionamentos.

Os modelos ensaiados representam "elementos de laje", com a mesma armadura de flexão, alterando-se o tipo e disposição dos perfis, todos externos aos pilares, sendo: três modelos armados somente à flexão; dois modelos com o perfil principal posicionado paralelamente à borda; três modelos com dois perfis perpendiculares à borda da laje; três modelos incorporando as disposições dos dois casos anteriores, ou seja, um perfil paralelo à borda soldado a dois outros perpendiculares externos ao pilar.

O principal resultado obtido é a constatação da diminuição da carga de ruína nos modelos armados transversalmente com perfis em relação aos modelos sem armadura transversal.

Recomenda-se, portanto, a não utilização de armaduras transversais constituídas de perfis metálicos para os casos de pilares de borda em lajes cogumelo, na disposição utilizada neste trabalho.

## ABSTRACT:

This work shows results of experimental tests on collapse behaviour of edge slab-column connections for flat slabs.

Eleven models were tested to characterize the collapse surface and the viability of using steel U-channel as shear reinforcement placed in several position into the slabs.

The tested models were compound of suitable pieces of slab connected with column at the middle point of a straight edge. The same reinforcement was adopted for all models, while different types and positions of U-channel, placed externally to the column, were used. Four groups of models can be characterized as follows: three models with reinforcement only to resist bending moments; two models with the main U-channel placed parallel to the slab edge; three models defined with two U-channels perpendicular to the slab edge; and three models reinforced with the U-channel defined for the two first cases, that is, one U-channel parallel to the slab edge welded with two others placed in the orthogonal direction.

The main result obtained with the experimental analysis was the diminution of the collapse load values observed for all models where U-channel were used as shear reinforcement.

Thus, U-channel adopted as shear reinforcement, as indicated in this work, are not recommended for the slab-column connection along free edges of flat slabs.

"ESTUDO EXPERIMENTAL DA RUÍNA DE LIGAÇÕES LAJE-PILAR EM BORDAS DE LAJE COGUMELO COM REFORÇO TRANSVERSAL CONSTITUÍDO DE PERFIS METÁLICOS"

ERRATA

FLS I.1 - Incluir nota de rodapé relativa ao termo armadura transversal:

"Nota\*: O autor utiliza os termos "armadura transversal" e "armadura de cisalhamento" indistintamente.

FLS I.6 - Incluir nota de rodapé relativa a TALBOT (1913)\*

"Nota\*: O autor e data identificam as referências bibliográficas ordenadas alfabeticamente no ANEXO".

FLS.I.16- TABELA I: LONG (1975)

corrigir a expressão  $V_{p2} \dots (100\rho)^{0,25} f_c$  "para  $V_{p2} \dots (100\rho)^{0,25} \sqrt{f_c}$ "

FLS I.19- Título da TABELA II

onde se lê: " - Pilares com Armadura....."  
leia-se: - "Lajes com Armadura....."

FLS I.20- autor YITZHAKI (1966)

onde se lê: "... na tabela I (item 1.2.2)"  
leia-se "... na tabela I."

FLS I.30- FIGURA I.13

onde se lê: " $f_c = 320 \text{ daN/cm}^2$  (S1 a S13)"  
leia-se: " $f_c = 320 \text{ daN/cm}^2$  (S7 a S13)"

FLS I.36- 3º Parágrafo

onde se lê: " $C_{AB}$ : Distância do eixo central do...."  
leia-se: " $C_{AB}$ : Distância do Centróide do...."

FLS I.38- 1º Parágrafo, 3a. linha

Substituir ano do pesquisador HAWKINS (1971) para HAWKINS (1973)

- FLS I.45- Item 11.11.4.5, 3a. linha  
onde se lê: "...largura ( $c_2+d$ )...."  
leia-se: "...largura ( $c_1+d$ )...."
- FLS I.57- Incluir as letras d e u no início do 3º e 4º parágrafos, respectivamente.
- FLS II.5 - 3º Parágrafo, 3º item  
onde se lê: "armadura transversal...."  
leia-se: "armadura de flexão...."
- FLS II.5 - 5º parágrafo, 5a. linha  
onde se lê: "...armaduras de flexão foram...."  
leia-se: "...armaduras de flexão e a face inferior da laje foram...."
- FLS II.11- Substituir na fórmula de  $V_u$   
 $f'_c$  por  $\sqrt{f'_c}$
- FLS III.1 - Retirar 4º parágrafo  
"Considerando o conjunto .....  $\bar{f}_{t,k} = 29,7 \text{ daN/cm}^2$ "
- FLS III.2 - Correções na TABELA III.1
- 3a. coluna - substituir " $f_{cj}$ " por " $\bar{f}_{cj}$ "
  - 5a. coluna - substituir " $f_{tj}$ " por " $\bar{f}_{tj}$ "
  - Substituir  $\bar{f}_{cj}$  modelo ATO-1 de "494" por "465"
  - Substituir  $\bar{f}_{cj}$  modelo S1-2 de "465" por "584"
- FLS III.10 - Correção TABELA III.3
- Substituir  $\bar{f}_{c,28}$  modelo ATO-1 de "494" por "465"
- FLS IV.4 - 4a. Linha  
onde se lê: "... por  $\bar{V}_u + \Delta\bar{V}_u$  onde  $\epsilon = tS_i/\sqrt{n-1}$  e  $t(\Delta p\%)$ ...."  
leia-se: "por  $\bar{V}_u (1+\epsilon)$  onde  $\epsilon = tS_i/\sqrt{n}$  e  $t(95\%)$ ...."

FLS IV.16 - Substituir a TABELA IV.5

TABELA IV.5

Deformações x 10\*\*6 - Tensões em daN/cm\*\*2

Iponto	1p	2p	4p	5p	7p	8p
$\epsilon$	253	-125	690	-165	470	-156
$\sigma_y$	531	-262	1450	-345	987	-328

FLS IV.18 - 2º Parágrafo, 2a. Linha

onde se lê: "... na série S6 ocasionou concentrações...."

leia-se: "... na série S6 indicou concentrações..."

FLS IV.22 - 1º Parágrafo, 5a. linha

retirar a palavra "significativamente"

FLS IV.24 - TABELA IV.10

- na quarta e quinta colunas da tabela referem a " $\bar{V}_u$ " e não a " $V_u$ " como anotado

- substituir o valor de  $\bar{V}_u$  da série EdL-15 de 12416 daN para 12362 daN e a relação  $\bar{V}_u$ (EdL-15)/ $\bar{V}_u$ (ATO) passa a ser 1.08.

BIBLIOGRAFIA

Inserir:

- LFONHARDT, F.; MÜNNIG, L., "Construções de Concreto", Livraria Interciência, 1977, Volumes 1, 2 e 3.

- REGAN, P.E.; "Behaviour of reinforced concrete flat slabs", Report 89, CIRIA, LONDON, 1980.

\*Nota: Na versão definitiva a denominação da Norma "Projeto e execução de obras de concreto armado" - NE1/78 será complementada com o do ICMETRO: NBR 6118 (NB-1/78).

## ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	I.1 a I.73
1.1-Preliminares.....	I.3
1.2-0 problema da punção em lajes cogumelo.....	I.3
1.2.1-Generalidades.....	I.3
1.2.2-Lajes sem armadura de punção.....	I.8
1.2.3-Lajes com armadura de punção.....	I.17
1.2.4-Armaduras de punção não convencionais.....	I.23
1.2.4.1-Perfis de aço ("shearheads").....	I.23
1.2.4.2-Armadura transversal com unidades pré-fabricadas.....	I.30
1.2.5-Casos assimétricos.....	I.35
1.2.6-Normas e regulamentos.....	I.43
1.2.7-Pesquisas desenvolvidas no LE-EESC USP.....	I.60
2. OS MODELOS E OS ENSAIOS.....	II.1 a II.20
2.1-Preliminares.....	II.1
2.2-Os modelos.....	II.3
2.2.1-Os modelos propostos.....	II.3
2.2.2-Procedimento dos ensaios e instrumentação.....	II.13
2.3-Materiais utilizados.....	II.18
2.3.1-Concreto.....	II.18
2.3.2-Armadura de flexão.....	II.19
2.3.3-Perfis.....	II.20
3. RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	III.1 a III.57
3.1-Materiais.....	III.1
3.1.1-Concreto.....	III.1
3.1.2-Aço.....	III.7
3.2-Os elementos de lajes.....	III.9
3.2.1-Resultados dos ensaios.....	III.9
3.2.2-Cortante última dos modelos.....	III.10
3.2.3-Fissuração.....	III.12
3.2.4-Deformações da armadura de flexão.....	III.27
3.2.5-Deformações nos perfis.....	III.41
3.2.6-Deformações na face inferior da laje.....	III.49
3.2.7-Deslocamentos transversais.....	III.53



4. ANÁLISE DOS RESULTADOS E CONCLUSÕES..... IV.1 a IV.26

- 4.1-Análise dos resultados..... IV.1
  - 4.1.1-Freliminares..... IV.1
  - 4.1.2-Análise estatística das cargas de ruína.... IV.2
  - 4.1.3-Fissuração e configuração de ruína..... IV.7
  - 4.1.4-Deformações na armadura de flexão..... IV.13
  - 4.1.5-Deformações nos perfis..... IV.15
  - 4.1.6-Deformações na laje..... IV.20
  - 4.1.7-Deslocamentos transversais..... IV.21

4.2-Conclusões..... IV.23

4.3-Prosseguimento das pesquisas..... IV.26

BIBLIOGRAFIA

ANEXOS

NOTAÇÕES E UNIDADES:

Utilizaram-se notações da NB-1/78 , definindo os símbolos onde foram introduzidos , em particular, no relato de trabalhos de outros pesquisadores.

As unidades estão de acordo com o Sistema Internacional , porém , utilizaram-se as unidades de força em daN (= 1 kgf) e as tensões em daN/cm\*\*2 (= 1 kgf/cm\*\*2) , pois os instrumentos utilizados nos ensaios apresentam as medidas em kgf. No relato de resultados de outros pesquisadores , em casos esporádicos , utilizaram-se outras unidades , as quais estão ressaltadas.

## CAPÍTULO 1

### 1.1-INTRODUÇÃO

Apresentam-se , neste trabalho , os resultados obtidos da experimentação de modelos representativos da ruína de ligações laje-pilar de borda em lajes cogumelos.

Foram ensaiados onze modelos com o objetivo de caracterizar a configuração de ruína , sendo que a armadura transversal(\*) é constituída de perfis metálicos dispostos de várias maneiras , internamente às lajes, na região próxima aos pilares de borda.

A presença destes perfis metálicos destinava-se a aumentar a resistência ao puncionamento destas ligações.No decorrer deste, procurar-se-á justificar a utilização de tal armadura transversal e as causas de sua ineficiência.

Ressalta-se , neste preâmbulo , que este trabalho se insere num projeto de pesquisa mais amplo , desenvolvido no Laboratório de Estruturas da EESC , cujo objetivo consiste no estudo da punção em lajes cogumelo para os casos de pilares de borda e canto.

No primeiro capítulo deste , apresentam-se um breve relato sobre o problema da punção em lajes cogumelo e um breve histórico das pesquisas desenvolvidas no L. E. da EESC.

---

Nota \*:O autor utiliza armadura transversal e armadura de cisalhamento indistintamente.

No segundo capítulo, apresentam-se os modelos que foram ensaiados, suas características principais, bem como a técnica utilizada nos ensaios dos materiais e dos modelos e finalmente, a instrumentação executada.

Os resultados obtidos nos vários ensaios realizados estão apresentados no terceiro capítulo, tanto dos modelos como dos materiais utilizados. A análise dos resultados e algumas conclusões estão apresentadas no quarto capítulo.

Após a apresentação deste trabalho a banca examinadora da Dissertação de Mestrado optou-se pela realização de mais um modelo cujas características e resultados dos ensaios estão relatados nos Anexos, bem como apresentam-se a bibliografia, documentação fotográfica e as tabelas dos resultados das várias medidas realizadas durante os ensaios.

## 1.2- O PROBLEMA DA PUNÇÃO EM LAJES COGUMELO

### 1.2.1- GENERALIDADES

A evolução histórica das construções, reflexo do desenvolvimento cultural científico e econômico de uma época, traduz-se na escolha de materiais, processos construtivos, formas e espaços, beleza e funcionalidade das edificações.

As concentrações urbanas de nossa época, advindas do crescimento demográfico e da centralização dos parques industriais geram cada vez mais a necessidade da verticalização das construções, introduzindo características próprias quanto a racionalização, segurança, rapidez de execução e economia de materiais.

No contexto acima descrito, a construção de edifícios de andares múltiplos utilizando sistemas estruturais constituídos de lajes apoiadas diretamente em pilares (sem vigas) começa a ser adotada pelas vantagens que proporciona tais como: rapidez de execução e maior índice de reaproveitamento de formas; facilidade de execução de armaduras e concretagens; aproveitamento mais racional dos espaços internos decorrente da ausência de vigas e redução dos prazos de construção. Esse sistema estrutural é comumente denominado laje cogumelo.

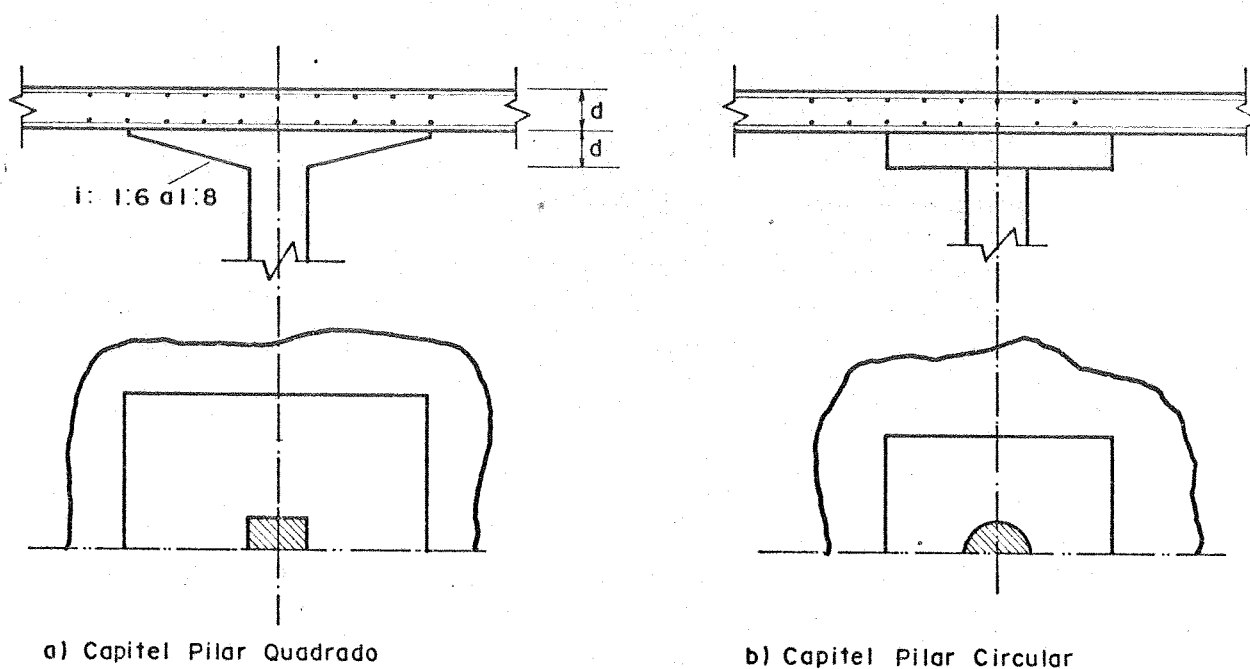
A eliminação das vigas em edifícios de andares múltiplos introduz dois problemas estruturais a serem considerados:

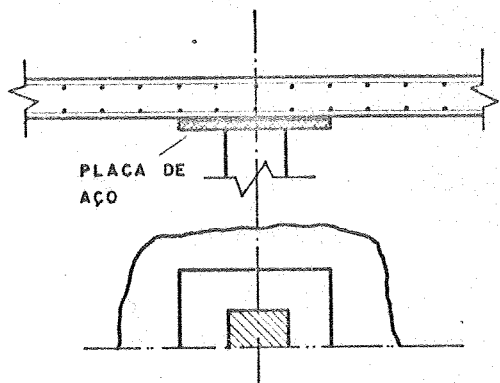
- a) a edificação apresenta pequena rigidez a ações horizontais (ações devidas ao vento). Esse problema é solucionado, por exemplo, vinculando-se as lajes a núcleos rígidos responsáveis pela absorção dessas ações.
- b) puncionamento da ligação laje-pilar decorrente da concentração de tensões nessa região.

A ruptura por puncionamento, desde que armaduras transversais não sejam previstas, quase sempre ocorre com carregamentos inferiores aos que provocariam o escoamento da armadura de flexão da laje, sendo decorrente das elevadas reações concentradas na região dos pilares. A previsão de dispositivos especiais, tais como, capitéis, placas metálicas, perfis metálicos, armaduras constituídas de estribos dispostas na região da ligação laje-pilar possibilitam aumentar a resistência ao puncionamento nas lajes a valores mais elevados que a resistência à flexão.

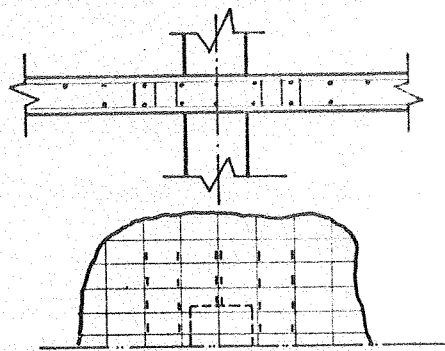
Na FIGURA I.1 encontram-se esquematizados alguns dos dispositivos utilizados para as ligações laje-pilar em lajes-cogumelo para o caso de pilares centrais.

FIGURA I-1 : TIPOS DE REFORÇOS DA LAJE JUNTO AOS PILARES CENTRAIS

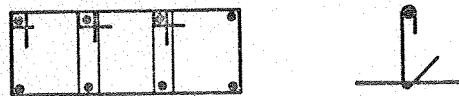




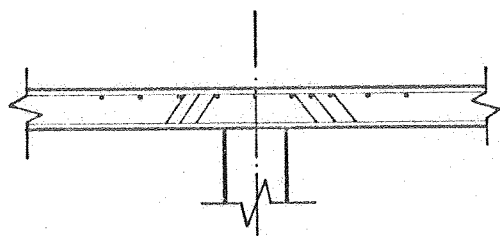
c) Capitel com Placa de Aço



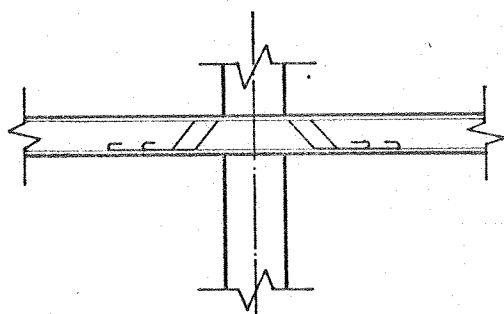
DETALHES DOS TIPOS DE ESTRIBOS



d) Estribos Verticais

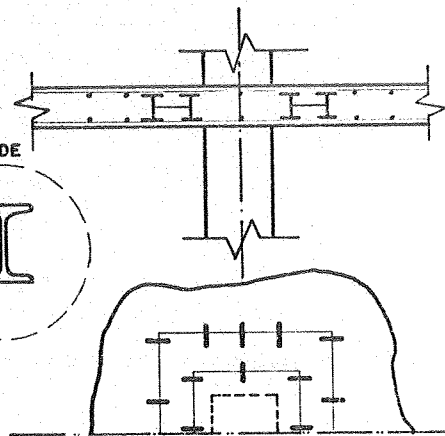
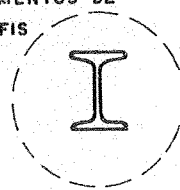


e) Estribos Inclinados

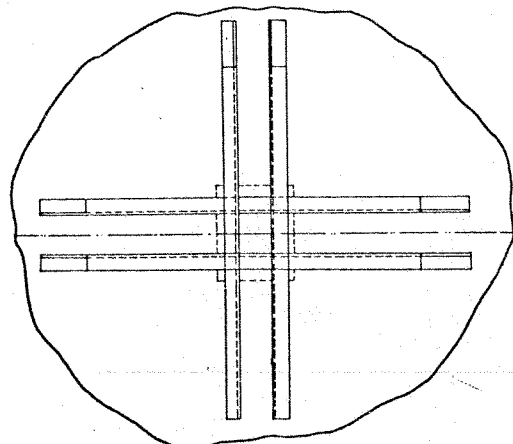
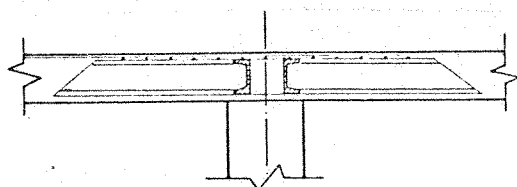


f) Barras Dobradas

SEGMENTOS DE PERFIS



g) Unidades Pré-fabricadas (segmentos de perfis, pregos etc.)



h) Reforços com perfis metálicos (SHEARHEADS)

Os principais fatores que influenciam a resistência à punção de lajes são: espessura da laje; taxa da armadura de flexão; tipo, disposição e taxa da armadura transversal; resistência do concreto.

Constata-se que a ruína das lajes que não dispõem de armadura transversal se dá por punção, ocorrendo numa superfície tronco-cônica inclinada de  $30^\circ$  a  $35^\circ$  em relação ao plano da laje (FIGURA 1.2a) para os casos de pilares centrais com carregamento uniformemente distribuído. Para os casos de pilares de borda, os modelos ensaiados apresentam uma superfície tronco-cônica restrita a face interna do pilar inclinada de  $45^\circ$  na face de borda da laje, quando a laje esta submetida a um carregamento uniformemente distribuído.

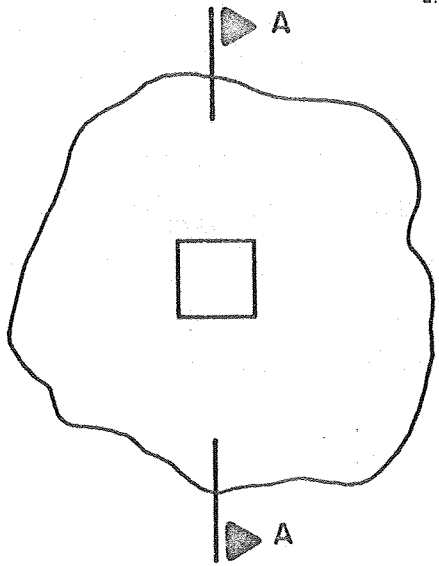
No item b) da FIGURA 1.2 encontra-se esquematizada a superfície de ruptura dos modelos de pilares de borda e no item c) os pilares de canto.

Os estudos de punção iniciaram-se com TALBOT (1913) (\*) que analisou o comportamento do efeito da força cortante em alguns modelos e a partir daí inúmeras pesquisas foram desenvolvidas sobre o assunto, muito embora os resultados obtidos até hoje não sejam conclusivos para todos os casos de punção em lajes, principalmente nos casos em que existe transferência de momento fletor para os pilares. Nos itens subsequentes deste primeiro capítulo estão relatados, brevemente, os principais resultados das pesquisas realizadas sobre punção em lajes cogumelo.

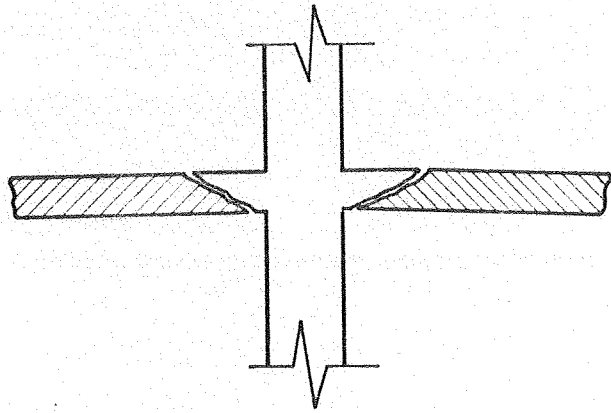
Neste trabalho, especial atenção foi dedicada para as pesquisas com soluções não convencionais de armadura transversal destinadas a aumentar a capacidade à punção em lajes cogumelo. Ressalta-se, nesse preâmbulo, o pesquisador Wheeler (1930) pioneiro na utilização de perfis de aço como armadura transversal em lajes (FIGURA I-1/h).

---

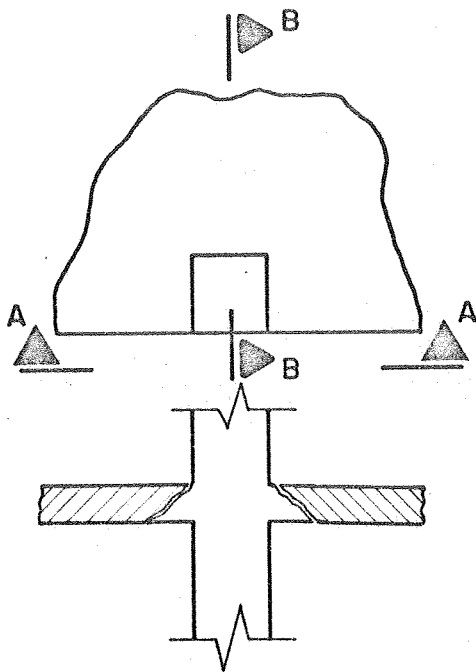
Nota(\*): O autor e a data identificam as referências bibliográficas ordenadas alfabeticamente no Anexo.



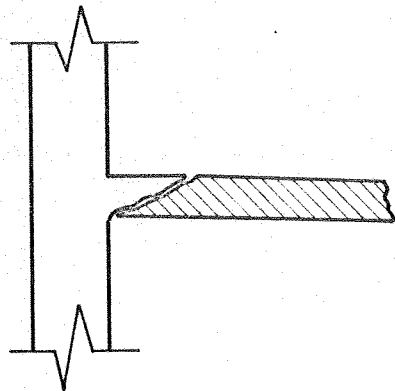
a) Pilar central



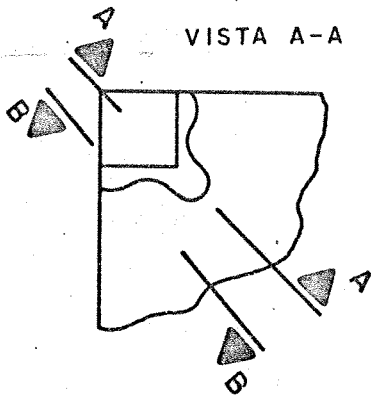
CORTE A-A



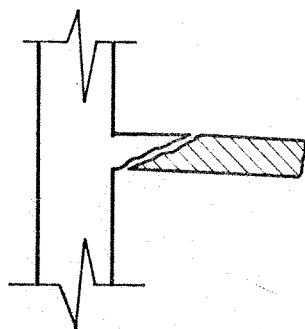
b) Pilar de borda



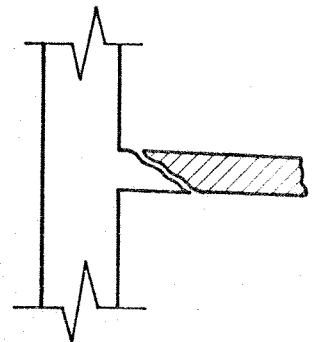
CORTE B-B



c) Pilar de Canto



CORTE A-A



CORTE B-B

FIGURA I-2 : ESQUEMA DA RUÍNA DE LIGAÇÃO LAJES-PILARES (CENTRAL, BORDA e CANTO)



### 1.2.2-LAJES SEM ARMADURA DE PUNÇÃO

Os sistemas construtivos convencionais: lajes, vigas e pilares são idealizados a partir de um comportamento estrutural bem definido e caracterizado pelo comportamento unidirecional das vigas que possibilita uma análise estática simples, com precisão razoável.

As lajes cogumelo, nas quais as vigas não existem, tornam-se um sistema estrutural bem mais complexo e apresentam basicamente dois aspectos principais a considerar :

- a) pequena rigidez do sistema quando submetido a ações horizontais.
- b) punção na ligação laje-pilar.

Na FIGURA 1.3 apresenta-se uma esquematização do desenvolvimento das trajetórias dos momentos principais em lajes uniformemente carregadas. A análise desses resultados possibilitou determinar que para uma distância aproximada  $0.22 l$  do centro dos pilares os momentos radiais se anulam para painéis de lajes quadradas onde  $l$  é a distância entre pilares.

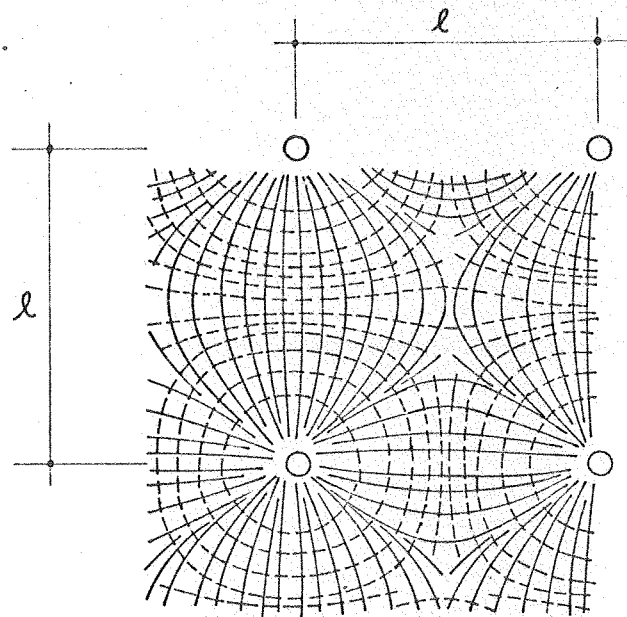


FIGURA I-3 : ESQUEMA DO DESENVOLVIMENTO DOS MOMENTOS PRINCIPAIS EM LAJES COGUMELO UNIFORMEMENTE CARREGADAS.

Para os estudos de punção em lajes cogumelo os "elementos de lajes" restringem-se a representar a parcela da laje e o respectivo pilar contido nesta distância de  $0.22 l$ , prática utilizada de maneira geral por todos os pesquisadores e, em particular, nos trabalhos desenvolvidos no Laboratório de Estruturas da EESC.

As pesquisas desenvolvidas sobre punção em lajes cogumelo são inúmeras e na TABELA I apresenta-se um breve relato dos principais trabalhos desde TALBOT (1913) e as principais conclusões desses pesquisadores.

Pode-se constatar na TABELA I que a maioria dos trabalhos apresentados sobre o comportamento de lajes cogumelo baseiam-se em análises de modelos experimentais. Os resultados desses ensaios permitiram algumas conclusões sobre o desenvolvimento dos momentos fletores e a ação da força cortante para os casos de pilares centrais com lajes uniformemente carregadas, sem armadura transversal.

Algumas conclusões obtidas:

- A distribuição de momentos radiais ( $m_r$ ) e tangenciais ( $m_t$ ) depende da resultante da carga sobre os pilares, porém, os momentos tangenciais são maiores provocando inicialmente uma fissuração mais intensa nessa direção. (FIGURA I.4)

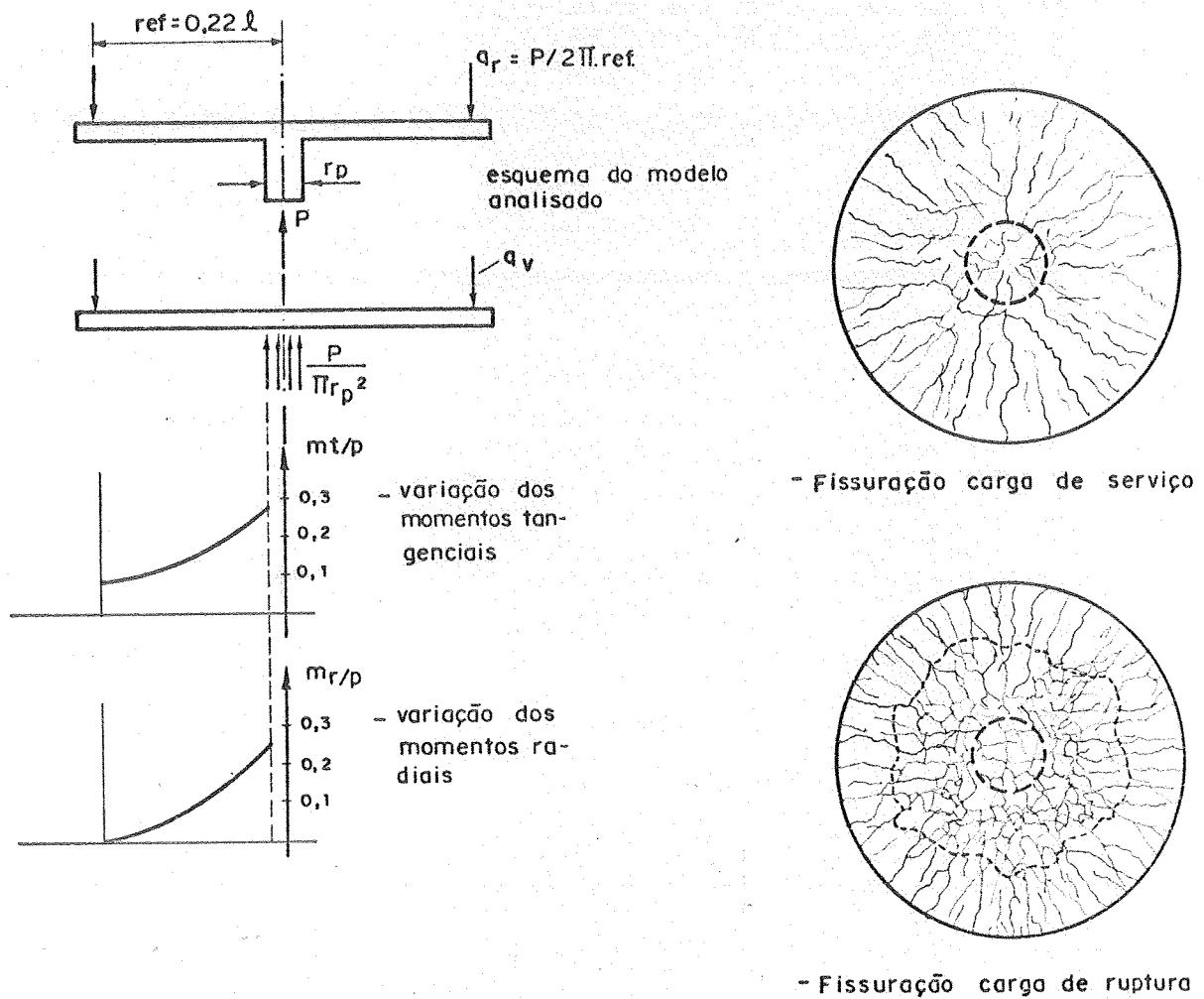


FIGURA I-4 : DISTRIBUIÇÃO DOS MOMENTOS RADIAIS E TANGENCIAIS - FISSURAÇÃO

- As forças cortantes aumentam hiperbolicamente nas vizinhanças dos pilares. (FIGURA I.5)

- As deformações tangenciais são inicialmente maiores que as radiais e após elevados valores da carga aplicada as fissuras circulares aparecem caracterizando a ruína próxima que ocorre através da formação do cone de punção inclinado de  $30^\circ$  a  $35^\circ$  com o plano horizontal da laje.

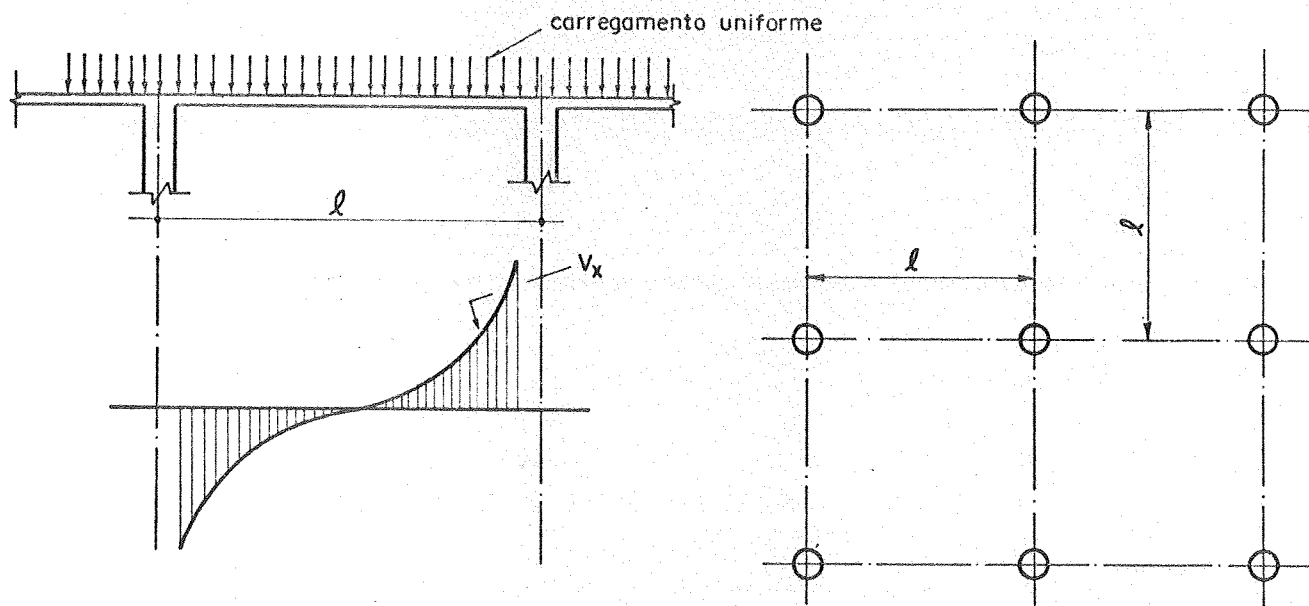


FIGURA I-5 : VARIAÇÃO DA FORÇA CORTANTE PARA LAJES COGUMELO UNIFORMEMENTE CARREGADAS

Baseado nas conclusões acima KINNUNEM e NYLANDER (1960) estabeleceram um modelo mecânico de cálculo que, considera o cone de punção como um elemento rígido e uma série de outros elementos limitados pelas fissuras radiais e pela fissura inclinada vinculadas, ao primeiro, através da armadura de flexão e pela região comprimida da laje.

O esquema apresentado na FIGURA I.6 exemplifica melhor o descrito acima e apresenta as variáveis consideradas nesse modelo mecânico, sendo

N1- a resultante dos esforços de tração das armaduras que cruzam a fissura inclinada.

N2- a resultante dos esforços de tração das armaduras que cruzam as fissuras radiais

Nc- a resultante dos esforços de compressão no concreto, normais as fissuras radiais

$N2 \frac{\Delta\phi}{2\pi}$  - força de compressão sobre o elemento de casca cônico

O equilíbrio dos esforços no elemento sob forma de setor permite obter a carga de ruína a punção.

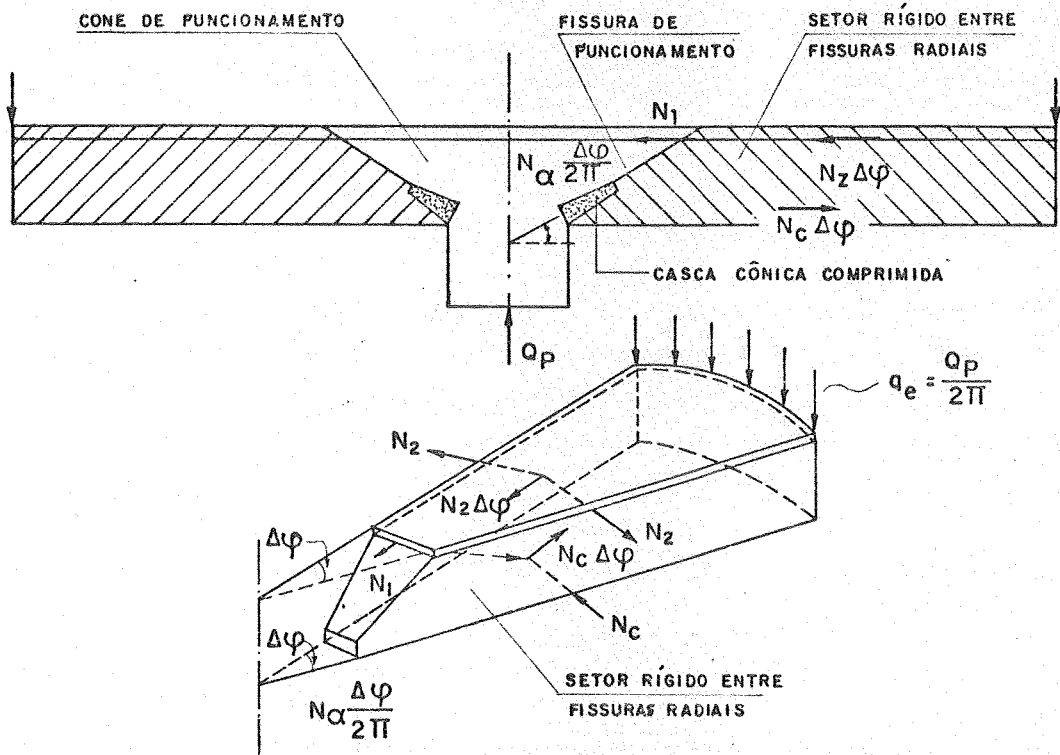


FIGURA I-6 : MODELO MECÂNICO PROPOSTO POR KINNUNEM E NYLANDER - LAJE COGUMELO UNIFORMEMENTE CARREGADA, PILAR CENTRAL

TABELA I - Lajes sem Armadura Transversal. Principais Trabalhos.

Pesquisador (ano)	Tipos de Ensaios e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
TALBOT (1913)	- Força Cortante em sapatas. - Modelos: sapatas sob muro (113)	- Constatação, em alguns modelos, de uma superfície de ruptura cônica, inclinada 45º em relação a laje	$T = \frac{V}{ud}$ onde V = cortante d = altura útil da sapata u = perímetro do "con- torno crítico" pa- ralelo ao pilar e dele distante de d	- Desenvolveu as bases de cálculo do "método clássico" até hoje utilizado. - Verificou acréscimos da carga de ruptura a punção com o aumento da taxa da armadura de flexão.
GRAF e BACH (1915)	- Resistência a flexão de lajes	- Alguns modelos ensaiados romperam por punção com a constatação da superfície de ruína tronco-cônica		- Durante estudo da flexão de lajes, ocorrência de punçõnamento de alguns modelos.
GRAF (1933)	- Ensaios de flexão em lajes submetida a cargas concentradas.	- Acréscimos significativos na resistência do concreto armado influenciava pouco a resistência a punção das lajes.		- Ensaios realizados com cargas pontuais, pioneiro nos trabalhos específicos sobre punção em lajes.
RICHART e KLUCE (1939)	- Ensaios de lajes para pontes rodoviárias.	- Taxa de armadura de flexão baixa implica na redução considerável da resistência ao cisalhamento em lajes.	- Resistência a punção é diretamente ligada a taxa de armadura a flexão nas lajes.	
RICHART (1948)	- Ensaios de flexão e cortante em sapatas.	- Aumento da resistência a punção quando a altura útil da sapata diminui.		- A diminuição da altura útil da sapata provoca o aumento da taxa de armadura a flexão.

Pesquisador (ano)	Tipos de Ensaios e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
HOGNESTAD (1953)	Análise dos ensaios realizados por Richard (1948)		$\frac{V_p}{ud} = 8 + \left(0,03 + \frac{0,06}{V/V_f}\right) f_c$ <p> <math>V_p</math> = Carga de ruína e punção  <math>u</math> = perímetro do pilar  <math>V_f</math> = Carga de ruína à flexão pelo método das charneiras plásticas  <math>f_c</math> = Resistência a compressão do concreto  <math>d</math> = Altura útil            Unidades: daN e cm         </p>	Primeira formulação empírica para a análise de Punção
ELSTNER (1956) e HOGNESTAD	Ensaio de flexão e punção em lajes (38 modelos)	Confirmação da influência da resistência à flexão das lajes no comportamento a punção	$\frac{V_p}{ud} = 20 + 0,04 \frac{f_c}{V/V_f}$ <p>Unidades: daN e cm</p>	Alteração da fórmula proposta por HOGNESTAD (1953)
MOE (1961)	Ensaio a flexão e punção em lajes (43 modelos)	Proposta de formulação empírica razoavelmente fácil de ser utilizada	$\frac{V_p}{ud} = \frac{4(1-0,075 a/d)}{1+1,4ud \sqrt{f_c/V_f}} \times \sqrt{f_c}$ <p> <math>a</math> = lado do pilar quadrado ou diâmetro do circular (daN e cm)         </p>	Outra fórmula empírica para quantificação da cortante última de punção
KINNUNEN e NYLANDER (1960)*	Ensaio de modelos de lajes elementares circulares, pilares centrais circulares com várias disposições de armadura (malha quadrada e armadura circular)	Primeiro modelo mecânico para cálculo da carga de punção idealizado para lajes uniformemente carregadas e pilares circulares centrais que considera a influência da força cortante e momento fletor		Expressões obtidas completas e de difícil utilização na prática.

\* e trabalhos posteriores.

Pesquisador (ano)	Tipos de Ensaios e modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações															
YITZHAKI (1966)	Flexão e força cortante em 28 modelos de lajes circulares para pilares centrais	Proposição de um método de cálculo que considera os efeitos da armadura de flexão para a determinação da resistência a punção em lajes	$V_p = \frac{8(1-\rho^*)}{(1+0,5r/d)} d^2 (149,3+0,164\rho f_y)$ $V_f = 8 f_y d^2 (1-\rho^*/2)$ unidades; libras e polegadas onde: $\rho^* = \rho f_y / f_c$ $\rho$ = taxa da armadura de flexão $r$ = lado do pilar de seção quadrada $V_p$ = carga de ruína à punção $V_f$ = carga de ruína à flexão A carga de ruína é o menor entre $V_p$ e $V_f$ .																
LANGENDONK (1966)	Análise de ensaios realizados por vários pesquisadores e os métodos de cálculo propostos	- O método de cálculo proposto por Kinnunen e Nylander (1960) não é prático para o uso corrente e os resultados não são mais precisos que os demais métodos. - O método apresentado por Moe (1961) apresenta resultados mais próximos aos obtidos nos ensaios.	Resumo dos resultados obtidos na análise de 172 ensaios. <table border="1" data-bbox="878 685 1034 1172"> <thead> <tr> <th></th> <th>Moe</th> <th>Yitzhaki</th> <th>Sueco</th> <th>#ACI318/63</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td><math>V_{obs}/V_{cal}</math></td> <td>1,01</td> <td>1,03</td> <td>1,05</td> <td>1,38</td> </tr> <tr> <td>(s)</td> <td>0,092</td> <td>0,135</td> <td>0,152</td> <td>0,167</td> </tr> </tbody> </table> $V_{obs}$ = Carga obtida nos ensaios $V_{cal}$ = Carga de cálculo dos respectivos métodos * Método Sueco = Kinnunen e Nylander (1960)		Moe	Yitzhaki	Sueco	#ACI318/63	$V_{obs}/V_{cal}$	1,01	1,03	1,05	1,38	(s)	0,092	0,135	0,152	0,167	As pesquisas realizadas no Laboratório de Estruturas da EESC sobre punção em lajes cogumelo foram supervisionadas e icentivadas pelo Prof. Telemaco Van Langendonck.
	Moe	Yitzhaki	Sueco	#ACI318/63															
$V_{obs}/V_{cal}$	1,01	1,03	1,05	1,38															
(s)	0,092	0,135	0,152	0,167															



Pesquisador (ano)	Tipos de Ensaios e modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
LONG (1975)	Ensaio de 36 modelos para pilares interiores e lajes quadradas	<p>Considera a interação da força cortante e do momento fletor.</p> <p>Estabelece dois valores de <math>V_u</math> sendo um devido a ruína por flexão e outro pela força cortante.</p>	$V_{p1} = \frac{pf_y d^2 (1 - 0,59pf_y / f_c)}{0,20 - 0,90 c/L}$ $V_{p2} = \frac{1,66(c+d)d(1000)^{0,25} f_c}{(0,75+4 c/L)}$ <p>c = lado do pilar quadrado L = vão dos painéis quadrados Unidades (N, Mpa, cm)</p>	
REGAN (1980)	Ensaio de 13 modelos de lajes quadradas.		$V_u = K_a K_{sc} \sqrt[4]{300/d} \sqrt[3]{Bf_c} \cdot 2,69d$ <p>.(<math>\Sigma c + 7,85d</math>)</p> <p><math>K_a = 0,13</math> concreto normal <math>= 0,105</math> concreto com agregado leve</p> <p><math>K_{sc}</math> - fator de forma do pilar =  <math display="block">1,15 \sqrt{\frac{\text{área do pilar}}{\text{perímetro do pilar}}}</math> <math display="block">\beta = \frac{100A_s}{bd}</math> percentagem média da armadura</p> <p><math>\Sigma c</math> = perímetro da coluna</p>	Estudou efeito da redução de escala nos modelos.

### 1.2.3.- LAJES COM ARMADURA DE PUNÇÃO

A utilização de armaduras constituídas de barras destinadas a aumentar a resistência à punção em lajes cogumelo tem seu uso limitado pelos principais regulamentos técnicos, principalmente, pela dificuldade em garantir uma ancoragem adequada dessas barras decorrente da pequena altura útil das lajes.

A título de exemplo, as recomendações do ACI 318/63 ve-tavam a utilização desse tipo de armadura de punção em lajes cuja altura fosse menor que 25 cm; o mesmo regulamento na versão 1977, adotou uma nova recomendação que limitava a 50% o aumento da resistência a punção decorrente da utilização desse tipo de armadura transversal. O CEB FIP/78 elevou esse limite para 60%.

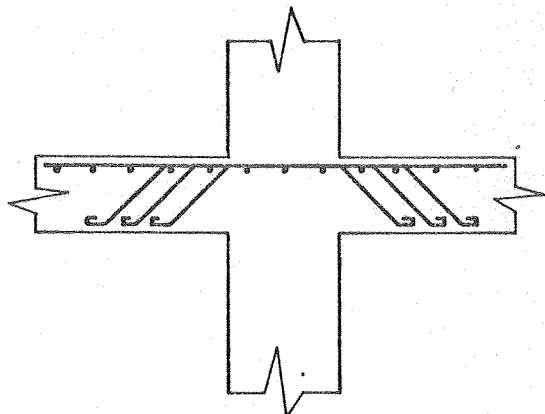
Algumas considerações podem ser feitas quanto a utilização desse tipo de armadura:

- a) deve-se garantir que as tensões cisalhantes nos planos adjacentes aos pilares não excedam a resistência do concreto ao cisalhamento;
- b) garantir que a ancoragem da armadura de punção seja efetiva;
- c) garantir a ductilidade da ligação laje-pilar numa região no mínimo duas vezes a altura da laje da face do pilar, região onde ocorre a ruptura por punção;

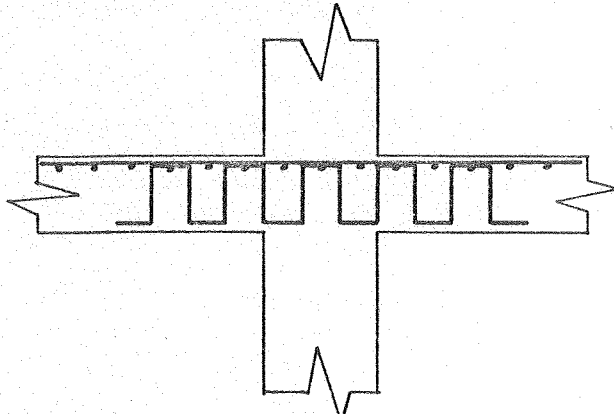
d) garantir o posicionamento das armaduras transversais e de flexão na fase de execução.

Na TABELA II apresenta-se um breve relato de alguns trabalhos realizados no mundo que descrevem o comportamento das armaduras transversais constituídas de barras. Na FIGURA I.7 encontram-se alguns exemplos de armaduras transversais constituída de barras.

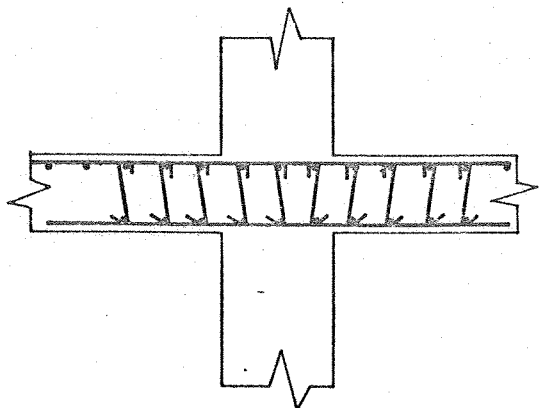
a) Barras dobradas



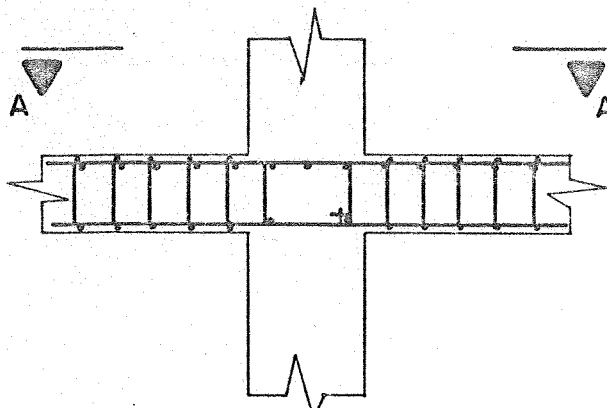
b) Estribos verticais



c) Estribos verticais isolados



d) Estribos verticais



VISTA SUPERIOR  
A-A

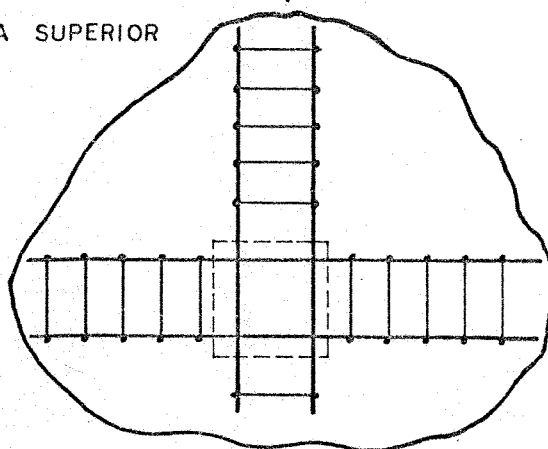


FIGURA I-7: ARMADURAS TRANSVERSAIS  
MAIS UTILIZADAS

TABELA II - Lojes com Armadura de Punção. Principais Trabalhos				
Pesquisador (ano)	Tipos de ensaio e modelos	Principais conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
ELSTNER e HOGNESTED (1956)	Ensaios em 38 modelos armados transversalmente	Primeira proposta de uma formulação empírica considerando o trabalho da armadura transversal	$\frac{V_p}{ud} = (20+0,04 \frac{f_c}{V/V_f}) + (\frac{A_t}{ud} \frac{f_y}{f_c})$ <p>onde</p> <p><math>A_t</math> = área da seção transversal da armadura de punção</p> <p><math>\alpha</math> = ângulo entre a armadura transversal e o plano da laje</p> <p>Unidades daN e cm</p>	Inclusão na fórmula já apresentada pelos autores em 1953 da parcela referente à armadura transversal.
MOE (1961)	Ensaios de flexão e punção	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Observou acréscimos nos valores da corrente última devido a armadura transversal.</li> <li>- Não recomendava a utilização de armaduras transversais em lajes de pequena espessura pela dificuldade de ancoragem das mesmas.</li> </ul>	$\frac{V_p}{ud} = \frac{4(1-0,075a/d)\sqrt{f_c} + V_t/V_f}{1+1,4ud\sqrt{f_c}/V_f}$ <p>onde</p> <p><math>V_t</math> = Força vertical resultante da armadura transversal suposta no seu limite de resistência.</p> <p><math>a</math> = Lado do pilar quadrado</p> <p>Unidades daN e cm</p>	Inclusão na fórmula do próprio pesquisador para lajes sem armadura de punção da parcela correspondente a resistência dessa armadura.

Pesquisadores (ano)	Tipos de ensaio e modelos	Principais conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
FRANZ (1964)	Ensaio em modelos de lajes circulares com armadura transversal constituída de estribos e barras dobradas.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Configuração de ruína na tronco-cônica.</li> <li>- Estribos produziram acréscimos da ordem de 25% na resistência das lajes e barras dobradas com acréscimos de 12,5%</li> <li>- Armaduras transversais calculadas para resistir toda a força cortante apresentaram resultados próximos aos obtidos com 2/3 dessa armadura.</li> <li>- Acréscimos na armadura de flexão conduzem a acréscimos da resistência a punção, com certos limites.</li> </ul>		Análise qualitativa do comportamento das armaduras transversais (estribos e barras dobradas) no aumento da resistência a punção.
YITZHAKI (1966)	Ensaio em modelos circulares com armaduras transversais de barras dobradas, radiais, com taxas variando entre 0,39% e 1,27%	<ul style="list-style-type: none"> <li>- A capacidade dos modelos armados transversalmente foram maiores que os sem armadura.</li> <li>- As deflexões dos modelos armados transversalmente, próximo da ruína, foram bem superiores aos modelos de comparação.</li> <li>- Formulação empírica da área de armadura transversal.</li> </ul>	<p>Área da armadura transversal será dada por: <math>A_t = V / (f_y \sin \alpha)</math> se os valores de <math>V &gt; V_p</math> apresentados na tabela I (item 1.2.2).</p> <p>Onde <math>A_t</math> = área da armadura transversal  <math>f_y</math> = resistência no escoamento da armadura de punção  <math>\alpha</math> = ângulo entre a armadura transversal e o plano de laje</p> <p>Unidades da N e cm</p>	Segundo o pesquisador, adotando-se uma armadura transversal a ruptura ocorrerá por flexão

Pesquisadores(ano)	Tipos de Ensaio e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
LANGENLONCK (1966)	Análise dos resultados de modelos armados transversalmente de vários pesquisadores.	<ul style="list-style-type: none"> <li>- As formulações apresentadas, até então, não apresentaram grandes vantagens entre si.</li> <li>- Os resultados obtidos indicaram grandes dispersões.</li> </ul>	<p>Acrescentou na fórmula proposta por MOE, para os casos de lajes sem armaduras transversais, a parcela</p> $V_{ut} = 3/4 \frac{A_t}{d} f_{yt} A_s$ <p>Correspondente a contribuição da armadura de punção.</p>	<p>Da análise de 55 modelos obteve-se os seguintes resultados:</p> <p>a) utilizando fórmulação proposta</p> $V_{obs}/V_{cal} = 1,08$ $S = 0,17$ <p>b) utilizando método sueco</p> $V_{obs}/V_{cal} = 1,22$ $S = 0,26$ <p>c) suprimindo o coeficiente 3/4 da expressão proposta</p> $V_{obs}/V_{cal} = 1,10$ $S = 0,16$
HAWKINS (1974)	Análise dos resultados de vários pesquisadores e considerações sobre ACI 318-71	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mesmo para lajes de pequena espessura, armaduras transversais podem ser eficiente no aumento da resistência a punção.</li> <li>- Para lajes armadas transversalmente com barras dobradas ou estribos a capacidade a punção é a menor das seguintes:</li> </ul>		

Pesquisadores(ano)	Tipos de Ensaio e Moldes	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
		<p>a) resistência da laje numa seção crítica distante d/2 após o término da armadura transversal.</p> <p>b) acréscimo da cortante última res trita a 50% na laje sem armadura transversal</p>		

#### 1.2.4- ARMADURAS DE PUNÇÃO NAO CONVENCIONAIS

As armaduras transversais mais utilizadas e pesquisadas a fim de aumentar a resistência à punção de lajes, são constituídas de estribos e barras dobradas, embora a maioria dos regulamentos técnicos ainda limitem a contribuição desse tipo de armadura.

Vários estudos sobre punção em lajes cogumelo foram realizados utilizando armaduras transversais não convencionais tais como : perfis de aço (shearheads), unidades pré-fabricadas (utilizando segmentos de perfis estruturais, pregos especiais, telas soldadas dobradas, etc).

Nos itens seguintes relata-se brevemente os tipos especiais de armaduras transversais e os resultados obtidos em algumas pesquisas.

##### 1.2.4.1.-PERFIS DE AÇO (SHEARHEADS)

Podemos descrever "shearheads" como um tipo especial de armadura transversal constituída de perfis de aço tipo I ou U dispostos sobre a ligação laje-pilar, internamente às lajes, destinadas a aumentar a capacidade a punção.

Os estudos desse tipo de armadura iniciaram-se com o trabalho intitulado "Frame for Concrete Columns", de W. H. WHEELER (1930) que idealizou o "shearhead" esquematizado na FIGURA I.8/b.



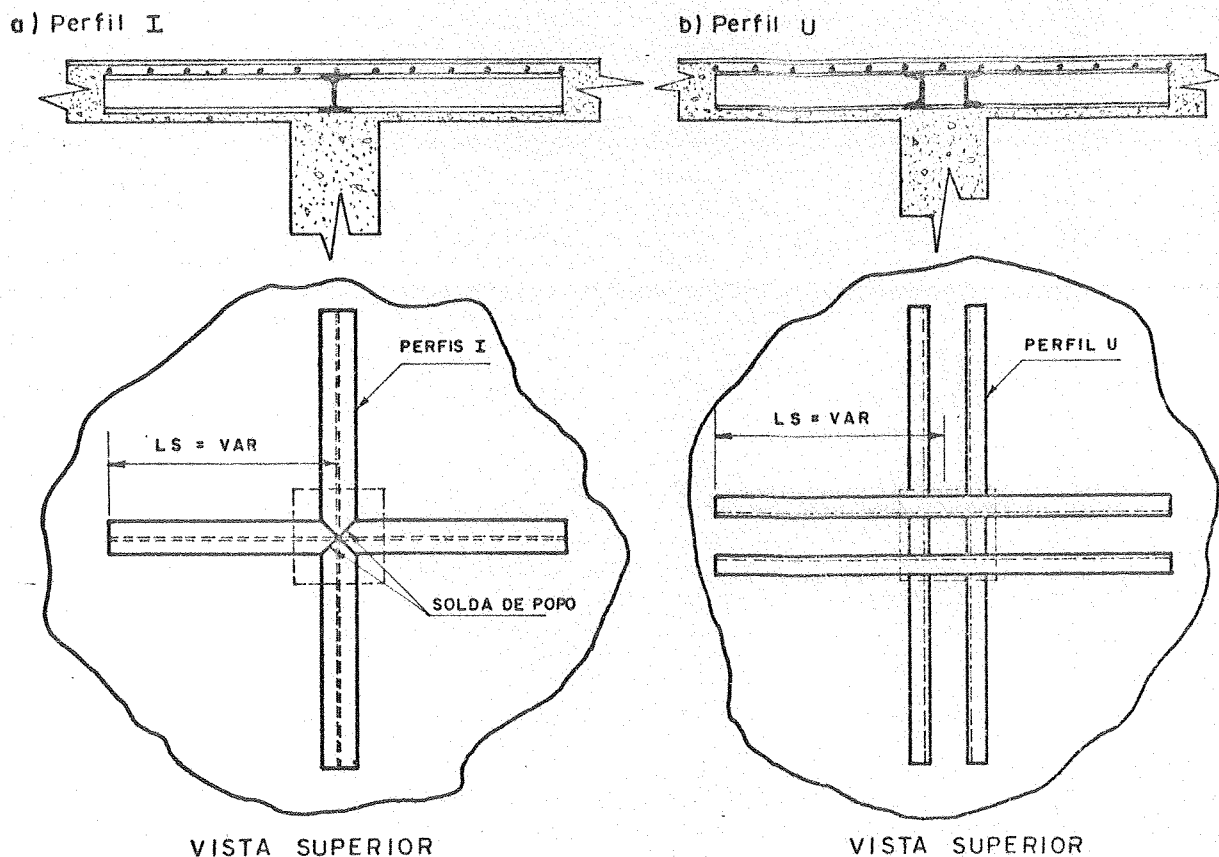


FIGURA I-8 - ESQUEMA DA DISPOSIÇÃO DOS PERFIS I, e U-SHEARHEADS

Um outro tipo de reforço transversal utilizando perfis metálicos nas ligações laje pilar são os quadros metálicos (FIGURA I.9) que, basicamente, aumentam o diâmetro do cone de punção; esse tipo de reforço é utilizado para pilares centrais, não existindo referência bibliográfica para os casos de pilares de borda e canto.

Este tipo de reforço permite também a execução de aberturas de grandes dimensões próximas aos pilares; essas aberturas possibilitam a passagem de tubulações de água, esgoto, conduites elétricos, sendo portanto de grande utilidade e importância na concepção funcional do edifício.

Embora a utilização dos "shearheads" tenha sido incrementada nas últimas décadas, poucos trabalhos científicos foram desenvolvidos sobre o tema, sendo que a maioria destes trabalhos restringem-se aos casos de pilares centrais de concreto armado com as lajes supostas uniformemente carregadas e alguns exemplos isolados de modelos com carregamentos não uniformes.

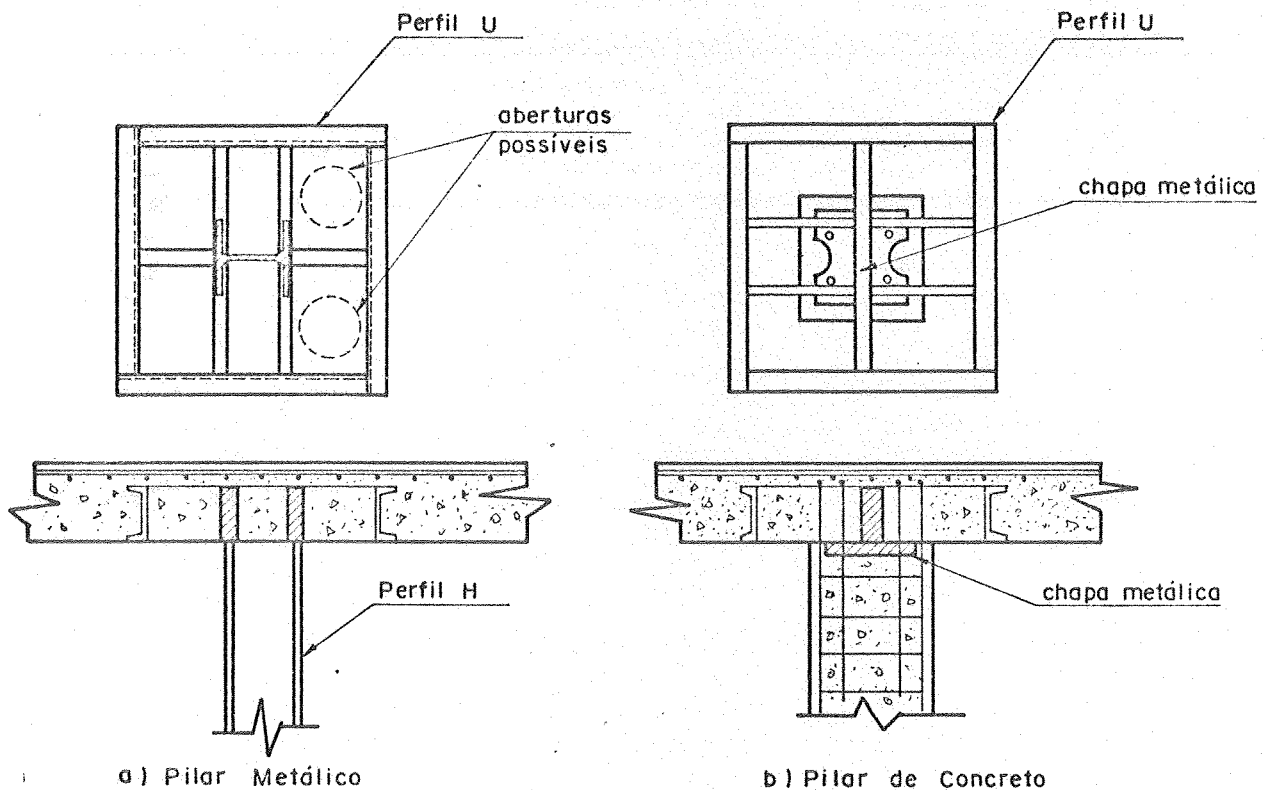


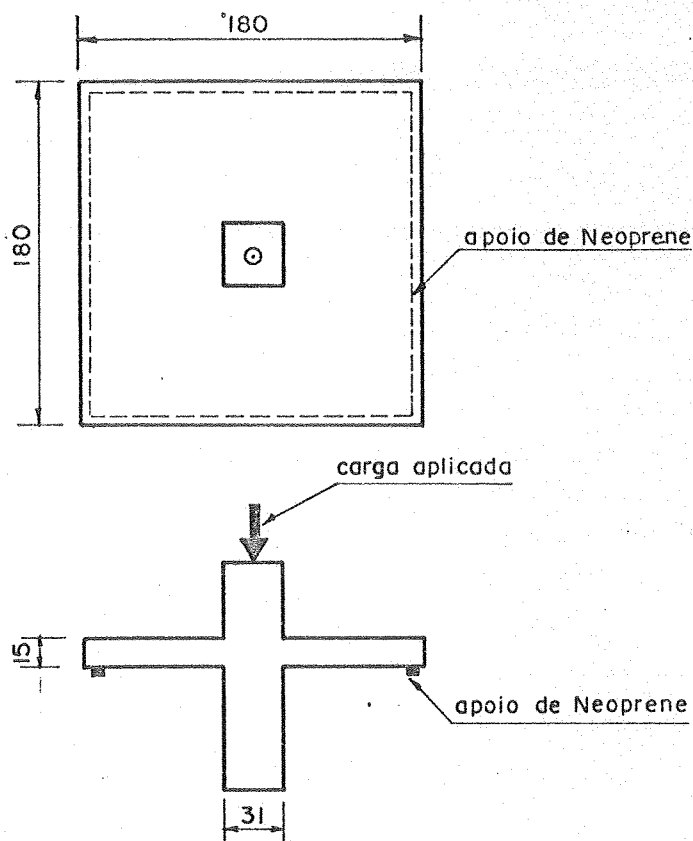
FIGURA I-9 : QUADROS METÁLICOS

Das pesquisas realizadas com os "shearheads", os resultados e conclusões mais expressivos foram obtidos por CORLEY e HAWKINS (1968) que realizaram ensaios em 21 modelos de ligação laje-pilar interno com carregamentos uniformes, utilizando perfis de aço tipo I e U como armadura transversal e concreto armado com agregados leves e normais.

Os modelos ensaiados pelos dois pesquisadores reproduzem o comportamento de painéis de lajes quadrados. Utilizaram uma taxa de armadura a flexão elevada de tal forma a possibilitar a ruína do modelo à punção.

Na FIGURA I.10 encontra-se esquematizado o modelo utilizado e suas características geométricas.

As disposições dos perfis tipo I e U encontram-se na FIGURA I.8 e os resultados obtidos dos ensaios realizados estão apresentados na TABELA III, que relata somente os resultados dos modelos realizados em concreto armado com agregados normais.



Considerações sobre os modelos

— Armadura a flexão

$\emptyset$  : 12,7 mm C/12 cm

Taxa média nas  
direções x,y :  $\rho = 1,2\%$

— Altura útil .

d : 12,1 cm

— Resistência média do concreto

$f_c = 340 \text{ da N/cm}^2$

Resistência média da armadura  
de flexão

$f_y = 4500 \text{ da N/cm}^2$

FIGURA I-10 : CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADAS  
POR CORLEY E HAWKINS

Pela observação dos resultados pode-se comprovar o comportamento diferenciado dos "shearheads" em função de ser ou não atingido o momento de plastificação dos "braços" do "shearhead", obtendo-se algumas conclusões:

- a) a superfície de ruptura dos modelos de comparação (sem armadura transversal) desenvolve-se segundo um cone inclinado de  $20^\circ$  a  $30^\circ$  do plano da laje, caracterizando assim o pñncionamento;
- b) a superfície de ruptura dos modelos em que o momento de plastificação no "braço do shearhead" não foi atingida ("over reinforcing") na face do pilar, acompanhou o perímetro do "shearhead" com inclinação variando de  $20^\circ$  a  $45^\circ$  (FIGURA I.11a);

c) a superfície da ruptura dos modelos em que o momento de plastificação do "braço do shearhead" foi atingida ("under reinforcing") ocorreu acompanhando os "braços" com uma inclinação aproximada de  $30^\circ$  (FIGURA I.11b).

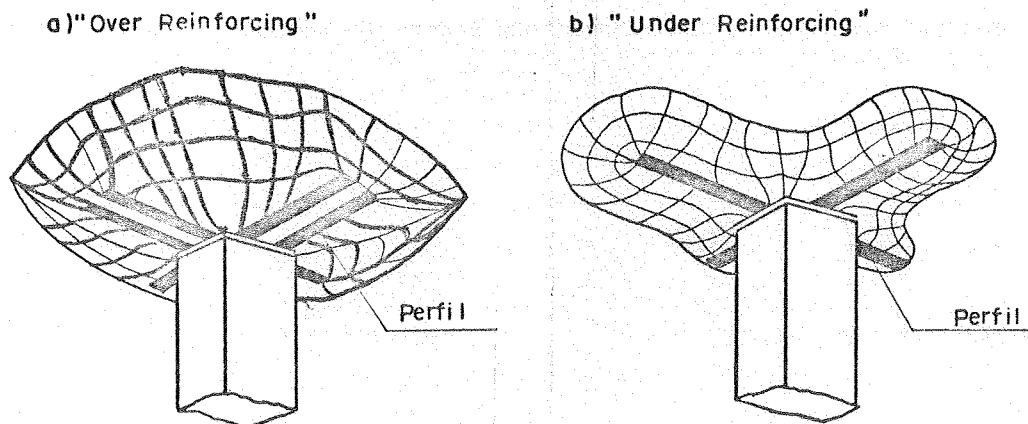


FIGURA I 11 - ESQUEMA DA SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE MODELOS COM "SHEARHEADS"

Baseado no comportamento dos modelos, diferenciado pela plastificação ou não dos perfis na face dos pilares, comprovou-se um acréscimo da resistência à punção em função da projeção dos "braços do shearhead". As recomendações desses pesquisadores quanto aos perímetros críticos a serem adotados estão esquematizados na FIGURA I.12; essas recomendações foram incorporadas ao ACI-318/71.

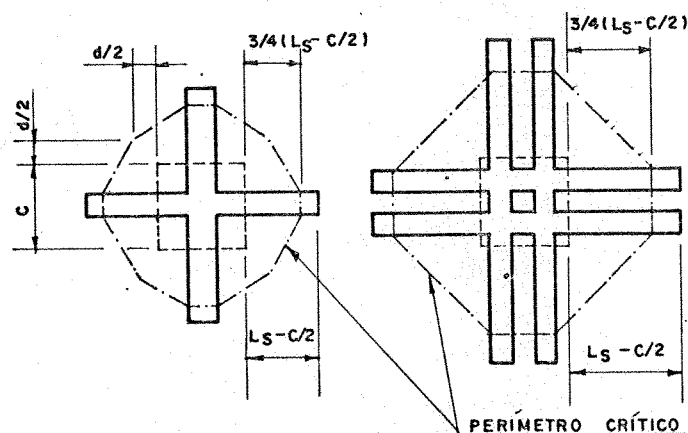


FIGURA I 12 - PERÍMETROS CRÍTICOS RECOMENDADOS PELO ACI 318-71

Analisando a distribuição de forças cortantes e momentos fletores, obtida através dos resultados dos ensaios, CORLEY e HAWKINS propuseram a seguinte fórmula para o cálculo dos perfis:

$$M_p = \frac{V_u}{8\phi} [ h_s + \alpha_v (L_s - c/2) ] \dots\dots\dots (1)$$

onde  $c$ : lado do pilar quadrado

$h_s$ : altura do perfil de aço

$V_u$ : cortante última

$L_s$ : comprimento do "braço do shearhead"

$\phi$ : coeficiente de redução da flexão (0,85)

$\alpha_v$ : relação entre a rigidez do "braço do shearhead" e a rigidez de uma seção da laje com uma largura igual ao lado do pilar somado a altura efetiva da laje

$M_p$ : momento de plastificação mínimo de cada "braço do shearhead"

Portanto se o momento de plastificação do perfil for maior que o obtido na expressão (1), teremos um "shearhead" considerado "pesado" ("over reinforcing"); caso contrário teremos um "shearhead" classificado como "leve" ("under reinforcing").

Os autores consideram também a participação dos perfis de aço contribuindo na resistência a flexão e neste caso a expressão para o cálculo do momento fletor absorvido pelos perfis é:

$$M_s = \frac{\phi \alpha_v V_u}{8} (L_s - c/2)$$

onde  $M_s$  é a parcela do momento fletor absorvida pelos perfis não superior a 30% da capacidade resistente de cada faixa da laje

$\alpha_v$  não deve ultrapassar o valor de 0,15

Na TABELA III encontram-se os resultados dos ensaios de CORLEY e HAWKINS (1968) cujos estudos serviram como referências básicas das recomendações contidas no regulamento ACI-368 nas versões 71 e 77.

TABELA III- Características e resultados dos ensaios realizados por Corley e Hawkins com armadura transversal constituída de perfis ("shearhead")

Designação	Tipo de perfil da armadura Transversal	Comprimento do perfil (cm)	Cortante última do modelo Vu (daN)	Momento máximo no perfil obtido durante o ensaio (daNm)	Momento de plastificação do perfil (daNm)	Relação entre o momento obtido no ensaio e o momento de plastificação	Relação entre Vu do modelo e Vu modelo de comparação
AN-1	nenhum	-	34095	-	-	-	1,0
AC-1	2 U3" 1 7/8" *( 10,56 kgf/m)	45,7	53710	1759	1955	0,89	1,58
AC-2	2 U3" 1 7/8" *( 10,56 kgf/m)	60,9	57295	2102	1955	1,07	1,68
AC-3	2 U 3" ( 6,11 kgf/m)	53,3	53617	1187	1173	1,01	1,57
AH-1	3" ( 11,2 kgf/m)	50,8	49985	1090	1069	1,02	1,47
AH-2	3" ( 8,45 kgf/m)	50,8	46807	933	966	0,97	1,37
AH-3	3" ( 8,45 kgf/m)	30,4	41405	559	966	0,58	1,21
BN-1	nenhum	-	27104	-	-	-	1,0
BH-1	3" ( 11,2 kgf/m)	53,3	40179	1073	1069	1,0	1,48
BH-2	3" ( 8,45 kgf/m)	22,8	30735	342	966	0,35	1,13
BH-3	3" ( 8,45 kgf/m)	45,7	41041	965	966	1,00	1,51

Observacoes: 1) Área da armadura de flexão :  
 série AN e AC ... 35,9 cm\*\*2  
 série AH ... 31,9 cm\*\*2  
 série BN e BH ... 23,9 cm\*\*2

2) Dimensões dos pilares :  
 série AN, AC e AH 25,4 x 25,4 cm\*\*2  
 série BN e BH 20,3 x 20,3 cm\*\*2

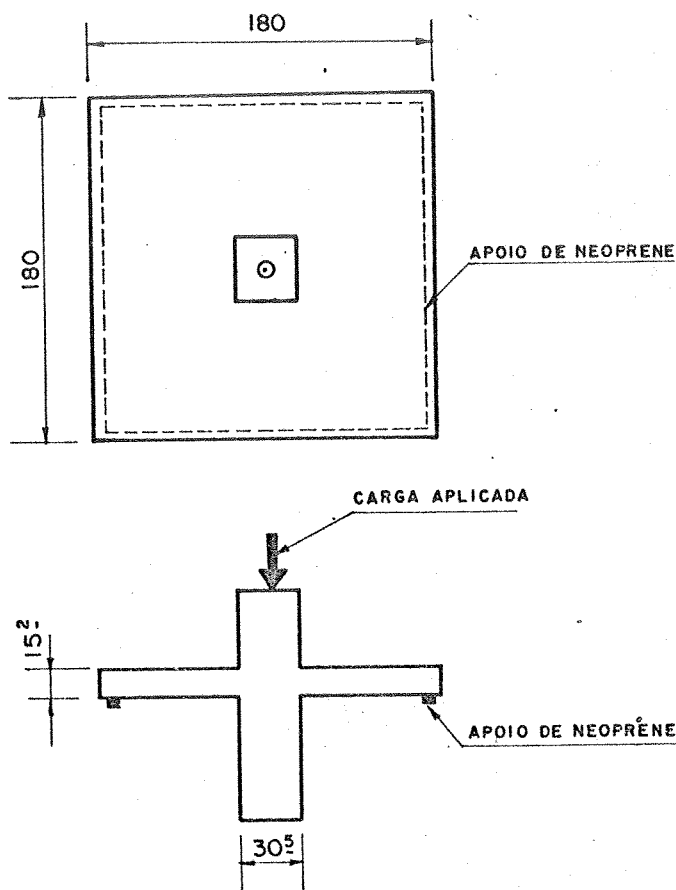
3) Resistência média dos corpos de prova  
 compressão: 207 daN/cm\*\*2  
 tração : 25,5daN/cm\*\*2

1.2.4.2.-UNIDADES PRÉ-FABRICADAS DE ARMADURA TRANSVERSAL

A necessidade de adequar uma ancoragem eficaz para as barras destinadas a aumentar a resistência à punção em lajes cogumelo levou os pesquisadores GHALI e DILGER (1976) a idealizarem a utilização de armaduras à cortante constituídas de segmentos de perfis estruturais tipo I, pregos soldados sobre chapas metálicas e telas soldada dobradas.

A seguir faz-se um breve relato sobre as unidades pré-fabricadas como armadura transversal.

Baseado na preocupação de garantir uma ancoragem eficiente, os pesquisadores realizaram ensaios em treze modelos diferentes variando somente a armadura transversal (quantidade e/ou disposição). Na FIGURA I.13 encontram-se as características geométricas dos modelos ensaiados.



Considerações sobre os modelos

— Armadura a flexão:

$\varnothing$ : 12,7 mm C/15 cm

Taxa média nas direções x,y:  $\rho = 1,2\%$

— Altura útil:  $d$ : 12,3 cm

— Resistência média do concreto:

$f_c = 280$  do  $N/cm^2$  (S1 a S6)

$f_c = 320$  do  $N/cm^2$  (S7 a S13)

— Resistência média da armadura de flexão

$f_y = 4,900$  do  $N/cm^2$

— Resistência dos segmentos de Perfis

$f_y = 3,600$  do  $N/cm^2$

— Resistência dos pregos

$f_y = 5,130$  do  $N/cm^2$

FIGURA I 13 — CARACTERÍSTICAS DO MODELO ENSAIADOS POR GHALI E DILGER

Como pode ser observado na FIGURA I-14 vários tipos de elementos foram utilizados, notabilizando-se o uso de segmentos de perfil tipo I que proporcionam uma ancoragem eficiente devido as mesas e a alma desempenha a função dos estribos verticais na absorção das tensões de cisalhamento devido à força cortante.

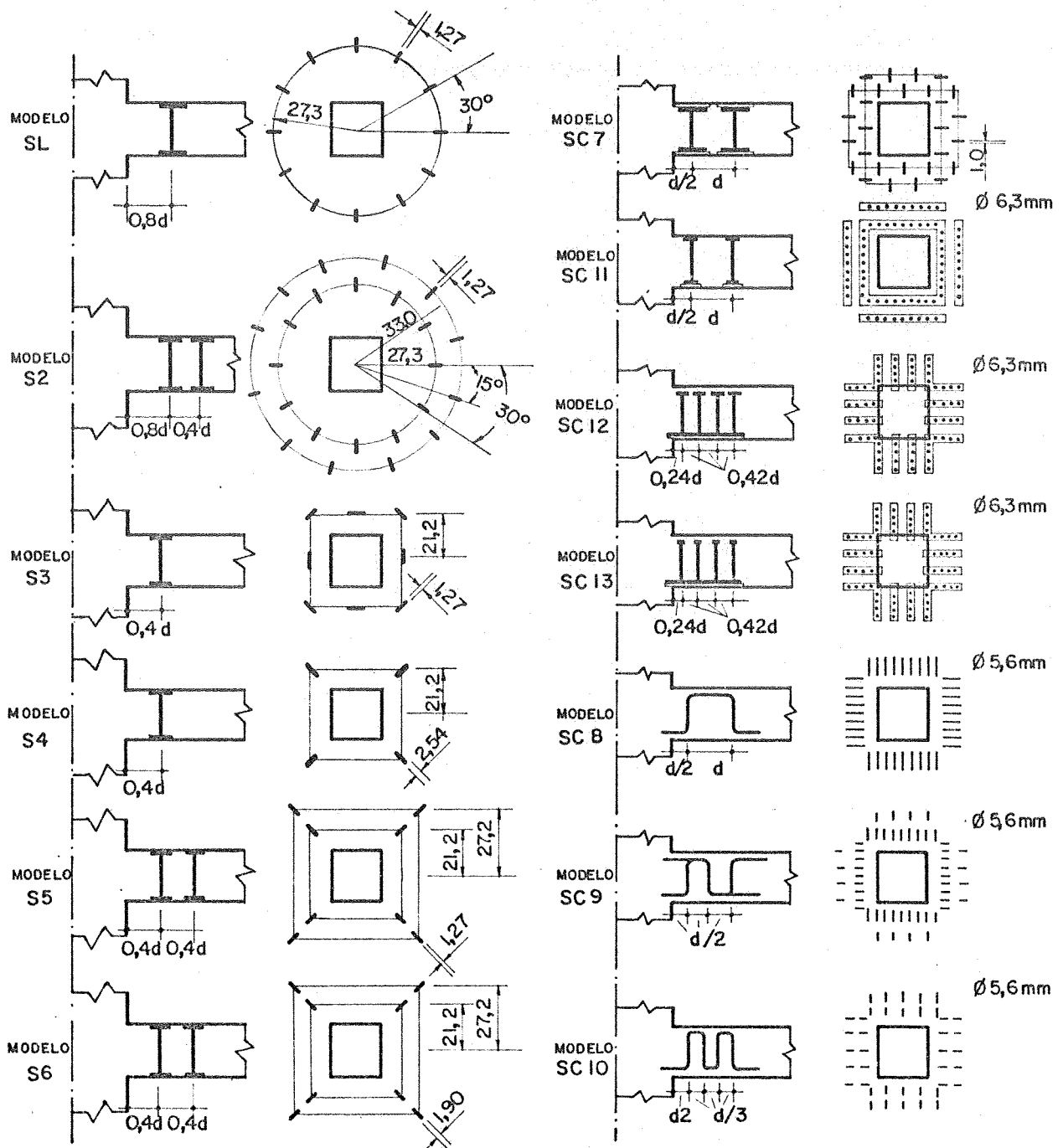


FIGURA I-14 - TIPOS DE ARMADURAS TRANSVERSAIS UTILIZADAS POR GHALI E DILGER



Os tipos de unidades propostas pelos pesquisadores apresentam como grande vantagem os aspectos construtivos da pré-fabricação e o posterior posicionamento perfeito dessas unidades, diminuindo os riscos de um posicionamento inadequado dos estribos convencionais ou mesmo seu deslocamento da posição, inicialmente prevista, na fase de concretagem da laje.

O arranjo dos elementos em círculos nas unidades pré-fabricadas, aparentemente mais adequada pelo tipo de solitação nas ligações laje pilar central, evoluiu para uma distribuição em linhas paralelas as faces do pilar que se mostraram também eficientes e de execução mais simples.

Na TABELA IV apresenta-se as características das unidades pré-fabricadas utilizadas pelos pesquisadores e os resultados obtidos dos ensaios.

TABELA IV- Características e resultados dos ensaios realizados por Ghali e Dilger  
com unidades pré-fabricadas como armadura transversal

Designação	Tipo de elementos das "unidades pré-fabricadas" da armadura transversal	Número de elementos	Área da seção transversal de cada elemento	Taxa da armadura transversal %	Cortante última obtida daN	Relação entre $V_{u,mod}/V_{u,comp}$
S-0	nenhuma	-	-	-	39900	1,00
S-1	segmento I(1)	12	0,74	0,15	53200	1,33
S-2	segmento I(1)	24	0,74	0,30	53200	1,33
S-3	segmento I(1)	8	0,74	0,10	42100	1,05
S-4	segmento I(1)	4	1,47	0,10	44500	1,12
S-5	segmento I(1)	8	0,74	0,10	44500	1,12
S-6	segmento I(1)	8	1,10	0,15	46600	1,17
SC-7	segmento I(1)	28	0,62	0,30	62300	1,56
SC-8	tela soldada dobrada (2)	72	0,25	0,30	59200	1,48
SC-9	tela soldada dobrada (2)	72	0,25	0,30	59400	1,49
SC-10	tela soldada dobrada (2)	80	0,25	0,34	53700	1,35
SC-11	pregos cabeças especiais(3)	64	0,31	0,33	59600	1,49
SC-12	pregos cabeças especiais(3)	64	0,31	0,33	59500	1,49
SC-13	pregos comerciais (3)	64	0,31	0,33	58000	1,45

Nota \*\*: Delimitou-se a "área crítica", para efeito do cálculo da taxa de armadura transversal, ao valor da área obtida pelas paralelas a face do pilar distantes 1,75 d

Acrit= 5958 cm\*\*2

## 1.2.5.-CASOS ASSIMÉTRICOS

O nome assimétrico citado neste capítulo, refere-se os casos de lajes cogumelo em pilares de borda, canto e para os pilares interiores com carregamentos assimétricos, em outras palavras, nos casos em que existe transferência de momentos fletores e, ou forças cortantes das lajes para os pilares.

Nas FIGURAS I.15 e I.16 apresenta-se uma perspectiva esquemática das superfícies de ruína para os casos de borda e canto, supondo as lajes uniformemente carregadas.

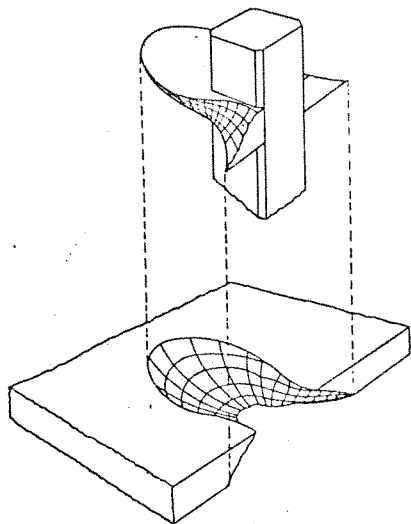


FIGURA I 15 - DESENHO ESQUEMÁTICO DA SUPERFÍCIE DE RUÍNA PILAR DE BORDA.

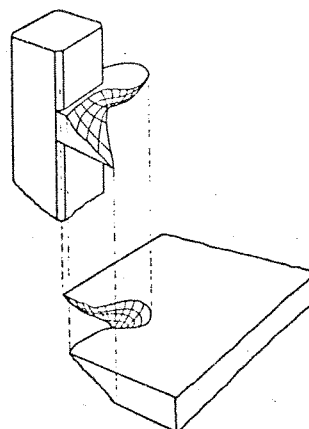


FIGURA I 16 - DESENHO ESQUEMÁTICO DA SUPERFÍCIE DE RUÍNA PILAR DE CANTO.

Embora os trabalhos científicos existentes sobre os casos assimétricos sejam em número reduzido é consenso, na maioria dos trabalhos, que o momento transferido das lajes para os pilares contribui para a ruptura das lajes por punção na região dos pilares (bordas ou interiores) e os métodos teóricos até então propostos para uma avaliação da resistência a punção dessas ligações são:

- Análise baseada na variação linear das tensões devido a força cortante;
- Análise baseada na "teoria elástica das placas";
- Analogia de viga.

Relata-se a seguir, de uma maneira sucinta estes três métodos de análise propostos por vários pesquisadores:

#### A) Variação linear das tensões

Este método considera as tensões de cisalhamento nas ligações laje-pilar como a soma dos efeitos das tensões devido a força cortante e de uma parcela proveniente dos momentos fletores transferidos para os pilares.

$$\bar{v}_{AB} = \frac{V}{A_c} + \frac{KM c_{AB}}{J}$$

onde

$$\frac{V}{A_c} : \text{Tensões devido a força cortante}$$

KM : Parcela do momento fletor transferido

$A_c$  : Área do perímetro crítico considerado

$c_{AB}$  : Distância do centróide do perímetro crítico até a borda (Vide FIGURA I.17)

J : Propriedade geométrica do perímetro crítico calculado analogamente ao momento polar de inércia

Na FIGURA I.17 encontram-se esquematizados os diagramas das tensões de cisalhamento baseado na distribuição linear.

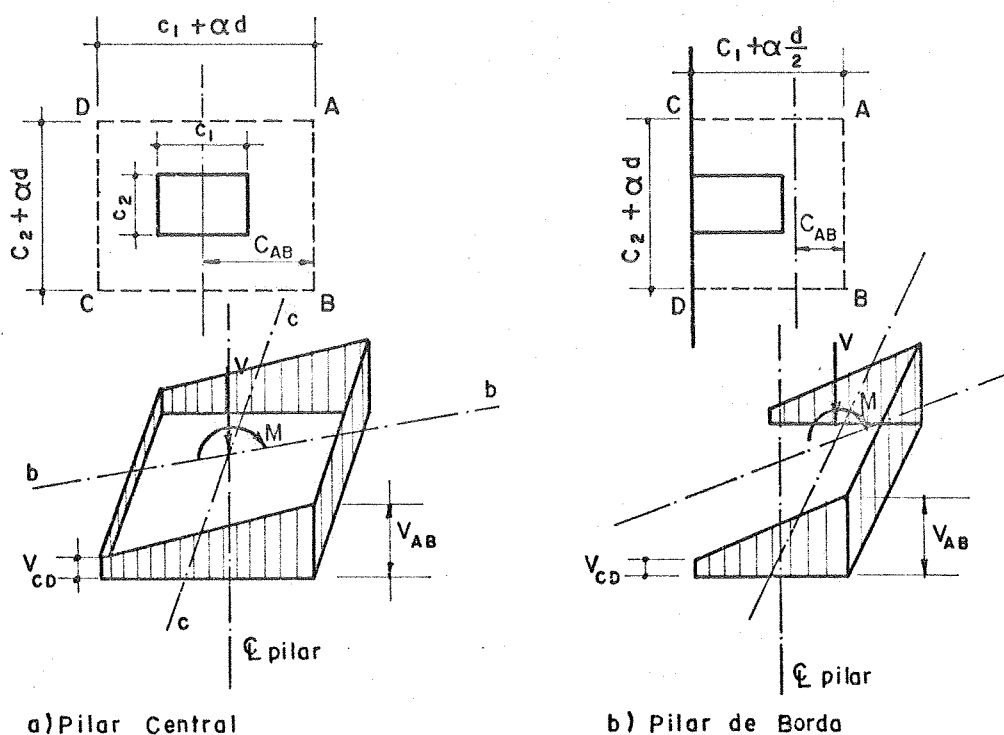


FIGURA I.17 — VARIAÇÃO LINEAR CORTANTE

Como pode ser observado na expressão acima, a parcela de momento transferido e o perímetro crítico a ser adotado são os pontos polêmicos de tal proposta de cálculo. Não sendo o objetivo deste trabalho uma análise pormenorizada, a título de exemplo apresenta-se as recomendações do ACI-71 para pilares de borda:

Perímetro crítico:  $2(c_1 + \alpha d/2) + (c_2 + \alpha d)$

onde  $c_1, c_2$  são os lados dos pilares (FIGURA I.17)

$$K = 1 - \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}}$$

com  $\alpha d$  variando entre 0 e 3, para o ACI-71  $\alpha = 1$

### B) Teoria elástica das placas

Este método de análise é similar ao anterior, porém, considerando uma distribuição de momentos e da força cortante não linear nas direções perpendicular e paralela ao plano de atuação do momento fletor.

Na FIGURA I.18 encontra-se esquematizado um exemplo da variação não linear dos momentos fletores e força cortante proposta por MAST (1970) cuja distribuição da força cortante e do momento fletor é restrita a uma parcela 0,05 l da laje, equidistante das faces do pilar, existindo algumas tabelas para facilitar a integração dessas curvas.

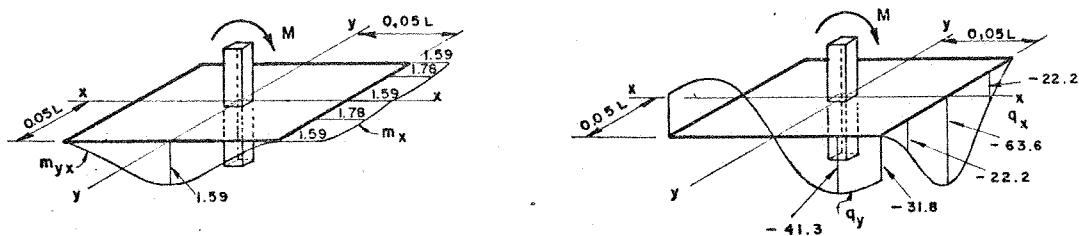


FIGURA I.18 - VARIAÇÃO NÃO LINEAR DO MOMENTO FLETOR E FORÇA CORTANTE.

## C) Analogia de viga

Este método de análise teve seu início com os trabalhos desenvolvidos por ANDERSSON (1966) e foi aprimorado, mais recentemente, por HAWKINS (1973). O método de análise idealiza o comportamento de "faixas de laje" perpendiculares as faces dos pilares como vigas, a FIGURA I.19 ilustra a disposição dessas faixas para os casos de pilares interiores, borda e canto.

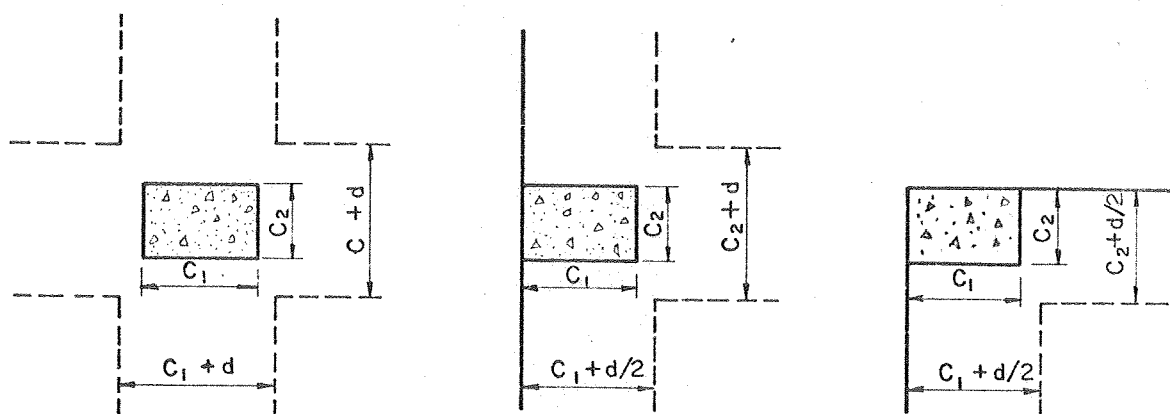


FIGURA I.19 - ANALOGIA DE VIGA, LARGURAS RECOMENDADAS - ACI-71

As "vigas" consideradas são responsáveis pela transmissão dos momentos fletores, força cortante e momento torçor e quaisquer tensões provocadas pelas combinações das ações acima. Caso qualquer dessas ações provocar tensões que atinjam a capacidade última de uma "viga", existe a possibilidade de uma redistribuição para as "vigas" adjacentes dessa parcela de tensões excedente.

Os autores dessa teoria preconizam que, de acordo com os conceitos de "faixas de laje", com qualquer combinação de solicitações é possível obter o equilíbrio estático, embora tornando o problema relativamente complexo. A impossibilidade desse equilíbrio, ou seja, quando a redistribuição para as "vigas" vizinhas atingem respectivamente a capacidade última em três faces para os casos de pilares centrais e duas faces adjacentes para os pilares de borda e canto, caracteriza-se a ruína da ligação laje-pilar.

A comparação dos resultados de vários ensaios realizados por ANDERSSON (1966), STAMENKOVIC (1969), HAWKINS (1971), ZAGHLOOL e PAIVA (1973) possibilitaram uma verificação das expressões propostas, embora cada pesquisador analise o problema com uma solução própria, não existindo ainda um consenso sobre as expressões a utilizar.

Na TABELA V encontra-se um resumo das principais pesquisas sobre os casos assimétricos em lajes cogumelo, salientando-se que os resultados até agora obtidos não permitem adotar um procedimento de cálculo definitivo em função da complexidade do problema advinda do grande número de variáveis envolvidas.



TABELA V - Principais Trabalhos Sobre Punção em Casos Assimétricos				
Pesquisador (ano)	Tipos de Ensaio e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
MOE (1961)	Ensaio de 12 modelos sem armadura transversal	Formulação empírica alterando sua expressão para a laje uniformemente carregada. Uma das primeiras formulações para os casos com transferência de momentos das lajes para os pilares.	$V_p = \frac{V_{po}}{1+e/r}$ onde $e$ = excentricidade da carga em relação ao pilar $r$ = lado do pilar quadrado $V_{po}$ = carga de punção obtida supondo a laje uniformemente carregada.	Nos 12 modelos ensaiados MOE obteve para a relação $V_{obs}/V_{cal}$ a média 1,026 para um desvio padrão $S = 0,103$ .
FRANZ (1965)	Ensaio de lajes circulares, com pilar central circular, armados transversalmente, com uma excentricidade igual 1/4 do diâmetro do pilar.	A redução observada na resistência a punção das lajes em relação aos modelos ensaiados com cargas uniformemente distribuída era de aproximadamente 10%		MOE obteve uma redução na resistência a punção nos ensaios das lajes, não armadas transversalmente, de aproximadamente 25%, observando-se que seus modelos eram com pilares quadrados
HANSON e HANSON (1968)	Ensaio em 16 modelos para pilares centrais e 1 modelo para pilar de borda	Avaliação da proposta de cálculo apresentada por MOE		Utilizaram os seguintes carregamentos: 1) Transferência somente do momento fletor - duas linhas de carga em linha e sentido opostos. 2) Transferência somente força cortante: duas linhas de carga em lados opostos com o mesmo sentido. 3) Transferência de momento fletor e força cortante - uma linha de carga em um dos lados dos modelos.

Pesquisadores (ano)	Tipos de Ensaio e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
STAMENKOVIC (1969)	Ensaio de 52 modelos para pilares centrais, bordas e cantos	Proposta de adoção da largura da face do pilar como largura da viga para o método de cálculo "analogia de viga"		Estabeleceu critérios de composição dos efeitos de momentos flettores, torção e força cortante.
ZACHLOOL, PAIVA e GLOCKNER (1970)	Painéis de lajes quadradas com pilares nos quatro cantos	Extrapolação das teorias existentes de pilares centrais para pilares de canto resultavam em valores muito baixos em comparação aos ensaios	$V_p = u d (5,6 + 2,0d/r) \sqrt{f_c}$ onde u - perímetro crítico d - altura útil da laje r - lado do pilar quadrado $f_c$ - resistência do concreto Unidades: polegadas e libras	Aplicação de carregamentos cíclicos de até 80% da capacidade da ligação.
HAWKINS (1973)	Estudo dos Ensaio de outros pesquisadores	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Poucos ensaios realizados.</li> <li>- Recomendações do ACI -71 apresentaram resultados muito a favor da segurança.</li> <li>- Taxa de armadura a flexão menor que 1% pode acarretar resistências menores.</li> <li>- Concretos com resistência maiores que 280kgf/cm<sup>2</sup> podem acarretar resistências menores que as estimadas.</li> <li>- A analogia de viga apresenta resultados melhores que as recomendações do ACI-71</li> </ul>		

Pesquisadores(ano)	Tipos de Ensaio e Modelos	Principais Conclusões	Expressões ou Recomendações Obtidas	Observações
LONG (1975)	Proposta de um método de cálculo baseado na superposição de efeitos do momento transferido e da cortante	Análise em separado da força cortante e momento fletor, correção da expressão da cortante último devido ao momento transferido.	$V_p = \frac{V_{po}}{1+15e/L}$ onde $V_{po}$ é o menor dos valores obtidos para casos sem transferência de momento fletor $V_{po} <$ entre $V_{p1}$ e $V_{p2}$ (com $V_{p1}$ e $V_{p2}$ obtido na TABELA I, pág. 16) e - excentricidade L - vão da laje quadrada	Obteve $V_{obs}/V_{cal} = 1,02$ para um desvio padrão de 0,085 em 34 modelos ensaiados.
PARK e ISLAY(1976)	Ensaíos de modelos com e sem armaduras transversais	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Ligeação laje-pilar apresenta pouca ductilidade (sem armadura transversal).</li> <li>- Ductilidade não aumenta com barras dobradas, somente a resistência da ligeação. "shearhead" aumenta a ductilidade (em certos casos); aumenta a resistência da ligeação.</li> <li>- Estribos fechados aumentam consideravelmente a ductilidade e também a resistência da ligeação.</li> <li>- Analogia da viga forte resultados na resistência da ligeação laje-pilar (sem armadura transversal) melhores que as recomendações do ACI-71.</li> </ul>		

### 1.2.6- NORMAS E REGULAMENTOS

#### 1.2.6.1-ACI 318-77

As indicações para a verificação da punção são apresentadas nos itens 11.11 e 11.12 deste regulamento e estão transcritas a seguir:

item 11.11- Prescrições especiais para lajes e sapatas

11.11.1- A resistência à força cortante em lajes e sapatas na vizinhança de cargas e 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 a distância  $d$  do contorno da carga ou da reação concentrada

11.11.1.2.-Ação em duas direções, com a seção crítica perpendicular ao plano da laje, com perímetro  $b_o$  e localizada a 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-se a expressão

$$V_u < \phi V_n$$

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. ou 11.11.4.

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

onde  $(2+4/\beta_c)$  não deve ser maior que 4

$\beta_c$  é a razão entre o lado maior e o lado menor da área de carga ou reação

$f'_c$  é a resistência do concreto a compressão (psi)

11.11.3.- Armadura de cisalhamento composta de barras ou fios podem ser usadas 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  $V_c$  em qualquer seção não deve ser maior que  $2\sqrt{f'_c} b d$ , onde  $b_0$  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  $\phi V_c$  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")

11.11.4.1.-O "shearhead" deve ser constituído de perfis de aço fabricados soldando os quatros "braços" em ângulos retos. Os "braços do shearhead" devem ser contínuos e atravessar a seção do pilar.

11.11.4.2.-O "shearhead" não deve ter uma altura maior que 70 vezes a espessura da alma do perfil.

11.11.4.3.- As extremidades de cada "braço do shearhead" devem ser cortados em ângulo não inferior a trinta graus com a horizontal e prever que o módulo de resistência a plastificação da seção é adequada a resistir as forças cortantes em cada "braço".

11.11.4.4.- Toda a aba comprimida do perfil deve estar contida numa região não superior a  $0,3 d$  da borda comprimida da laje.

11.11.4.5.- A relação  $\alpha_v$  entre a rigidez de cada "braço do shearhead" e a rigidez da região da laje com uma largura  $(c_1+d)$  não deve ser menor que 0,15.

11.11.4.6.- O momento de plastificação  $M_p$  necessário para cada "braço do shearhead" deve ser calculado por :

$$M_p = \frac{V_u}{8\phi} [h_s + \alpha_v (L_s - c_1/2)]$$

onde

$\phi$  fator de redução da resistência

$L_s$  comprimento mínimo de cada "braco do shearhead" especificado nos itens 11.11.4.7. e 11.11.4.8.

$h_s$  altura do perfil

$c_1$  lado do pilar retangular

11.11.4.7.- A seção crítica da laje, para a análise da cortante, deve ser perpendicular ao plano da laje e deve interceptar cada "braço do shearhead" numa distância igual a  $3/4 [L_s - (c_1/2)]$ , da face da coluna até a extremidade do "shearhead". A seção crítica deve estar localizada de maneira que o perímetro  $b_o$  seja mínimo mas, não deve estar a uma distância inferior a  $d/2$  da face do pilar.

11.11.4.8.- A resistência ao cisalhamento  $V_n$  não deve ser maior que  $4\sqrt{f'_c} b_o d$ , na seção crítica.

11.11.4.9.- Quando existe o "shearhead" a resistência ao cisalhamento não deve ser maior que  $7\sqrt{f'_c} b_o d$  na seção crítica definida no item 11.11.1.2.

11.11.4.10.- O "shearhead" pode contribuir com um momento resistente  $M_s$  para cada faixa de laje referente a face do pilar

$$M_s = \frac{\phi \alpha_v V_u}{8} (L_s - c_1/2)$$

onde  $\phi$  é o fator de redução para a flexão

$L_s$  é o comprimento de cada "braço do shearhead".

Entretanto,  $M_s$  não deve ser tomado maior que o menor valor obtido das recomendações abaixo:

- 30% do momento total para cada face do pilar
- o valor de  $M_p$  obtido na seção 11.11.4.6.
- a variação do momento fletor na faixa da laje ao longo do comprimento do "shearhead" ( $L_s$ ).

## 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 maneira seguinte:

- 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 as bordas da abertura, deve ser considerada sem efeito.
- b) Para lajes com "shearheads", a parte sem efeito do perímetro é a metade daquela definida no item 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 desse 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

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

- 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 a 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 as forças cortantes e momentos fletores atuantes não deve ultrapassar

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

e nem

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

## 1.2.6.2 - CÓDIGO MODELO CEB-FIP DE 1978

A tradução do capítulo referente à punção do citado Código foi realizada pelo eng Toshiaki Takeya e apresentada em sua Dissertação de Mestrado e abaixo encontra-se essa transcrição.

As indicações para a verificação da punção, segundo esse Regulamento, são apresentadas no seu 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 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 máximo igual a  $3,5 d$ ,
- retangular, com perímetro máximo igual a  $11d$ , 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 nas vizinhanças 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 e o contorno da área carregada e as geratrizes são inclinadas em relação ao plano da laje num ângulo compreendido entre  $30^\circ$  e  $35^\circ$ ; no caso de sapatas esse ângulo é de  $45^\circ$ .

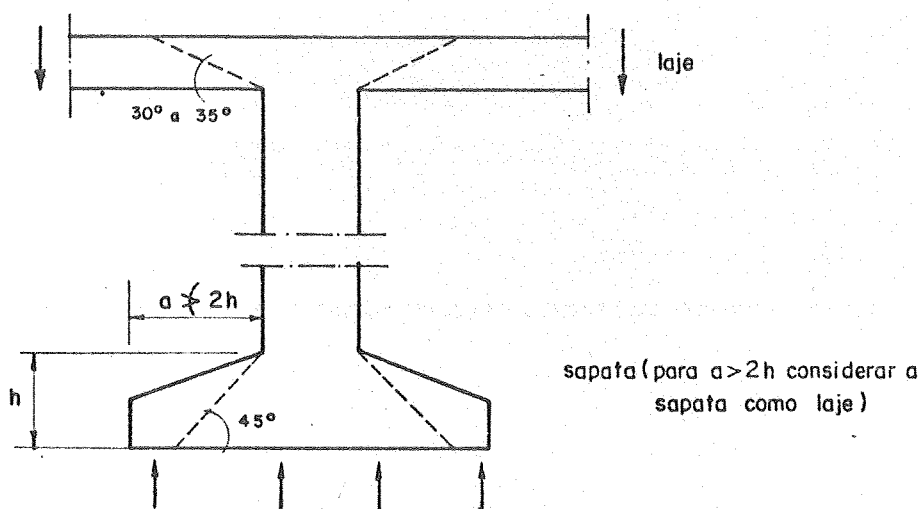


FIG. I 20 — CARACTERÍSTICAS DO CONE DE PUNÇÃO

Os esforços cortantes atuantes e resistentes por unidade 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 I.21)

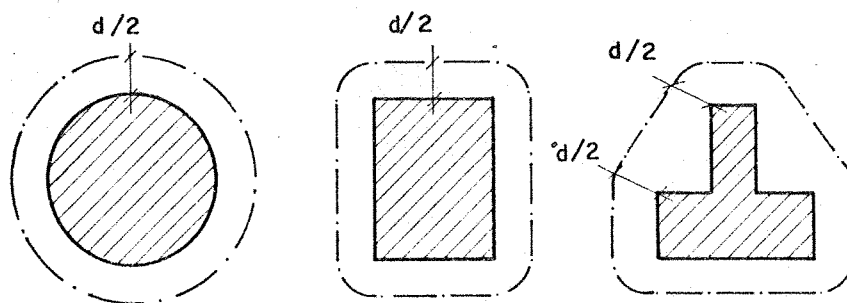


FIG. I 21 — CONTORNOS DA SEÇÃO CRÍTICA

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 a vizinhança dos cantos). Para as outras partes da seção crítica faz-se a verificação do esforço cortante como em vigas. (FIGURA I.22)

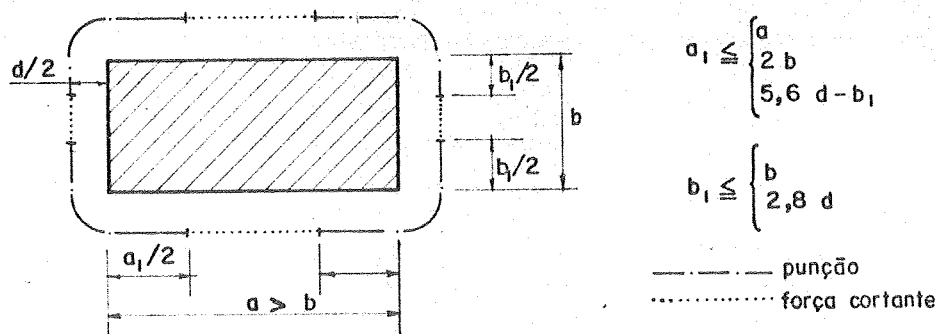


FIG. I 22 — SEÇÃO CRÍTICA EM ÁREA RETANGULAR

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 I.23)

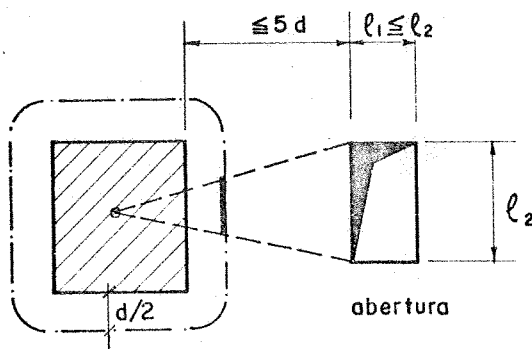
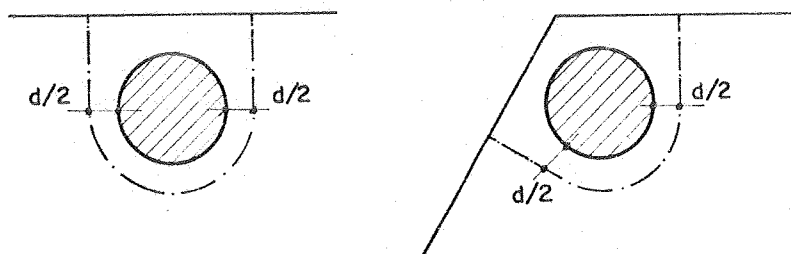


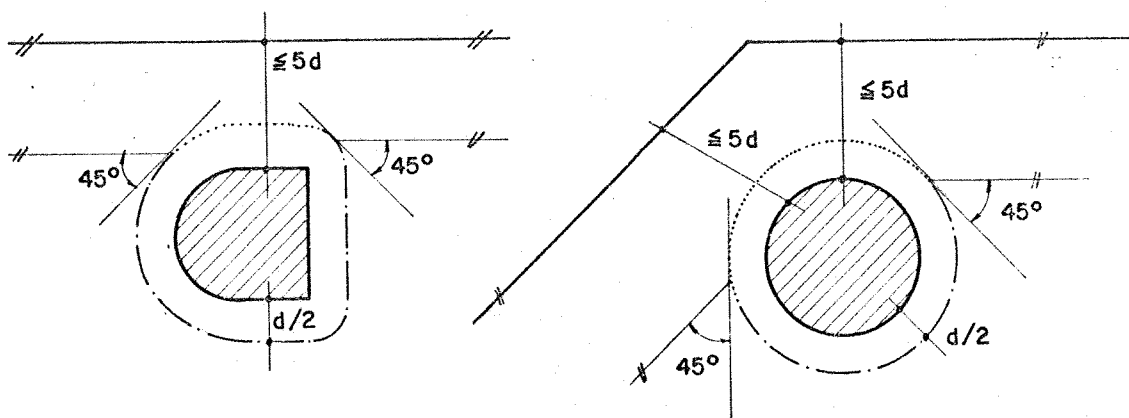
FIG. I 23 — ÁREA CARREGADA PRÓXIMA A ABERTURA

Artigo 13.2.3. - Caso de área carregada próxima de bordas livres (FIGURA I.24)

- 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 paragrafo 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  $45^\circ$  com a borda.
- c) Na vizinhança da 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)

FIG. I 24 - SEÇÕES CRÍTICAS PRÓXIMAS DE BORDAS

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

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

sendo

$V_{sd}$  - 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;

$u$  - 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 ser determinado por

$$v_{sd,max} = \frac{V_{sd}}{u} + \eta \frac{V_{sd} |e|}{W} d$$

sendo

$e$  - excentricidade da carga ou reação em relação ao centro de gravidade da seção crítica;

$W$  - módulo de resistência da seção crítica, correspondente a 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 a direção da excentricidade  $e$ .

A fórmula anterior para o cálculo de  $v_{sd,max}$  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  $v_{sd,max}$  pode ser simplificada

para :

- no caso de áreas carregadas circulares

$$v_{sd\max} = \frac{v_{sd}}{u} \left( 1 + \frac{2|e|}{d+d_0} \right)$$

sendo  $d_0$  o diâmetro da área carregada

- no caso de áreas carregadas retangulares

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

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 para os seguintes casos :

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

Quando se tratar de pilares em bordas ou cantos de lajes , os Complementos do Código Modelo (bull. CEB n.137) indicam 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 admitir a distribuição uniforme da força cortante no perímetro reduzido indicado na FIGURA I.25 .





$$\kappa = 1,6 - d < 1,0 \quad (d \text{ em m})$$

$\rho_{lx}$ ,  $\rho_{ly}$  são as taxas das armaduras longitudinais paralelas as direções x e y

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

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

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

Artigo 13.4.2 - Lajes ou sapatas com armaduras de punção

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

A armadura de punção deve ser determinada para que a componente vertical, da força equilibrada por essa armadura, seja no mínimo igual a  $0,75 V_{Rd2}$ , 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 armaduras de punção :

- as armaduras contidas na zona delimitada por contorno situado a uma distância igual a  $1,5 d$  ou 800 mm 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.

## 1.2.6.3-NB-1/78

O procedimento para a verificação da punção segundo a NB-1/78 está indicado no seu parágrafo 4.1.5. deste regulamento.

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 de carga
- u - perímetro de um contorno C' externo ao conjunto e deste distante  $d/2$  no plano da laje (FIGURA I-26a)

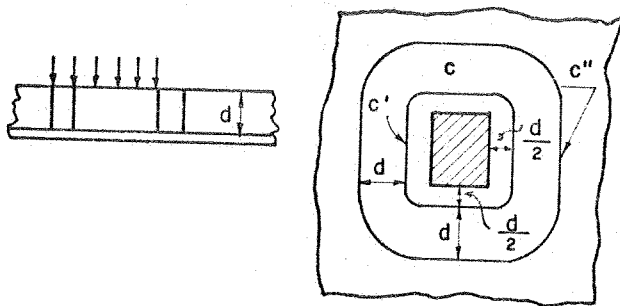


FIG. I 26 - PERÍMETRO CRÍTICO

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 colocado armadura.

Se o contorno  $C$  apresentar reentrâncias (FIGURA I-27a) 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 I-27c) for maior que três 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 as duas retas que passam pelo centro de gravidade da área de aplicação da carga e tangenciam o contorno da abertura (FIGURA I-27.b)

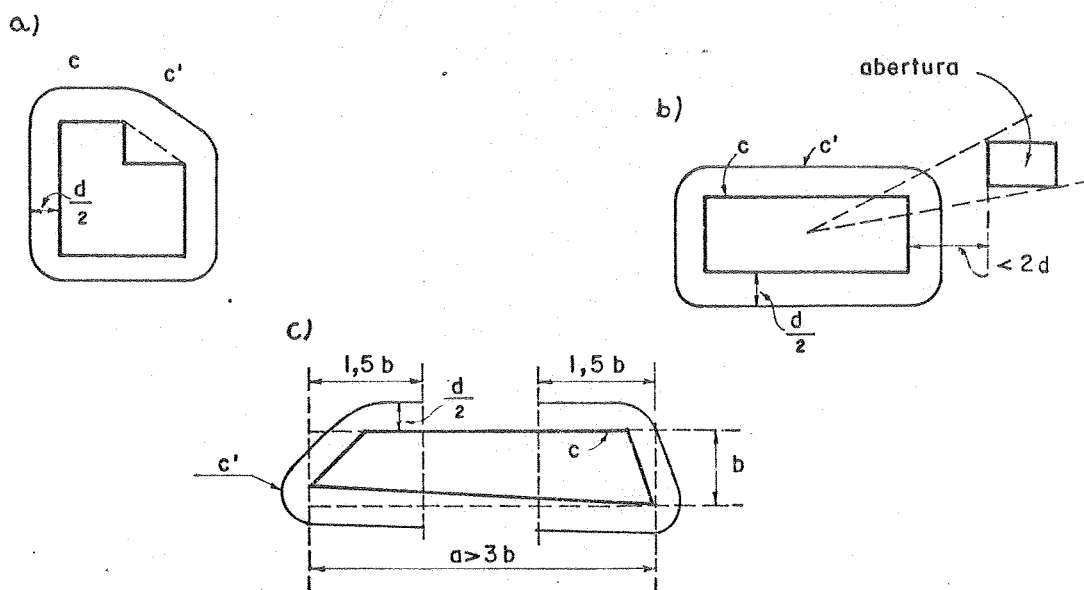


FIG. I 27 - PERÍMETROS CRÍTICOS

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  $u$ .

Com relação a armadura, de acordo com o item 4.1.5.2, deverá ser calculada e colocada na face tracionada, armadura de flexão que atravesse a projeção da área em que se aplica a carga e que seja suficientemente ancorada além do perímetro  $C'$  (FIGURA I-26). 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 desse valor, deve-se dispor uma armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva, perpendicular a laje, corresponda no mínimo a 75% do valor de cálculo da força concentrada aplicada a laje. Essa armadura será calculada com a resistência de cálculo, não se tomando valores superiores a 300 MPa, e será constituída por estribos distribuídos na faixa contida pelos

perímetros C' e C" da FIGURA I.26 .

Quando se tratar de lajes cogumelo , cabe ainda lembrar as dimensões mínimas de lajes e pilares exigidas pela NB-1/78 , embora essas prescrições não decorram somente da 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 :

12cm 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 30 cm , 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.

### 1.2.7.-PESQUISAS DESENVOLVIDAS NO LE-EESC USP

Os estudos sobre punção em lajes cogumelo ,no Laboratório de Estruturas da EESC USP, foram iniciados em 1972 com um plano de trabalho abrangente , objetivando o estudo experimental da punção, analisando-se os casos de pilares de canto e borda .Essa pesquisa foi sugerida e incentivada por Langendonck e visa obter informações sobre os vários fatores que influenciam a punção em lajes cogumelo (armaduras de flexão, armaduras transversais, influência da seção transversal dos pilares, caracterização da configuração de ruína para as situações propostas, etc).

Como já relatado anteriormente, os estudos foram realizados com "elementos de laje" representativos da região próxima aos pilares , prática comum adotada na maioria dos estudos realizados sobre o assunto.

O primeiro trabalho desenvolvido no L.E. EESC USP foi realizado por Martinelli (1974) para os casos dos pilares de canto (na TABELA VI encontra-se detalhado o plano inicial das pesquisas do L. E. EESC USP ) .Nesse primeiro trabalho foram ensaiados 44 modelos relativos aos casos 1 a 14 apresentado na TABELA IV ; os de 1 a 5 foram ensaiados 8 modelos que visavam , basicamente, definir uma estratégia a ser seguida, nas demais etapas, quanto a técnica de moldagem e ensaio dos modelos , bem como identificar as alterações que se fizessem necessárias nas etapas seguintes.

EdL	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)	(h)
1	C1	I	A2	10	Q	70	PBC	1
2						51		1
3	C2							1
4								1
5	C1	II	A4					4
6(A1)	C2		A1					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	
22	B		A0				PNB	3
23			A3				PDP	
24	C	III					PPFL	
25		IV					PBC	
26	B	III		7,5			PNB	3
27		IV		10				3
28				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;

IIa -  $\phi 10$ 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 -  $\phi 8$ 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 de 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 ao da face lateral da laje;

(h) - número de peças ensaiadas por elemento-de-laje.

Nos casos de 6 a 14 foram realizados quatro modelos por série, número esse que foi definido como uma amostra mínima para uma análise confiável dos resultados a serem obtidos.

As dimensões, nessa primeira etapa, previam pilares com seção transversal 20 cm x 20 cm e altura da laje de 10 cm, sendo que essa altura foi fixada, prevendo-se uma instrumentação abundante (extensômetros elétricos de resistência), de tal forma a não provocar alterações sensíveis no comportamento dos modelos.

As armaduras utilizadas nessa fase foram barras de diâmetro nominal 10mm de aço CA-50 A para a armadura de flexão dispostas em malha de 5,7cm x 4,5cm de tal forma a obter uma capacidade à flexão da laje aproximadamente igual nas duas direções. Para a armadura transversal foi utilizado aço CA-25 com diâmetro nominal de 6,3mm constituída de estribos verticais dispostos na "região crítica" região essa, delimitada por retas distantes  $h/\text{tg } 30^\circ$  (17,5 cm) das faces dos pilares.

A ausência, na época, de uma laje de reação gerou a necessidade da construção de um pórtico de reação que está esquematizado na FIGURA I-28.

Um macaco hidráulico, fixado na parte superior do pórtico, foi responsável pelo carregamento dos modelos que se realizaram em incrementos de um vigésimo da carga de ruína prevista, em intervalos de cinco minutos entre etapas de carga sendo que as leituras dos defletômetros e extensômetros elétricos de resistência, bem como das células de carga eram realizadas após decorrer dois minutos da aplicação do carregamento, tempo esse necessário para a acomodação e distribuição das tensões por todo o modelo.

Utilizou-se, também, um macaco hidráulico disposto sobre o segmento do pilar simulando a sua continuidade.

Nas FIGURAS I-29 e I-30 estão esquematizados os modelos ensaiados pelo Martinelli (1974) e na FIGURA I-31 os valores das cargas de ruína dos vários modelos.

Um relato mais detalhado sobre os ensaios descritos acima pode ser obtido nos trabalhos indicados na bibliografia (Martinelli (1974)) e o breve resumo acima apresentado tem a finalidade de propiciar uma visão geral do primeiro trabalho desenvolvido sobre punção em lajes cogumelo no L.E.EESC.

Nos trabalhos subsequentes toda a técnica desenvolvida neste primeiro trabalho foi utilizada.

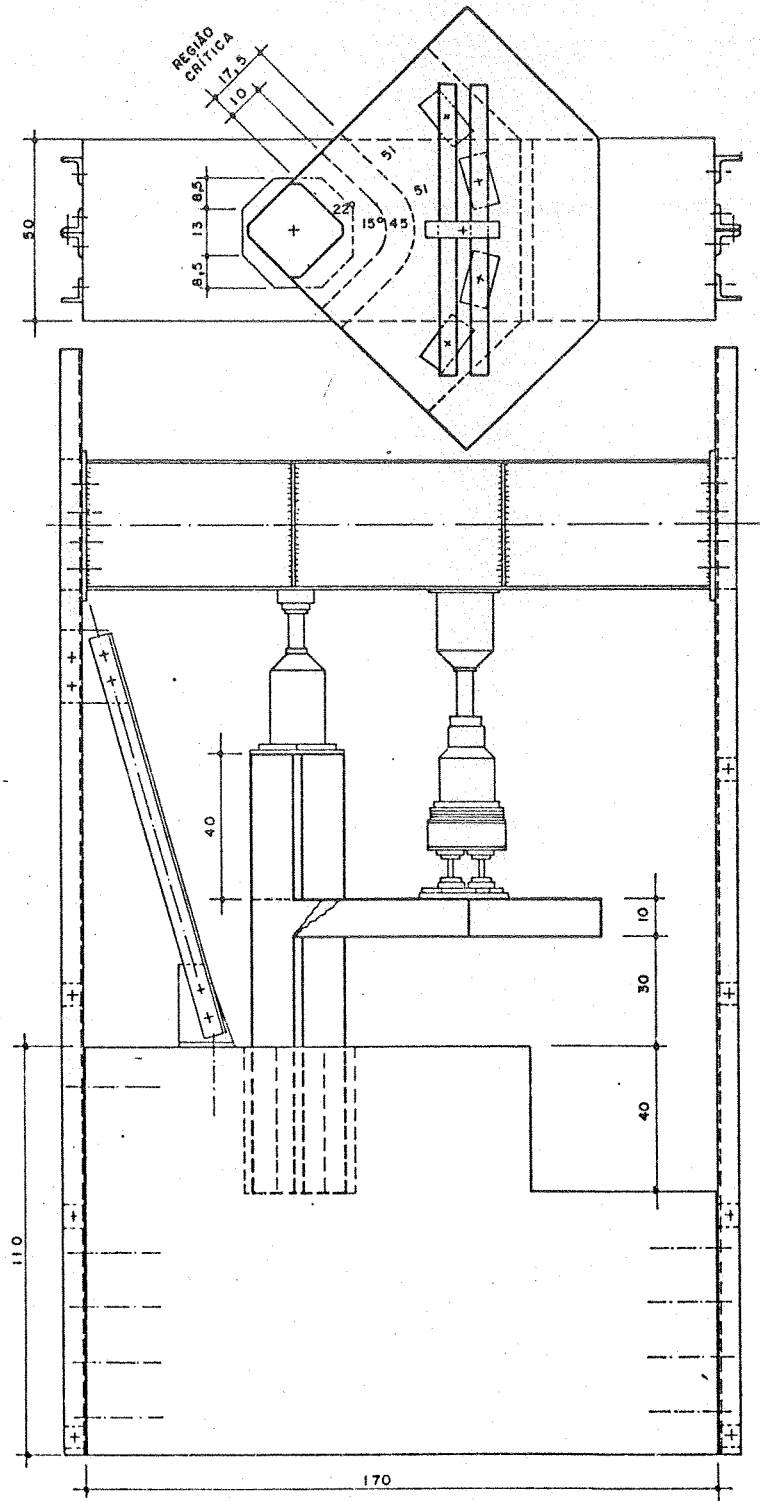
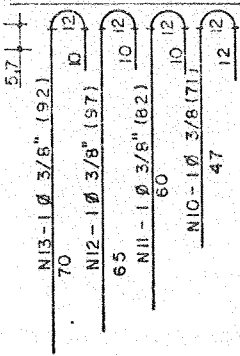
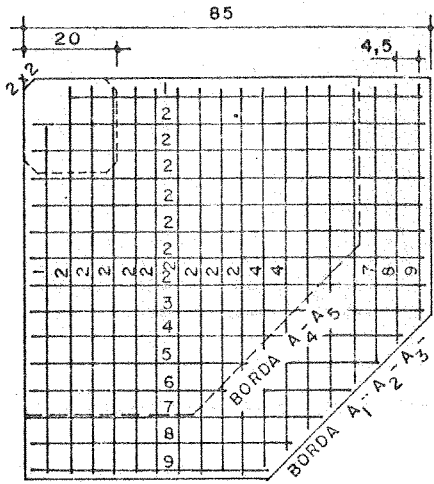
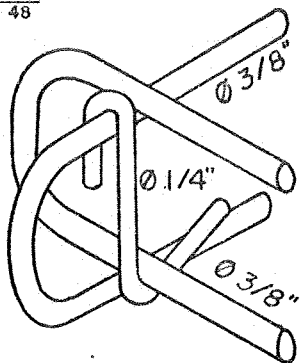


FIG. I - 28 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO UTILIZADO POR MARTINELLI (1974)



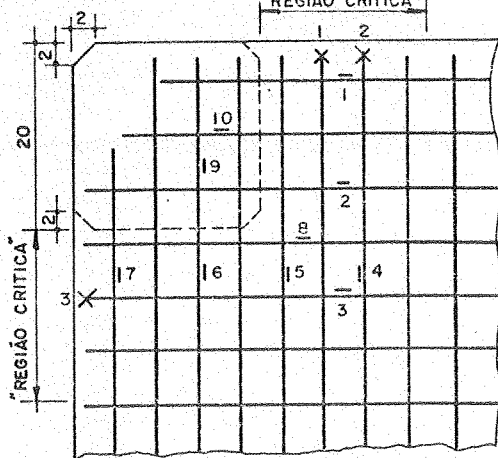
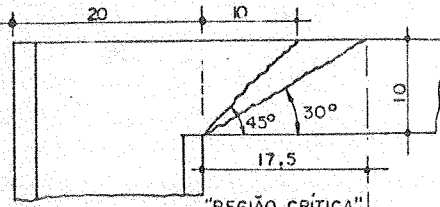
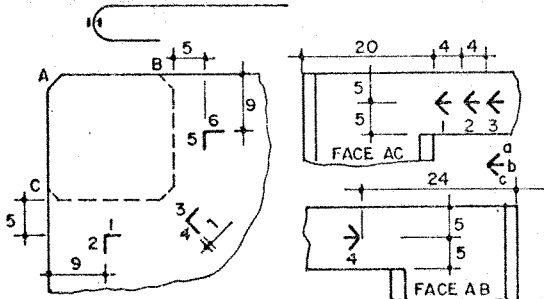


N1 - 2 Ø 3/8" (110)	12	29	69
N2 - 14 Ø 3/8" (130)	12	39,5	78,5
N3 - 3 Ø 3/8" (100)	12	10	
N4 - 3 Ø 3/8" (97)	12	10	75
N5 - 1 Ø 3/8" (91)	12	10	69
N6 - 1 Ø 3/8" (86)	12	10	64
N7 - 2 Ø 3/8" (81)	12	10	59
N8 - 2 Ø 3/8" (75)	12	10	53
N9 - 1 Ø 3/8" (70)	12	10	48

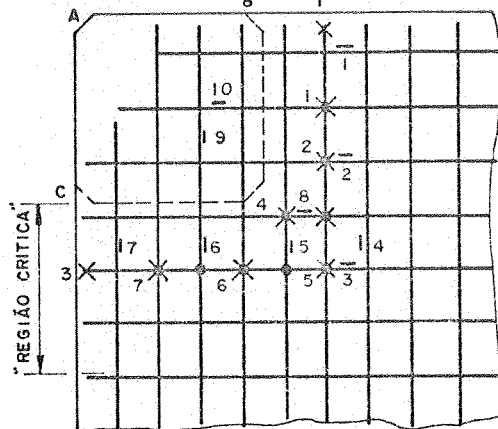


**INSTRUMENTAÇÃO**

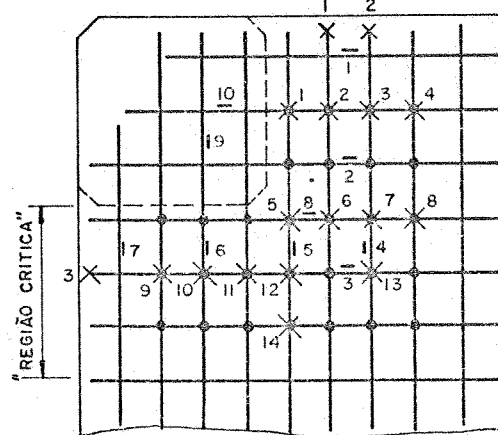
- 2 EXTENSÔMETRO 2 EM BARRA DE FLEXÃO
- ESTRIBO SEM EXTENSÔMETRO
- X 2 EXTENSÔMETRO 2 EM ESTRIBO
- X 2 EXTENSÔMETRO 2 EM GANCHO DE BARRA DE FLEXÃO



A<sub>1</sub>



A<sub>2</sub>



A<sub>3</sub>

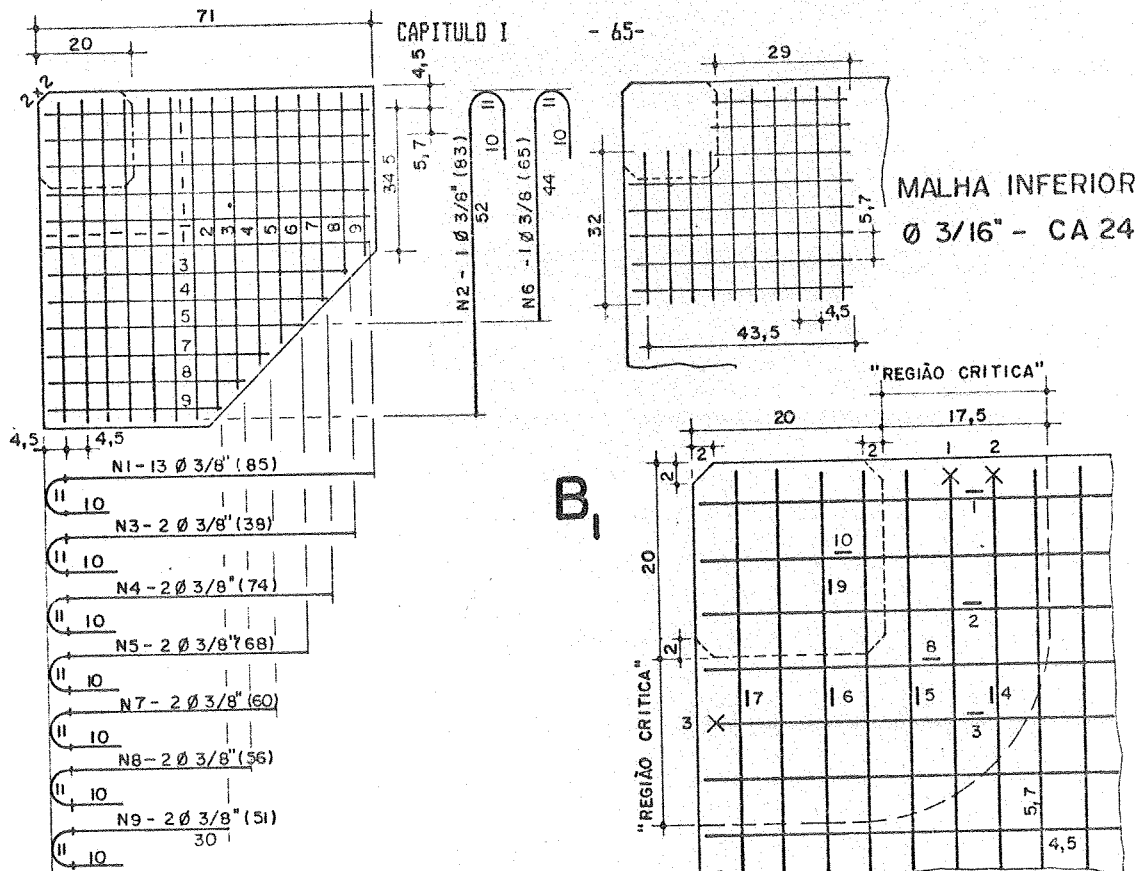
COMO A<sub>3</sub>, MAS COM DOIS ESTRIBOS EM CADA NÓ (E A PEÇA É MENOR).

A<sub>4</sub>

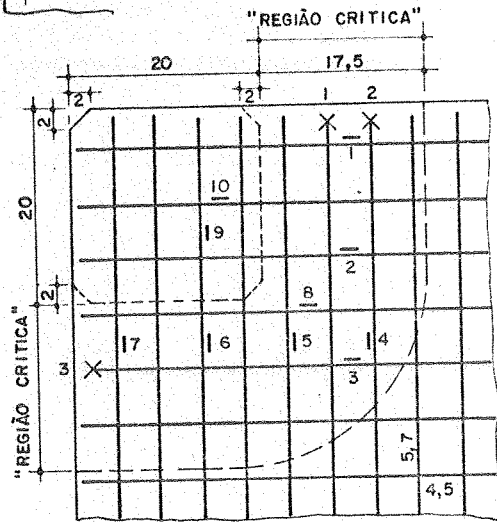
COMO A<sub>4</sub>, MAS COM PILAR SUPERIOR MONOLÍTICO COM A LAJE.

A<sub>5</sub>

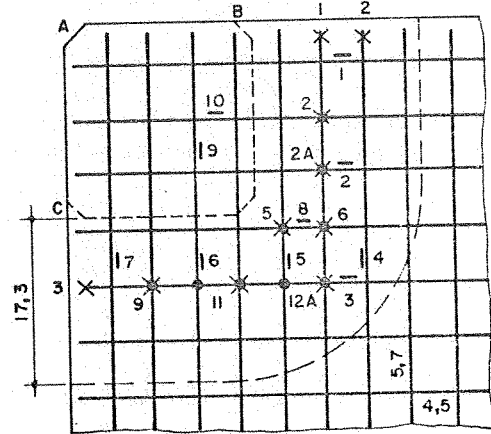
FIG. I- 29 - MODELOS DA SÉRIE A , MARTINELLI (1974).



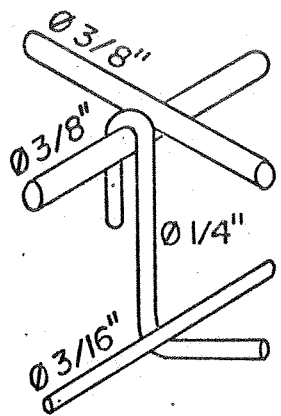
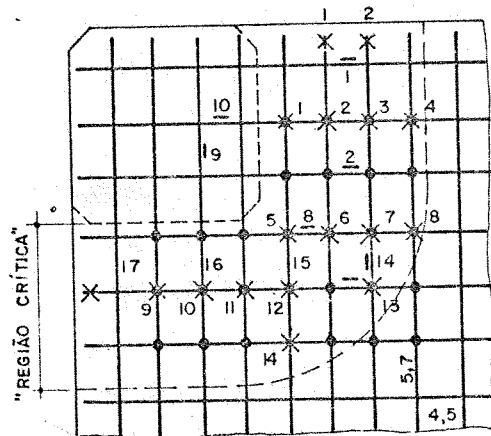
**B<sub>1</sub>**



**B<sub>2</sub>**

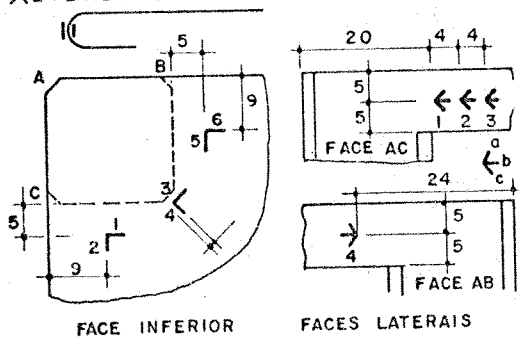


**B<sub>3</sub>**



**INSTRUMENTAÇÃO**

- 2 | EXTENSÔMETRO 2 EM BARRA DE FLEXÃO
- ESTRIBO SEM EXTENSÔMETRO
- ✕ 2 EXTENSÔMETRO 2 EM ESTRIBO
- ✕ 2 EXTENS. 2 EM GANCHO DE BARRA DE FLEXÃO



**B<sub>4</sub>**

COMO B<sub>3</sub>, MAS COM DOIS ESTRIBOS EM CADA NÓ.  
MARTINELLI (1974).

FIG. I.30 - MODELOS DA SÉRIE B

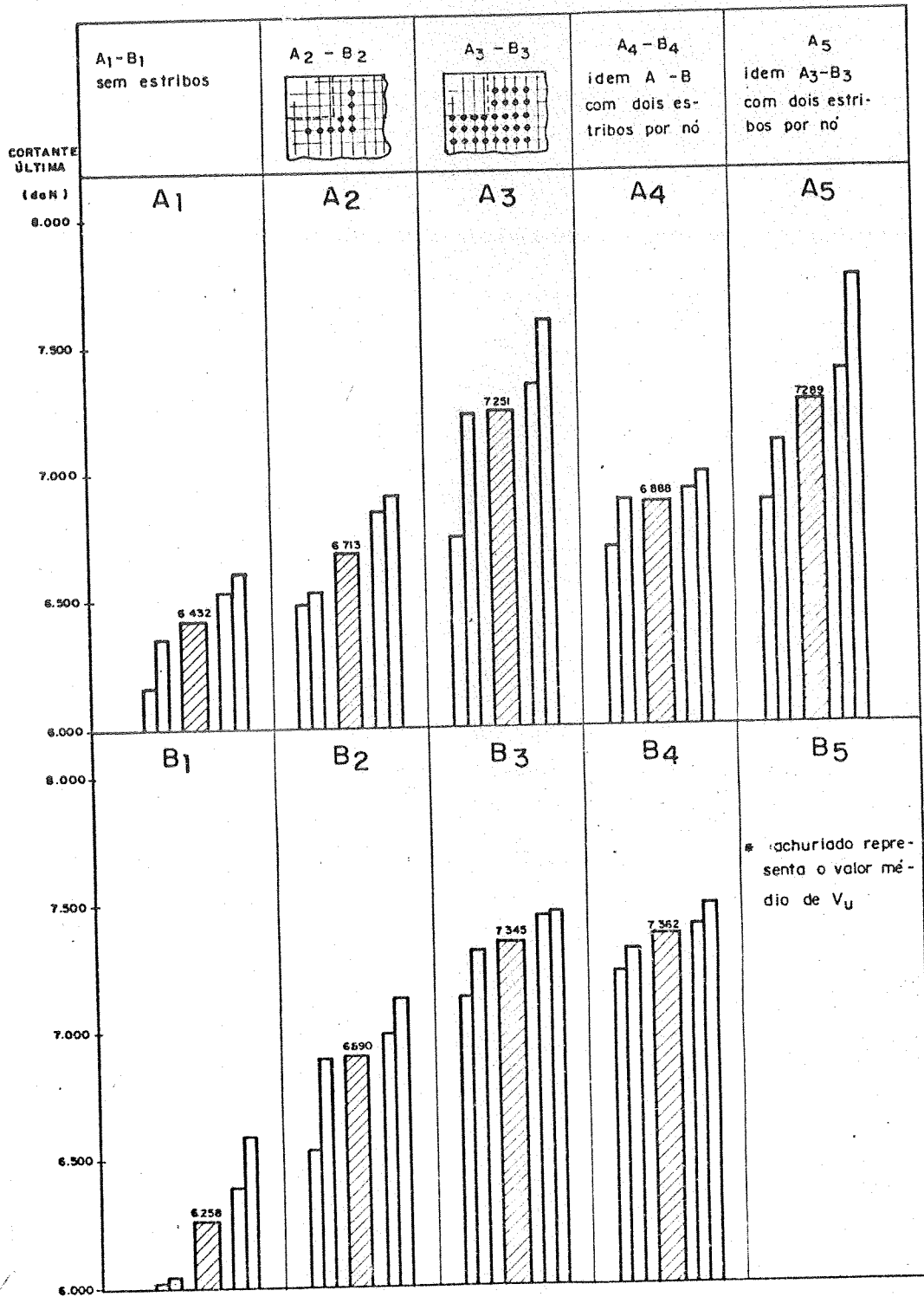


FIG. I 31 — RESULTADOS DOS MODELOS ENSAIADOS POR MARTINELLI (1974)

Do plano de pesquisa inicialmente proposto, os casos 18, 19 e 20 foram estudados por Figueiredo Filho e estão relatados na sua dissertação de mestrado que trata, também, dos casos de pilares de canto.

Takeya (1981) estudou os casos 15, 16 e 17 que se referem aos pilares de borda; as características dos modelos seguiram aquelas adotadas por Martinelli (1974), quais sejam:

- seção do pilar 20 cm x 20 cm
- armadura de flexão 10 mm em aço CA-50 A em malha de 4,5 cm x 5,7 cm
- estribos verticais 6,3 mm em aço CA-50
- altura da laje de 10 cm

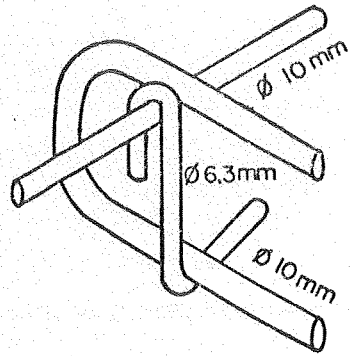
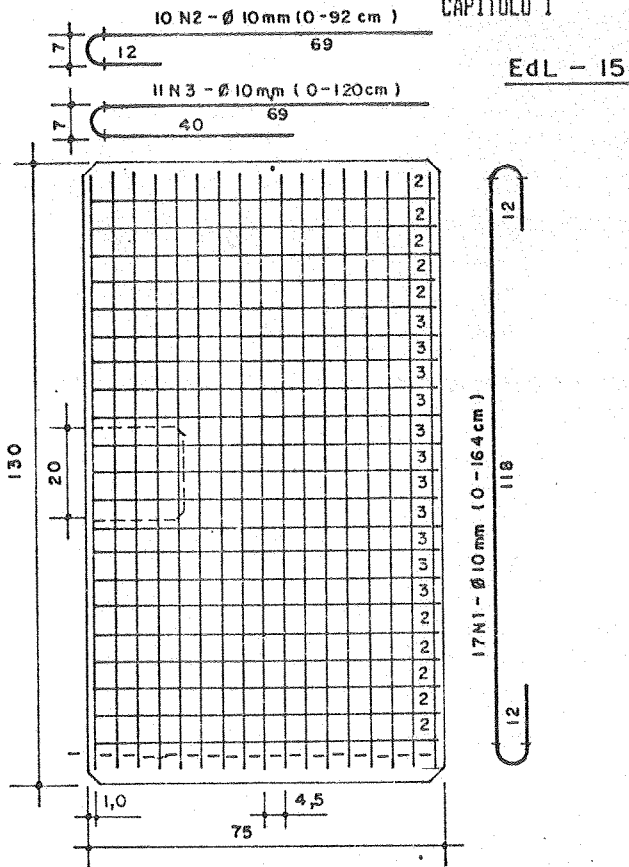
Takeya (1981) utilizou as técnicas adotadas por Martinelli (1974), reduzindo, porém, de quatro para três os modelos ensaiados de cada caso, pois, os resultados obtidos anteriormente comprovaram uma homogeneidade de resultados que possibilitou tal redução.

Para o ED1-15 os modelos foram armados somente a flexão de tal forma a obter um parâmetro de comparação, posto que, o objetivo dessa série seria caracterizar o comportamento da ligação na fase de ruína, sem a utilização de estribos verticais ou outra armadura transversal.

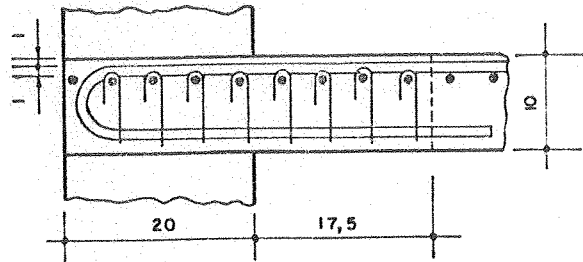
Os modelos do ED1 16 e 17 tinham as mesmas características do ED1 15, diferenciando-se quanto a colocação de estribos distribuídos na "região crítica" (que compreende a distância 17,5 cm da face do pilar) sendo um estribo por nó para o ED1 16 e dois estribos no ED1 17, como pode ser observado na FIGURA I.32.

A instrumentação dessa série de ensaios foi feita em vários pontos da armadura de flexão e em alguns estribos no último modelo de cada série; os defletômetros foram instalados em nove pontos distintos e em dois outros pontos dispostos simetricamente a seus pares para checagem dos resultados.

Os carregamentos foram aplicados através de macacos hidráulicos dispostos no pórtico de reação FIGURA I.33 e as cargas foram aplicadas num arco de circunferência de 51 cm em relação ao eixo do pilar em etapas de aproximadamente um vigésimo da carga provável de ruína, em intervalos de cinco minutos, com as leituras de todos os instrumentos sendo realizadas após decorridos dois minutos da aplicação da etapa de carga. Na FIGURA I.34 apresenta-se as cargas de ruína obtida nos ED1 15, 16 e 17.



(b)

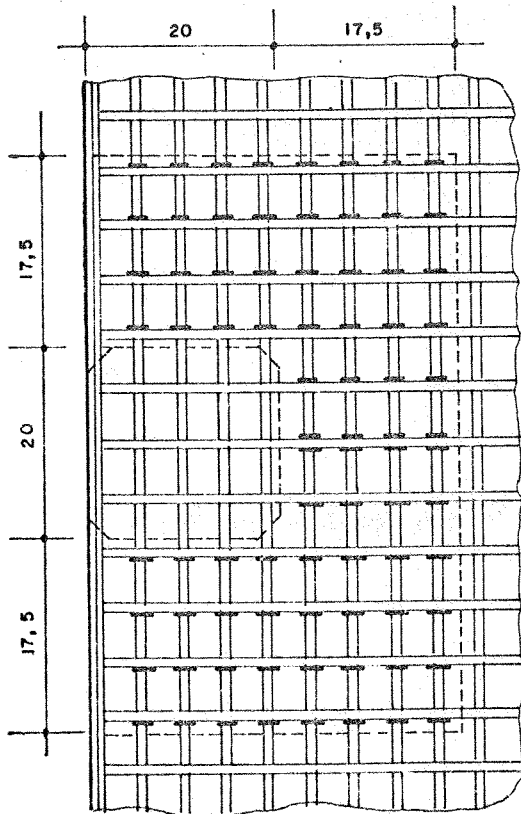


(c)

(a)

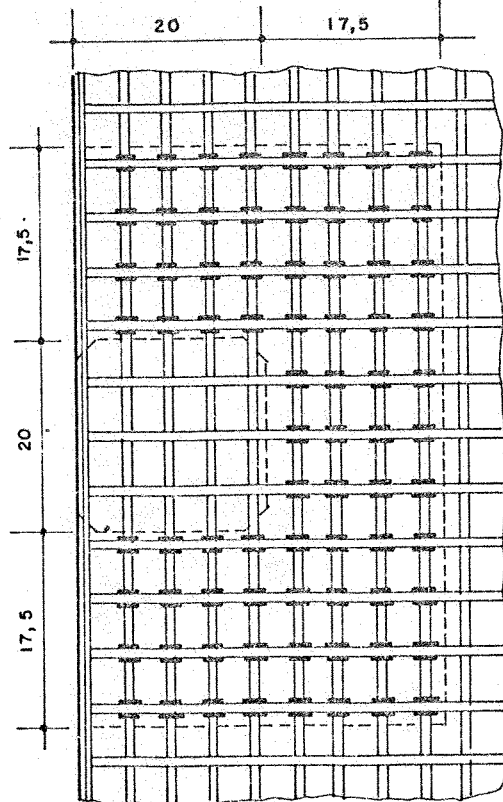
EdL - 16

EdL - 17



(d)

- 1 estribo por no'



(e)

= 2 estribos por no'

FIG. I 32 - MODELOS - TAKEYA (1981)

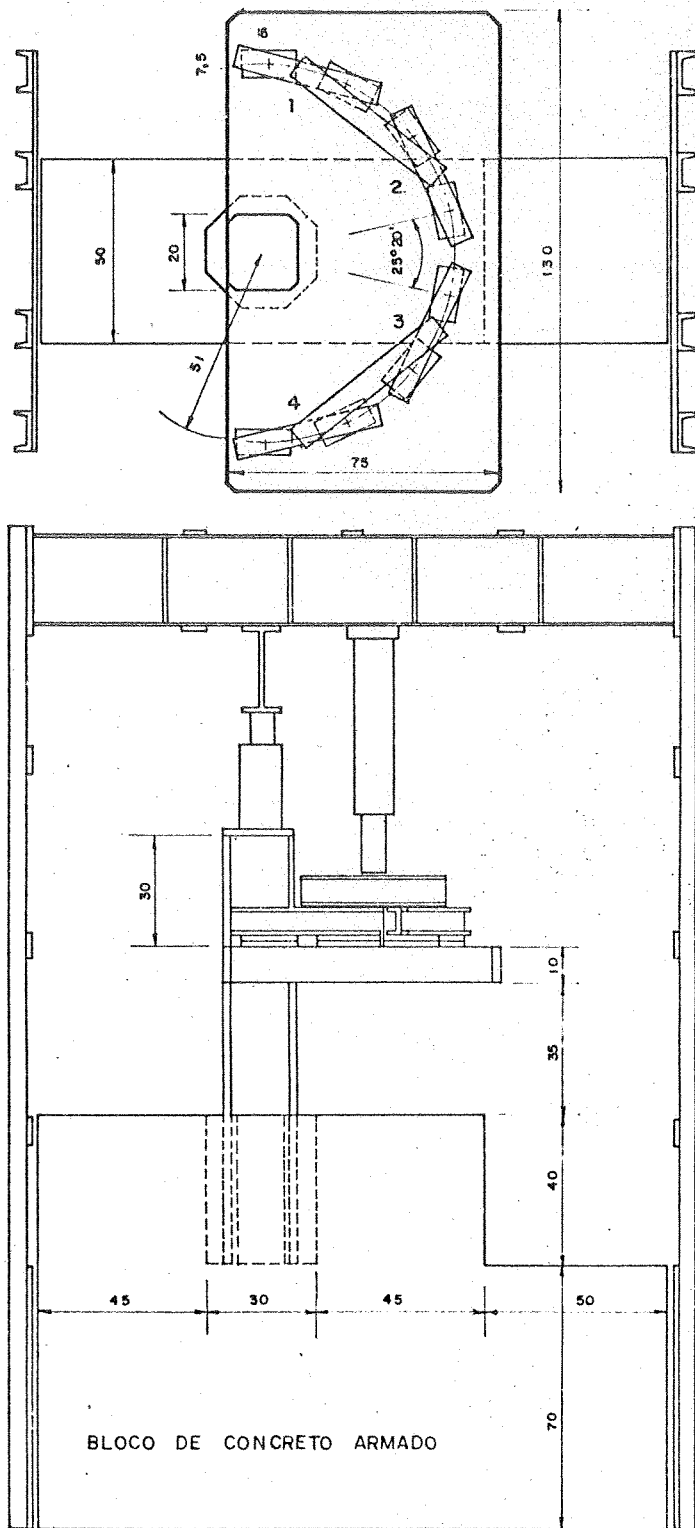


FIG. I 33 — ESQUEMA DE ENSAIO , TAKEYA (1981).

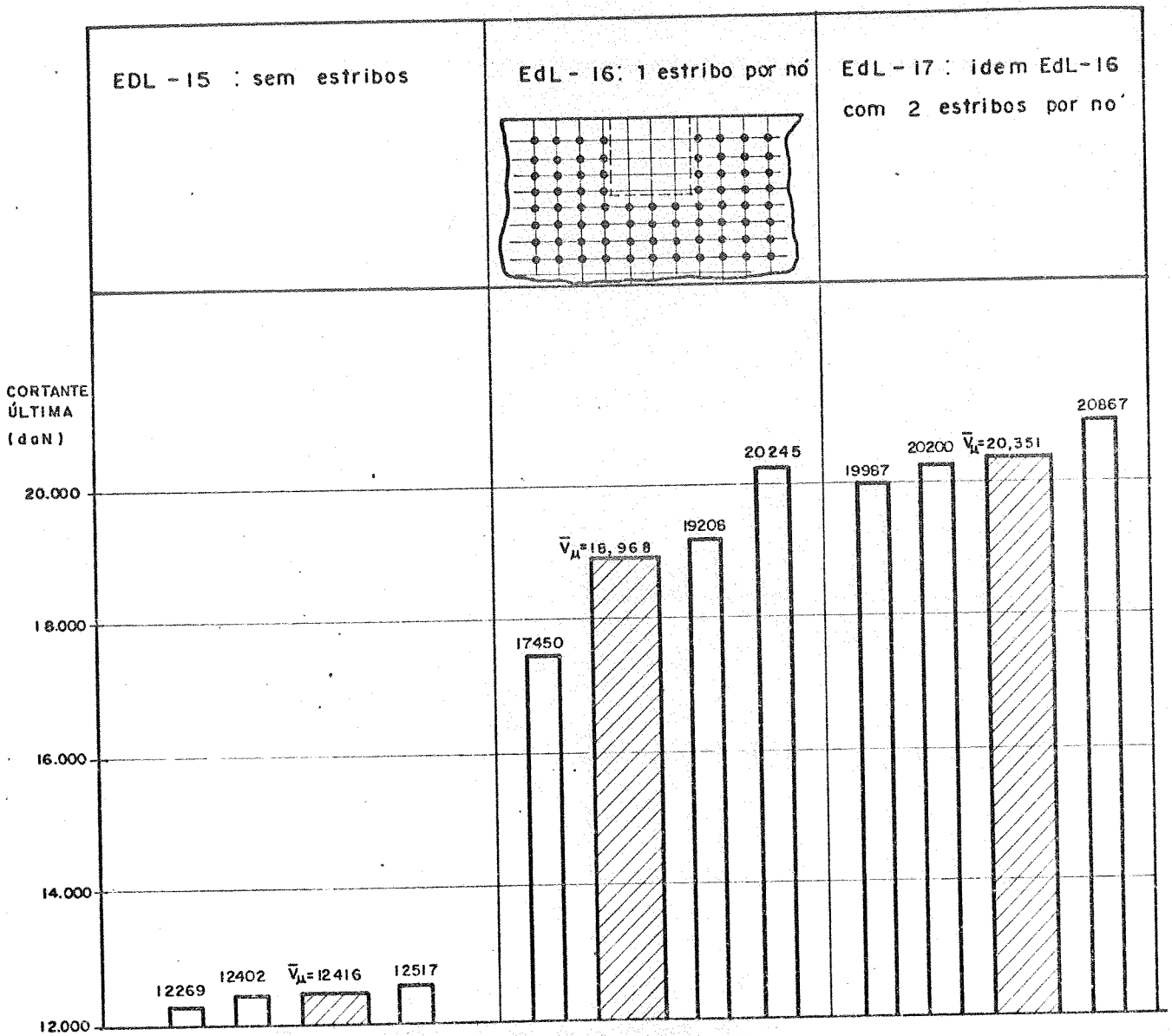


FIGURA I.34 - RESULTADOS DOS MODELOS ENSAIADOS POR TAKEYA.(1981).

Verifica-se que a configuração de ruína observada nos modelos sem armadura transversal, como já previsto, caracteriza-se por uma ruptura brusca, sem aviso prévio, decorrente do puncionamento da laje.

Nos casos ED1 16 e 17 constatou-se a ruína por flexão (ou com predominância de) alterando inclusive a configuração de ruína dos modelos devido ao trabalho dos estribos, notando-se também fissuras acentuadas na iminência da ruína, a plastificação do concreto na região comprimida e o escoamento da armadura de flexão são evidentes.

TAKEYA (1981) em seu trabalho, recomenda como referência adotar uma taxa de 2% para a armadura transversal onde:

$$\rho_t = A_t / A_{cri}$$

$\rho_t$  = taxa da armadura transversal

$A_t$  = área da seção transversal dos estribos

$A_{cri}$  = "área crítica", limitada pelas faces do pilar e pelas paralelas as faces distantes 1,75 d

Paralelamente ao trabalho relatado nesta dissertação Libório (1985) estudou a influência da variação das dimensões da seção transversal dos pilares (seções retangulares) nas ligações de borda em lajes cogumelo.

Os modelos estudados representam a ligação laje pilar de borda com uma relação entre os lados dos pilares de 1:2, 1:3, 1:4; com altura da laje de 7,5 cm; armadura de flexão em aço CA-50A com 8mm de diâmetro disposta em malha de 4,5 cm x 5,7 cm; todos os modelos foram moldados sem armadura transversal.

Na FIGURA I.35 apresentam-se os modelos ensaiados por Libório (1985) e na FIGURA I.36 os valores das cortantes últimas obtidas nesses ensaios.



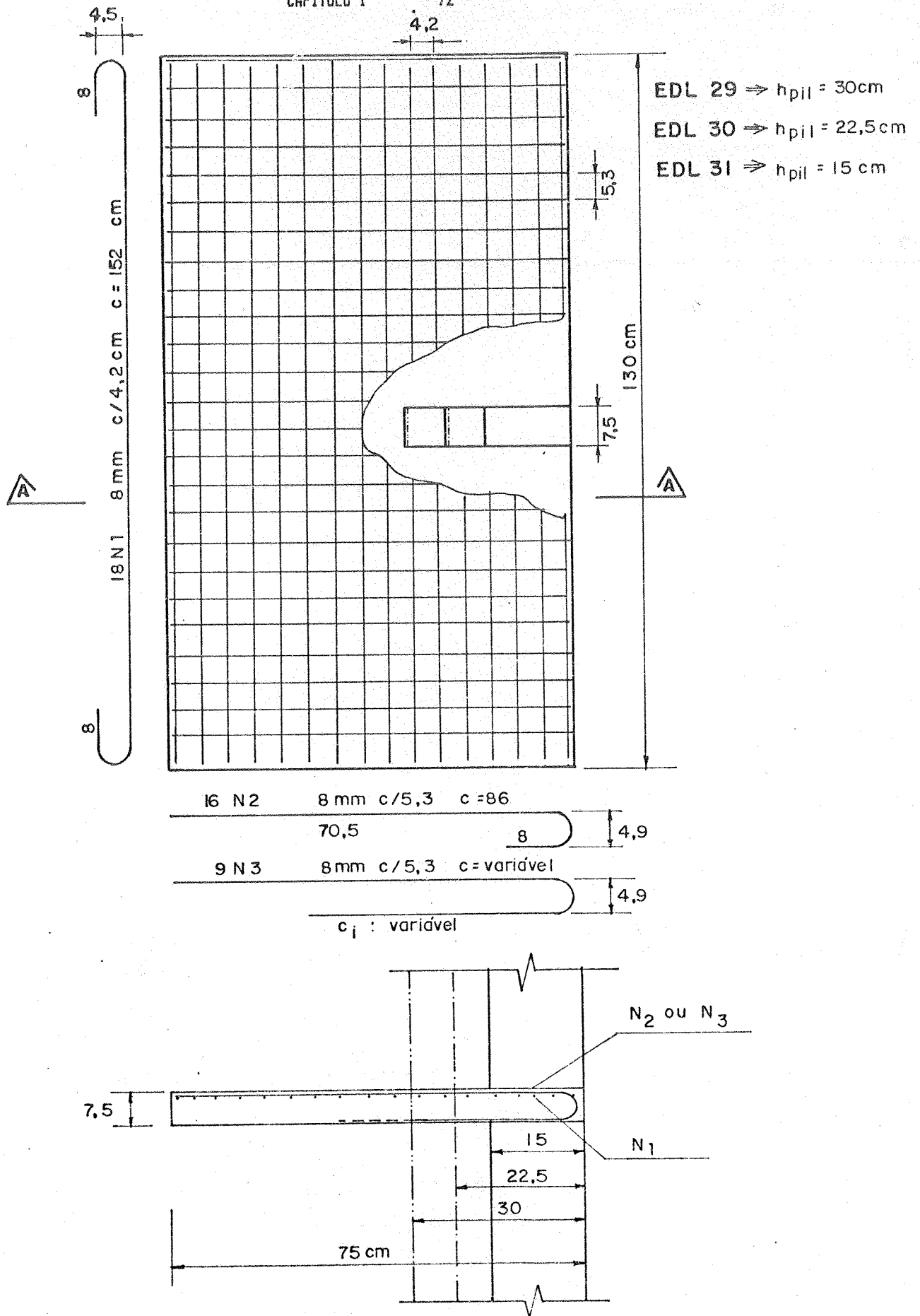


FIGURA I. 35 - MODELOS - LIBÓRIO(1985).

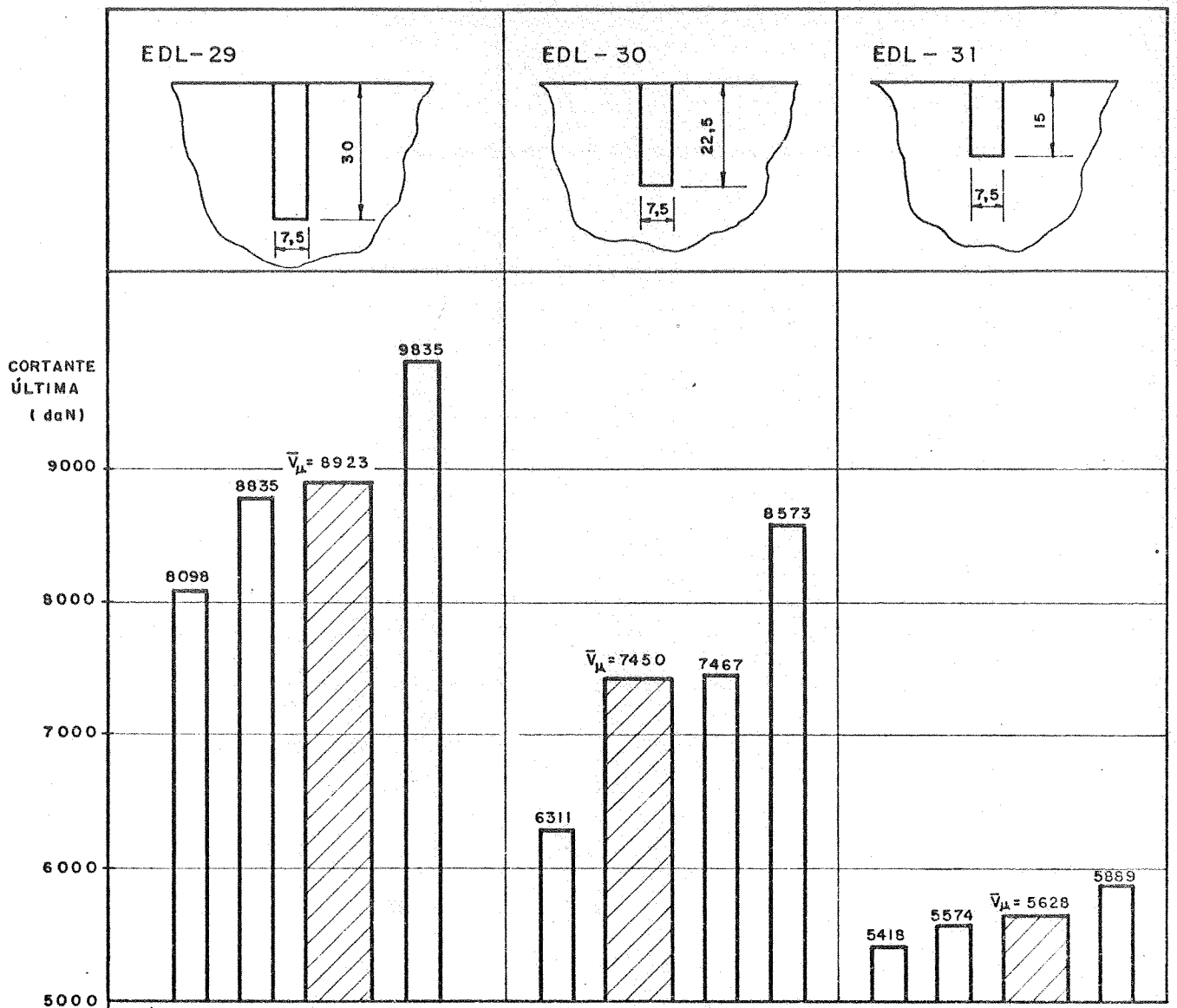


FIGURA I - 36 — RESULTADOS DOS MODELOS ENSAIADOS POR LIBÓRIO (1985).

## CAPÍTULO 2

### 2. OS MODELOS E OS ENSAIOS

#### 2.1 - PRELIMINARES

A pesquisa relatada neste trabalho destina-se a avaliar o comportamento de perfis metálicos dispostos de algumas maneiras nas ligações laje-pilar de borda em lajes corugadas, verificando o comportamento e a viabilidade desse tipo especial de armadura transversal.

A bibliografia pesquisada relata a utilização de perfis destinados a aumentar a capacidade à punção das ligações laje-pilares centrais, e também a maioria destes trabalhos não considera a transferência de momentos fletores das lajes para os pilares.

Baseado na recomendação de HAWKINS (1974), relativa ao comportamento de perfis metálicos dispostos internamente às lajes de concreto armado, - "...nas ligações com transferência de momento fletor e força cortante das lajes para os pilares, os perfis somente são efetivos para o combate as tensões de cisalhamento causadas pela cortante transferida ..." -, procurou-se utilizar os perfis metálicos de tal forma que o comportamento fosse associado a "grandes estribos" responsáveis pelo aumento da capacidade à punção das lajes nas proximidades do pilar de borda.

A disposição a ser utilizada deveria ser a mais simples possível, pois, TAKEYA (1981) utilizando estribos constituídos de barras, em casos análogos aos aqui relatados, obtivera excelentes resultados elevando consideravelmente a cortante última nas ligações laje-pilares de borda.

Constatou-se, entretanto, após a realização dos ensaios que a utilização desses perfis como armadura transversal da maneira proposta, reduz a cortante última na laje.

Pretende-se, portanto, relatar os tipos e disposição dos reforços transversais utilizados e os resultados obtidos nesses ensaios.

## 2.2. OS MODELOS

### 2.2.1. OS MODELOS PROPOSTOS

As dimensões e características gerais dos modelos estão abaixo relacionadas e utilizou-se as mesmas adotadas por TAKEYA (1981), exceto quanto ao diâmetro das barras da armadura de flexão, onde foram utilizadas barras de diâmetro 8mm, em função da necessidade de uma altura útil maior devido a presença dos perfis.

Os modelos baseiam-se, como já relatado anteriormente, no conceito de que os momentos radiais anulam-se numa circunferência de  $r=0,22 l$  para os casos de pilares centrais em painéis de lajes quadrados de lado  $l$  e esse conceito foi estendido aos casos de pilares de borda, esses "elementos de lajes" representam, portanto, a região da laje próxima ao pilar.

O esquema de carregamento dos modelos é similar ao adotado pelo eng Takeya e está esquematizado na FIGURA II-1 e consiste de 8 sapatas de carga ( $7,5 * 15 \text{ cm}^{**2}$ ) dispostas num raio de 51 cm do centro do pilar, o que acarreta uma carga resultante distante 28,5 cm do centro do pilar no eixo perpendicular a borda.

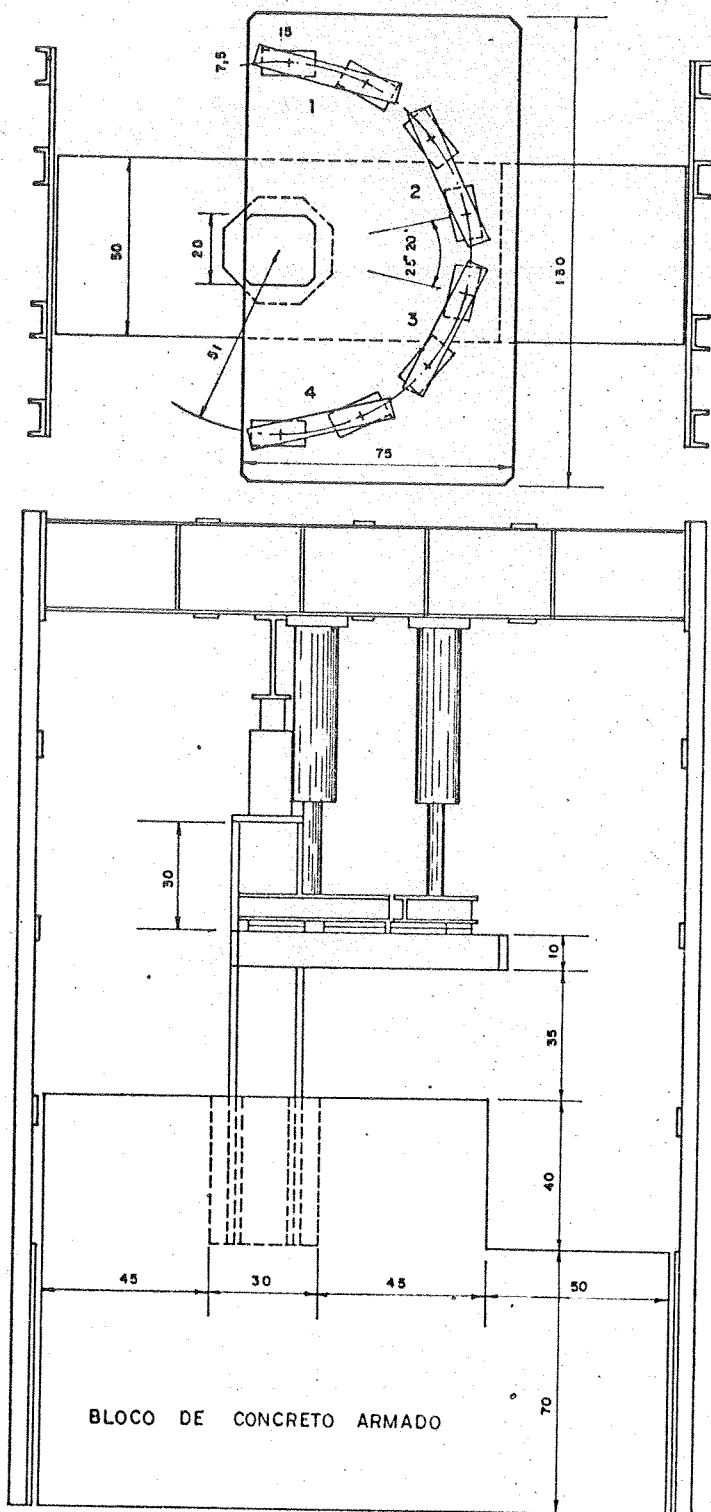


FIGURA II.1 - ESQUEMA DE ENSAIO UTILIZADO

Utilizaram-se dois macacos hidráulicos de 20 tf com comando de acionamento único para a aplicação das cargas na laje e um macaco de 30 tf sobre o pilar, simulando a continuidade, com uma carga aplicada de 20 tf.

A proposta inicial quanto ao número de modelos a serem ensaiados consistia em três para cada série, número adotado anteriormente por TAKEYA (1981), porém, em função dos resultados obtidos não serem os esperados, pois as cargas de ruína foram abaixo do previsto para os modelos armados com perfis metálicos, alterações foram sendo introduzidas no decorrer dos ensaios e os resultados obtidos estão apresentados no capítulo III deste trabalho.

Dimensões gerais dos modelos:

- altura da laje  $h=10$  cm
- seção transversal dos pilares 20 cm x 20 cm com chanfros, nos cantos, de 2cm x 2cm
- armadura de flexão 8mm em malha de 4,5 cm x 5.7 cm

A seguir descrevem-se as características particulares de cada série de modelos ensaiados :

A) MODELO ATO: Modelo de comparação, armado somente a flexão. Na FIGURA II-2 apresentam-se as características geométricas e a armadura utilizada. Foram ensaiados três modelos sendo que no último da série as armaduras de flexão e a face inferior da laje foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência.

B) MODELO S1 :A armadura de flexão utilizada foi a mesma da série ATO, acrescentando-se perfis laminados tipo U 3" (6.11 kgf/m), com o perfil principal tendo comprimento de 69 cm colocado paralelo à borda da laje e dois perfis menores, 20 cm de comprimento, dispostos perpendicularmente a borda como esta esquematizado na FIGURA II.3. Idealizou-se o comportamento dos perfis como "estribos rígidos" que teriam como função o deslocamento do cone de punção da face do pilar para a aba inferior do perfil. Foram ensaiados dois modelos.

C) MODELO S5 e S5A : Em função dos resultados obtidos na série anterior , alterou-se o posicionamento dos perfis conservando-se a armadura de flexão utilizada nas séries anteriores. Os perfis laminados U 3" (6.11 kg/m) foram dispostos perpendicularmente à borda da laje , faceando externamente os pilares , com comprimentos de 54 cm para o modelo S5 e 41 cm para os modelos S5A .

Foram ensaiados um modelo da série S5 e dois modelos da série S5A esquematizados na FIGURA II.4.

D) MODELO S6 : A armadura de flexão foi a mesma dos modelos anteriores e utilizou-se perfis tipo U em chapa dobrada de espessura 3,04 mm , altura de 70 mm e abas com 40 mm , com uma disposição que procurava incorporar as utilizadas nas séries S1 e S5; dois perfis dispostos perpendicularmente à borda da laje com comprimento de 35 cm soldado a um perfil paralelo à borda de comprimento 45 cm.

A FIGURA II.5 esquematiza os modelos desta série.



# ATO - (Armaduras e detalhes)

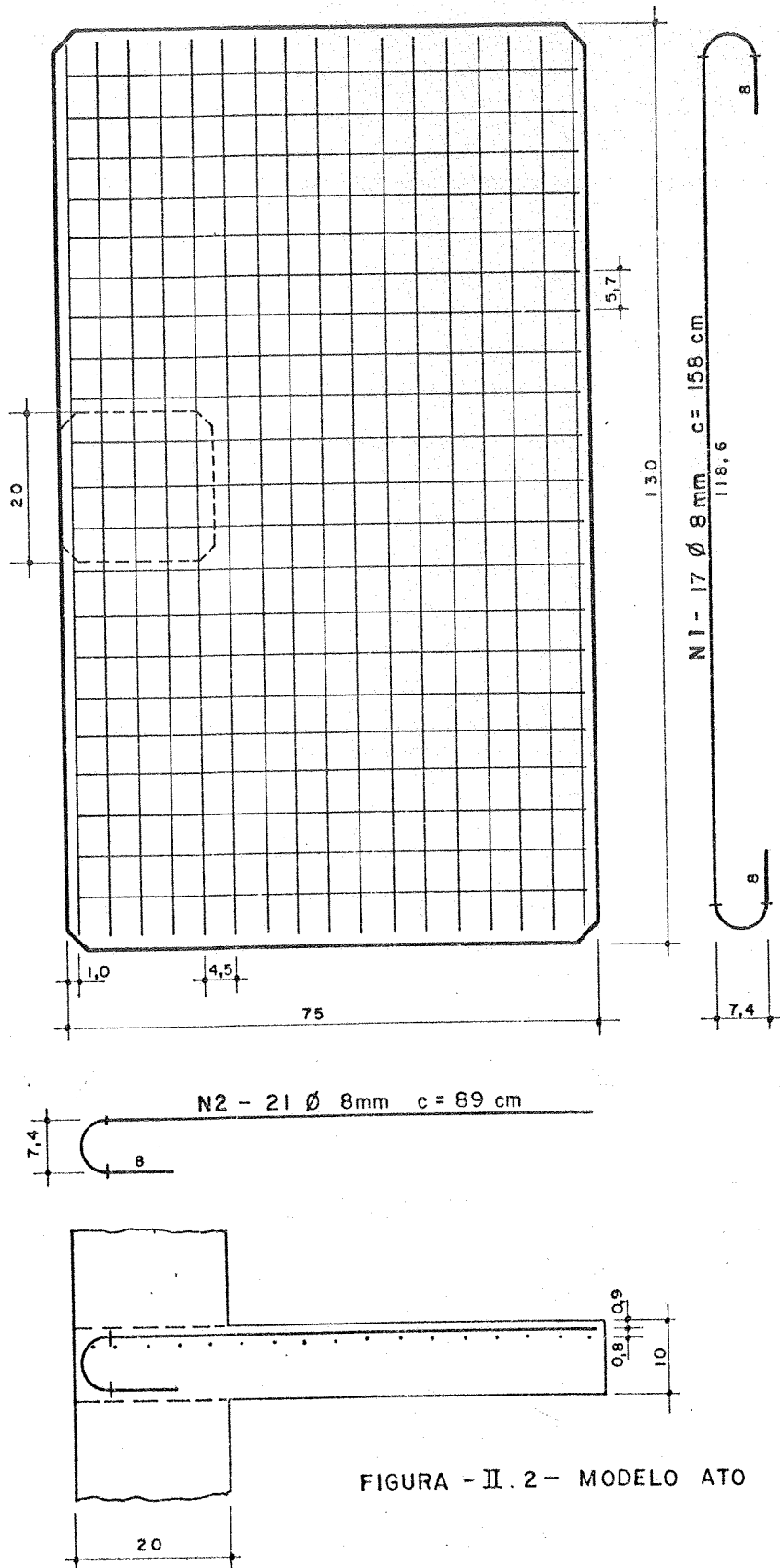


FIGURA - II. 2 - MODELO ATO

EdL - S1 (Armaduras e detalhes)

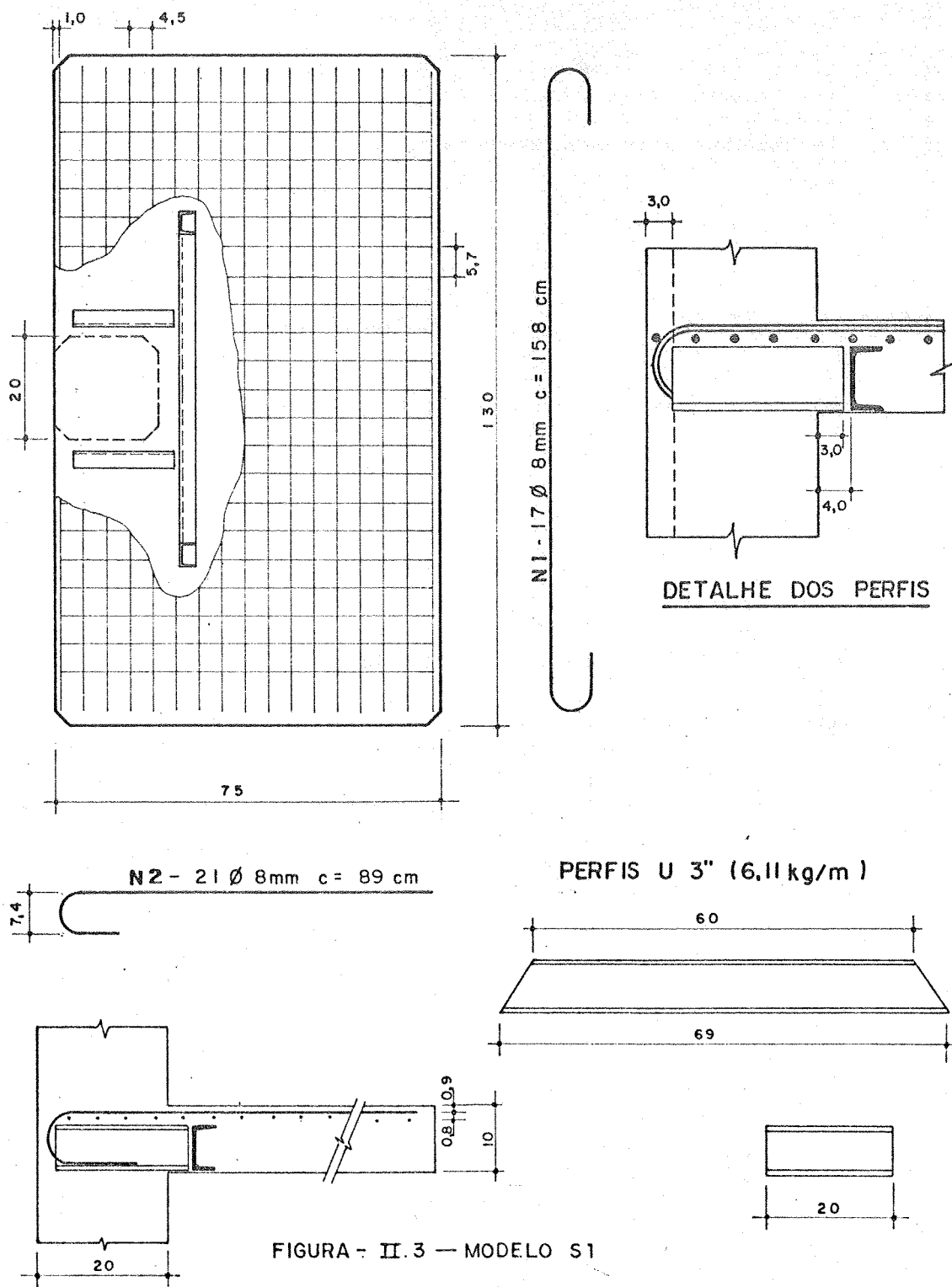
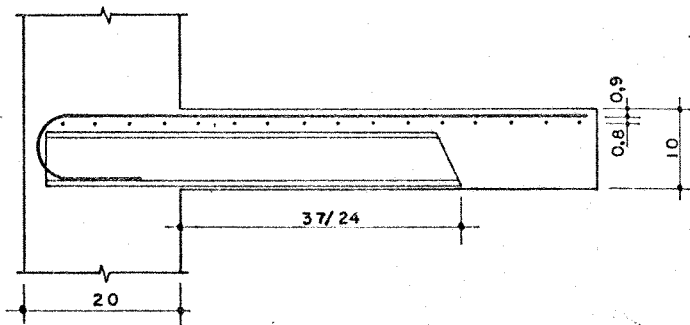
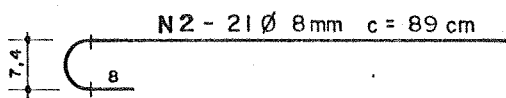
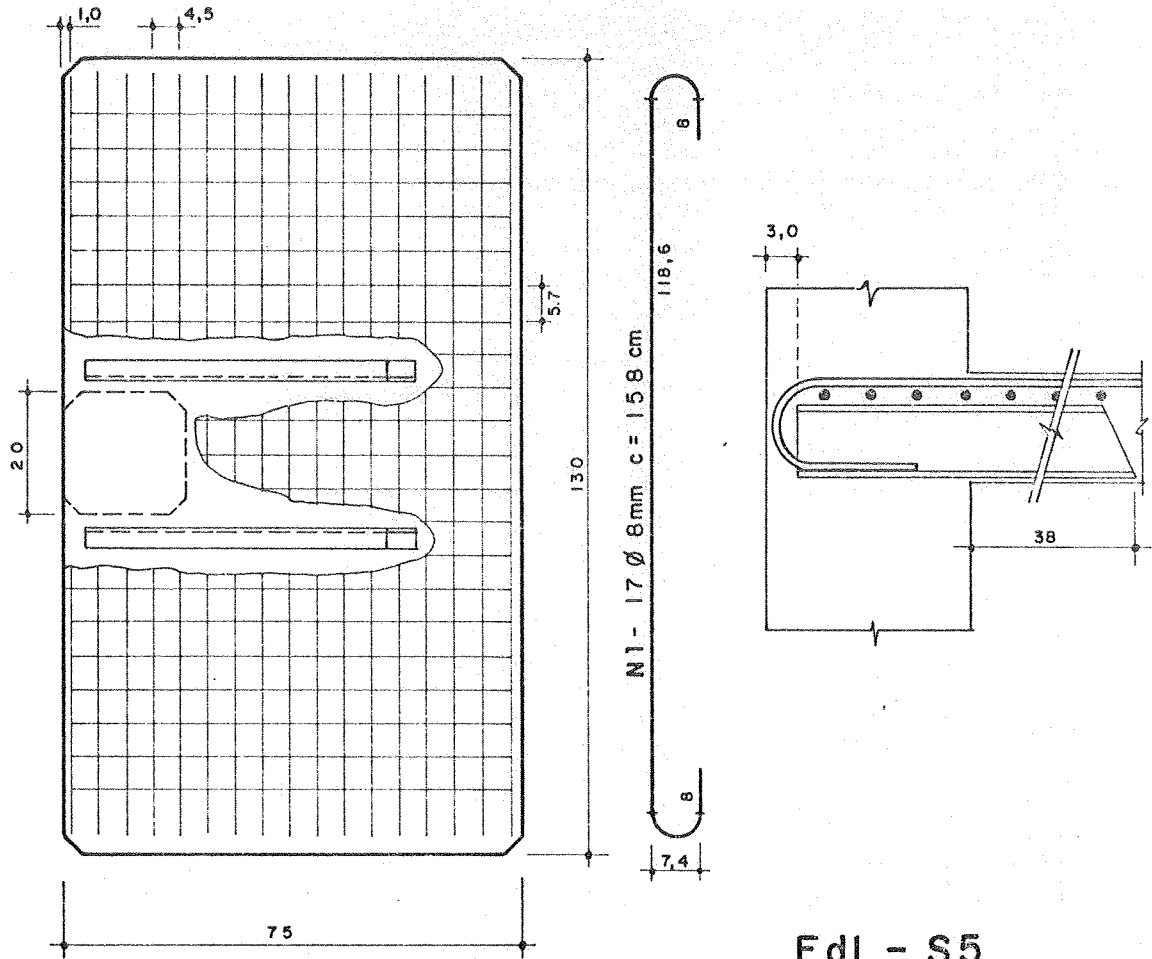


FIGURA - II.3 — MODELO S1

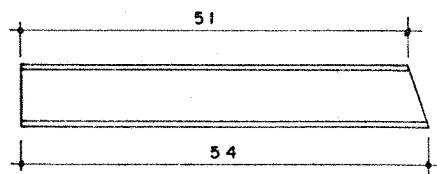
# EdL - S5 / EdL - S5A

(Armaduras e detalhes)



## EdL - S5

PERFIL U 3" (6,11 kg/m)



## EdL - S5A

PERFIL U 3" (6,11 kg/m)

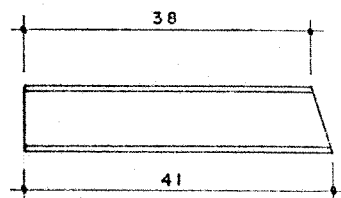


FIGURA II.4 - MODELOS S5 e S5A

EdL - S6 (Armaduras e detalhes)

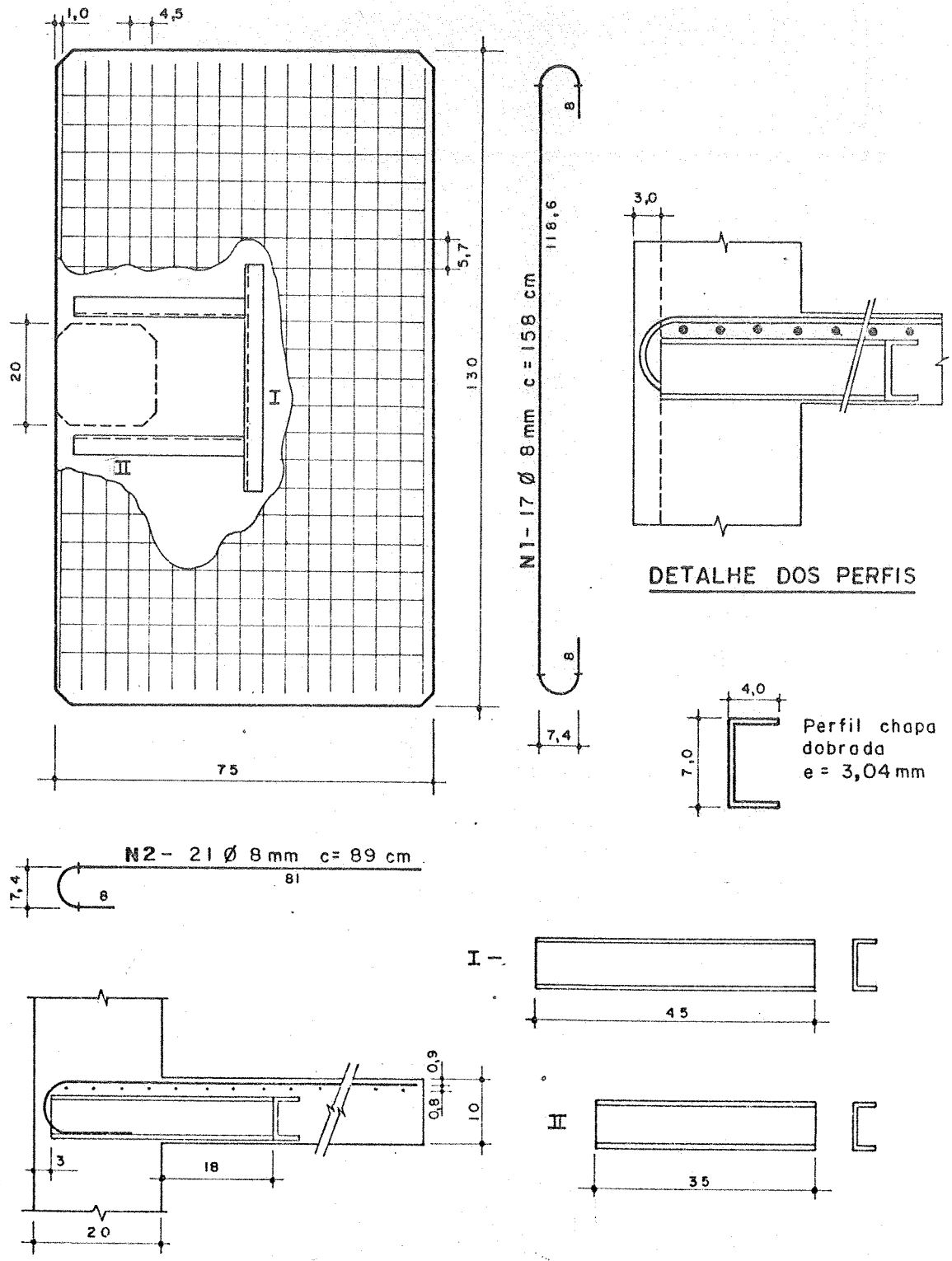


FIGURA II.5 - MODELO S6

A concepção inicial da disposição dos perfis, bem como suas dimensões baseia-se na idéia do deslocamento do cone de punção da face do pilar para a extremidade dos perfis e os estudos preliminares foram realizados basicamente na adaptação da formulação apresentada por HAWKINS (1974), descrita no item 1.2.4.1. deste trabalho.

Cientes de que a formulação apresentada pelo pesquisador, referido acima, para "shearheads" restringe-se aos casos de pilares interiores, sem transferência de momentos fletores das lajes para o pilar, utilizaram-se estas expressões, para os pilares de borda, como uma mera indicação para as dimensões a serem adotadas para os perfis.

A seguir, a título de ilustração, apresentam-se as considerações realizadas para a adaptação da formulação de HAWKINS (1974) para os pilares de borda que originou a série S5, S5A e S6.

A cortante última pode ser obtida pela expressão :

$$V_u = b_o d 4 \phi \sqrt{f'_c}$$

sendo:

- $b_o$  - perímetro crítico
- $d$  - altura útil da laje
- $\phi$  - fator de redução (0,85)  
unidades em libras e polegadas

Para efeito de cálculo do perímetro crítico, admitiu-se o indicado na FIGURA II.6, considerando a recomendação de que somente três quartos do comprimento de cada "braço" é eficiente e o perímetro crítico é obtido na seção média da laje.

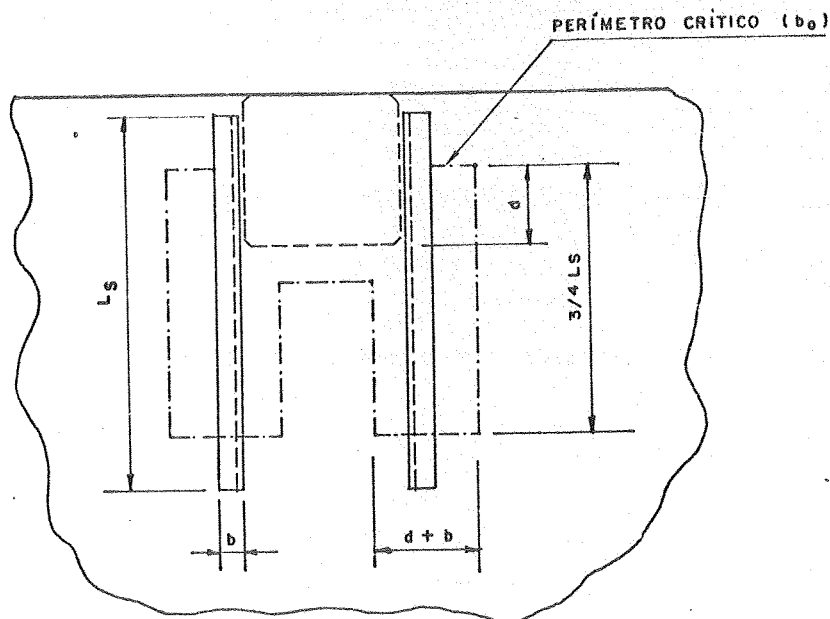


FIGURA II.6 - PERÍMETRO CRÍTICO ADOTADO PARA OS MODELOS S5, S5A e S6

Adotando-se os seguintes valores:

$$V_u = 15.000 \text{ daN}$$

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

$$b = 3,5 \text{ cm}$$

$$\phi = 0,85$$

$$f'_c = 300 \text{ daN/cm}^2$$

obtêm-se:

$$b_o = 120,5 \text{ cm}$$

$$\text{com } b_o \text{ sendo } 3 L_s + 2 b + c - 2d$$

$$\therefore L_s = 36,5 \text{ cm}$$

Baseado nos resultados obtidos acima e em outras considerações realizadas adotou-se para a série S5 um comprimento de 55 cm para os perfis, para a série S5A um comprimento de 41 cm e para a série S6 adotou-se 35 cm para os perfis perpendiculares a borda da laje.

A série S1 foi idealizada prevendo-se o deslocamento do cone de punção da borda inferior do pilar para a aba inferior do perfil disposto paralelo a borda da laje.

### 2.2.2 PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS E INSTRUMENTAÇÃO

Iniciavam-se os ensaios com a aplicação da carga sobre o pilar simulando assim a continuidade; a seguir, as etapas de carga sobre a laje eram aplicadas até a quinta etapa quando retirava-se o carregamento das lajes. Esse procedimento destina-se a acomodar o modelo e o pórtico de reação (escorvamento). Na sequência as etapas de carga eram aplicadas sucessivamente até a ruína do modelo.

Cada etapa de carga era realizada em períodos de cinco minutos e a leitura dos equipamentos de medida (defletômetros, extensômetros elétricos de resistência, cargas aplicadas) eram efetuadas após decorridos dois minutos do início da etapa correspondente, tempo este necessário para a distribuição e acomodação do carregamento aplicado sobre o modelo.

Os equipamentos utilizados para registro, controle e aplicação das cargas estão abaixo relacionados:

- Dinamômetros desenvolvidos no LE-EESC instrumentados com extensômetros elétricos de resistência para o controle das cargas aplicadas pelos macacos hidráulicos.

- Registrador X-Y da Hewlett Packard para controle das cargas aplicadas, duração de cada etapa e estabilização do carregamento.

- Indicador-amplificador Hottinger Baldwin Messtechnick modelo KWS/6A associado ao registrador X-Y.

- Extensômetros elétricos de resistência Kyowa com grades de 5 mm e 10 mm para as medidas de deformação nos perfis, concreto e armaduras.

- Indicador Transdutec T.832 para as leituras dos dinamômetros.

- Sistema de aquisição de dados da Hewlett Packard modelo 2012 para os modelos instrumentados, para o registro das deformações indicadas pelos extensômetros elétricos de resistência em fitas de papel perfurada

- Defletômetros mecânicos Huggenberger de sensibilidade 0.05 mm e curso de 50 mm para as medidas de deslocamentos transversais da laje

- Régua comparadora LNEC para a avaliação das aberturas das fissuras.

- Computador IBM 370 do Centro de Processamento de Dados da EESC, micro computador Itautec I-7000 do Departamento de Estruturas-EESC e micro computador Apple II cedido pelo Escritório Técnico José Roberto L. Andrade s/c Ltda, utilizados para decodificação dos resultados, elaboração das tabelas e edição do texto.

Os defletômetros, em número de onze, foram dispostos em três linhas básicas sendo a primeira paralela à borda; a segunda numa diagonal inclinada  $45^\circ$  em relação ao eixo do pilar e a terceira, no eixo central da laje perpendicular à borda, com os pontos de leitura distando respectivamente 5 cm, 20 cm e 35 cm da face do pilar e os dois defletômetros restantes foram fixados na borda e na diagonal oposta e distantes 35 cm da face do pilar. A FIGURA II.7 esquematiza o posicionamento dos defletômetros.



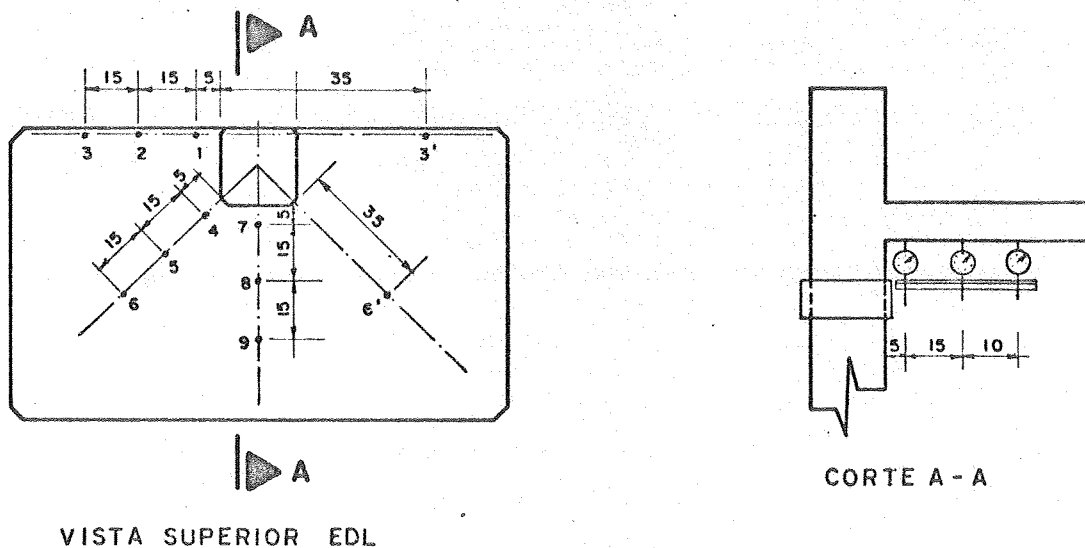


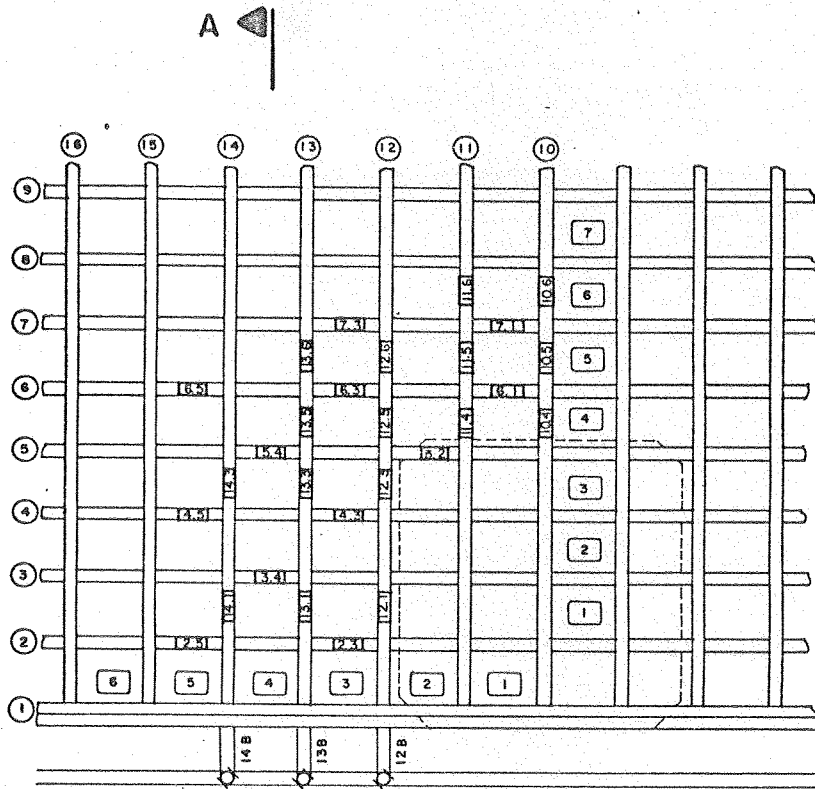
FIGURA II.7- POSICIONAMENTO DOS DEFLETÔMETROS

As armaduras de flexão foram instrumentadas com extensômetros elétricos de resistência no último modelo das séries ATO, S5A e S6, prática já utilizada anteriormente no Laboratório de Estruturas após a constatação da uniformidade dos resultados, proporcionando uma redução no número de extensômetros elétricos de resistência a serem utilizados.

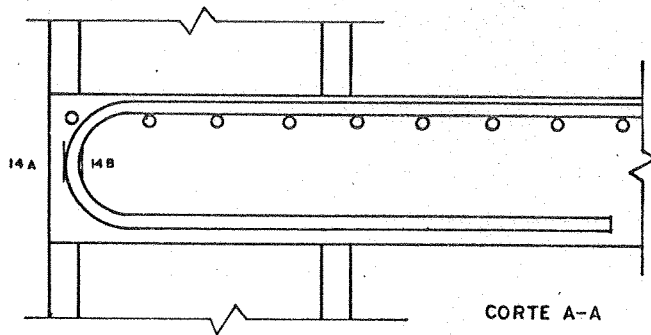
A FIGURA II.8 esquematiza a distribuição dos extensômetros elétricos de resistência na armadura de flexão, ressaltando-se que devido a simetria geométrica dos modelos e da carga aplicada utilizou-se uma instrumentação abundante em uma metade do modelo.

A instrumentação dos perfis está esquematizada na FIGURA II.9. Foram utilizados três extensômetros elétricos por ponto dispostos nas abas comprimida e tracionada paralelamente a borda do perfil e uma roseta posicionada na alma sobre o eixo de simetria.

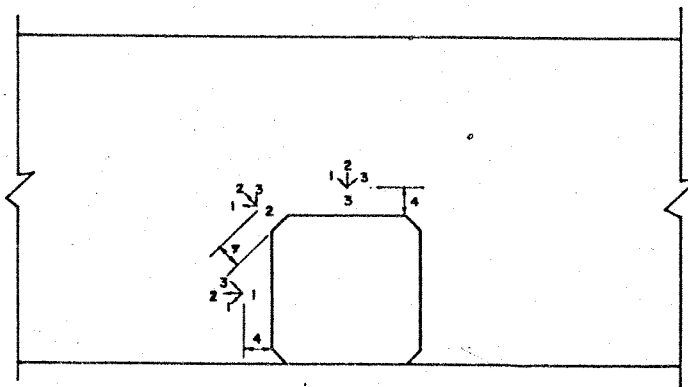
A face inferior das lajes foi instrumentada com extensômetros elétricos de resistência, tipo roseta, somente nas proximidades do pilar e a FIGURA II-8 esquematiza o posicionamento desses extensômetros.



A a) Armadura de flexão



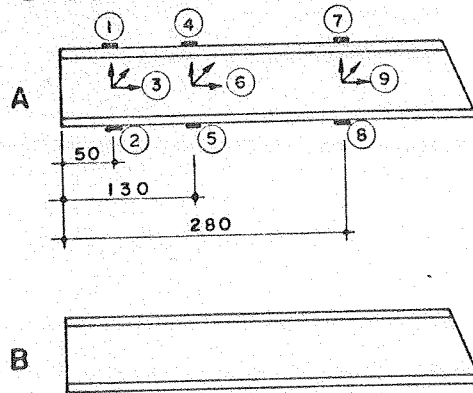
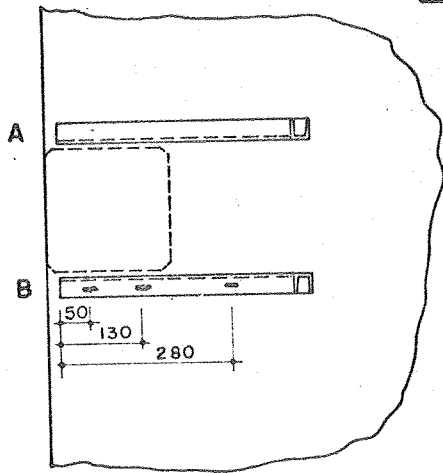
b) Ganchos



c) Concreto

FIGURA II.8 - POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA

### EdL - S5A



### EdL - S6

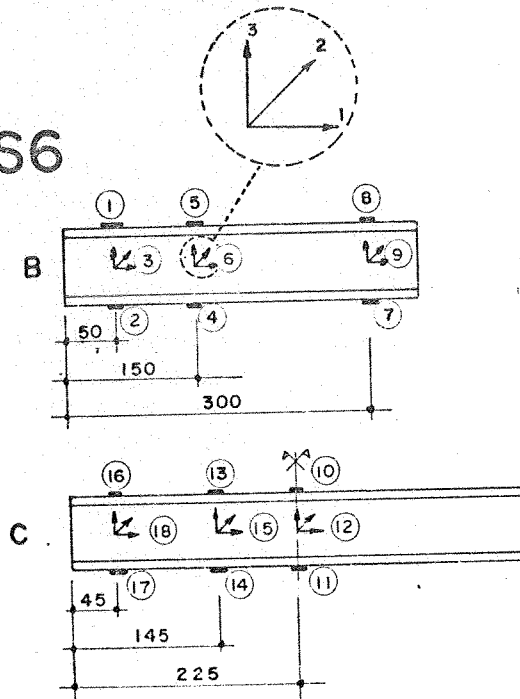
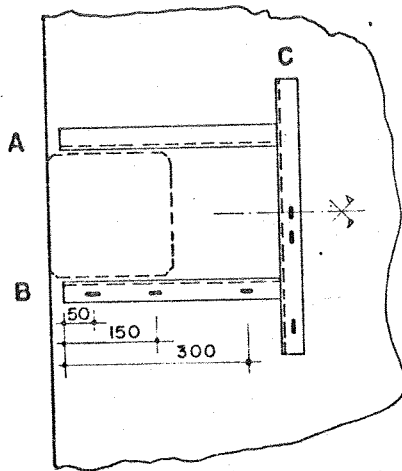


FIGURA II. 9 - POSICIONAMENTO DOS EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA NOS PERFIS METÁLICOS.

## 2.3. MATERIAIS UTILIZADOS

## 2.3.1. CONCRETO

O traço do concreto utilizado , 1:1,75:2,65 e a relação água / cimento igual a 0,42 foi o mesmo já empregado nas pesquisas anteriores prevendo-se um  $f_{ck}$  de 300 daN/cm\*\*2 .

Materiais utilizados:

- areia :obtida em porto de areia do rio Mogi Guaçu nas proximidades de São Carlos que apresentou a distribuição granulométrica abaixo descrita.

Distribuição Granulométrica da Areia

Peneira (mm)	Porcentagem Retida	Porcentagem Acumulada
9,5	0	0
6,3	2	2
4,8	1	3
2,4	3	6
1,2	6	12
0,6	25	37
0,3	34	71
0,15	27	98
Resíduo	2	100

-Brita : pedras 1 e 2 proveniente de pedreiras da região de São Carlos

-Cimento : Portland classe CP320

A concretagem dos modelos foi realizada em duas etapas sendo a mistura realizada em betoneira de eixo inclinado e o adensamento , com vibrador de agulha com diâmetro de 2,5 cm.

Em cada etapa de concretagem foram moldados seis corpos de prova cilíndricos com altura de 30 cm e diâmetro de 15 cm.

Os corpos de prova de cada concretagem foram ensaiados da seguinte forma: três corpos de prova a compressão simples e os outros três a compressão diametral , objetivando determinar a resistência do concreto a compressão e a tração .

Um corpo de prova de cada etapa de concretagem, ensaiado a compressão foi instrumentado com extensômetros elétricos de resistência (dois extensômetros dispostos diametralmente opostos) para a obtenção da curva tensão x deformação .

Utilizou-se para os ensaios dos corpos de prova uma prensa Soiltest modelo CT 710 com capacidade de 120 tf acionada manualmente.

### 2.3.2 ARMADURA DE FLEXÃO

Utilizaram-se barras de aço CA-50A com bitola nominal de 8 mm , adotando-se a massa específica do aço de 7,85 g/cm<sup>3</sup> obteve-se , através de pesagem de segmentos dessas barras, uma área média da seção transversal de  $A_s=0,448 \text{ cm}^2$ .

Cinco corpos de prova foram retirados com comprimentos médios de 20 cm , e ensaiados a tração sendo que em cada modelo foram colados dois extensômetros elétricos de resistência, diametralmente opostos , e efetuadas as medidas de deformação em etapas de carga de 250 daN.

## 2.3.3 PERFIS

Utilizaram-se perfis laminados tipo U 3" (6.11 kgf/m) com tensão de escoamento  $f_{yk} = 2500 \text{ daN/cm}^2$  e perfis em chapa dobrada com espessura de 3,04 mm, altura de 70 mm e abas de 40 mm em aço SAE 1010 com tensão de escoamento  $f_{yk} = 1830 \text{ daN/cm}^2$ .

## CAPÍTULO 3

## 3. RESULTADOS DOS ENSAIOS

## 3.1. MATERIAIS

## 3.1.1. CONCRETO

A resistência do concreto a compressão e a tração foram obtidos através de ensaios de corpos de prova cilíndricos (altura 30 cm e diâmetro 15 cm) em número de seis exemplares a compressão simples e seis a compressão diametral que através da expressão R.12.12. do CEB/72 possibilita a obtenção da resistência a tração do concreto.

Nos ensaios a compressão, dois corpos de prova de cada modelo foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência, possibilitando medidas de deformações (a carga de ensaio foi aplicada em etapas de 5000 daN); os resultados obtidos estão apresentados sob a forma de gráficos (tensão no corpo de prova x deformação) nas folhas subsequentes e os pontos obtidos nas várias etapas foram ajustados por uma parábola do segundo grau.

Apresentam-se também nesses gráficos, os módulos de elasticidade tangente na origem.

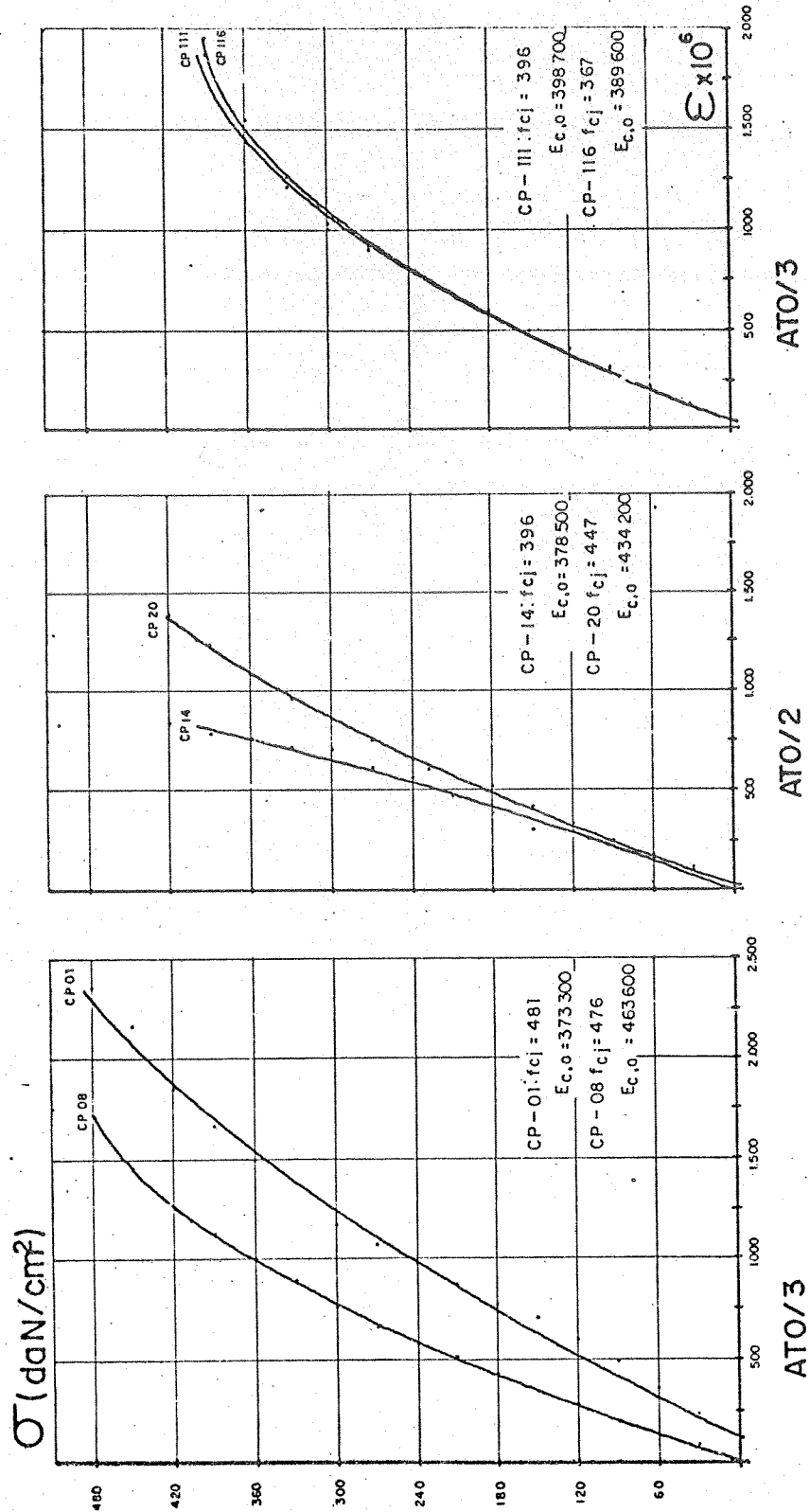
Os corpos de prova foram ensaiados com 28 dias e na TABELA III.1 apresentam-se os valores obtidos da resistência do concreto, a tração e a compressão, de todos os corpos de prova.

TABELA III.1: Resistência dos corpos de prova dos vários modelos ensaiados

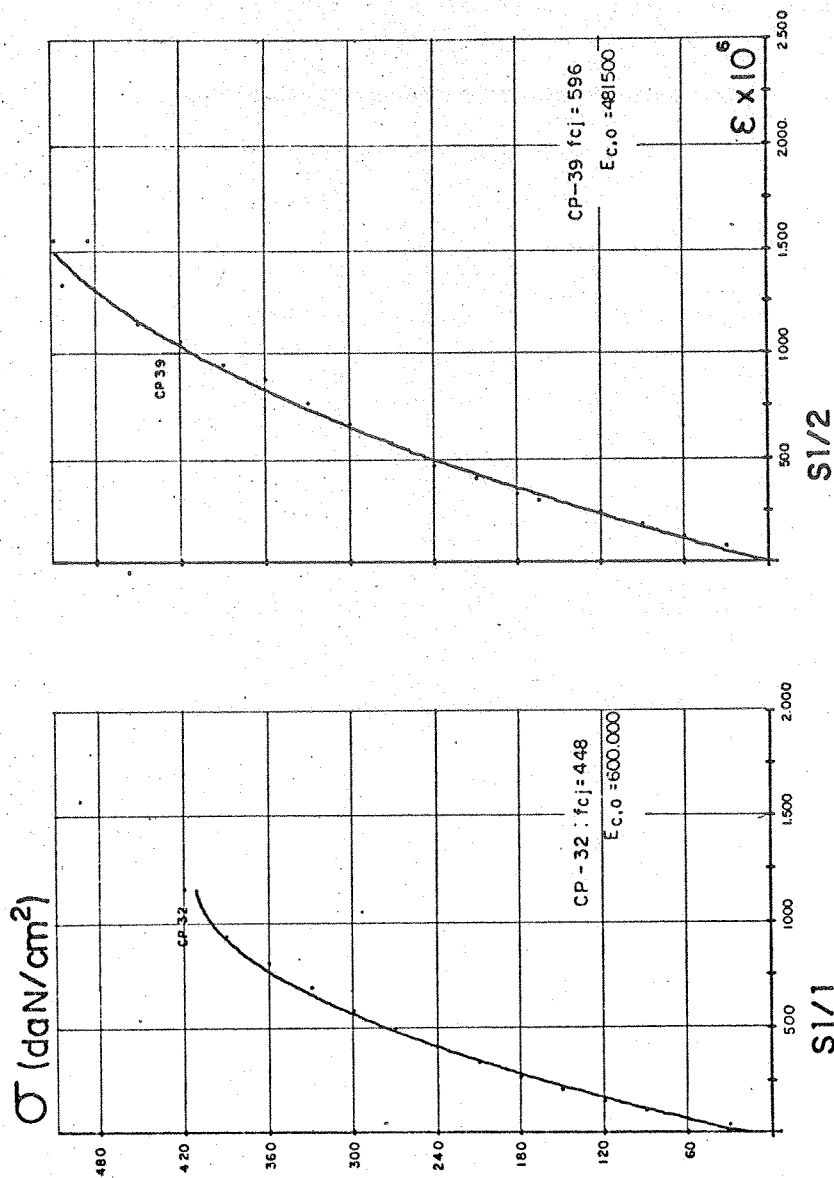
MODELO	$f_{cj}$	(DaN/cm**2)	$\bar{f}_{cj}$	$f_{tj}$	(DaN/cm**2)	$\bar{f}_{tj}$	(DaN/cm**2)
ATO-1	481 - 526 - 374 - 475 - 476 - 458	465	37 - 37 - 36 - 39 - 37 - 36	37			
ATO-2	427 - 396 - 477 - 443 - 447 - 436	437	39 - 34 - 35 - 34 - 37 - 33	35			
ATO-3	481 - 452 - 396 - 367 - 424 - 452	428	40 - 36 - 36 - 37 - 35 - 35	36			
S1-1	497 - 447 - 473 - 469 - 448 - 458	465	33 - 41 - 36 - 33 - 24 - 33	33			
S1-2	611 - 610 - 596 - 616 - 571 - 503	584	41 - 40 - 40 - 40 - 37 - 34	38			
S5-1	464 - 486 - 372 - 458 - 368 - 368	419	42 - 40 - 39 - 37 - 37 - 37	38			
S5A-2	401 - 390 - * - 368 - 368 - 340	373	42 - 42 - 39 - 39 - 37 - 36	39			
S5A-3	464 - 320 - 430 - 396 - 396 - 424	405	31 - 39 - 33 - 41 - 41 - 37	37			
* S6-1	328 - 270 - 270 - 290 - 275 - 270	283	34 - 34 - 30 - 35 - 33 - 33	33			
S6-2	390 - 390 - 396 - 379 - 312 - 379	374	27 - 33 - 28 - 37 - 33 - 35	32			
S6-3	340 - 329 - 362 - 362 - 295 - 328	336	40 - 35 - 30 - 31 - 30 - 30	33			

NOTA \* : Estes resultados foram prejudicados , provavelmente pela má qualidade do cimento empregado

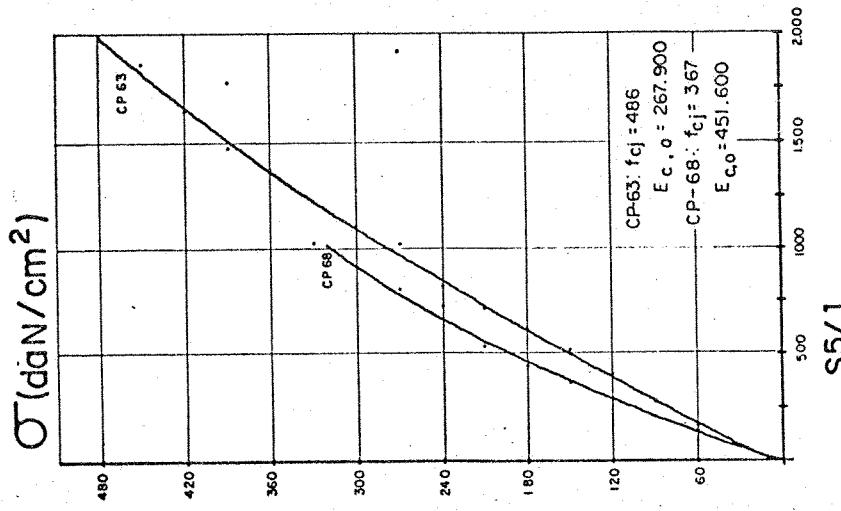
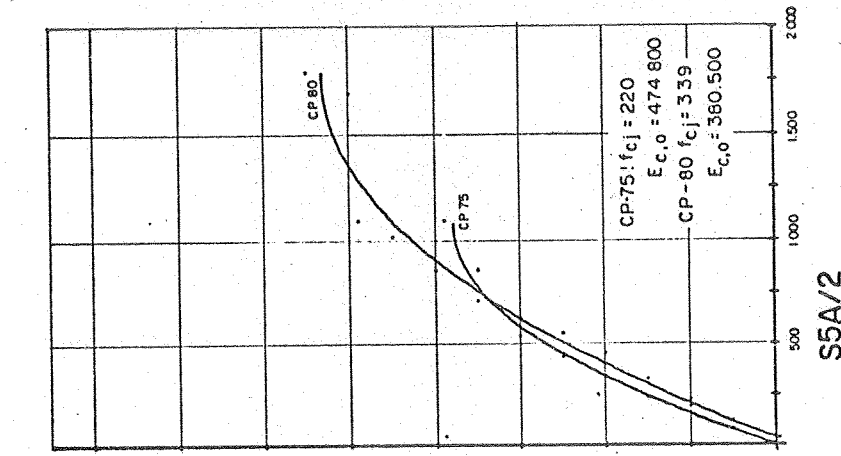
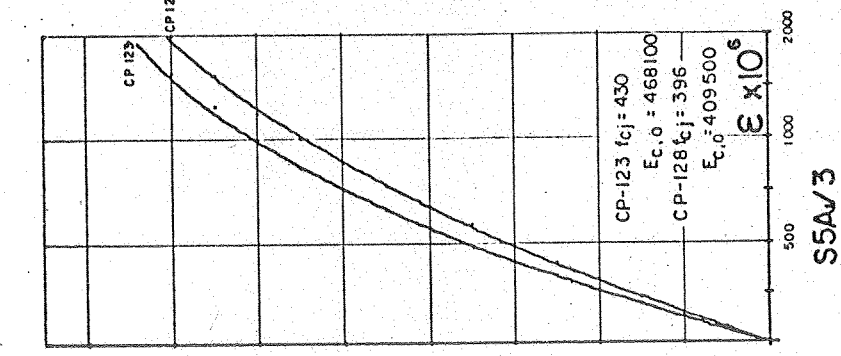




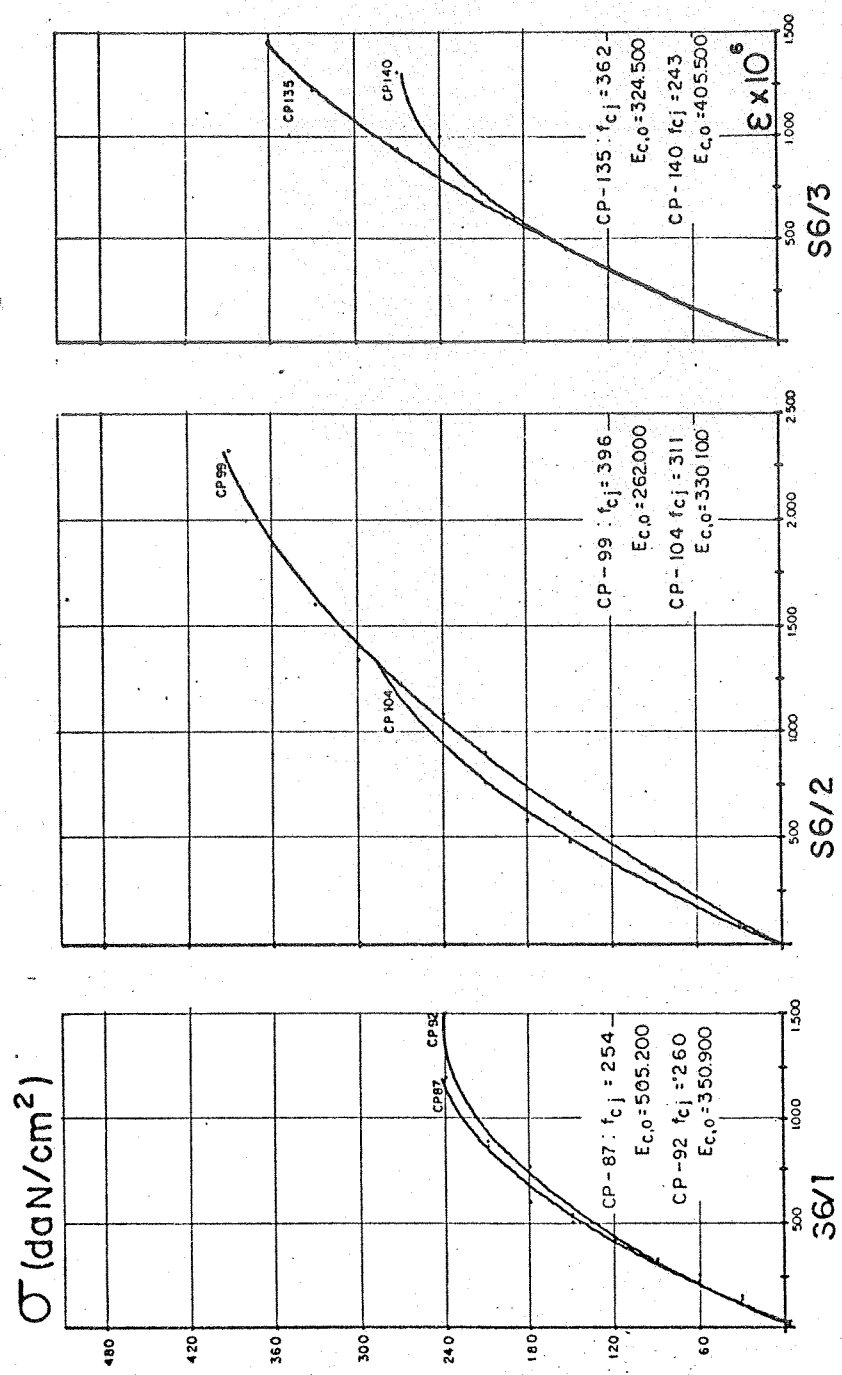
CORPOS DE PROVA - CONCRETO



CORPOS DE PROVA - CONCRETO



CORPOS DE PROVA - CONCRETO



CORPOS DE PROVA - CONCRETO

3.1.2 AÇO

Da armadura de flexão constituída de barras de diâmetro nominal de 8 mm em aço CA-50A foram extraídos cinco corpos de prova com comprimentos de 20 cm, instrumentados com extensômetros elétricos de resistência e ensaiados a tração.

O início do escoamento do aço foi observado com deformações da ordem de  $2500 / 10^{**6}$  e na tabela abaixo apresenta-se as tensões de ruptura dos corpos de prova.

Tensão de ruptura dos corpos de prova da armadura de flexão

	CP-1	CP-2	CP-3	CP-4	CP-5
tensão de ruptura	7920	7990	8100	8520	7950
daN/cm**2					

No GRÁFICO da folha seguinte encontram-se as deformações, na fase linear, dos cinco corpos de prova e o módulo de elasticidade obtido através de regressão linear dos resultados.

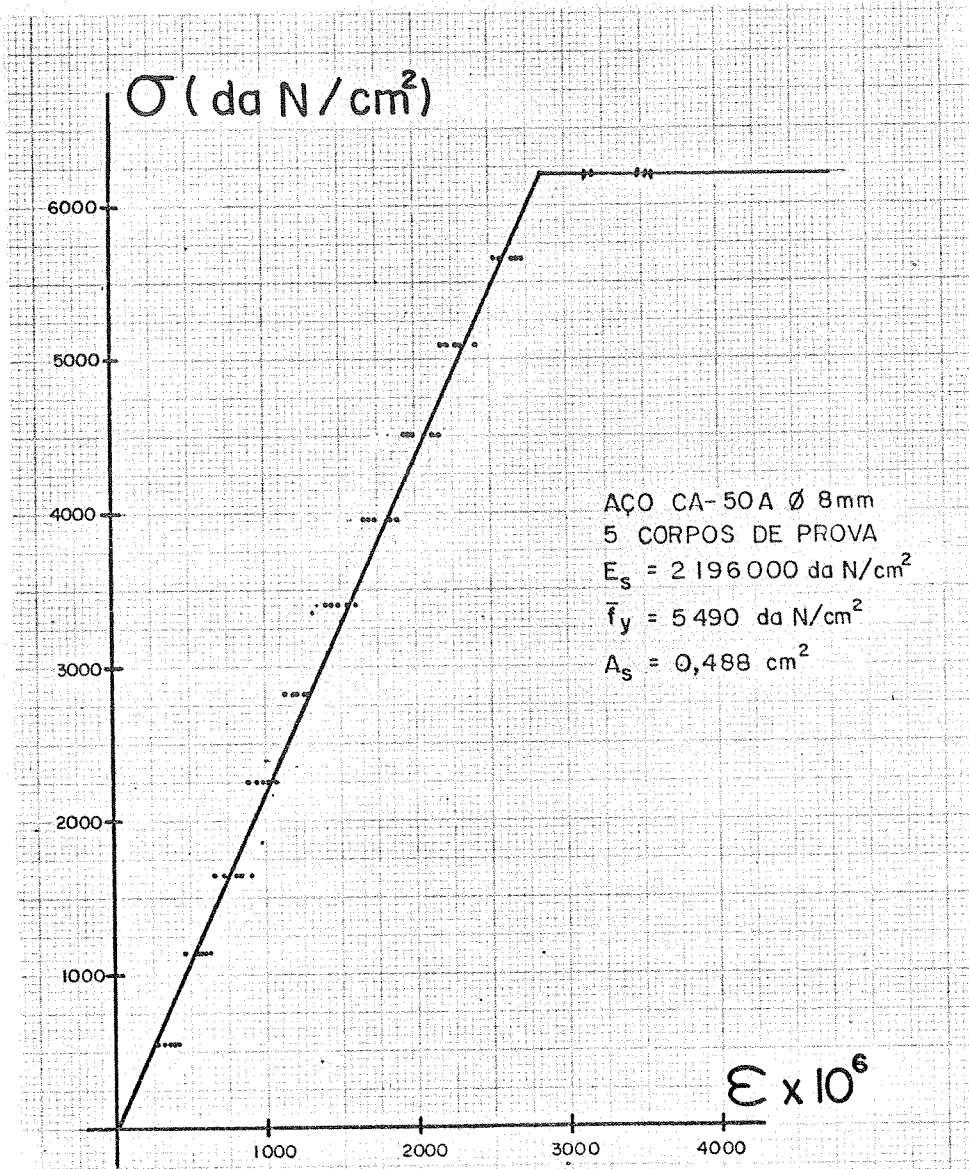


GRÁFICO TENSÃO x DEFORMAÇÃO - CORPOS DE PROVA  
ARMADURA DE FLEXÃO

### 3.2 -OS ELEMENTOS DE LAJES

#### 3.2.1-Resultados dos ensaios

Neste item apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios dos modelos sendo a cortante, em cada etapa, considerada a resultante da soma das cargas dos dois macacos hidráulicos, ressaltando-se que a análise destes resultados será desenvolvida no CAPÍTULO IV deste trabalho.

Na TABELA III.2 encontram-se as cortantes últimas obtidas nos vários ensaios realizados.

TABELA III.2: Cortantes Últimas Obtidas (daN)

	ATO	S1	S5	S6
Modelo 1	11517	6573	7888	5786
Modelo 2	11783	8255	7516	5995
Modelo 3	10991	-	7835	6256

3.2.2 CORTANTE ÚLTIMA DOS MODELOS

Na TABELA III.3 apresenta-se um resumo das principais características dos modelos ensaiados às respectivas cortantes últimas obtidas ( $V_{u,obs}$ ) e as resistências médias a tração e compressão do concreto de cada modelo.

Na FIGURA III.1 apresenta-se uma representação gráfica das cortantes últimas de todos os modelos ensaiados.

TABELA III.3: Características principais dos modelos ensaiados e cortante última observada

Modelo	Tipo e disposição perfis	Comprimento do perfil principal (cm)	$\bar{f}_c,28$ (daN/cm**2)	$\bar{f}_t,28$ (daN/cm**2)	$V_u$ (daN)	$\bar{V}_u$ (daN)
AT0-1		-	465	37	11517	
AT0-2	nenhum	-	437	35	11783	11430
AT0-3		-	428	36	10991	
S1-1	- U3" (6,11 kgf/m) - perfis paralelos a borda da laje	69	465	33	6573	7414
S1-2		69	584	38	8255	
S5-1	- U3" (6,11 kgf/m) - perfis perpendiculars à borda da laje	54	419	38	7888	
S5A-2		41	373	39	7516	7746
S5A-3		41	405	37	7835	
S6-1	- U 70x40x3,04 - perfis soldados paralelos e perpendiculars à borda da laje	45	283	33	5786	
S6-2		45	374	32	5995	6012
S6-3		45	336	33	6256	



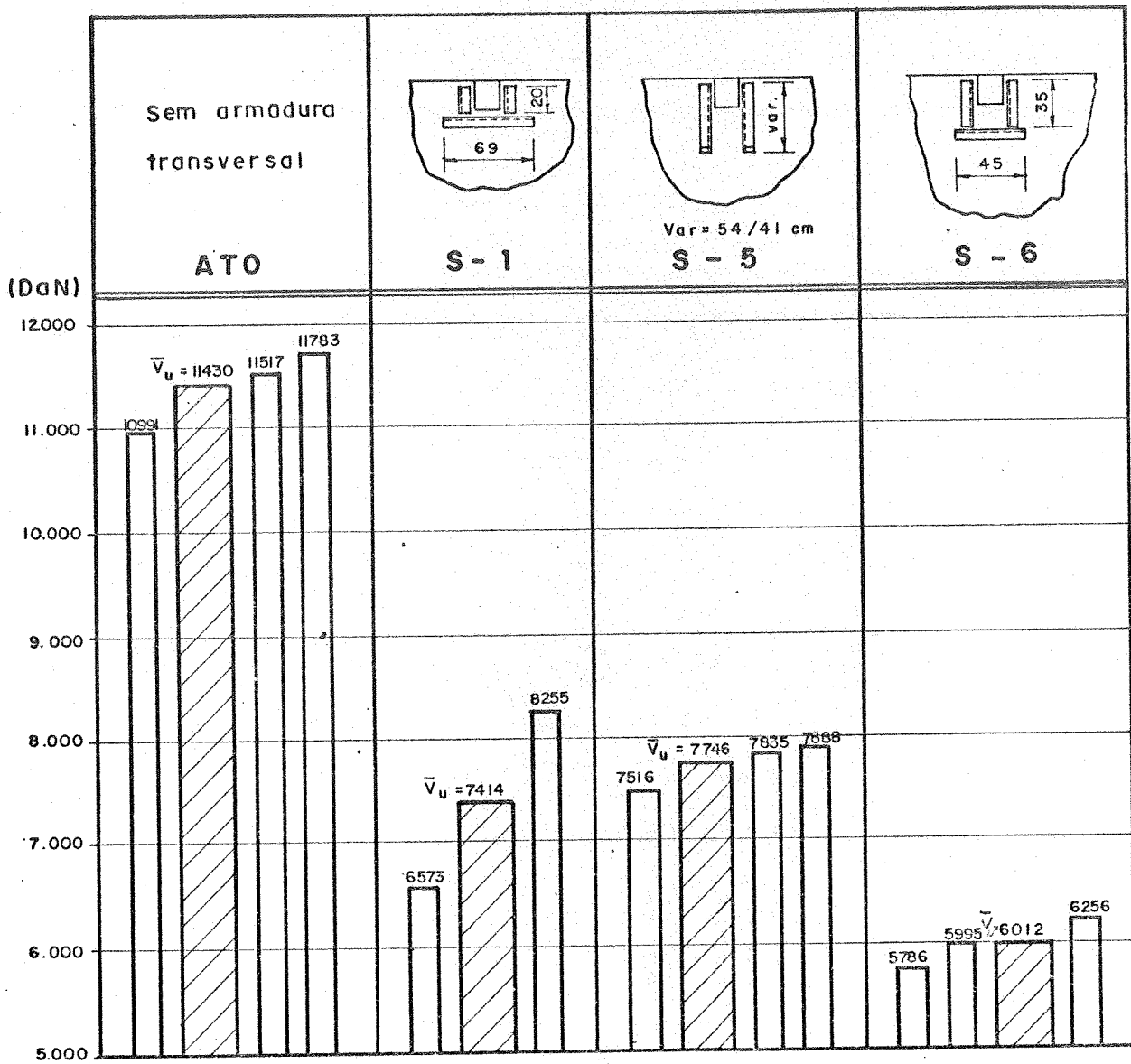


FIGURA III 1 - CORTANTE ÚLTIMA DOS VÁRIOS ENSAIOS REALIZADOS

## 3.2.3- FISSURAÇÃO

A sequência de fotografias apresentada na FOTO 1, indica o caminhamento das fissuras em várias etapas de carga de um modelo da serie ATO, proporcionando uma avaliação do caminhamento destas fissuras.

Todas as fissuras, observadas durante o transcorrer do ensaio, são anotadas e identificadas por um número que indica a etapa do carregamento em que foram observadas.

As aberturas máximas das fissuras ( $w_{máx}$ ) na face superior e na face lateral da laje estão apresentadas nas TABELAS III-4 a III-7 que indicam os valores das maiores fissuras em várias etapas, sendo interessante ressaltar que estas leituras foram obtidas através de uma régua comparadora.

Na FIGURA III-2 está esquematizado um modelo onde apresenta-se a nomenclatura utilizada para identificar as faces da laje consideradas (ex: FLD-face lateral direita).

As configurações da fissuração na ruína dos vários modelos estão apresentadas nas FOTOS 2 a 12, nas quais podem ser observadas uma vista superior e uma vista lateral dos modelos.

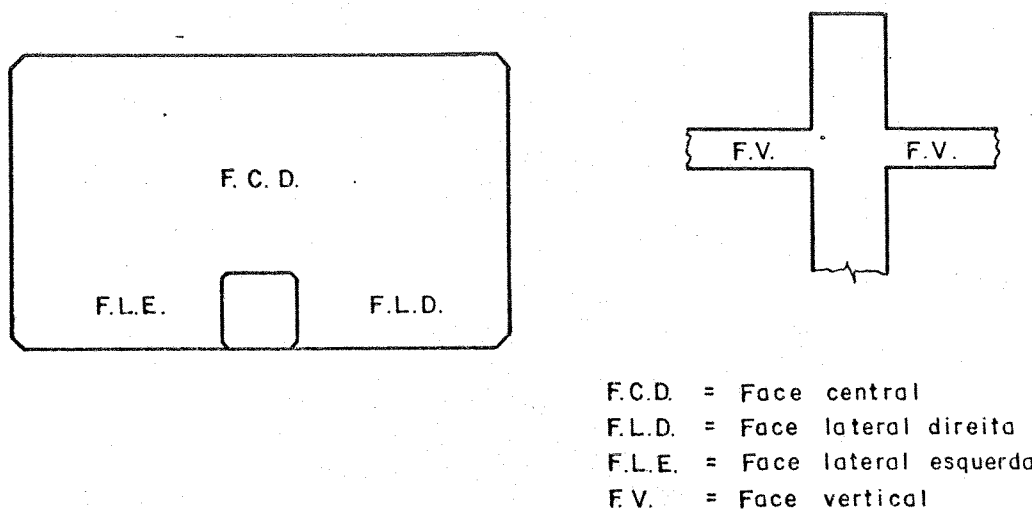


FIGURA III.2 - IDENTIFICAÇÃO DAS FACES DO MODELO.

TABELA III-4: Medidas médias das máximas aberturas de fissuras série ATO

ETAPA	CARGA daN	MODELO- série ATO (mm)			
		FLD	FC	FLE	FV
3	1680	--	--	--	--
6	3430	0,05	0,05	0,05	--
9	4980	0,05	0,075	0,05	--
12	6500	0,075	0,15	0,05	0,05
15	8010	0,15	0,25	0,15	0,05
18	8630	0,25	0,35	0,30	0,10
21	11240	0,35	0,45	0,40	0,20

TABELA III-5: Medidas médias das máximas aberturas de fissuras serie S1

ETAPA	CARGA daN	MODELO- série S1 (mm)			
		FLD	FC	FLE	FV
3	1500	--	--	--	--
6	3100	--	0,05	--	--
9	4680	0,05	0,10	0,05	--
12	6200	0,075	0,15	0,05	0,05
15	7720	0,35	0,40	0,25	0,10

TABELA III-6 Medidas médias das máximas aberturas de fissuras serie S5

ETAPA	CARGA daN	MODELO-série S5 (mm)			
		FLD	FC	FLE	FV
3	1600	--	--	--	--
6	3130	--	--	--	--
9	4680	--	0,05	--	--
12	6150	0,075	0,15	0,05	0,05
15	7670	0,25	0,45	0,35	0,15

TABELA III-7 Medidas médias das máximas aberturas de fissuras serie S6

ETAPA	CARGA daN	MODELO-série S6 (mm)			
		FLD	FC	FLE	FV
3	1560	--	--	--	--
6	3100	--	--	--	--
8	4120	0,05	0,05	--	--
10	5100	0,05	0,075	0,05	0,05
12	5890	0,30	0,45	0,25	0,05

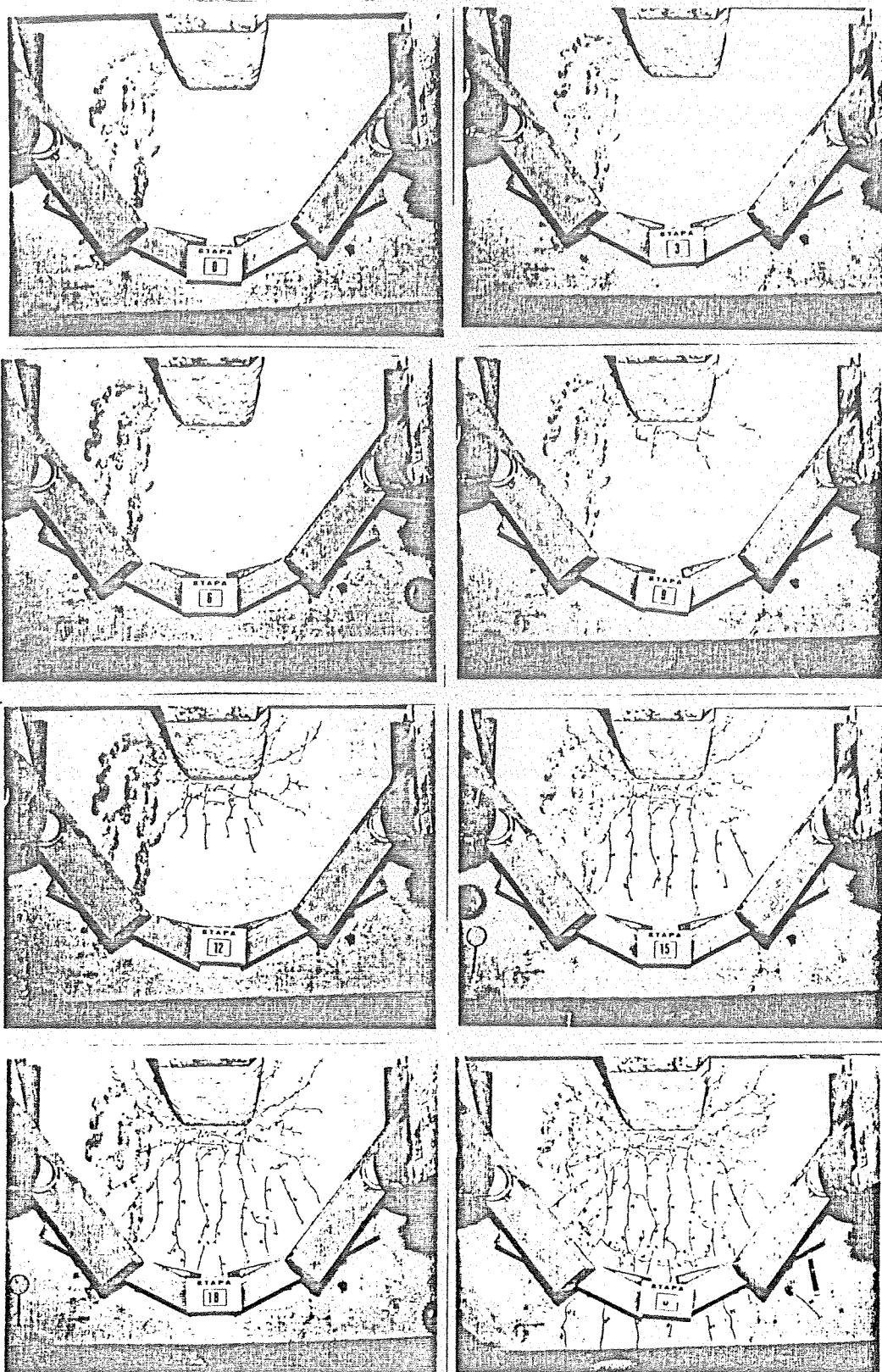


FOTO 1 - SEQUÊNCIA DO CAMINHAMENTO DE FISSURAS NO MODELO AT0

FOTO 2.A - FACE SUPERIOR

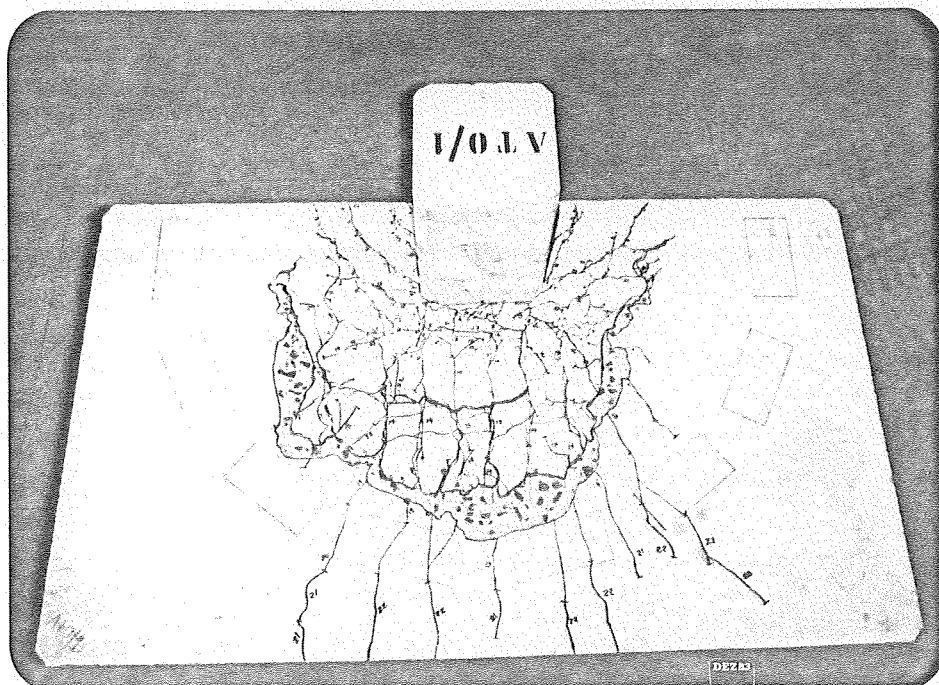


FOTO 2.B - FACE LATERAL



FOTOS 2 A/B - MODELO AT0/1

FOTO 3.A - FACE SUPERIOR

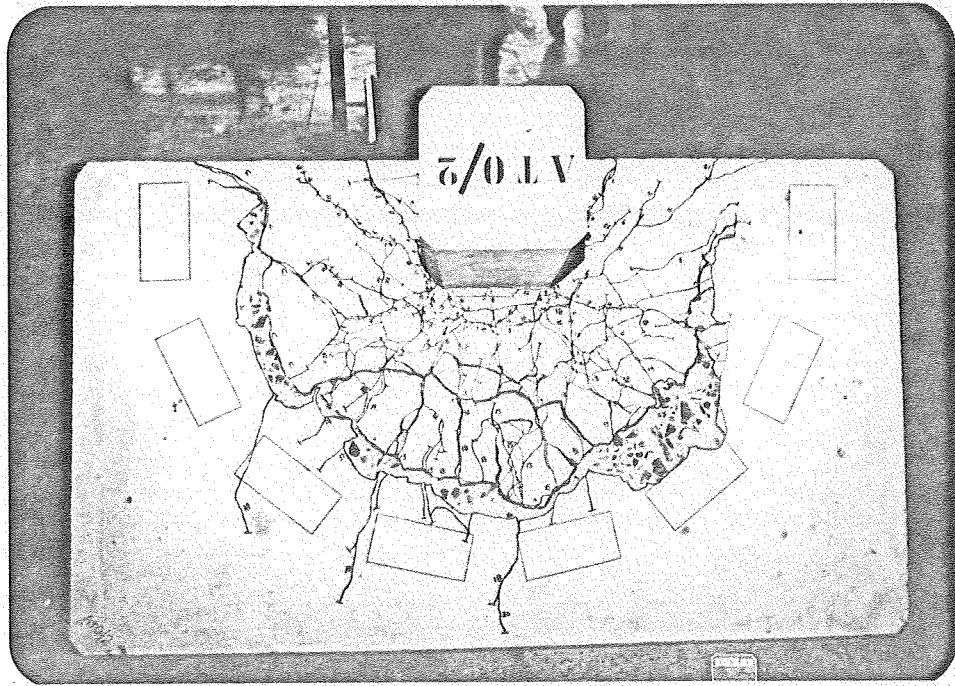
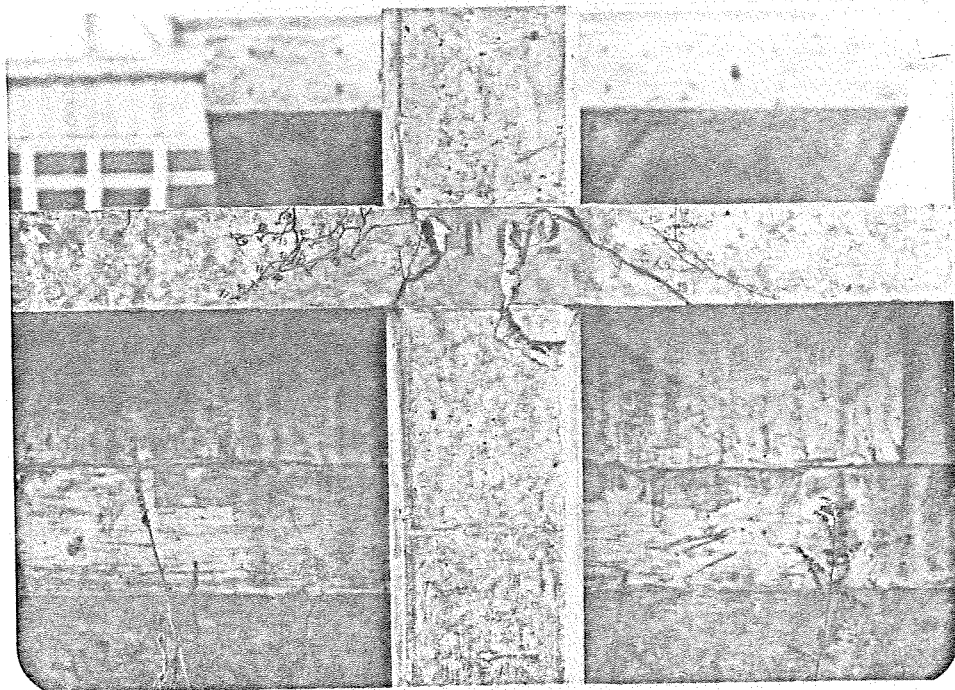


FOTO 3.B - FACE LATERAL



FOTOS 3.A/B - MODELO ATO/2

FOTO 4.A - FACE SUPERIOR

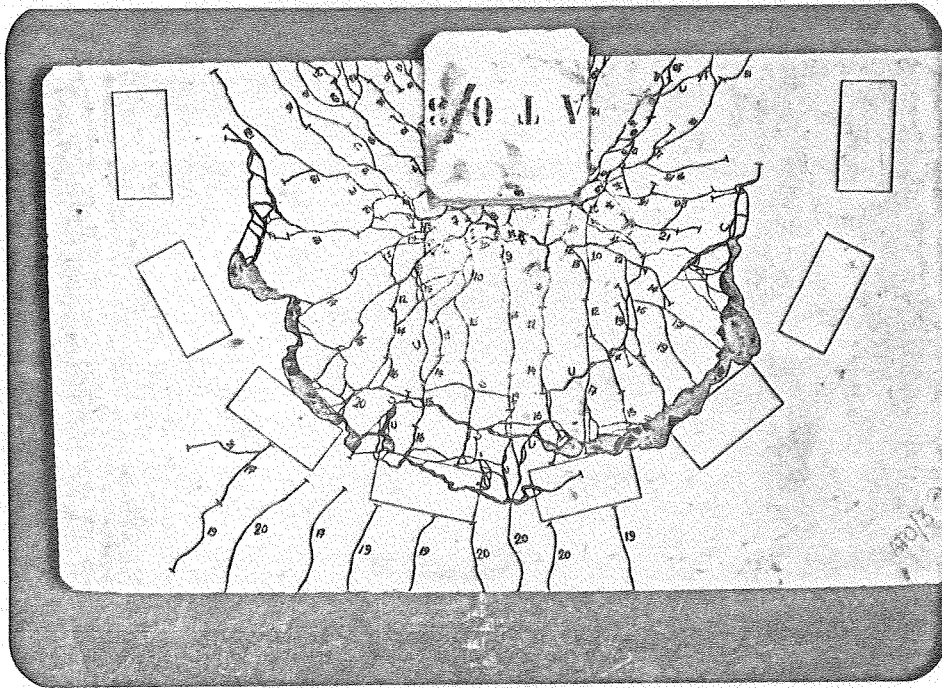
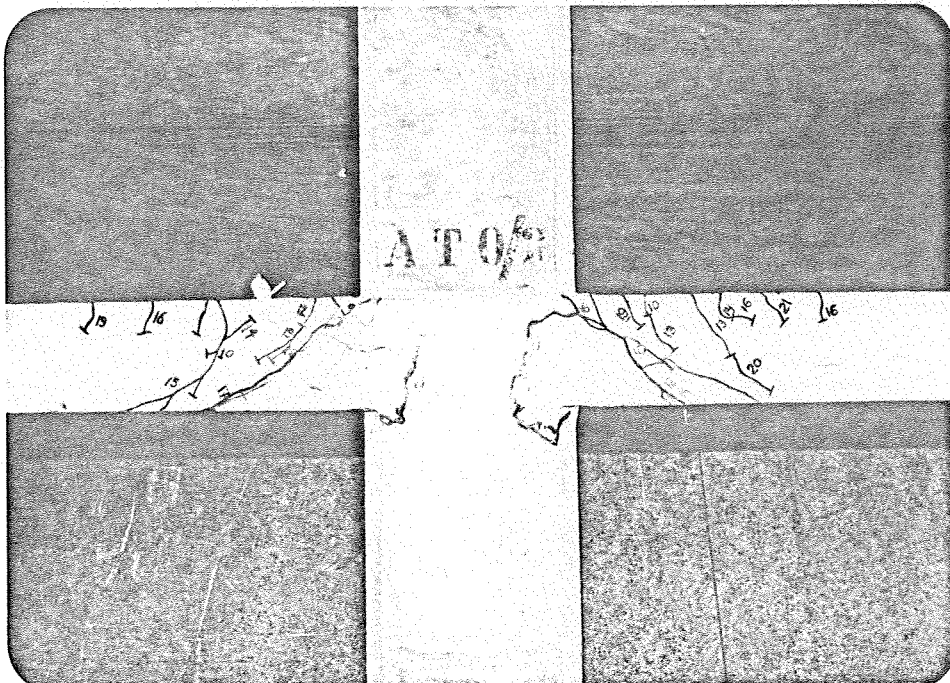


FOTO 4.B - FACE LATERAL



FOTOS 4.A/B - MODELO ATO/3



FOTO 5.A - FACE SUPERIOR

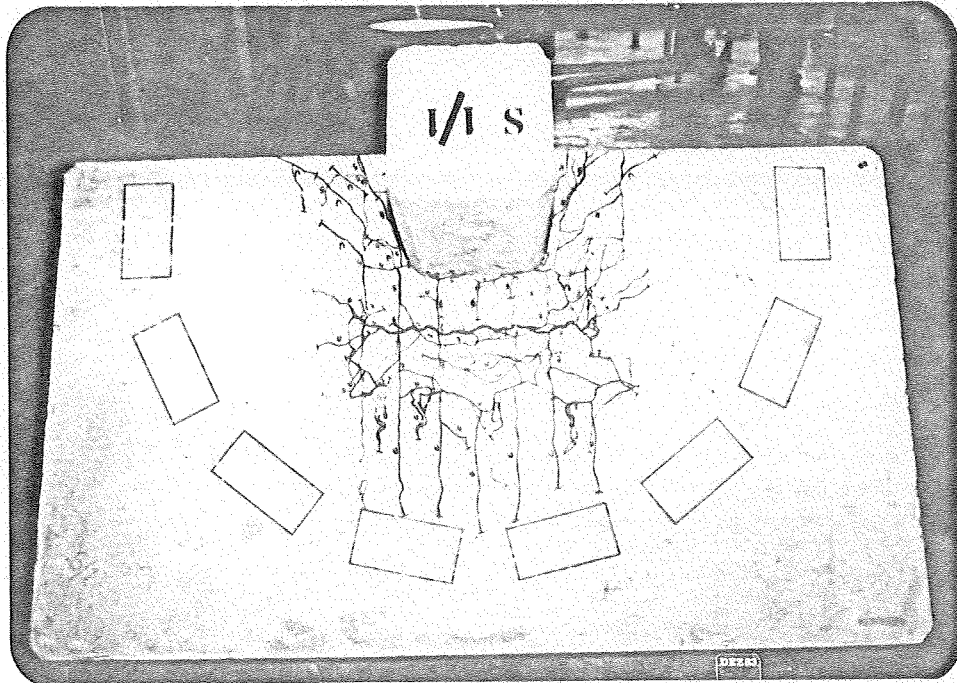
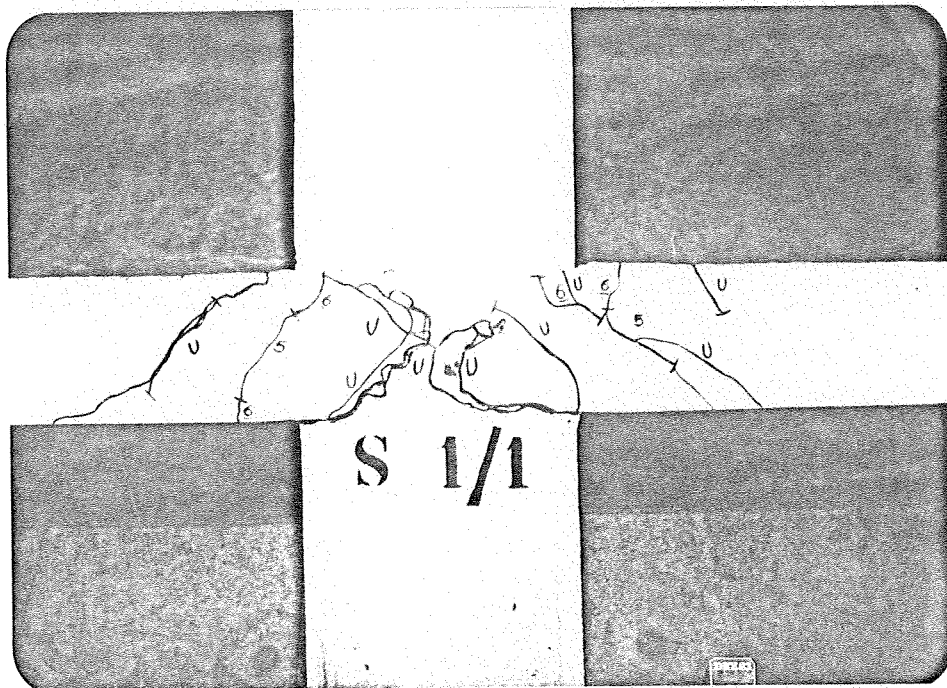


FOTO 5.B - FACE LATERAL



FOTOS 5.A/B - MODELO S1/1

FOTO 6.A - FACE SUPERIOR

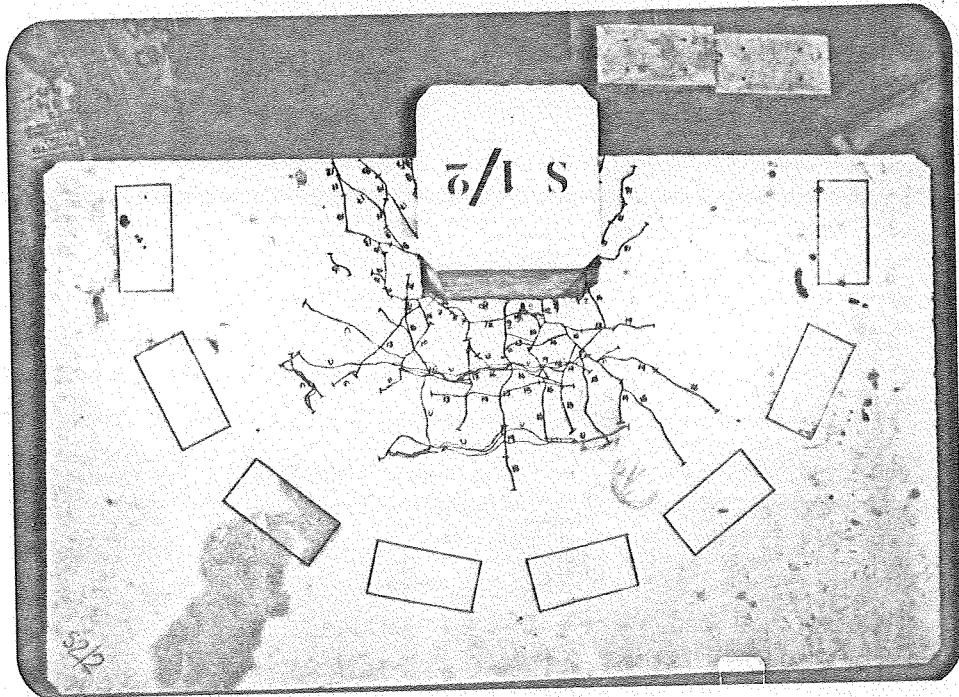
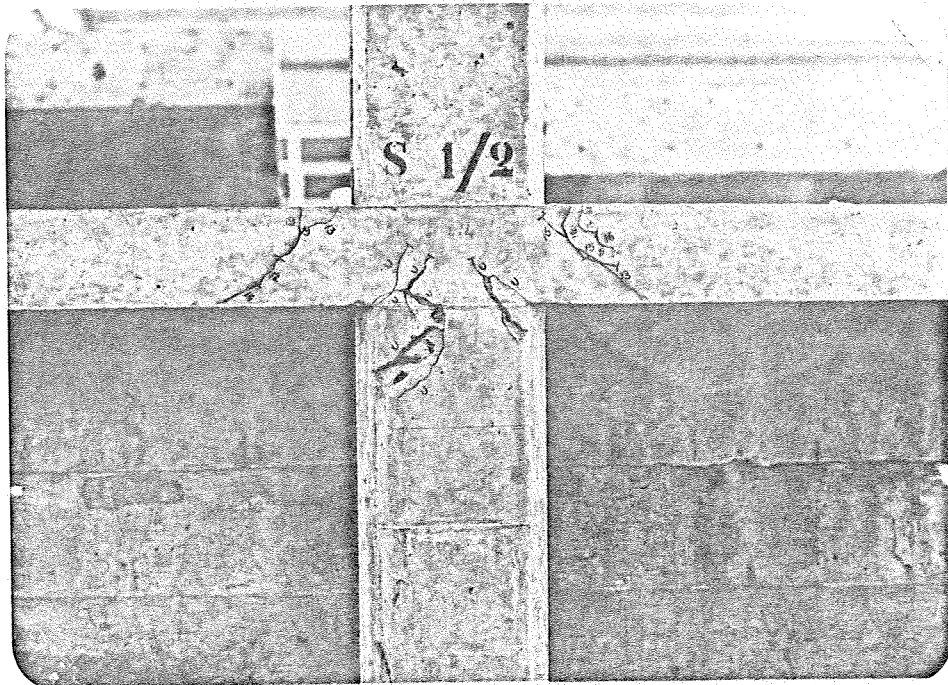


FOTO 6.B - FACE LATERAL



FOTOS 6.A/B - MODELO S1/2

FOTO 7.A - FACE SUPERIOR

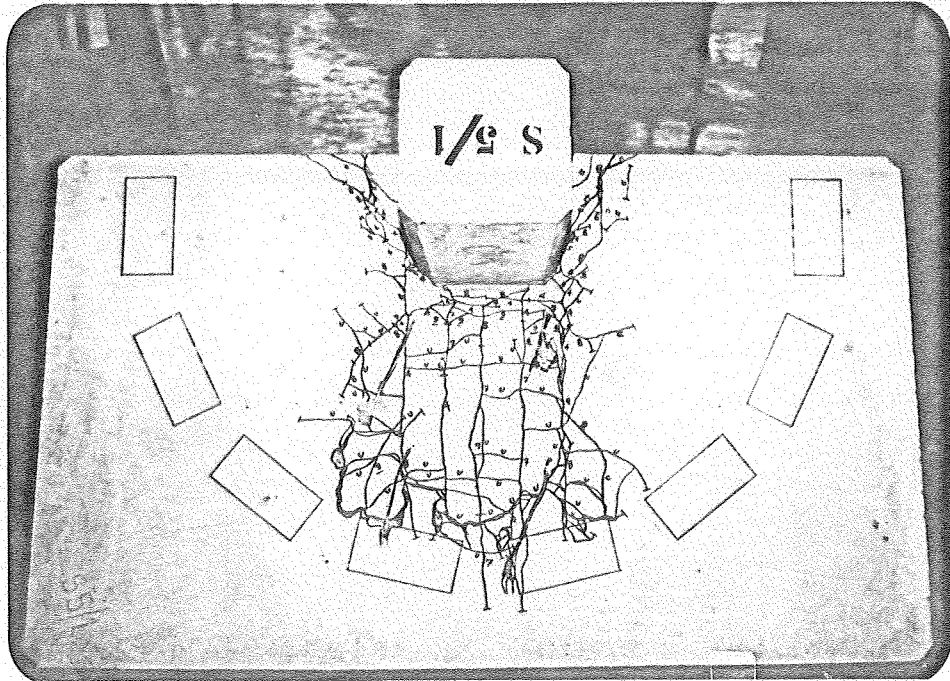
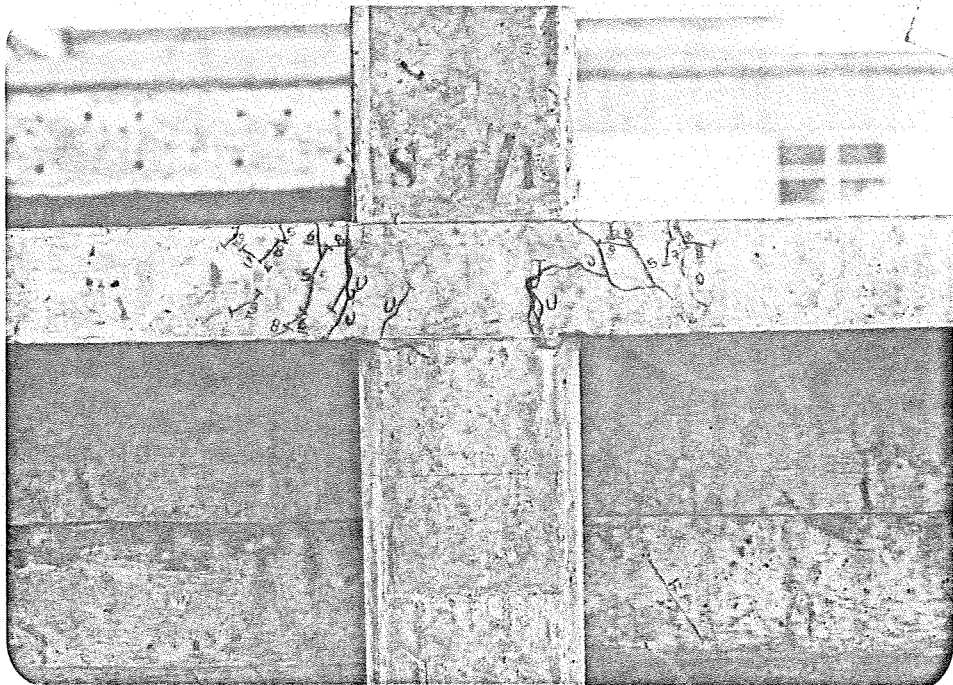


FOTO 7.B - FACE LATERAL



FOTOS 7.A/B - MODELO S5/1

FOTO 8.A - FACE SUPERIOR

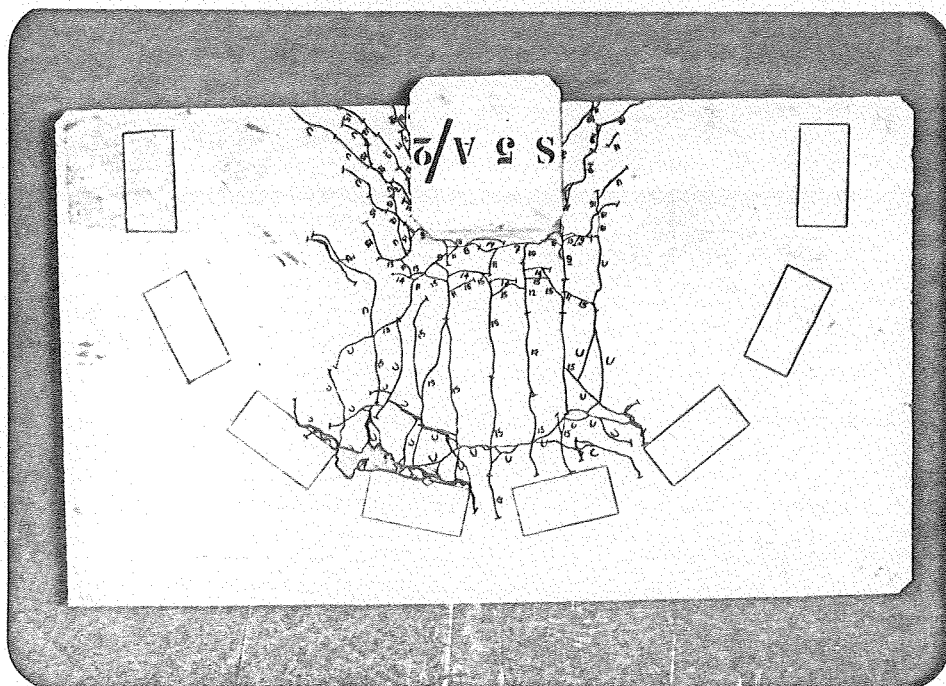
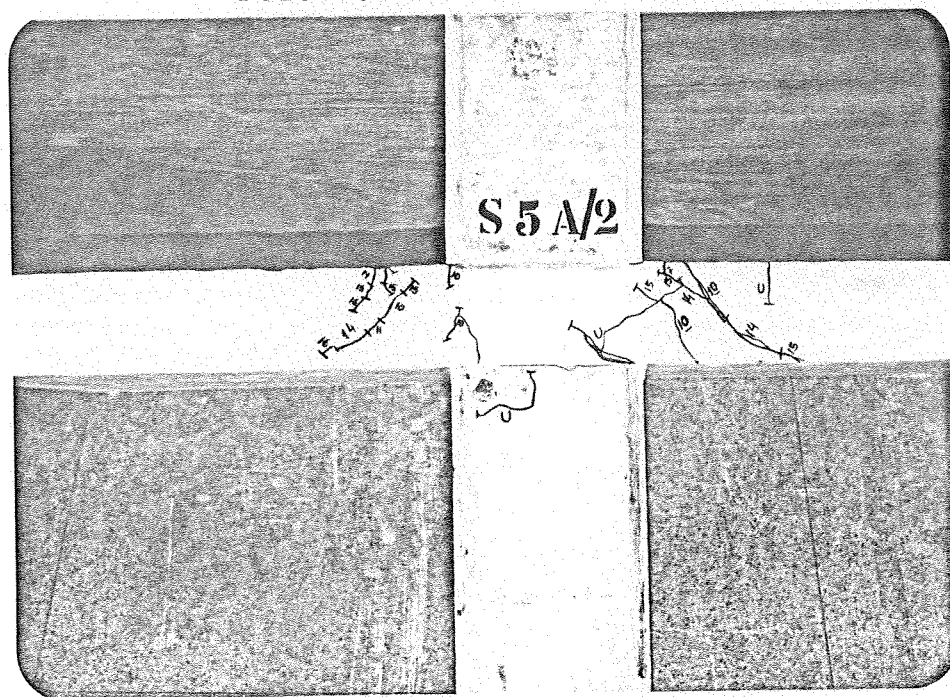


FOTO 8.B - FACE LATERAL



FOTOS 8.A/B - MODELO S5A/2

FOTO 9.A - FACE SUPERIOR

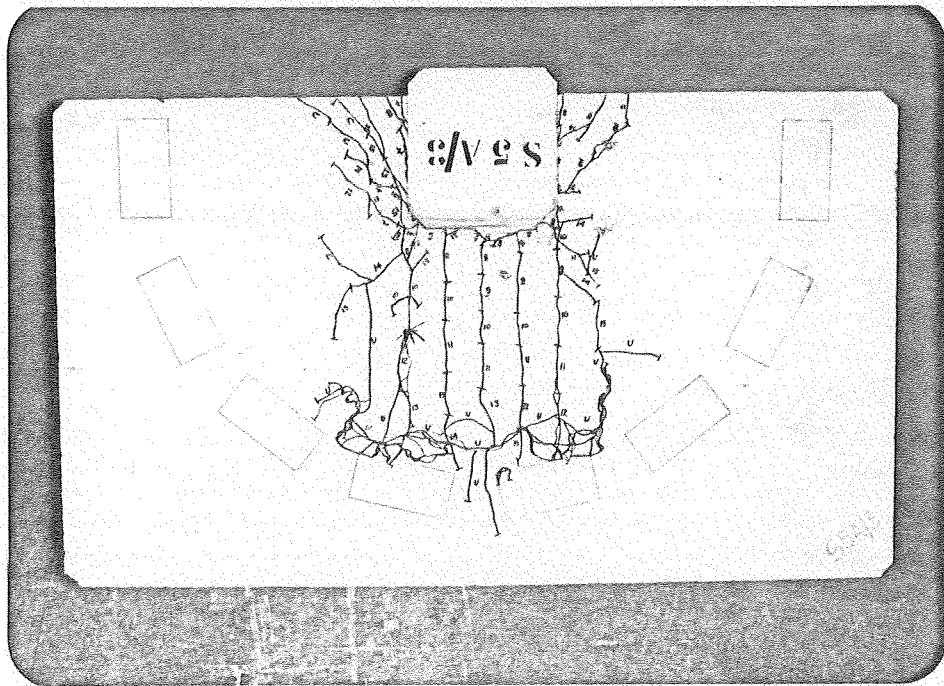
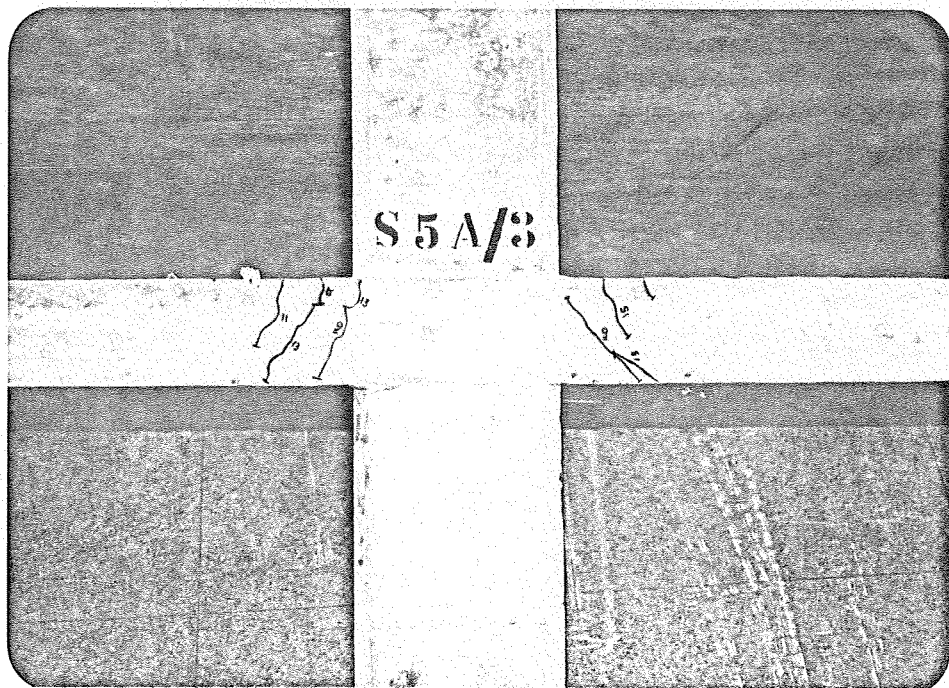


FOTO 9.B - FACE LATERAL



FOTOS 9.A/B - MODELO S5A/3

FOTO 10.A - FACE SUPERIOR

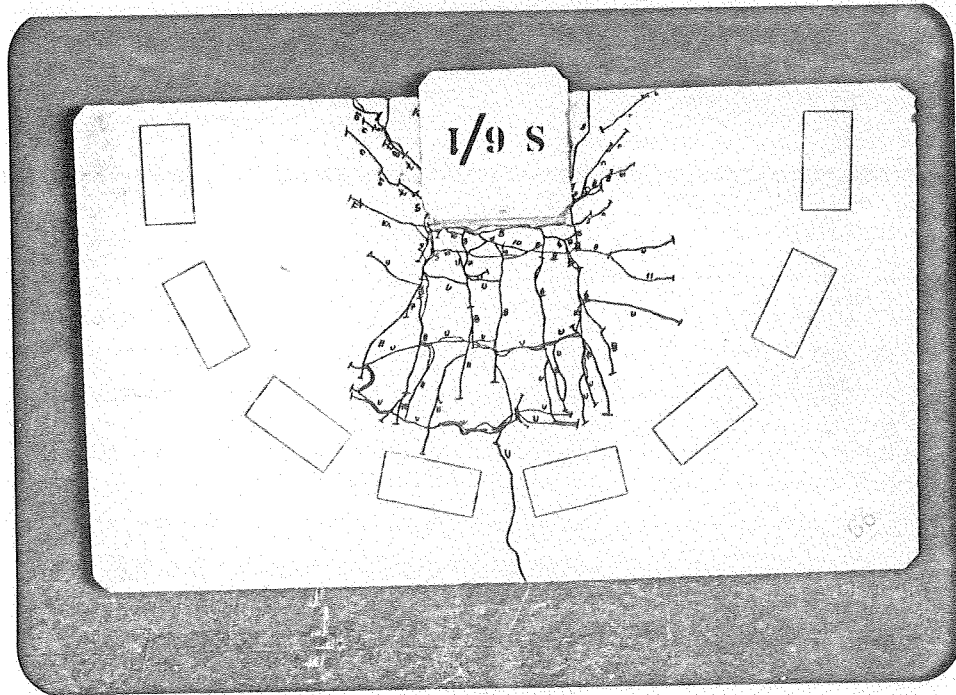
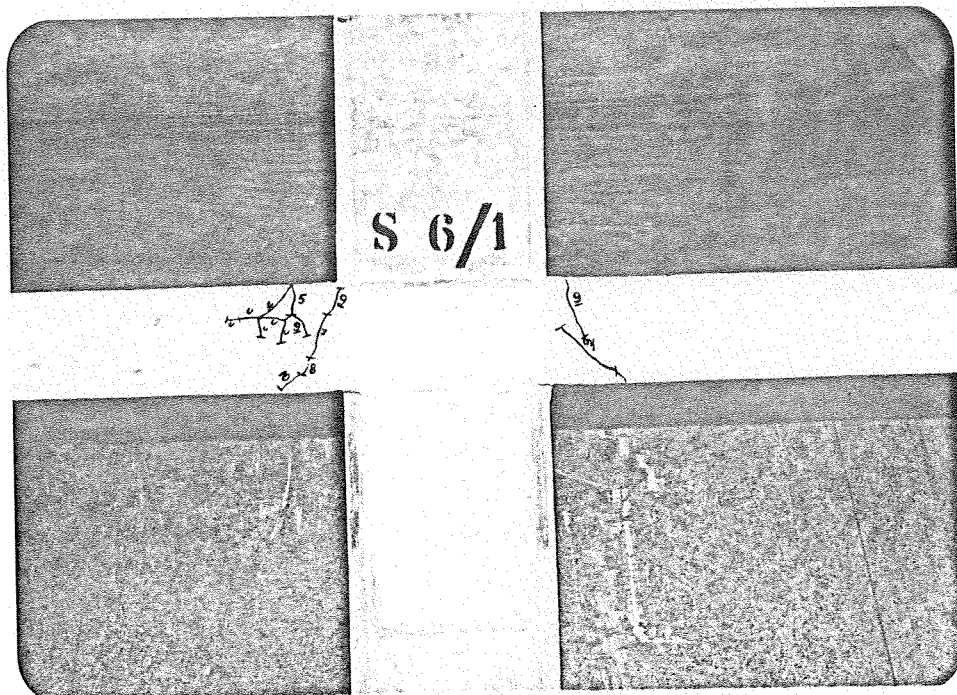


FOTO 10.B - FACE LATERAL



FOTOS 10.A/B - MODELO S6/1

FOTO 11.A - FACE SUPERIOR

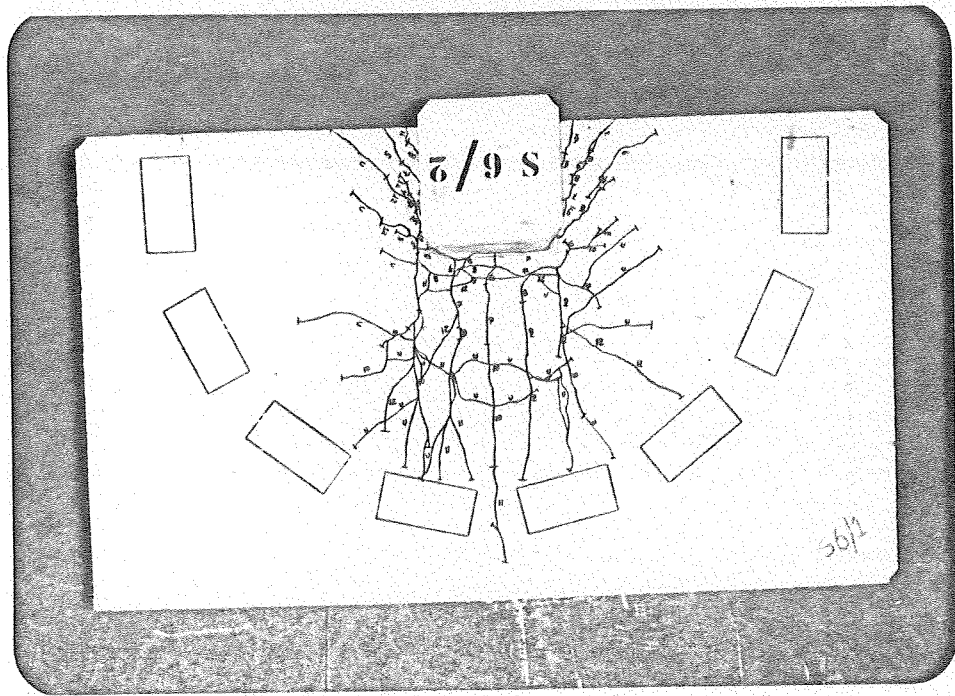
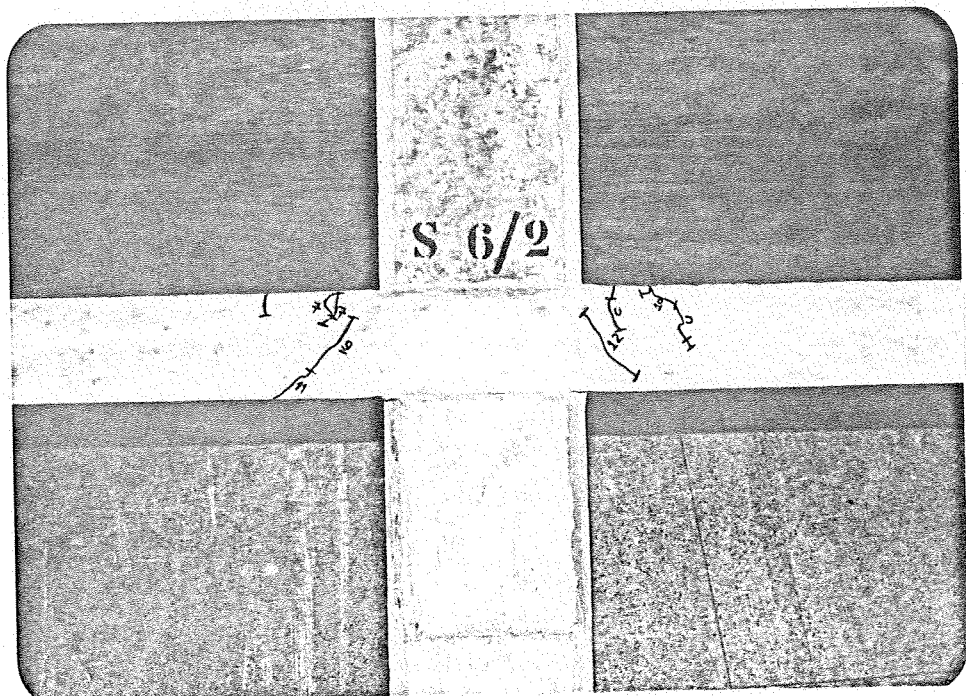


FOTO 11.B - FACE LATERAL



FOTOS 11.A/B - MODELO S6/2

FOTO 12.A - FACE SUPERIOR

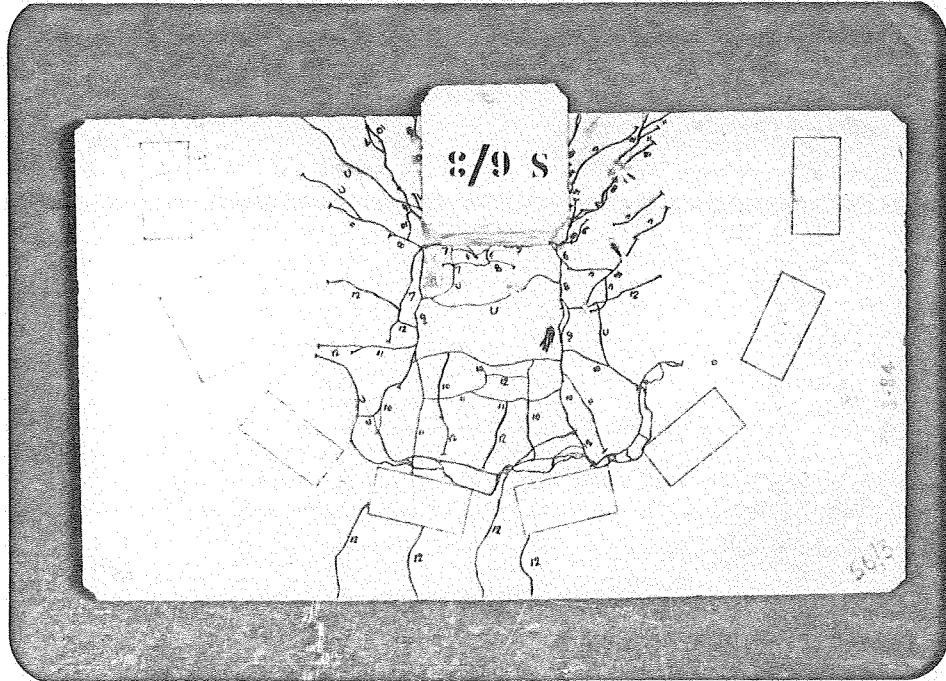
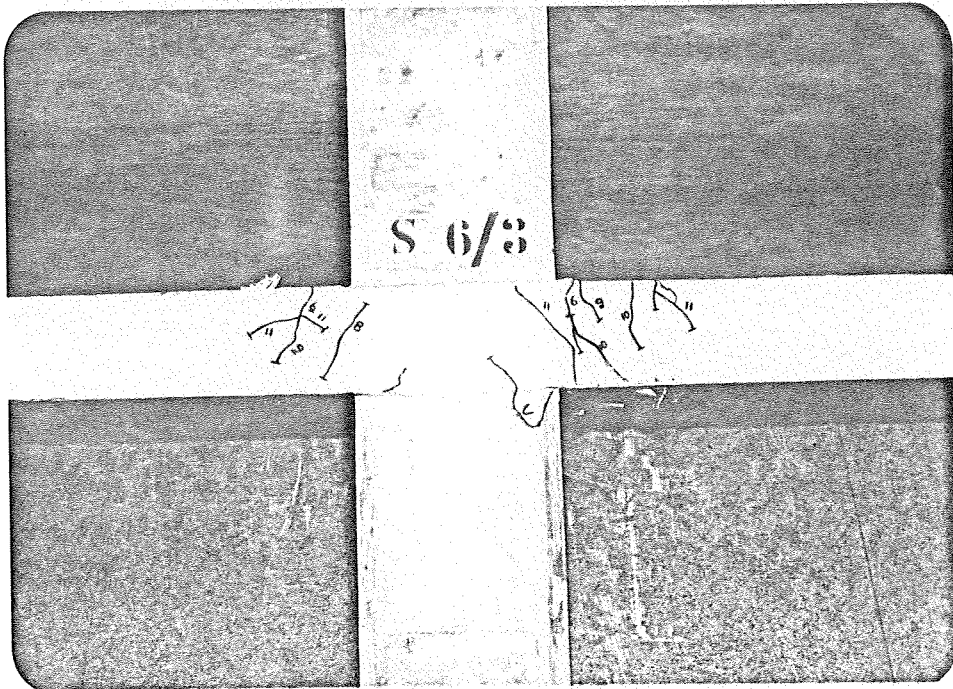


FOTO 12.B - FACE LATERAL



FOTOS 12.A/B - MODELO S6/3



## 3.2.4-DEFORMAÇÕES DA ARMADURA DE FLEXÃO

As deformações da armadura de flexão foram obtidas através das leituras dos extensômetros elétricos de resistência posicionados em várias barras, cuja disposição esta esquematizada na FIGURA III-3.

As barras da armadura de flexão foram numeradas sendo de 1 a 9 as barras paralelas a borda do modelo e de 10 a 16 as barras perpendiculares. Para facilitar a identificação dos pontos instrumentados utilizaram-se uma notação matricial associando a cada extensômetro elétrico dois números, o primeiro identificando as barras e o segundo número identificando a quadrícula em que se encontra o ponto em questão.

Na FIGURA III-3 encontram-se identificados todos os pontos instrumentados com extensômetros elétricos de resistência da armadura de flexão, salientando-se que os extensômetros foram posicionados na seção média das barras.

Os resultados obtidos destas leituras estão apresentados sob forma de gráficos nas páginas seguintes e sob forma de tabelas no ANEXO.

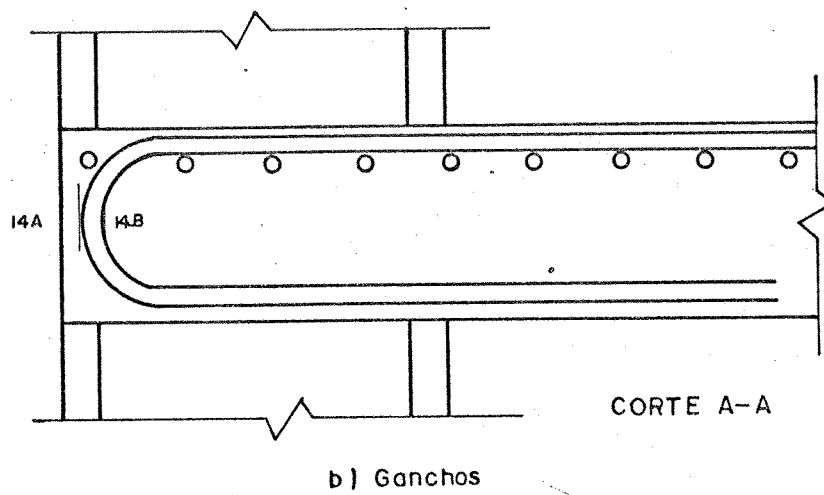
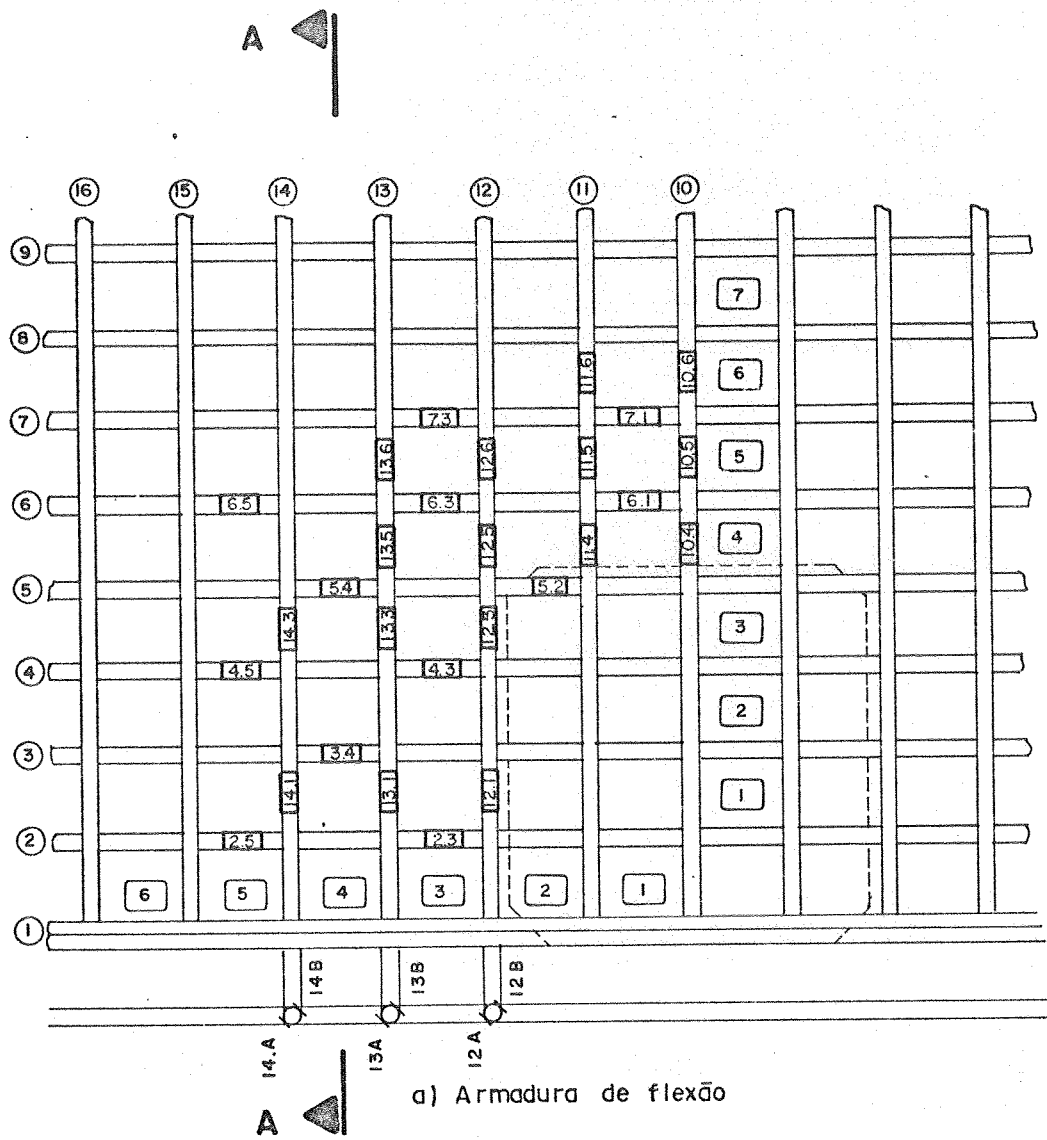
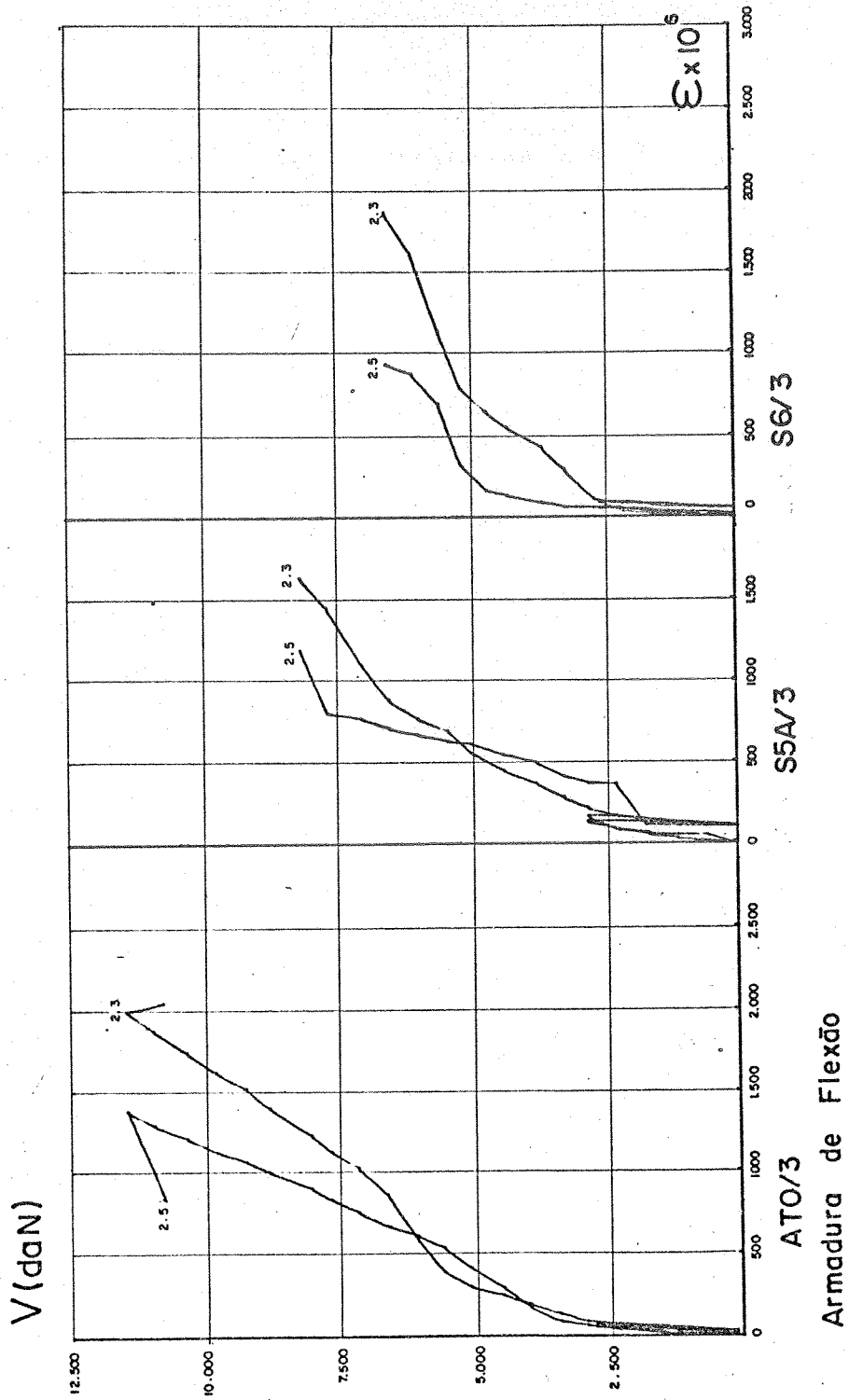
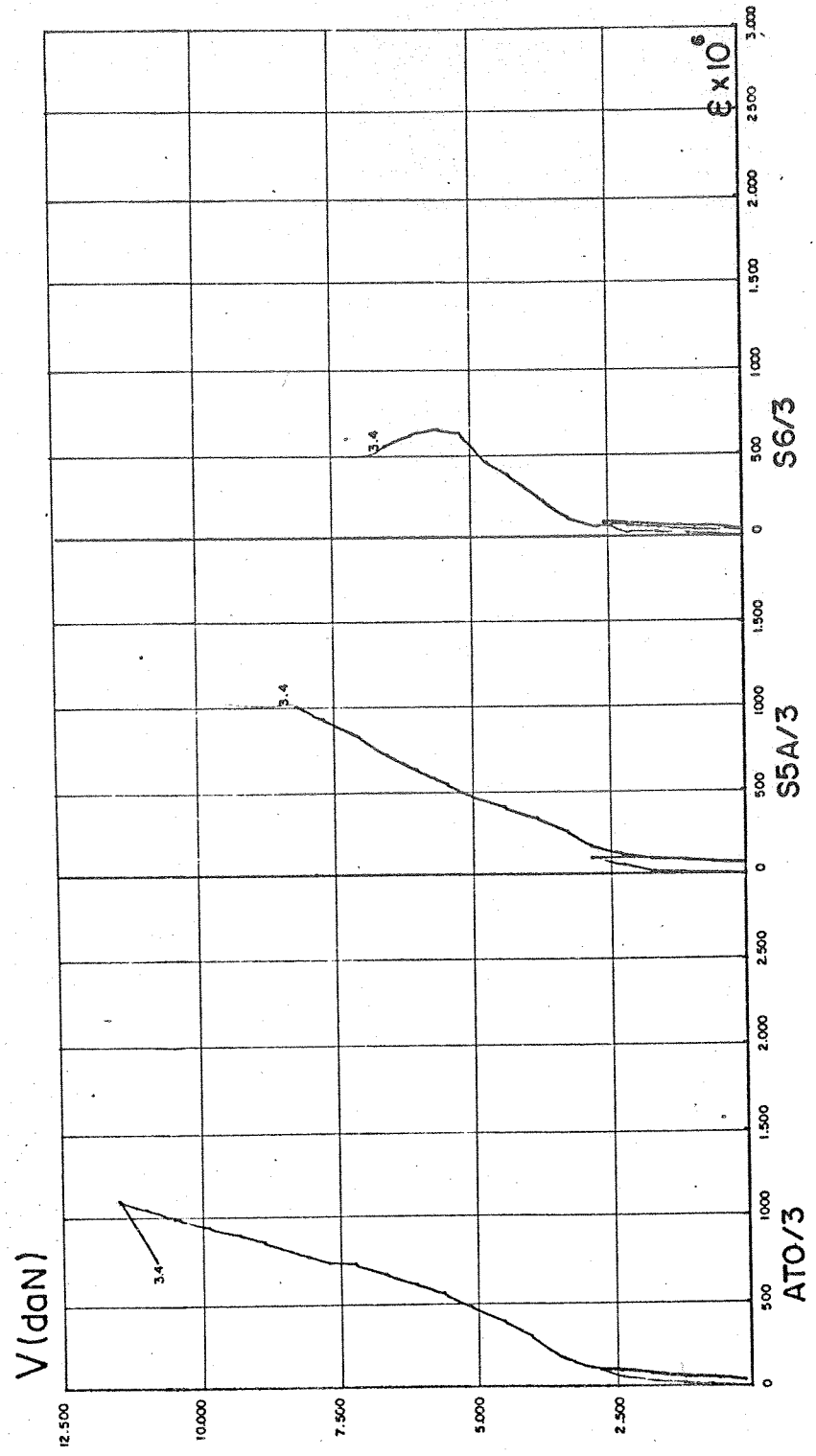
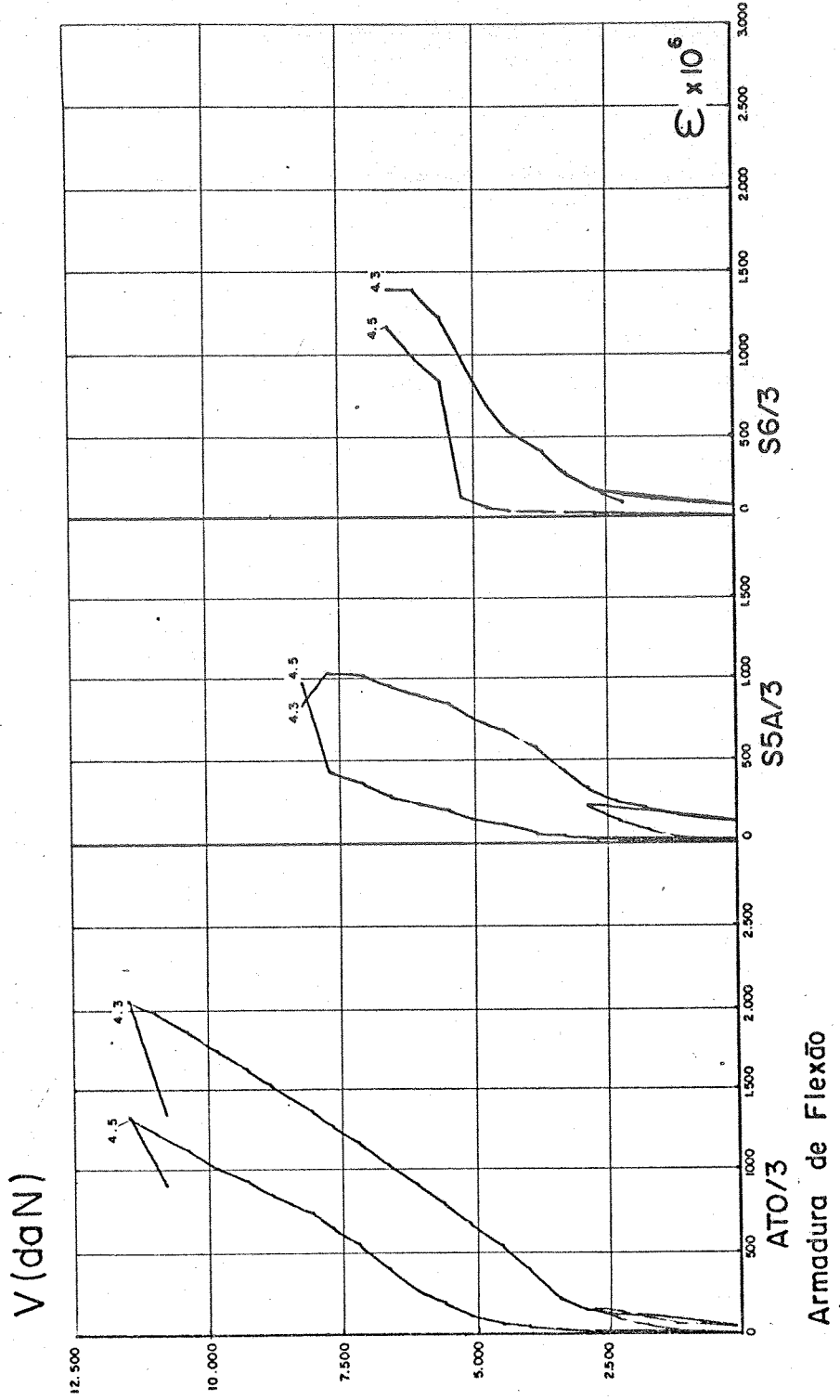


FIG. III 3 — EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA — ARMADURA DE FLEXÃO

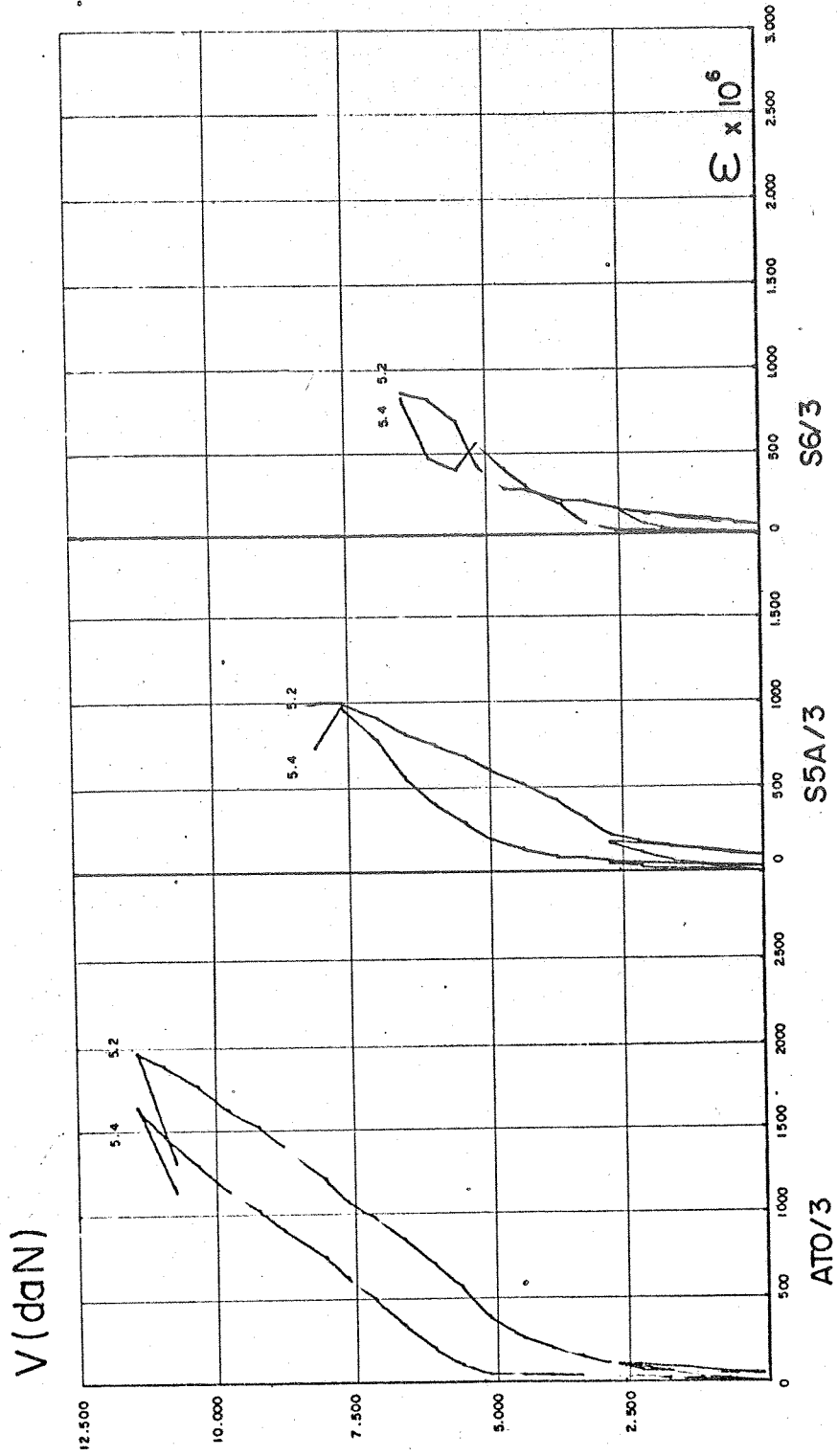




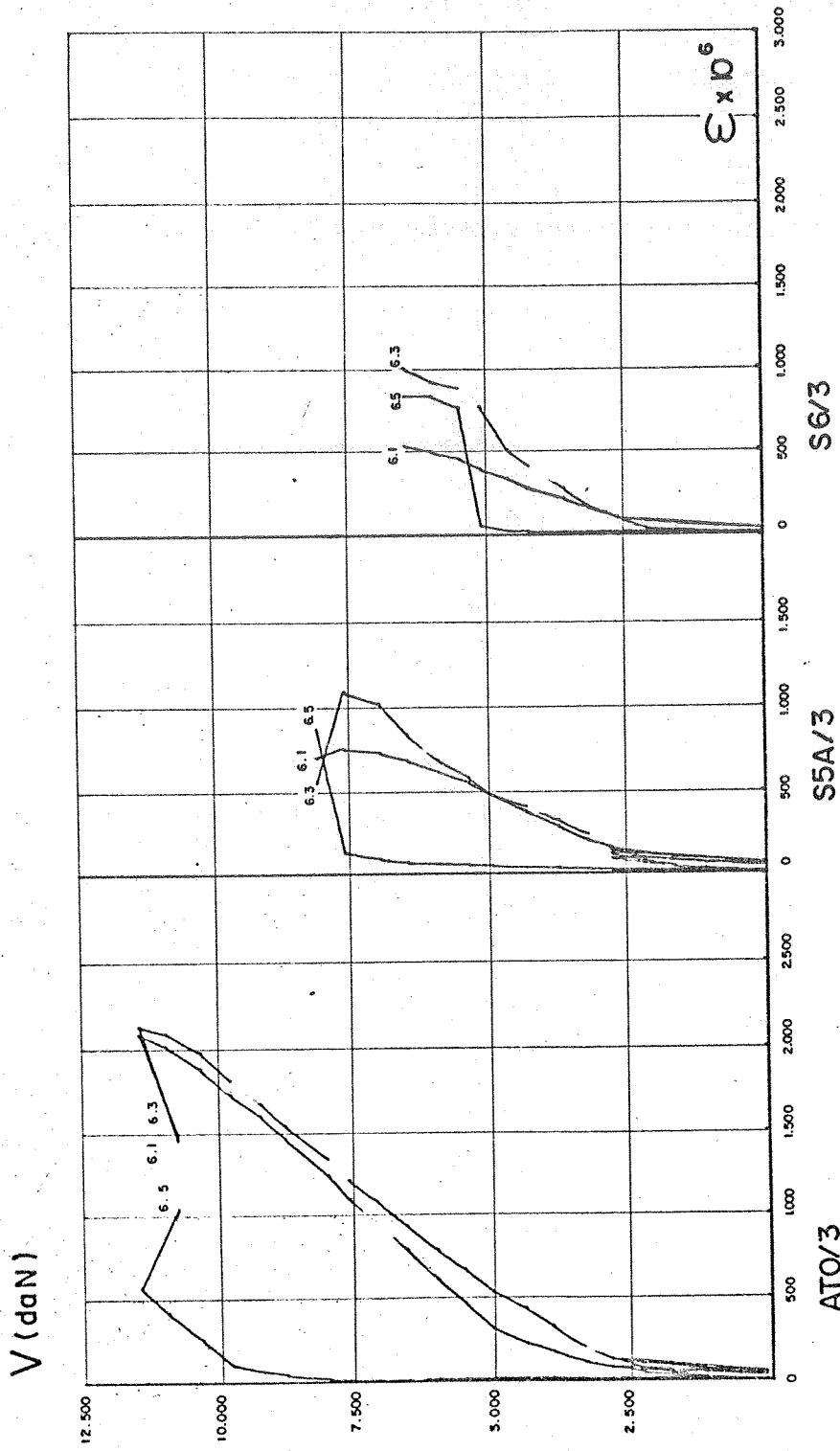
Armadura de Flexão



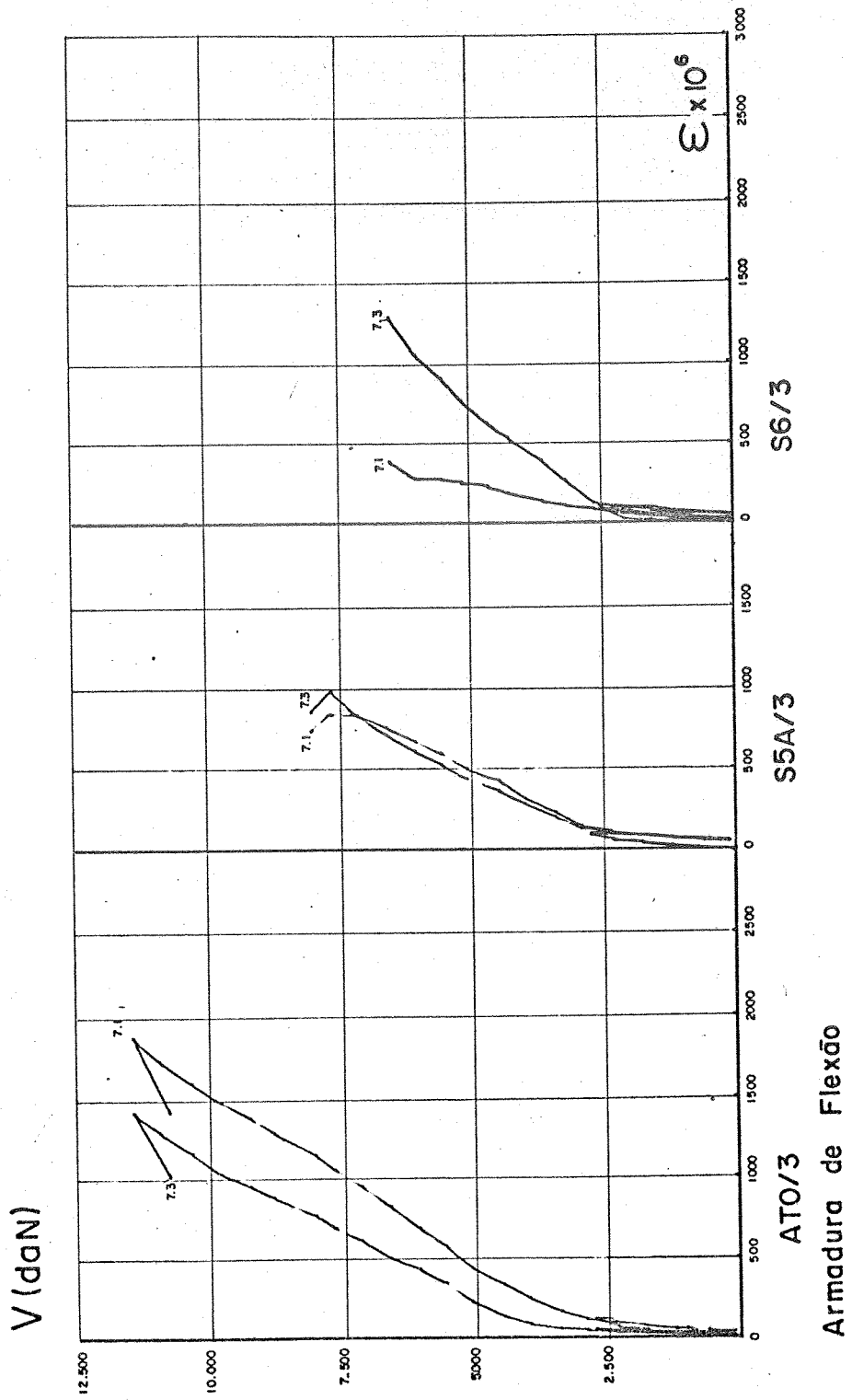
Armadura de Flexão



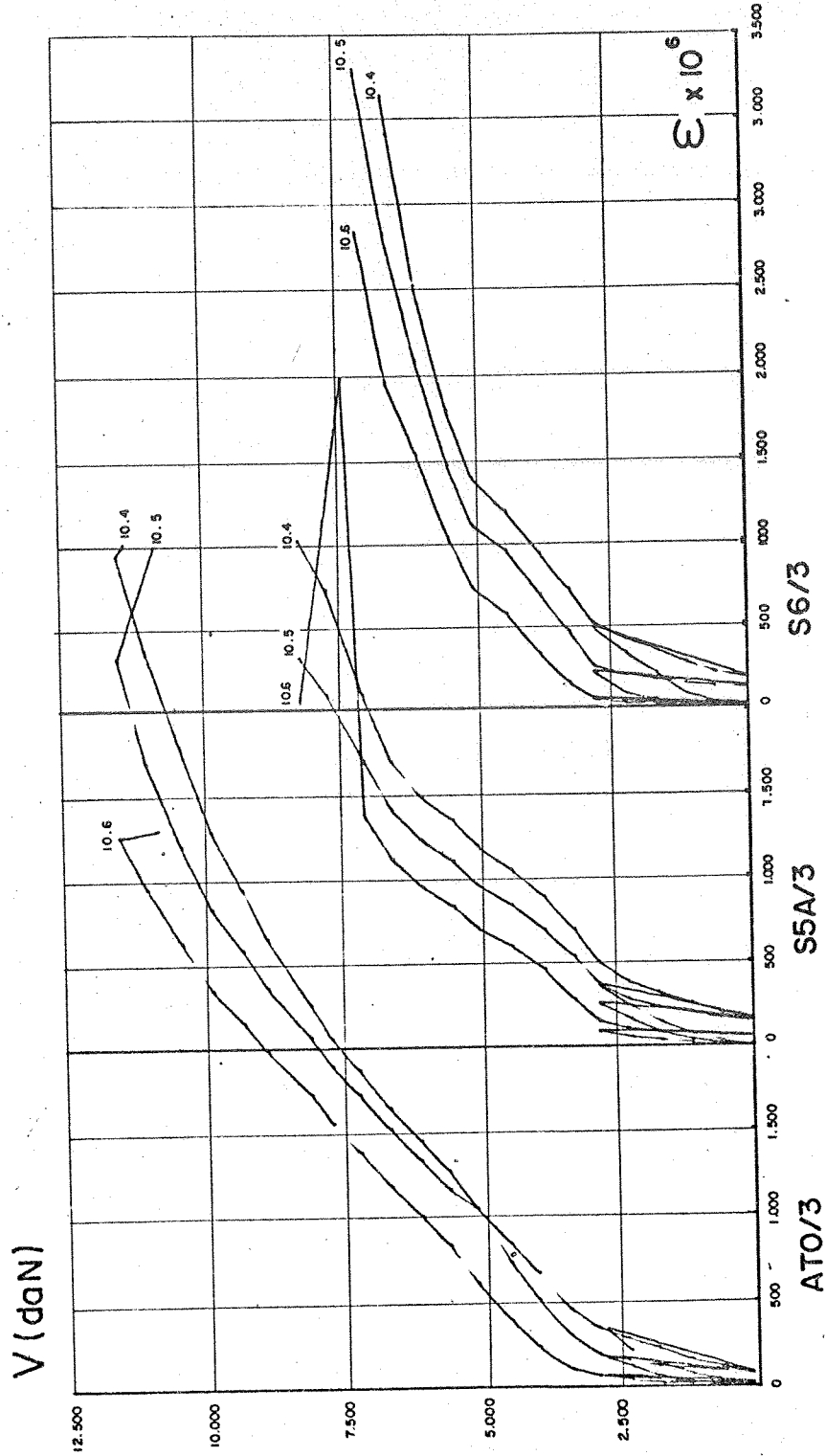
Armadura de Flexão



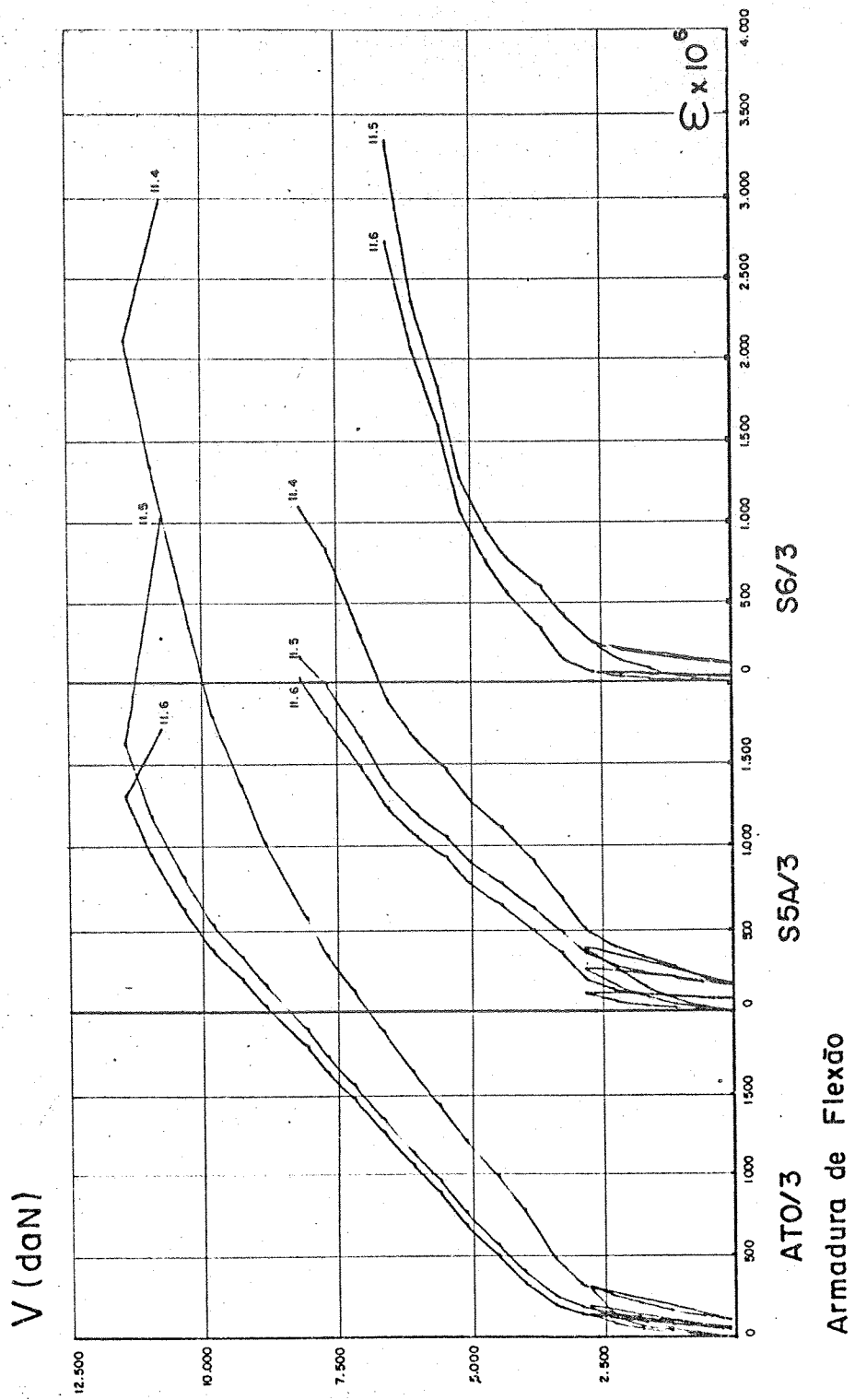
Armadura de Flexão



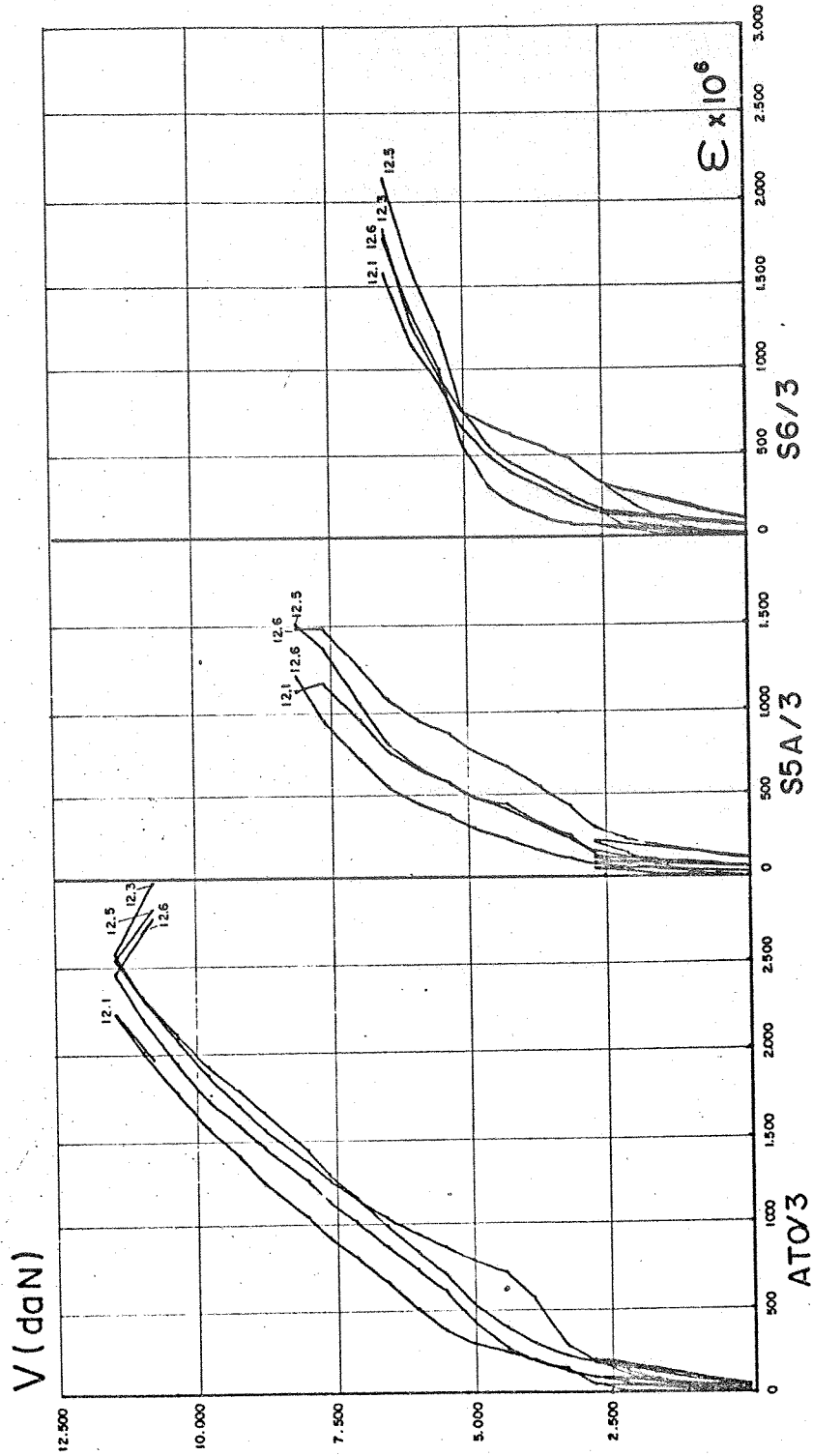




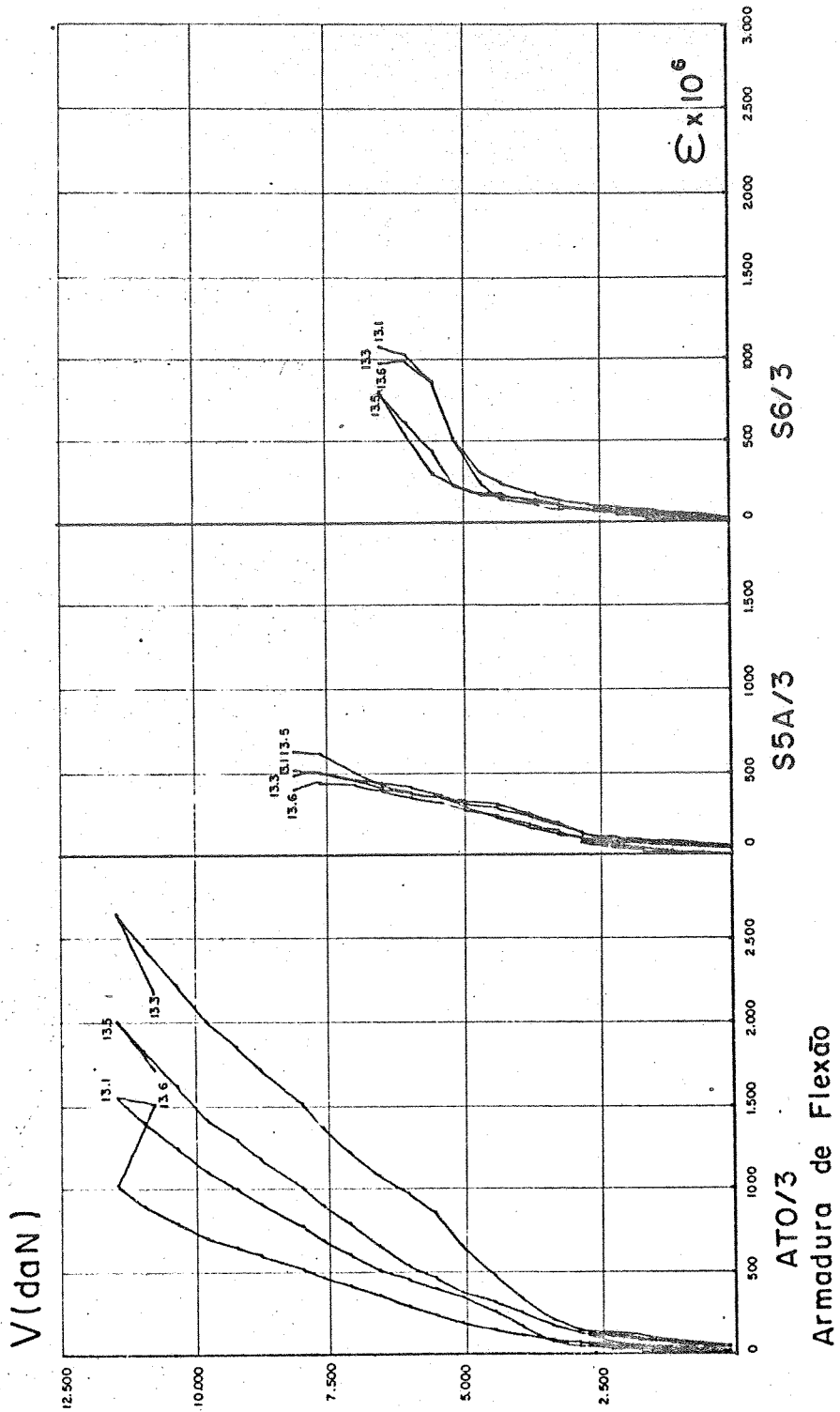
Armadura de Flexão



ATO/3 S5A/3 S6/3  
Armadura de Flexão



Armadura de Flexão

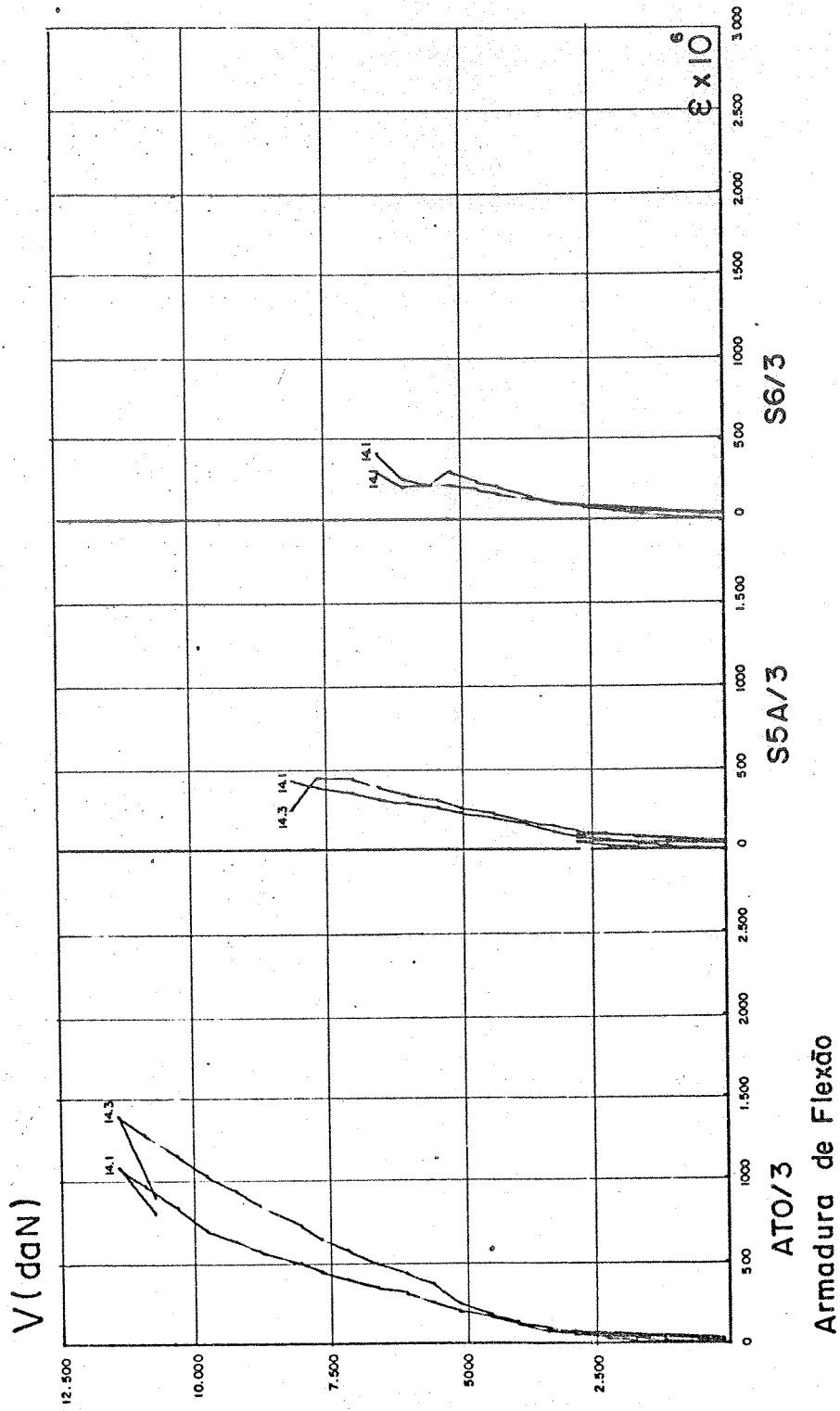


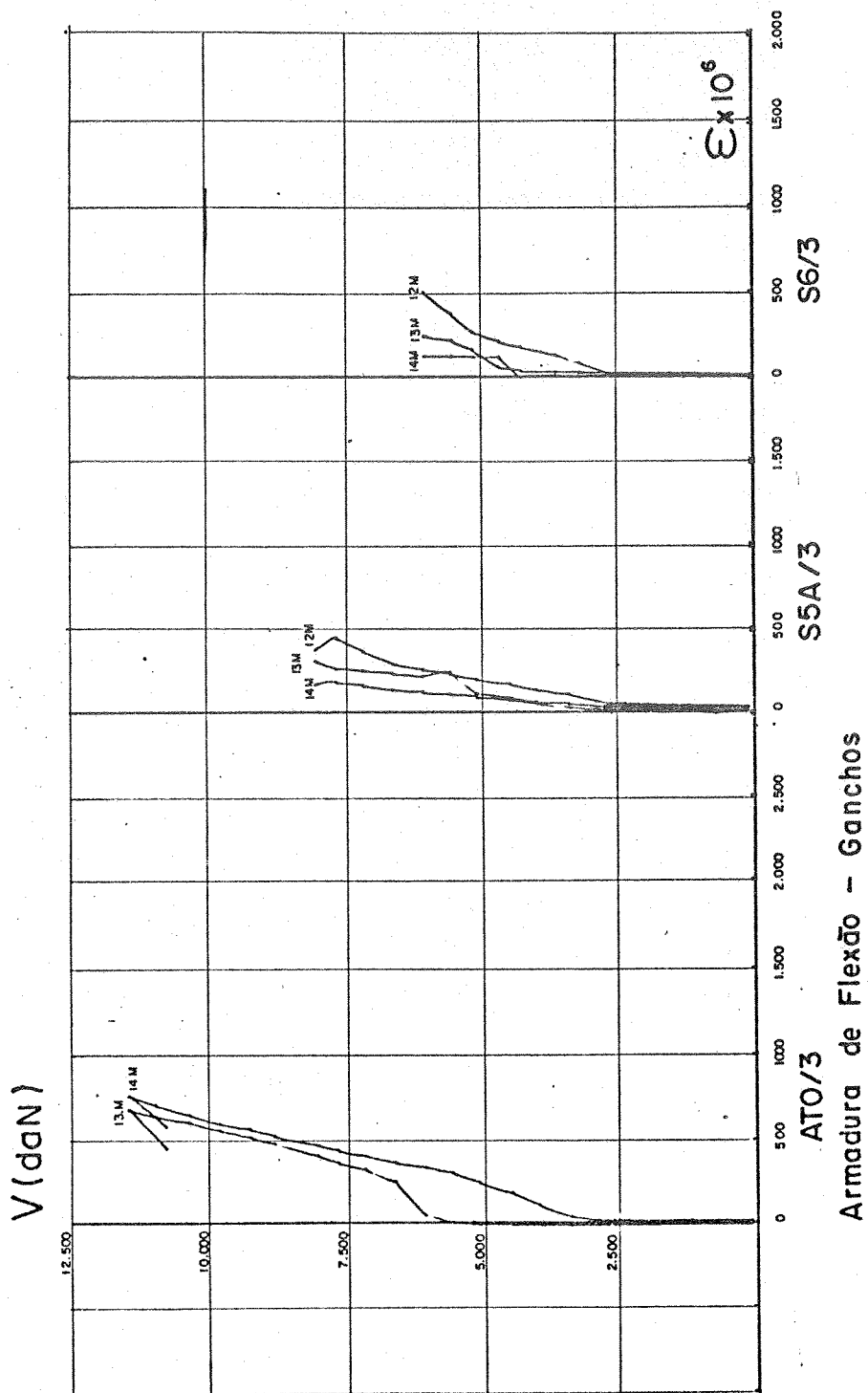
$\epsilon \times 10^6$

ATO/3  
Armadura de Flexão

S5A/3

S6/3





Armadura de Flexão - Ganchos

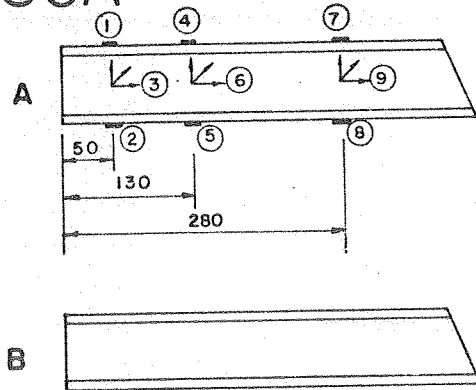
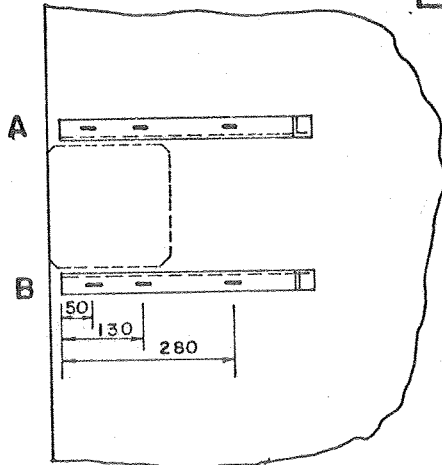
## 3.2.5-DEFORMAÇÕES NOS PERFIS

Vários pontos dos perfis foram instrumentados com extensômetros elétricos de resistência e a FIGURA III.4 esquematiza as posições desses extensômetros para os vários modelos ensaiados.

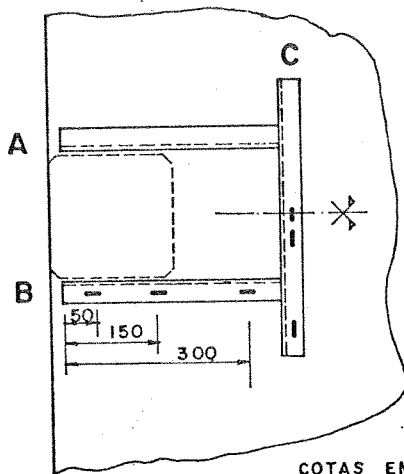
Os resultados obtidos nos vários modelos estão apresentados sob a forma de gráficos nas folhas seguintes e sob forma de tabelas no ANEXO I .

A identificação dos pontos instrumentados foi feita utilizando-se números sendo que, para os pontos na alma dos perfis segue-se um segundo número identificando a direção de cada extensômetro elétrico (roseta) , conforme detalhe esquematizado na FIGURA III-4.

### EdL-S5A



### EdL-S6



COTAS EM CM

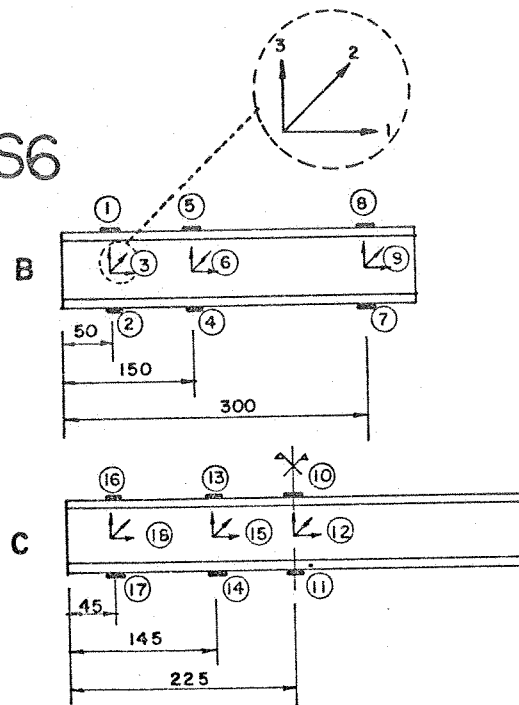
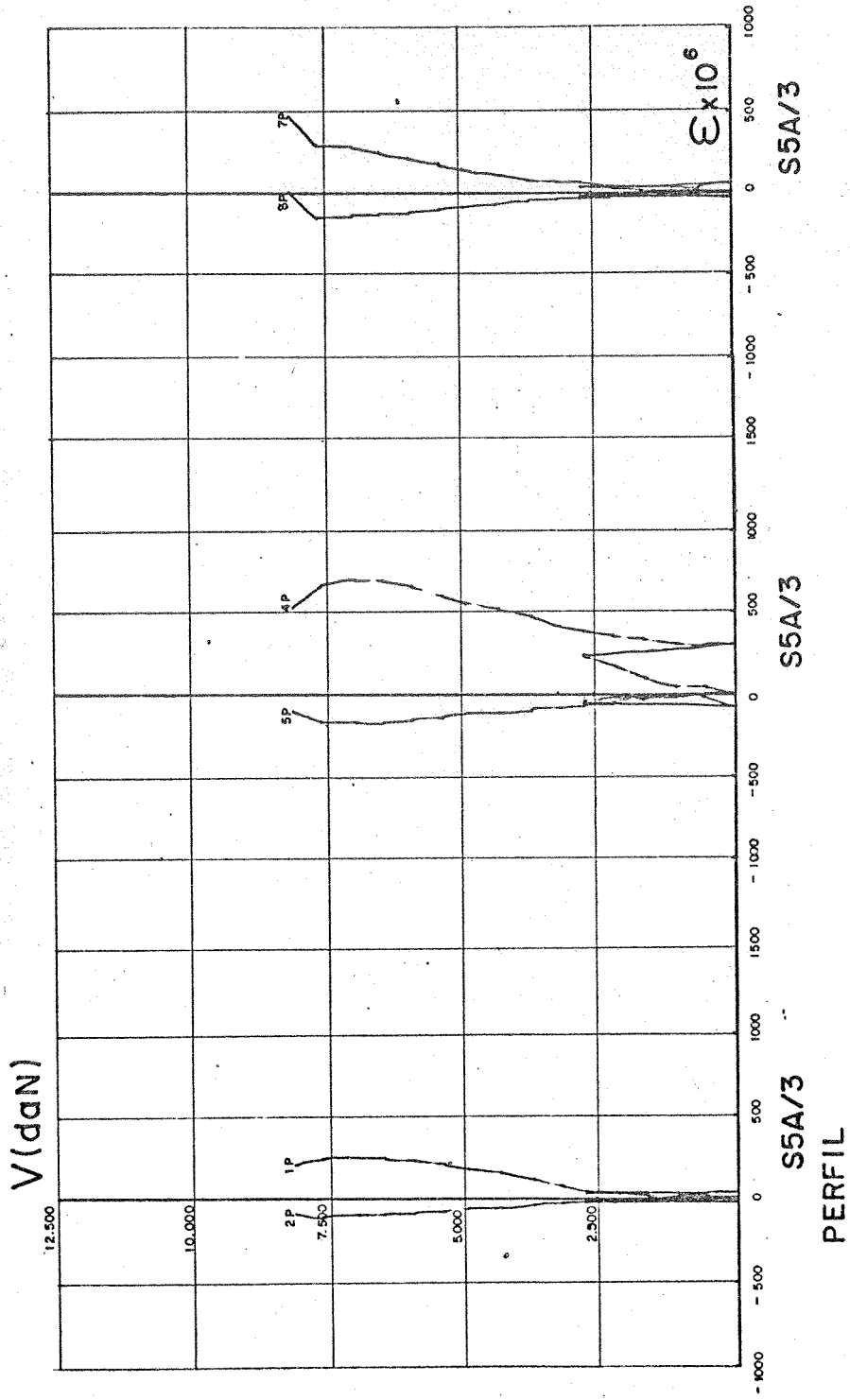
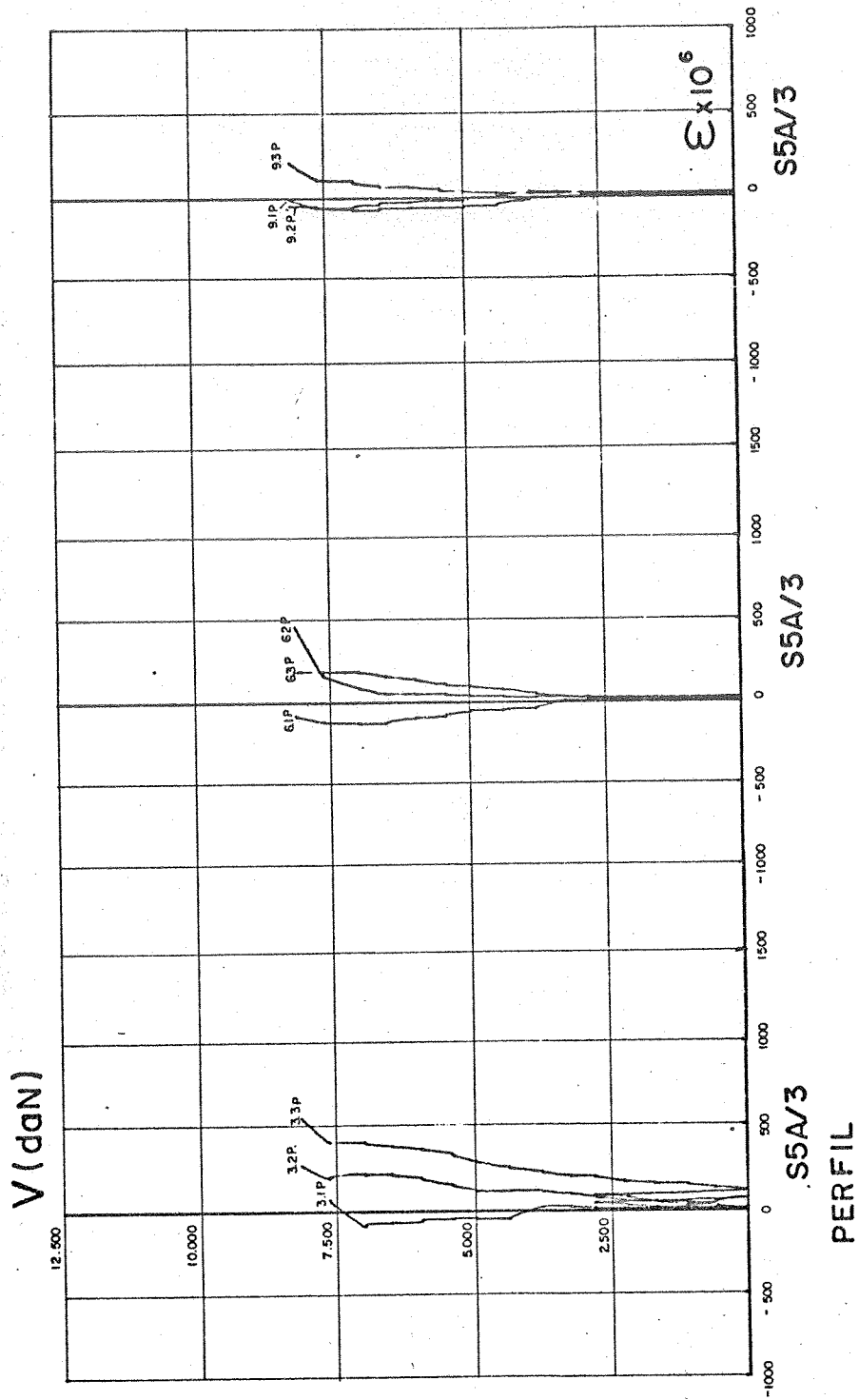
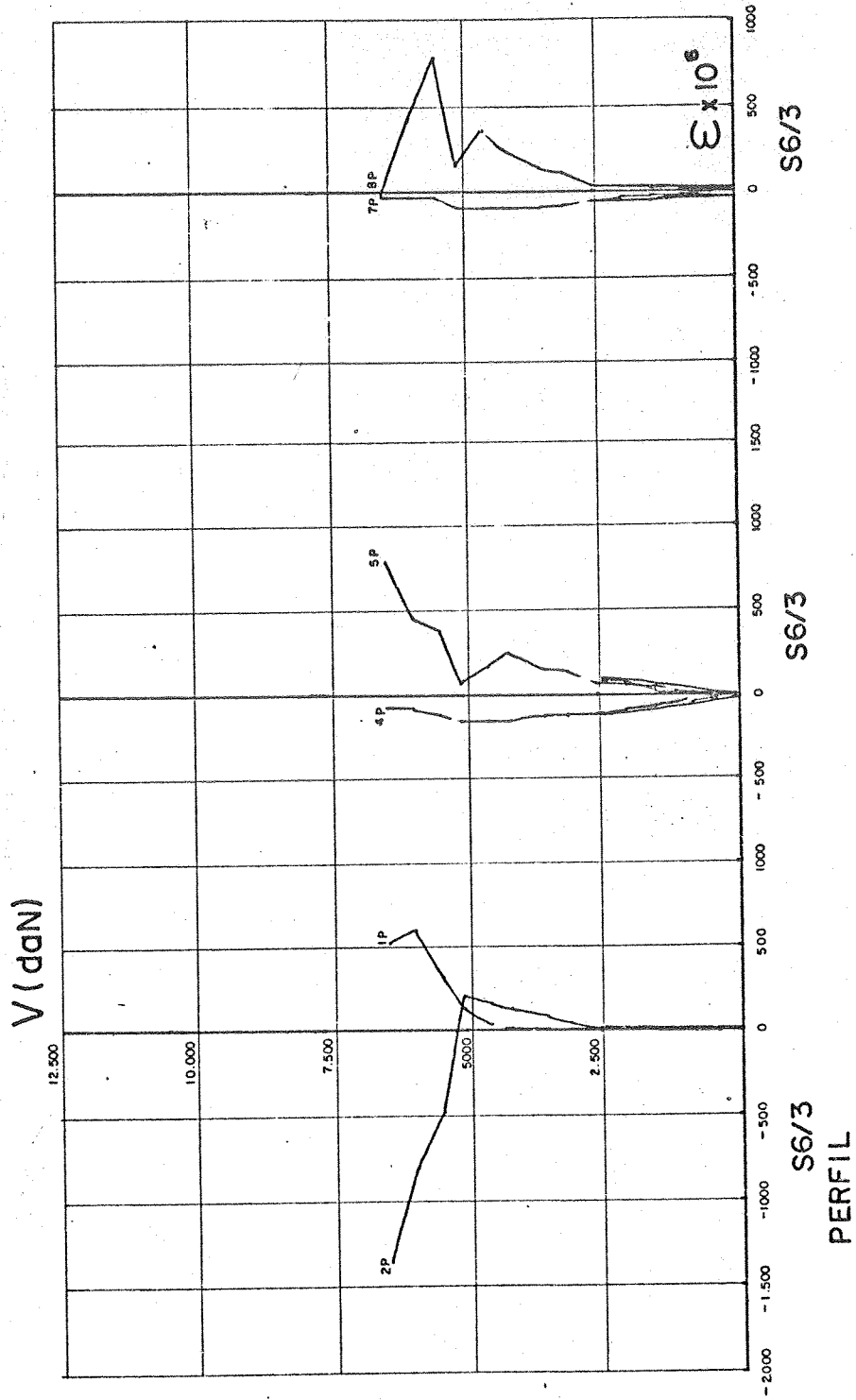


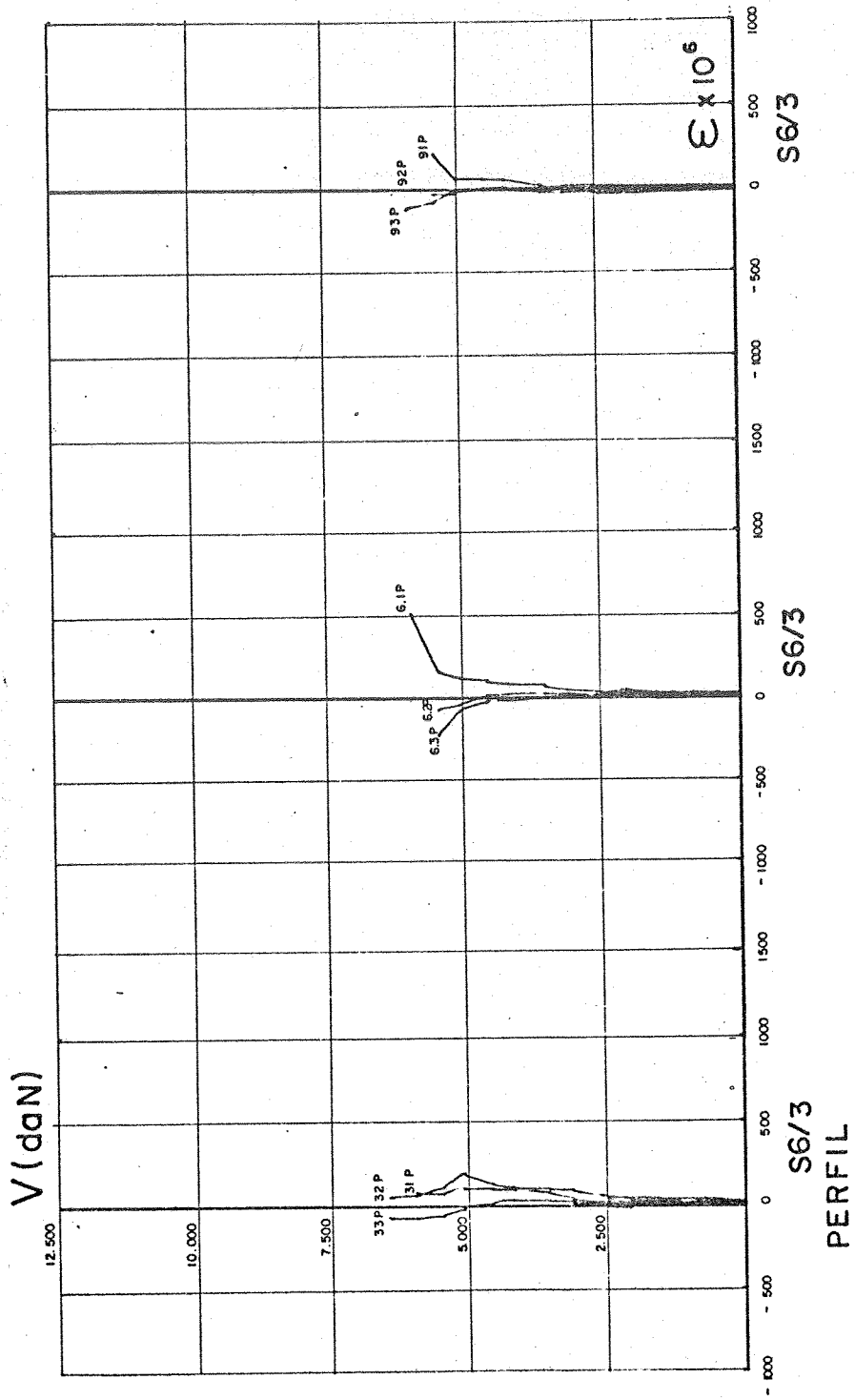
FIG. III 4 — EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA — PERFIL

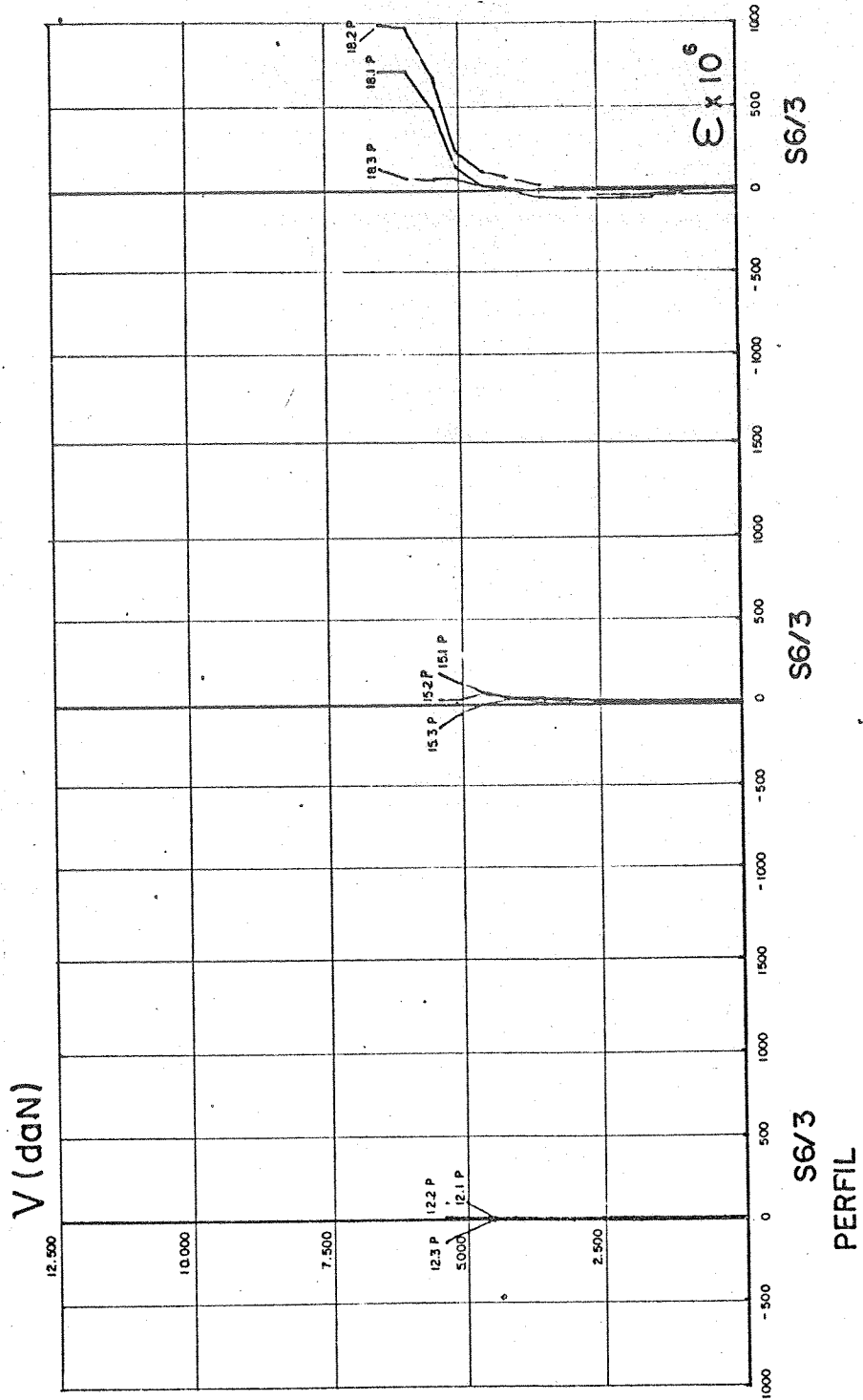


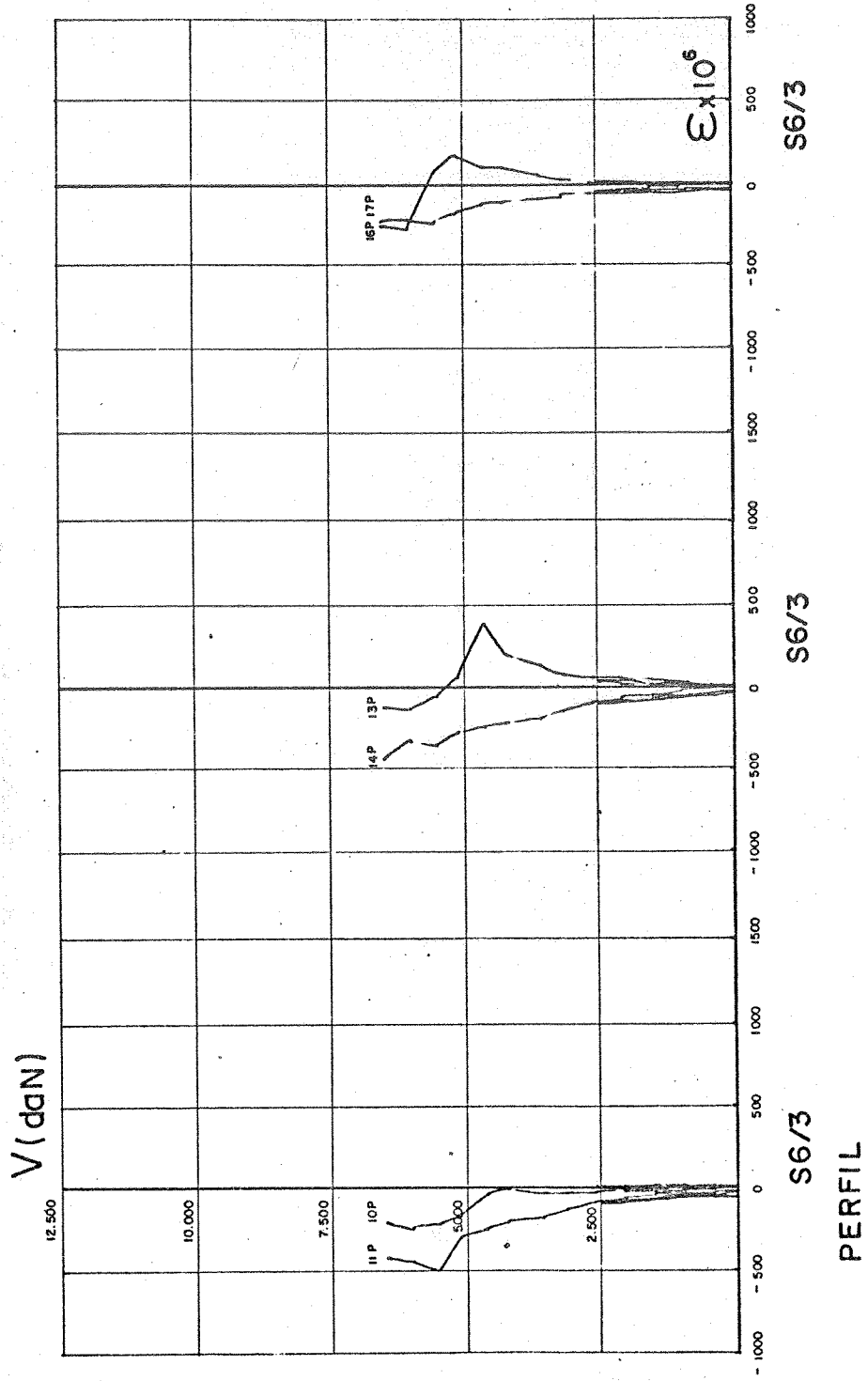












PERFIL

3.2.6- DEFORMAÇÕES NA FACE INFERIOR DA LAJE

Na face inferior da laje, dos modelos instrumentados, foram utilizados três extensômetros elétricos de resistência tipo roseta com o posicionamento indicado na FIGURA III-5.

Os resultados das leituras efetuadas estão apresentados sob a forma de gráficos nas folhas seguintes e as tabelas dessas deformações, em cada etapa de carregamento, encontram-se no ANEXO I.

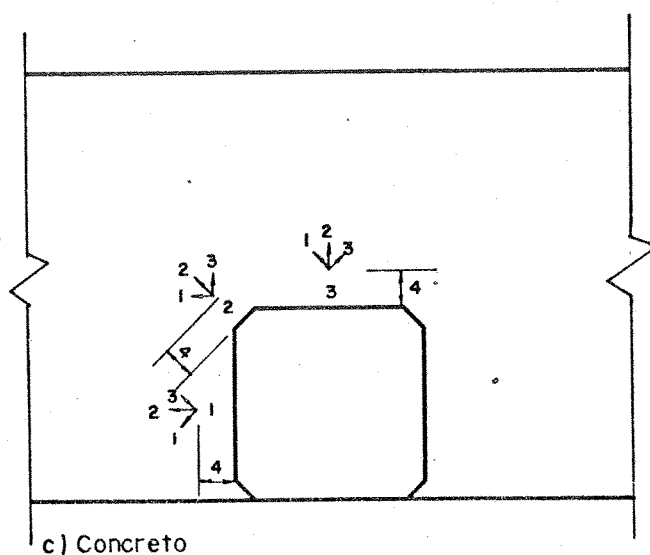
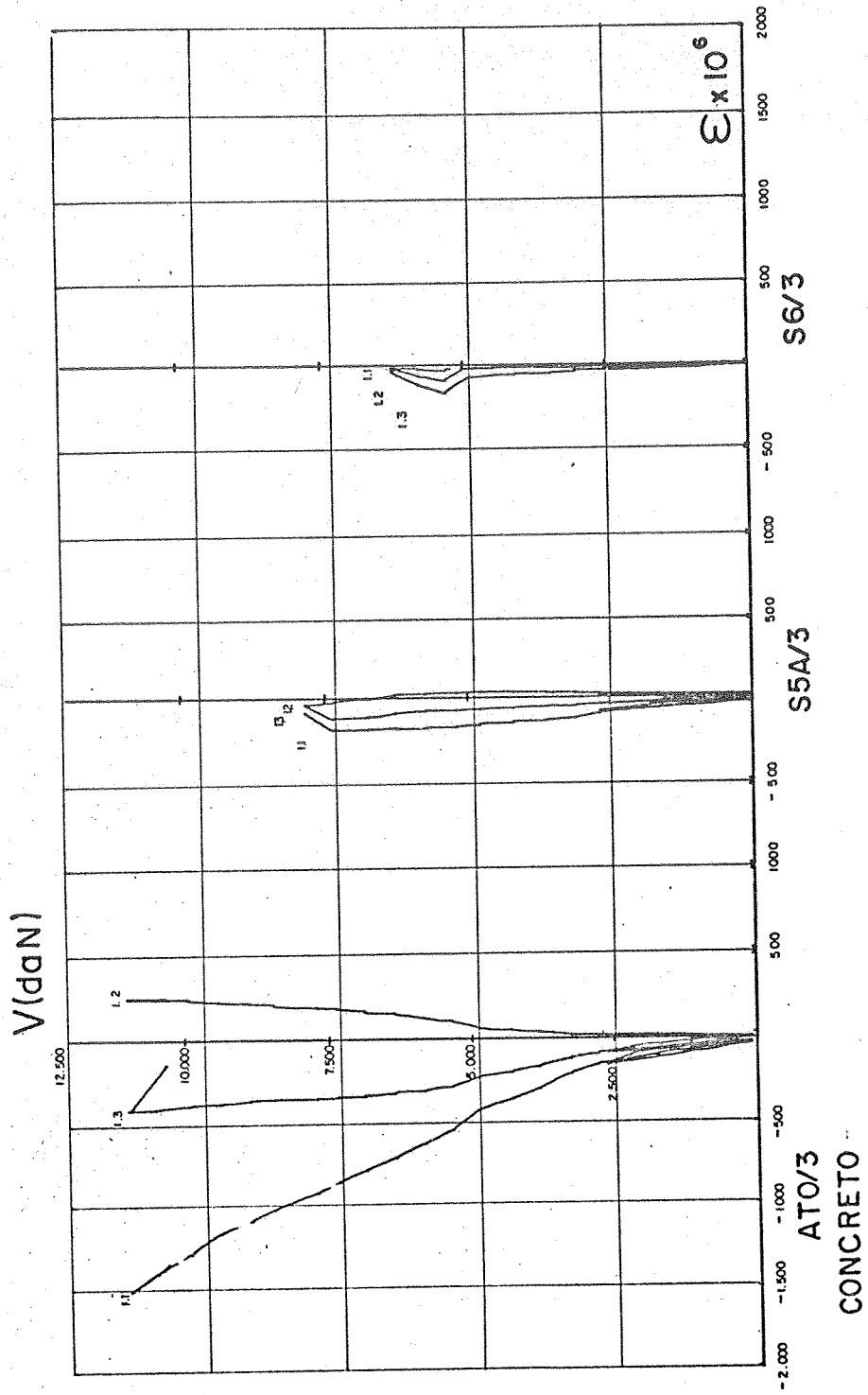
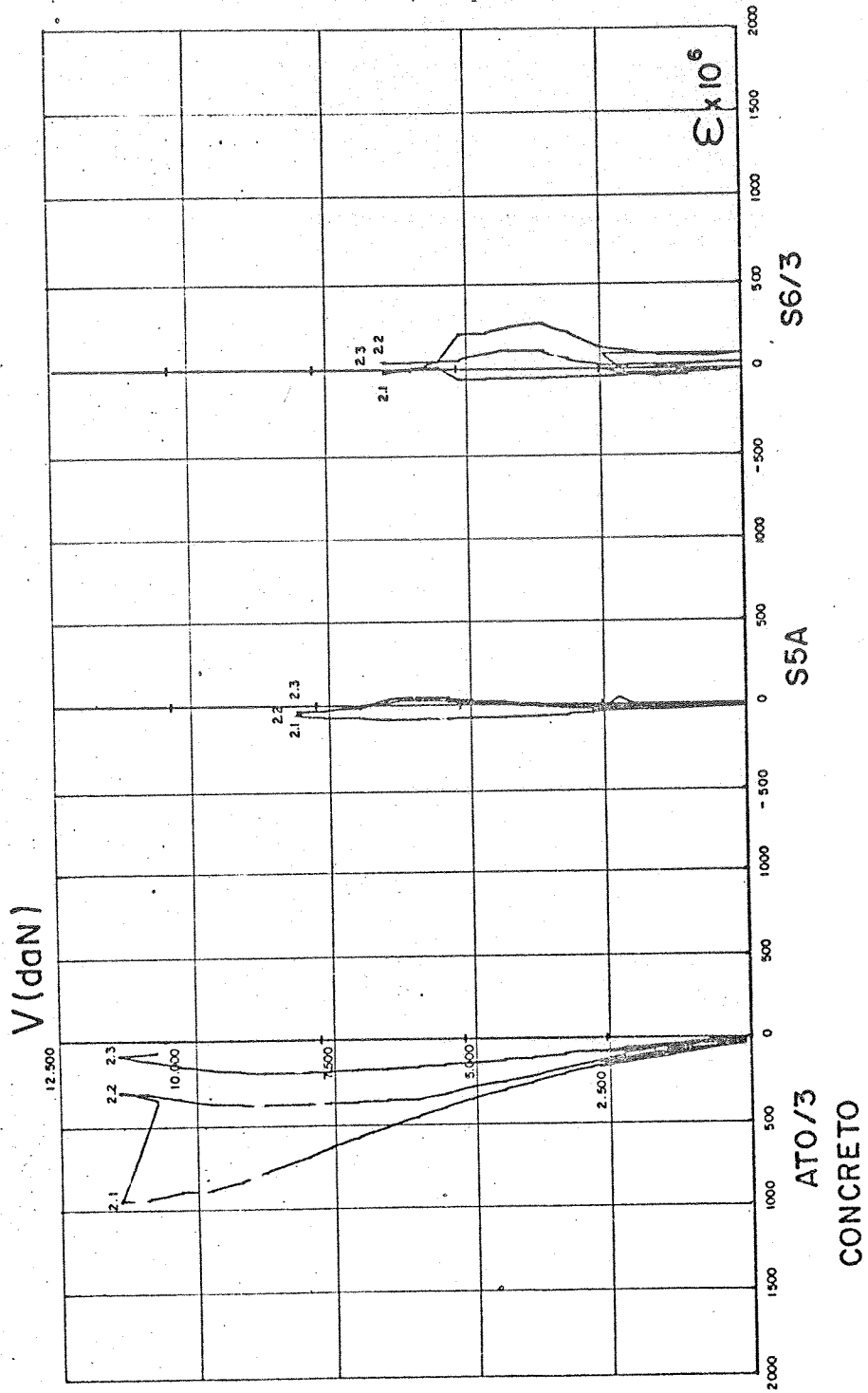
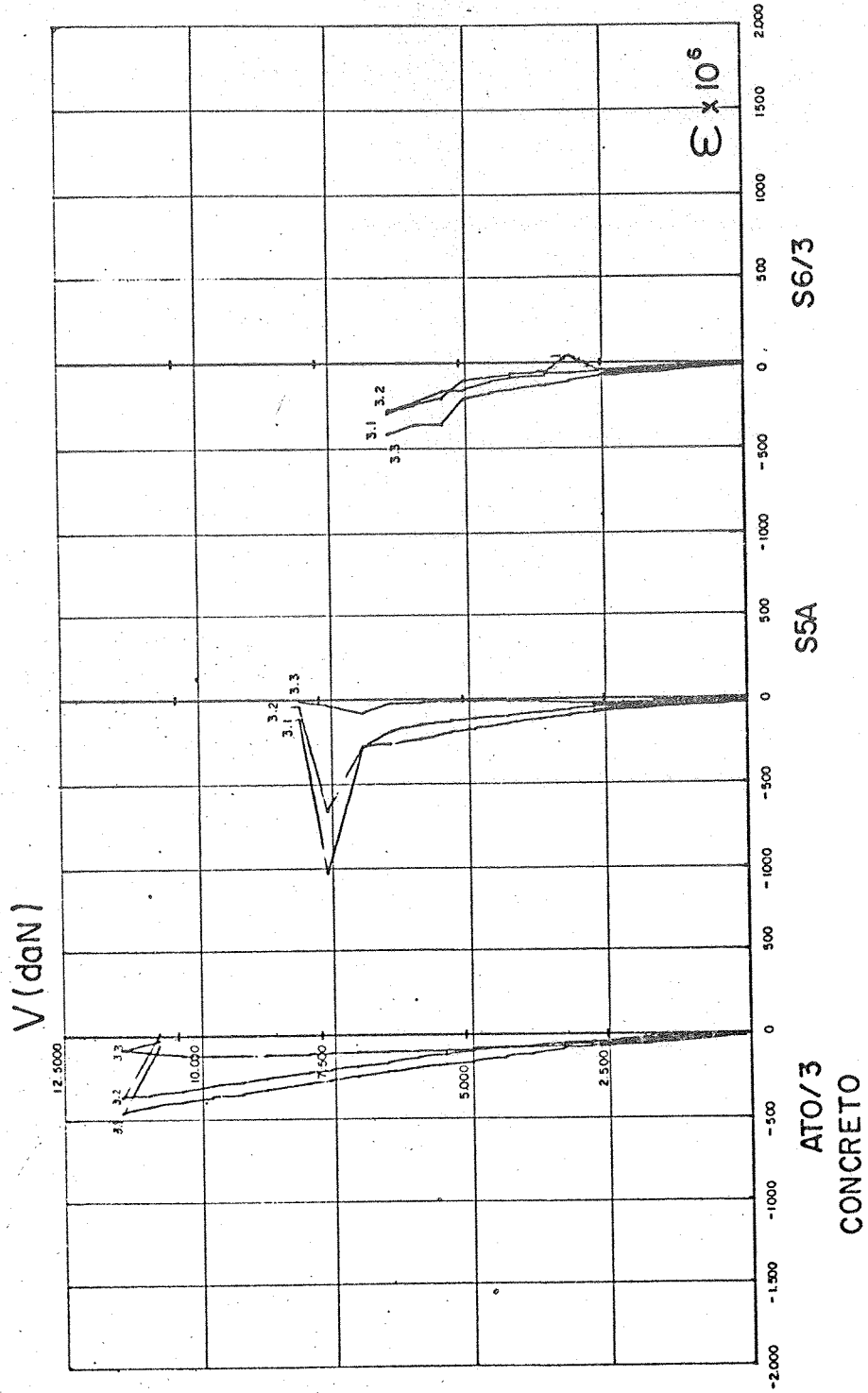


FIG. III 5 - EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS DE RESISTÊNCIA-  
FACE INFERIOR DA LAJE









3.2.7-DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

Foram utilizados defletômetros mecânicos para as leituras de deslocamentos transversais das lajes e nas folhas seguintes encontram-se sob a forma de gráficos, os resultados obtidos das leituras efetuadas em todos os ensaios.

A FIGURA III-6 indica a posição de cada defletômetro utilizado identificando-o pela numeração .

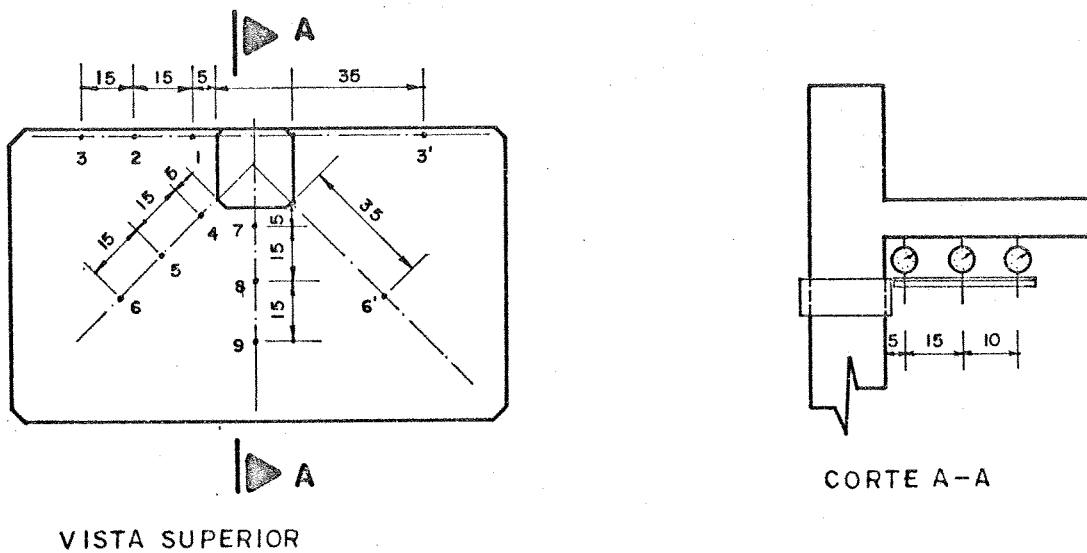
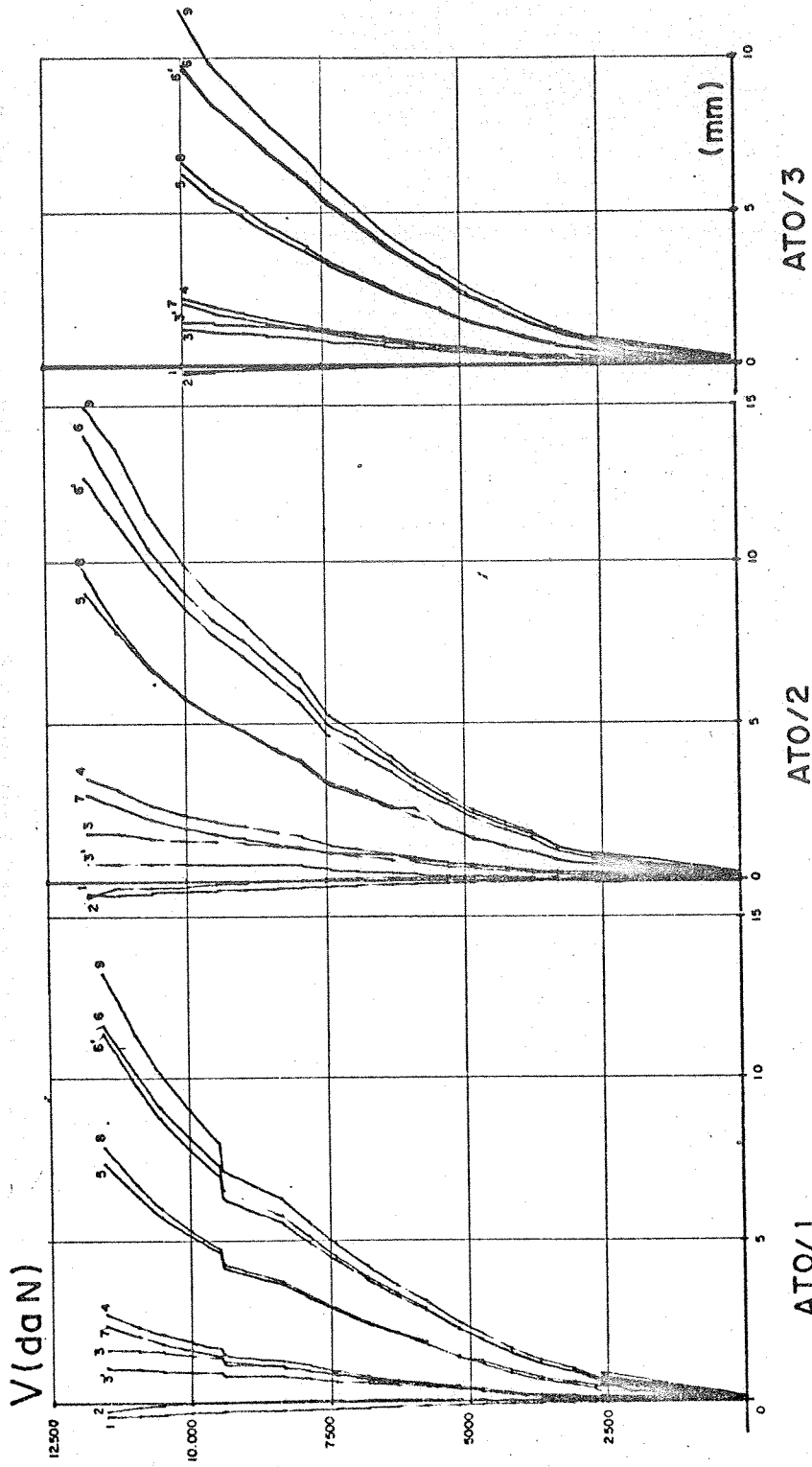
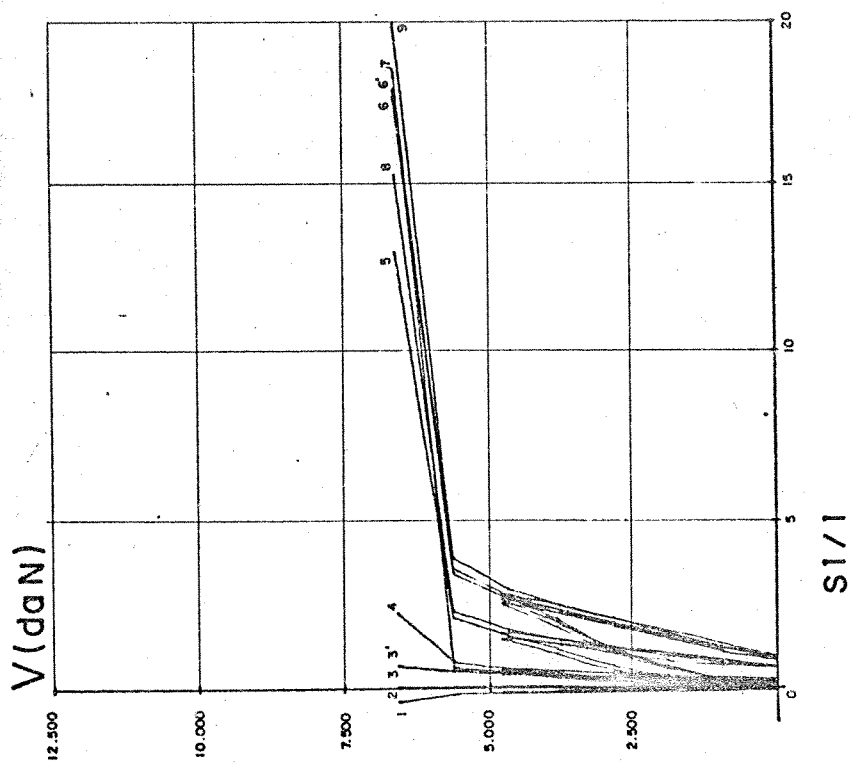
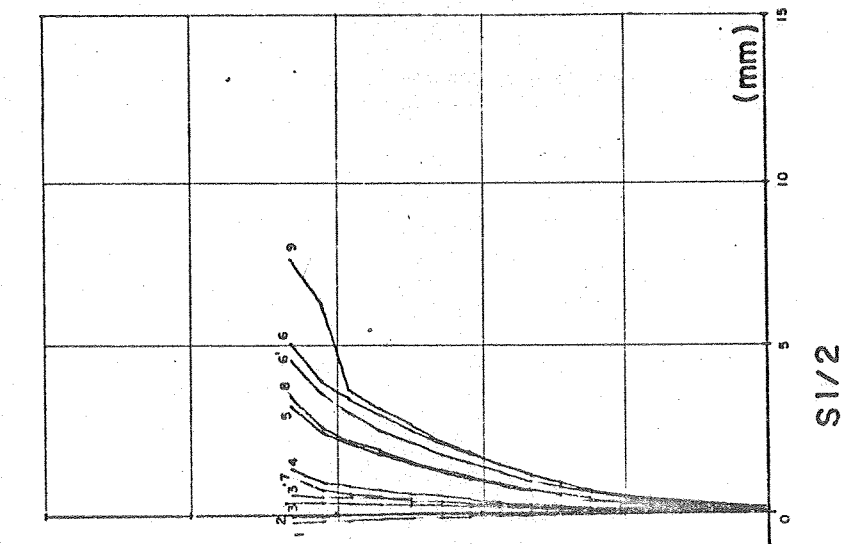


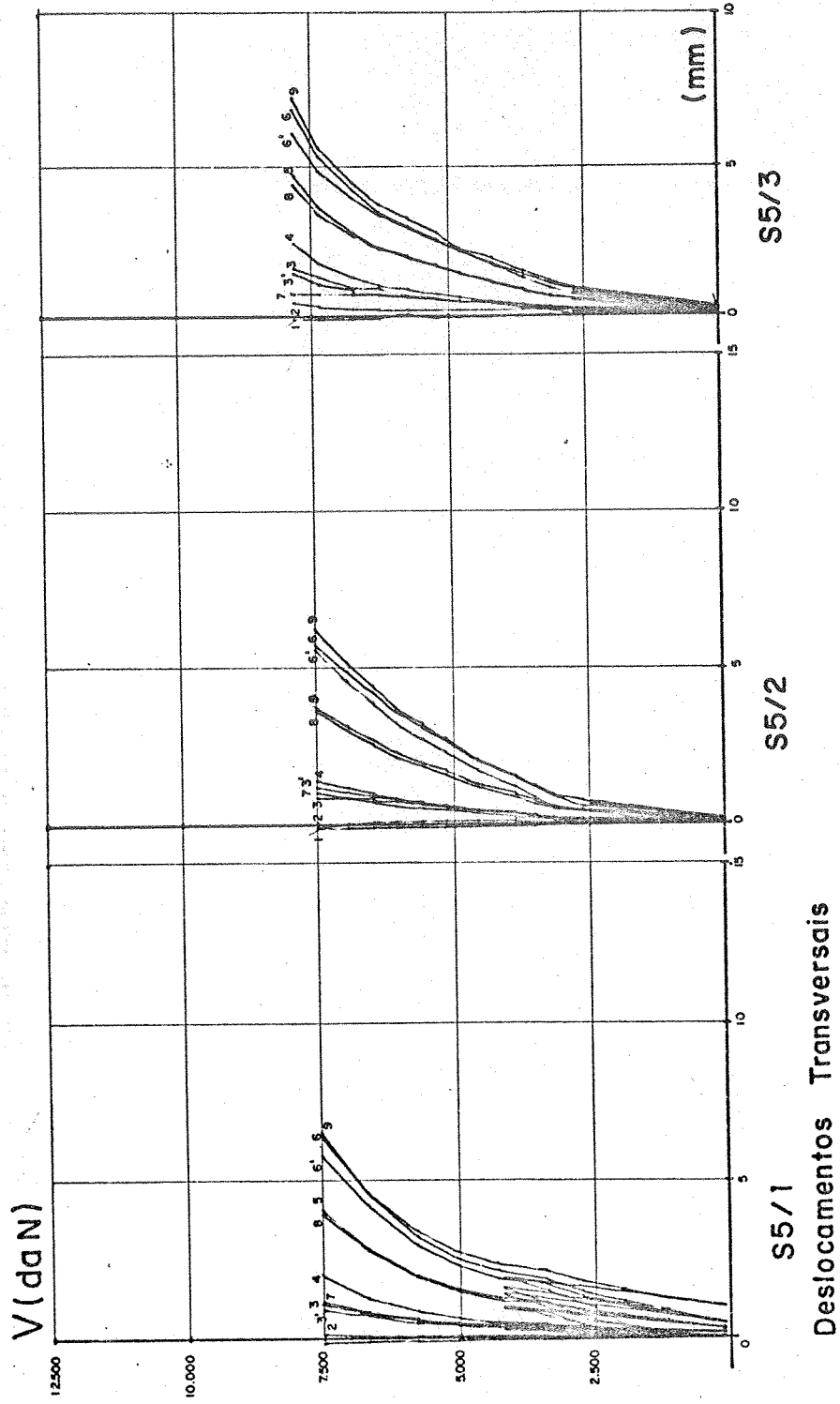
FIG. III 6 — POSICIONAMENTO DOS DEFLETÔMETROS

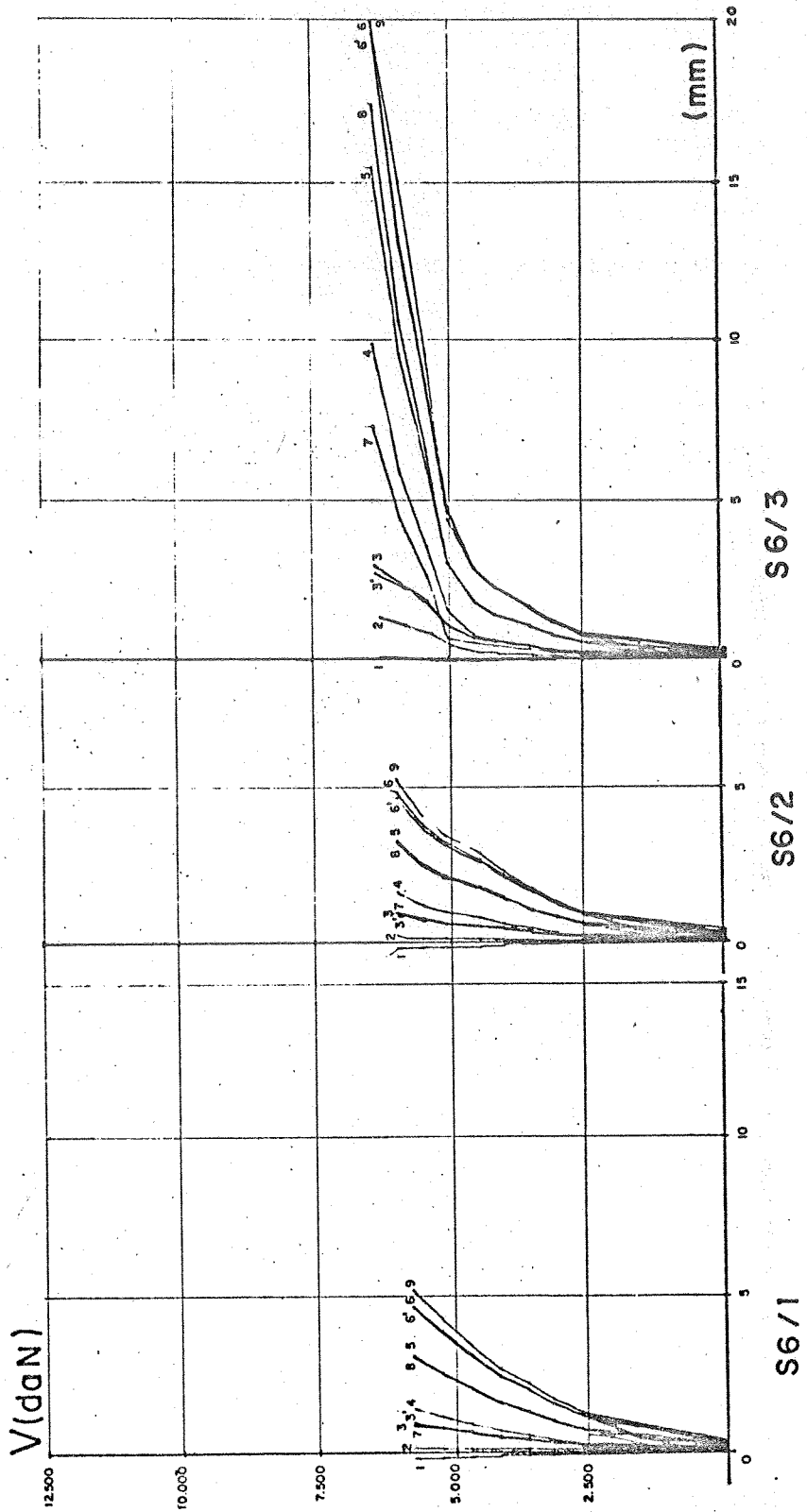


Deslocamentos Transversais



S1/1  
Deslocamentos Transversais





Deslocamentos Transversais

## CAPÍTULO 4

## 4.1 ANÁLISE DOS RESULTADOS

## 4.1.1 PRELIMINARES

Nos itens seguintes desse CAPÍTULO apresentam-se alguns comentários e observações referentes aos resultados obtidos nos ensaios dos onze modelos, ficando evidente que, em função dos resultados obtidos, as possíveis conclusões não permitirão obter recomendações práticas mas serão úteis sob forma de um alerta, quanto as consequências da utilização de perfis isolados como reforço transversal para lajes cogumelo em pilares de borda.

No ítem seguinte, apresenta-se a análise estatística dos resultados obtidos objetivando antes de mais nada, averiguar rapidamente a qualidade e confiança dos resultados e nos itens subsequentes, comentários gerais sobre os vários itens analisados durante a realização dos ensaios.

Concluindo este trabalho, alguns comentários estão apresentados quanto ao prosseguimento das pesquisas no Laboratório de Estruturas no que tange a utilização de perfis como reforço transversal em lajes cogumelo.



#### 4.1.2-ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS CARGAS DE RUÍNA

A análise estatística dos resultados das cargas de ruína obtidas para os vários modelos ensaiados, tem como objetivo primordial verificar a confiabilidade dos ensaios realizados .

Os resultados obtidos apresentam pequenas dispersões, próximas as obtidas nos ensaios anteriores realizados no Laboratório de Estruturas.

Os critérios de estabelecimento de intervalos de confiança para pequenas amostras (número de medidas inferior a 30 ) "apresenta como dificuldade essencial o fato de não se poder admitir a normalidade da distribuição por amostragem do desvio padrão " Fusco(1977). Cientes dessas restrições admitiremos como válida a distribuição normal e utilizaremos os valores normalizados  $V_u/\bar{V}_u$  das cargas de ruína de cada modelo.

A TABELA IV.1 apresenta o resumo da análise estatística das cargas de ruína salientando-se que, os valores da série S1 não foram incluídas nessa análise em virtude de somente dois ensaios terem sido realizados e também pelo fato de em um desses ensaios , as etapas de carga terem sido maiores que as demais , influenciando os resultados obtidos.

Observando-se os valores obtidos na TABELA IV.1 constatam-se as variações máximas em relação a média , de:

-3.9% para a serie ATO

-3.0% para a serie S5

+4.1% para a serie S6

Para o conjunto das nove cargas obtém-se o desvio de  $s=2.8\%$ , inferior aos encontrados por Takeya(1982) que obteve  $s=3.9\%$  para as séries EdL 15,16 e 17, desvio esse que confirma a boa qualidade da técnica na construção e ensaio dos modelos desenvolvidas no Laboratório de Estruturas.

TABELA I.4

	$V_u$ (daN)	$\bar{V}_u$ (daN)	$V_u/\bar{V}_u$	$s$
	11517		1,008	
ATO	11783	11430	1,031	0,035
	10991		0,961	
	7888		1,018	
S5	7516	7746	0,970	0,026
	7835		1,012	
	5786		0,962	
S6	5995	6012	0,997	0,039
	6256		1,041	

Analisaremos os intervalos de confiança da média adotando primeiramente a distribuição "t" de Student para

uma probabilidade de 95% de confiança (valor esse adotado convencionalmente para ações e solicitações, bem como resistência dos materiais para estruturas) nos intervalos dados por  $\bar{V}_u \pm \Delta \bar{V}_u$  onde  $\epsilon = t s_i / \sqrt{n}$  e  $t(\Delta p\%)$  obtidos da distribuição de Student.

Aplicando-se esse critério para cada série dos modelos cujos dados da cortante última encontram-se na TABELA IV.1, obteremos os seguintes intervalos de confiança em relação a média apresentados na TABELA IV.2.

TABELA IV.2

	$\bar{V}_u$ daN	s	t	$\epsilon$	$\bar{V}_u (1 \pm \epsilon)$ daN
ATO	11430	0,035		0,086	11430 ± 993
S5	7746	0,026	4,303	0,064	7746 ± 500
S6	6012	0,039		0,096	6012 ± 582

Constata-se que todos os resultados estão contidos nestes intervalos de confiança para todas as séries de modelos e aplicando, agora, a distribuição de Student para o conjunto das nove cargas de ruína, obtemos:

$$n=9 ; \quad s=0,029 ; \quad t=2,306 \quad e \quad \epsilon =0,022$$

resultando os intervalos de confiança :

ATO : 11430 ± 262  
 S5 : 7746 ± 178  
 S6 : 6012 ± 138 em daN

Com esse critério alguns valores deveriam ser rejeitados, porém, o que se observa é que os valores obtidos nos ensaios apresentam pequenas variações desses limites

Devem ser rejeitados, portanto, os seguintes valores:

- ATO: dois valores devem ser rejeitados, 11783 e 10991 ;
- S5: somente o valor 7516 deve ser rejeitado
- S6: dois valores devem ser rejeitados, 5786 e 6256

Cabe ressaltar que na análise acima realizada deve ser observada com algum cuidado pois, os modelos agrupados como uma única amostra apresenta a particularidade de representar fenômenos diferentes, ou seja, os modelos ensaiados possuem características de comportamento diferentes.

Um segundo critério de confiança é o proposto por Chauvenet que estabelece uma probabilidade de ocorrência de um desvio em função do número de medidas realizadas: " se em uma série de n medidas a probabilidade de ocorrência de um desvio do valor x é menor que  $1/2n$ , então a medida que apresentar tal desvio deverá ser rejeitada".

Portanto, sendo  $P_x$  a probabilidade do desvio ser menor que x temos:

$$1 - P_x = 1/2n$$

$$P_x = (2n-1)/2n$$

Inicialmente aplicaremos esse critério para os nove modelos das séries, obtendo

$$n=9$$

$$P_x=0.944$$

Utilizando a curva de distribuição normal que admitimos válida, mesmo para os casos de pequenas amostras, obtemos:

$$x=1.95$$

o desvio máximo admitido em relação a média será:

$$c=x.s$$

$$1.95 * 0.028 = 0.055$$

Portanto as medidas que estiverem contidas no intervalo compreendido entre 0.945 e 1.055 serão aceitas como confiáveis, o que permite concluir que todos os valores das cargas de ruína serão aceitos por esse critério de confiança como pode ser observado na TABELA IV.1 .

### 4.1.3. FISSURAÇÃO E CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA

As fotografias apresentadas no capítulo III (fotos 2 a 12 ) documentam as configurações de ruína e o caminhamento das fissuras através da identificação das etapas em que ocorreram.

As etapas em que as primeiras fissuras foram observadas (aberturas de 0.05 mm ) variaram em cada série dos modelos ensaiados , ressaltando-se que na série ATO ocorreram em etapas anteriores , considerando o número total das etapas de carregamento , as verificadas nos demais modelos e distribuíram-se em uma área maior .

Na TABELA IV.3 apresentam-se os valores médios em porcentagem da cortante última e as etapas em que foram observadas as primeiras fissuras ressaltando-se que essas observações não foram realizadas com grande precisão e regularidade.

TABELA IV.3

I Modelos	I Etapa em cada série	I Porcentagens de Vu	I primeiras fissuras observadas
I Ato	I 6	I 30%	I
I S1	I 5	I 40%	I
I S5	I 6	I 60%	I
I S6	I 5	I 65%	I

As aberturas máximas das fissuras segundo a NB-1/78 é de 0.3 mm para carga de serviço em peças protegidas e a TABELA IV.4 apresenta as etapas e os percentuais de  $V_u$  para cada série dos modelos em que essa abertura foi observada, salientando-se que tratam-se de valores médios.

TABELA IV.4

Modelos	Etapa	Porcentagens de $V_u$ fissuras de 0.3mm
ATO	15	75%
S1	13	95%
S5	14	90%
S6	12	100%

A dificuldade de analisar o comportamento dos perfis nas várias séries de modelos e justificar as configurações de ruína são enormes, principalmente pela complexidade e número de variáveis envolvidas. Nos parágrafos seguintes procura-se comentar as configurações de ruína observadas em cada série de modelos ensaiados.

- série ATO: a ruína dos modelos dessa série ocorreu por puncionamento da laje, de forma brusca, sem qualquer indício prévio do colapso iminente.

Caracterizou-se pela formação de uma superfície tronco cônica, inclinada de  $30^\circ$  a  $35^\circ$ , semelhante aos casos de pilares interiores relatados na bibliografia, porém restrita ao contorno interno do pilar.

Nas bordas livres das lajes, próxima ao pilar, há uma alteração na inclinação dessas fissuras ( $45^\circ$  em relação à laje, iniciando na região superior da ligação pilar-laje) evidenciando os efeitos da torção nessa região.

Os maiores deslocamentos verticais encontram-se na região central dos modelos e diminuem a valores mínimos nas bordas.

A FIGURA IV.1 ilustra esquematicamente a configuração de ruína acima descrita.

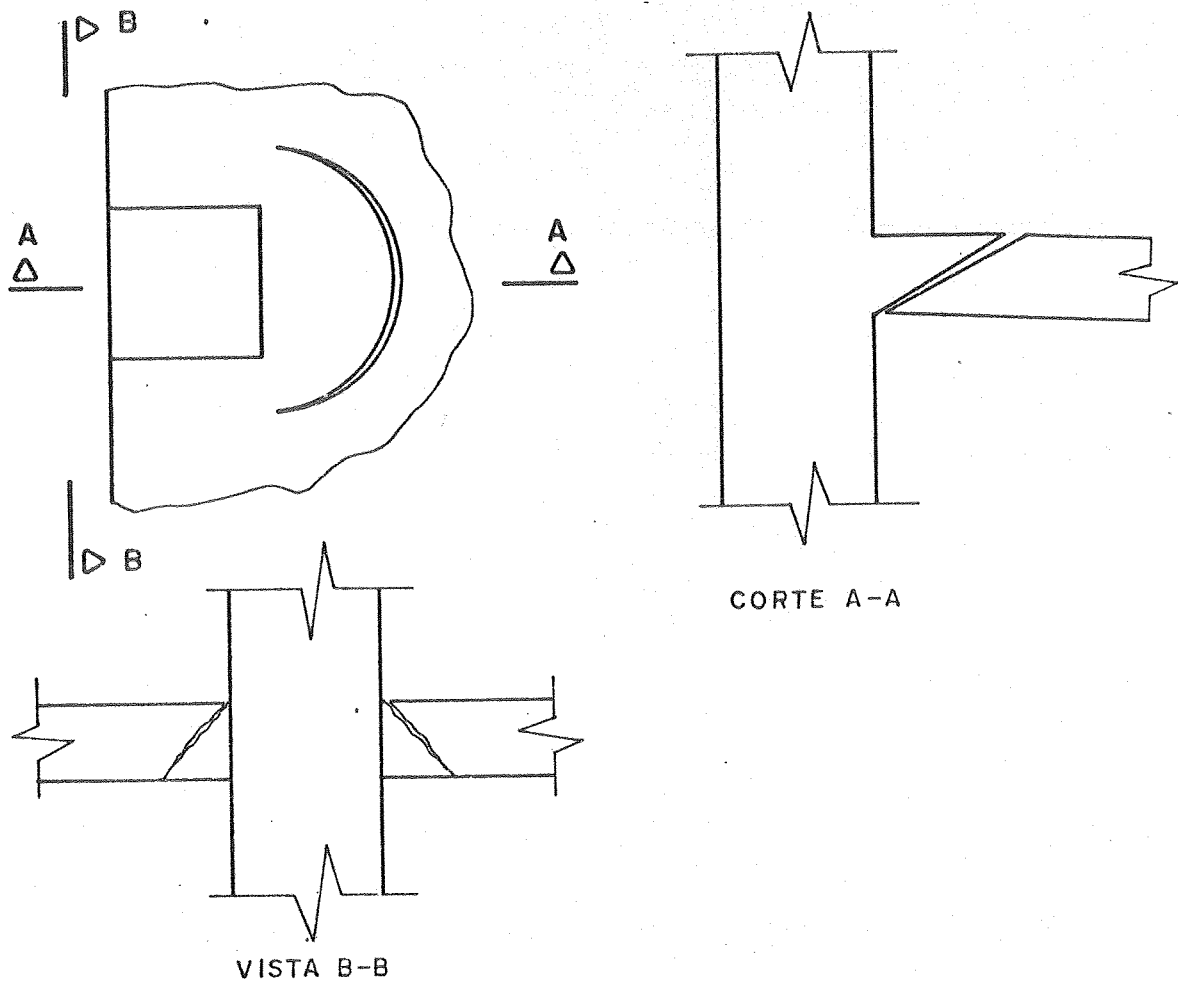


FIGURA IV 1 - CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA ESQUEMÁTICA SÉRIE ATO

- série S1: a ruína dos modelos dessa série ocorreu de forma brusca, sem aviso prévio, e como relatado anteriormente com valores de  $V_u$  inferiores aos obtidos na série de comparação (ATO).

A introdução do perfil, paralelo à borda da laje e próximo ao pilar, ocasionou inicialmente um enrijecimento que pode ser observado pelos deslocamentos verticais inferiores, nas primeiras etapas de carregamento em relação aos modelos de comparação, porém, concentrando tensões e reduzindo a superfície de ruptura. Essas concentrações podem ser observadas pela redução da região fissurada dos modelos.

A redução da superfície resistente ocorreu devido a limitação imposta pela aba superior do perfil que ocasionou uma maior inclinação da superfície potencial de ruína, diminuindo assim a área resistente, não ocorrendo o deslocamento dessa



superfície de ruína para a aba inferior como inicialmente previsto.

A FIGURA IV.2 ilustra o descrito acima .

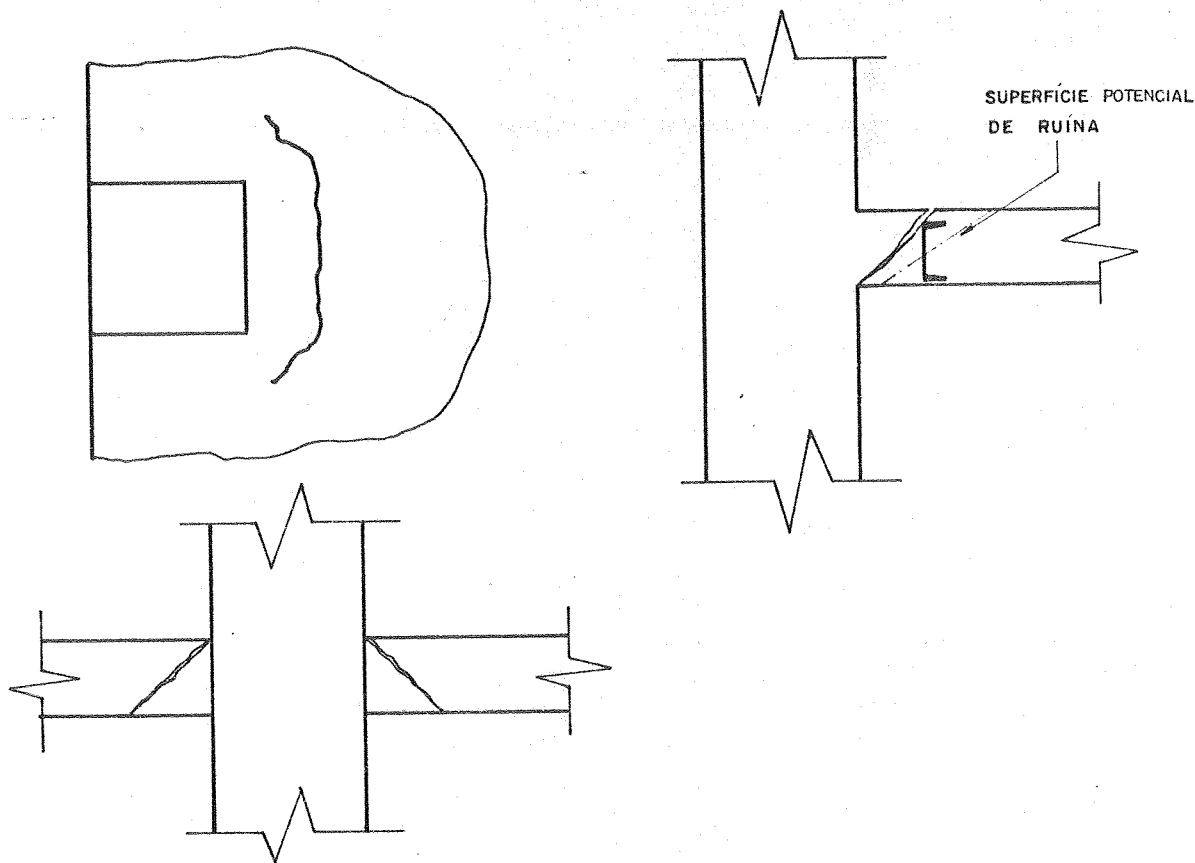


FIGURA IV 2- CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA ESQUEMÁTICA SÉRIE S-1

- série S5 e S5A :a disposição dos perfis nessa série , perpendicular à borda da laje e cortando a superfície de ruína dos modelos sem armadura transversal ,introduziu modificações no comportamento global desses modelos.

Os perfis impediram a formação da superfície tronco cônica próxima ao pilar , deslocando-a para a extremidade dos perfis o que acarretou uma redução da superfície resistente a punção e , portanto , justificando os valores da cortante última inferiores aos obtidos nos modelos de comparação.

O fato de ,após a realização do primeiro ensaio dessa série , observar-se o puncionamento quase que localizado na extremidade dos perfis , cujo comprimento no modelo S5/1 era de 54 cm , gerou dúvidas quanto a possibilidade de efeitos locais serem responsáveis pela ruína , pois o carregamento era aplicado

muito próximo a extremidade dos perfis.

Para os modelos seguintes reduziu-se o comprimento dos perfis para 41 cm ( S5A/2 E S5A/3 ) ,procurando assim evitar os os possíveis efeitos locais .Constatou-se , porém , que essas alterações não tiveram quaisquer influência nos resultados obtidos em relação ao primeiro modelo ,quer na configuração de ruína , quer nos valores da cortante última .

Ficou evidenciado que a superfície de ruína ocorreu nas extremidades dos perfis em todos os modelos dessa série existindo , portanto uma redução na superfície de ruína com a consequente redução da cortante última em relação ao modelo de comparação e na FIGURA IV.3 esta esquematizado a configuração de ruína obtida.

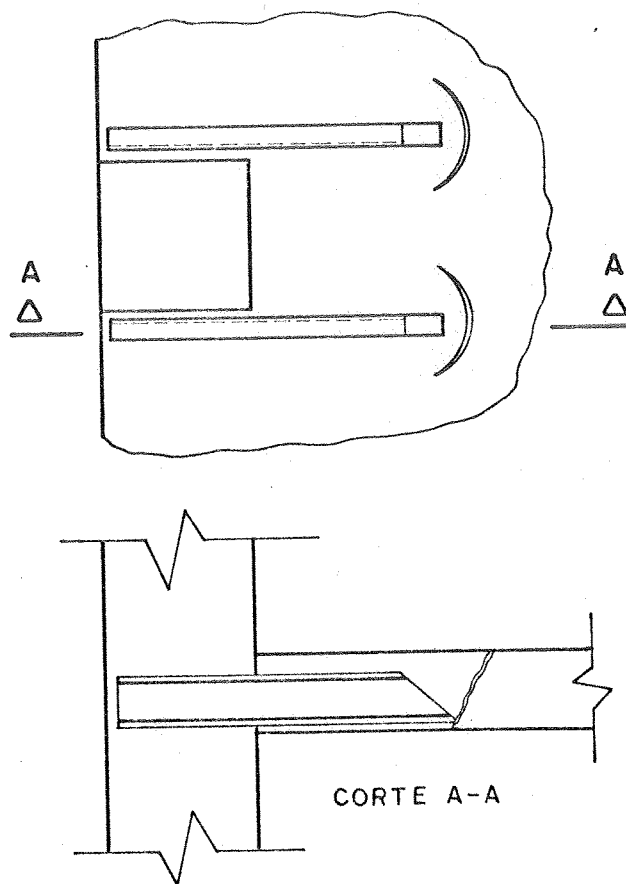


FIGURA IV 3 - CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA SÉRIE S5/S5A

-série S6 : a disposição dos perfis nessa série ; dois perfis perpendiculares à borda soldados a um perfil paralelo, provocou uma completa alteração no comportamento dos modelos.

É evidente a concentração de tensões na região central da laje , interna aos perfis , provocando inclusive o escoamento das barras 10 e 11 da armadura flexão , como será relatado posteriormente , com carregamentos bem inferiores comparados com as outras séries.

Basicamente , a redução da cortante última foi consequência dessas concentrações e da redução da área resistente ao cisalhamento .

Na FIGURA IV.4 apresenta-se um esboço da configuração de ruína dessa série.

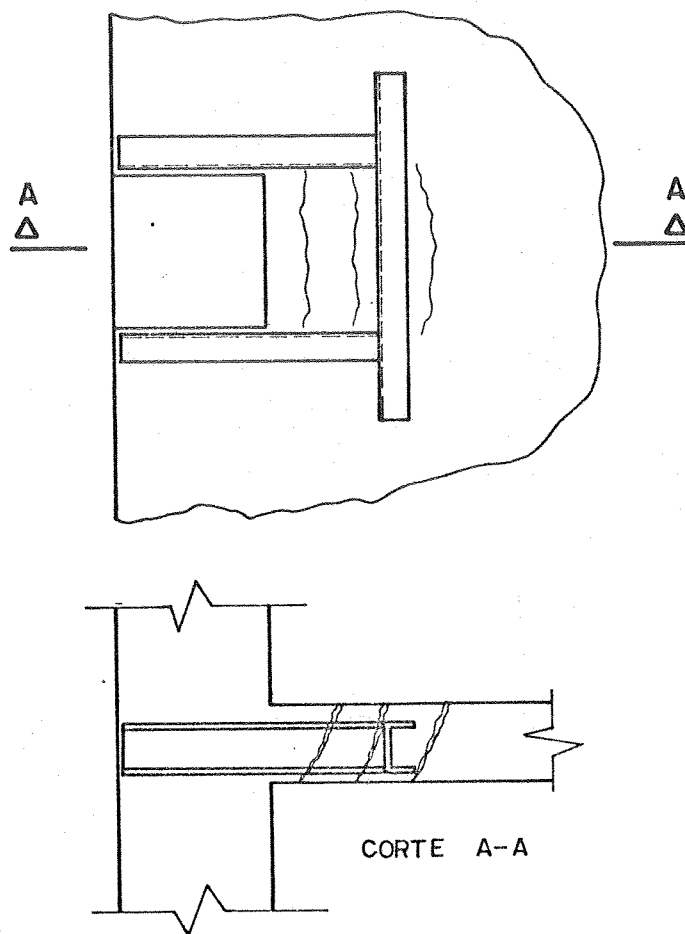


FIGURA IV 4 - CONFIGURAÇÃO DE RUÍNA SÉRIE S6

#### 4.1.4. DEFORMAÇÕES NA ARMADURA DE FLEXÃO

A instrumentação, utilizando extensômetros elétricos de resistência nas barras da armadura de flexão da região crítica (2h das faces do pilar) tem como objetivo maior nos indicar o comportamento e distribuição das deformações dessas barras.

Como já descrito anteriormente, as barras da armadura de flexão foram divididas em dois grupos numeradas de 2 a 7 dispostas paralelas à borda do modelo e de 10 a 14 perpendiculares.

Salienta-se que a instrumentação, com extensômetros elétricos de resistência, não foi abundante, pois os resultados obtidos dos modelos ensaiados sem extensômetros indicaram que as soluções propostas não apresentavam resultados satisfatórios quanto ao aumento da cortante última restando, portanto, uma análise qualitativa da ruína dos modelos que não nos forneceria resultados possíveis de serem utilizados em futuras recomendações práticas.

Alguns comentários sobre os resultados obtidos:

- ATO : do conjunto de barras 2 a 7 nenhum dos pontos instrumentados apresentou deformações características do escoamento, sendo o ponto 4.3 o que apresentou a maior deformação (0.2%).

As barras 10 e 11, do segundo conjunto, apresentaram deformações características do escoamento, um resultado que TAKEYA (1981) também obtivera ao ensaiar os modelos da série EdL-15.

- S1 : não foram ensaiados modelos instrumentados nessa série.

- S5 : também nessa série as barras 10 e 11 apresentaram deformações características do escoamento , com valores da carga aplicada próxima aos valores do início do escoamento da serie ATO .

Observou-se uma alteração nas deformações das barras 2 a 7 com valores maiores aos obtidos na série de comparação (ATO).

As barras 13 e 14 , posicionadas acima dos perfis , apresentaram deformações inferiores as obtidas na série de comparação , em todos os pontos instrumentados , indicando assim a contribuição dos perfis em absorver parcela das tensões advindas da flexão da laje.

- S6 : a indicação mais significativa obtida , nessa série , através da análise dos resultados das deformações é a constatação da concentração de tensões nas barras internas aos perfis que apresentaram deformações bem superiores as obtidas no modelo ATO .

As barras 10 e 11 escoaram e todas as demais deformações dos outros pontos instrumentados , foram maiores que as obtidas na série ATO .

Os resultados obtidos indicam concentrações de tensões na armadura de flexão na região crítica .

#### 4.1.5. DEFORMAÇÕES NOS PERFIS

Cientes da ineficiência dos perfis de aço utilizados nos modelos da série S5A e S6, a instrumentação, utilizando extensômetros elétricos de resistência, objetivou avaliar as deformações em alguns pontos de tal forma a se obter informações mínimas sobre o comportamento desses perfis.

A complexidade da análise do fenômeno punção em lajes cogumelo é enorme, em função do grande número de variáveis envolvidas, acrescida da presença dos perfis torna-a mais complexa, a seguir algumas observações sobre o comportamento dos perfis:

- Os resultados obtidos nos vários pontos instrumentados nas séries S5A e S6 indicam que os perfis foram solicitados.

- A ancoragem dos perfis internos as lajes, aparentemente foi eficiente e não houve indícios de "escorregamento" entre o concreto e os perfis.

Num dos modelos da série S6 foi retirado, após o ensaio, a cobertura do concreto próxima ao perfil, não constatando visualmente indícios desse deslocamento nas abas ou na alma.

- No modelo S5A/3 as maiores deformações obtidas nas abas do perfil estão apresentadas na TABELA IV.5, abaixo, salientado-se que nenhum ponto instrumentado apresentou deformações próximas do escoamento do aço.

TABELA IV.5

Deformações x 10\*\*6 - Tensões em daN/cm\*\*2

I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I ponto I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I I 1p I 2p I 4p I 5p I 7p I 8p I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I=====I=====I=====I=====I=====I=====I=====I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I $\epsilon$ I	253	I -125	I 690	I -165	I 470	I -156	I	I	I
I I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I $\sigma_y$ I	531	I -262	I 1450	I -345	I 987	I -328	I	I	I
I I	I	I	I	I	I	I	I	I	I
I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I	I	I	I	I	I	I	I	I	I

O ponto de número 4p apresenta aparentemente, resultado suspeito relacionado ao fato de, após retirado o carregamento na fase de escorvamento, apresentou deformação residual da ordem de grandeza daquela obtida na etapa 5, porém com a aplicação das etapas posteriores os resultados das deformações parecem coerentes não existindo justificativa a priori para a deformação residual observada.

Embora com a observação descrita na frase acima os resultados parecem coerentes, sendo o ponto instrumentado mais próximo à face interna do pilar o que apresentou deformações maiores até próximo à ruína do modelo.

Conforme relatado no item 4.1.3., a superfície de ruína ocorreu na extremidade dos perfis e os resultados obtidos no ponto 7p (próximo a extremidade do perfil) indicam um aumento das deformações nas etapas próximas da ruína, confirmando assim a concentração de tensões nesta região.

- Os resultados obtidos nas deformações dos pontos instrumentados na alma do perfil, para o modelo S5A/3, também são coerentes. Na TABELA IV.6 apresentam-se as deformações máximas obtidas nas três rosetas e a respectiva tensão de cisalhamento máxima.

TABELA IV.6

Deformações máximas  $\times 10^{**6}$  -Tensões de cisalhamento em daN/cm\*\*2

	$\epsilon_3$	$\epsilon_2$	$\epsilon_1$	$\tau_{m\acute{a}x}$
3F	549	272	73	385
6P	195	468	-7	680
9P	214	-60	-4	316

Observa-se que também na seção instrumentada (roseta 6p) mais próxima da face interna do pilar é a que apresenta maiores deformações.

- No modelo S6/3, armado transversalmente com perfis em chapa dobrada com aço SAE -1010, as maiores deformações obtidas nas abas estão apresentadas nas TABELAS IV.7 e IV.8

TABELA IV.7

Perfil perpendicular à borda - Deformações  $\times 10^{**6}$

	1p	2p	4p	5p	7p	8p
$\epsilon$	715	-1366	-161	789	-107	787

\* valor não confiável



TABELA IV.8

Perfil paralelo à borda - Deformações x 10\*\*6

I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I
I ponto I 10p I 11p I 13p I 14p I 16p I 17p I
I=====I=====I=====I=====I=====I=====I=====I=====I
I I I I I I I I
I ε I -258 I -504 I 390 I -454 I -279 I -214 I
I I I I I I I I
I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I-----I

- Os pontos instrumentados nas abas do perfil perpendicular a borda (1p,2p,4p,5p,7p,8p ) resultaram em deformações bastante variáveis nas várias etapas do carregamento acarretando , como consequência , uma dificuldade imensa de análise .

O estado de deformação decorrente do tipo de reforço transversal utilizado na série S6 indicou concentrações de tensões na região da laje interna aos perfis e os resultados obtidos são muito diferentes dos obtidos na série S5 , nos perfis perpendiculares a borda.

O ponto instrumentado 2p está comprometido não existindo justificativa , aparente , para as deformações de tração na aba inferior do perfil e a posterior compressão com valores elevados nas etapas próximas à ruína do modelo.

- Os pontos do modelo S6/3 , instrumentados nas abas do perfil paralelo a borda da laje (10p,11p,13p,14p,16p,17p ) também apresentaram variações nas deformações obtidas nas várias etapas , porém , com predominância de compressão .

Os resultados das deformações obtidos nesse perfil aparentemente são coerentes , os pontos instrumentados na aba inferior do perfil apresentam encurtamentos pois estão na região comprimida da laje .

Os pontos instrumentados na região superior da aba paralelo a alma indicam o resultado de uma flexão local provocada pela armadura de flexão .Essa flexão da aba no sentido transversal faz com que , por Poisson , a direção perpendicular , ou seja , a direção do extensômetro elétrico seja comprimida.

- Os resultados obtidos nas deformações dos pontos instrumentados na alma dos perfis para o modelo S6/3 foram irregu-

lares com vários extensômetros elétricos inutilizados nas etapas próximas à ruína do modelo. Na TABELA IV.9 apresenta-se o estado de deformação correspondente as tensões de cisalhamento máximas para cada roseta .

TABELA IV.9

Deformações x 10\*\*6 - Tensões de cisalhamento em daN/cm\*\*2

	$\epsilon_3$	$\epsilon_2$	$\epsilon_1$	$\tau_{\text{máx}}$
I 12 <sub>p</sub>	-17	14	20	35
I 15 <sub>p</sub>	-9	65	78	85
I 18 <sub>p</sub>	31	112	27	132

- É evidente que a presença dos perfis , internamente as lajes , alteraram o comportamento dos modelos e dos resultados obtidos , bem como , a distribuição das tensões.

#### 4.1.6 DEFORMAÇÕES NA LAJE

Os resultados obtidos com relação as deformações na face inferior da laje foram coerentes com os demais resultados, alguns comentários podem ser feitos:

- Nenhum dos pontos instrumentados com extensômetros elétricos de resistência, nos três modelos, indicaram indícios de plastificação do concreto sendo a maior deformação obtida no ponto 1.1 no modelo AT0/3 (0.15%).

- Aparentemente os resultados obtidos no modelo S5/3 na roseta número 3 são suspeitos, apresentando um comportamento atípico após a etapa de carga 14 não existindo, a princípio, justificativa para tais resultados.

- Todos os pontos da face inferior da laje no modelo AT0/3 apresentam um comportamento próximo do linear, não havendo indícios de plastificação em qualquer dos pontos. Ressalta-se que as deformações obtidas no modelo AT0/3 foram maiores que os demais.

- A alteração no comportamento dos modelos das séries S5 e S6 pode ser constatada mais uma vez: as deformações obtidas na face inferior da laje, em todos os pontos instrumentados, foram inferiores as do modelo de comparação.

Nessas séries a região próxima dos pilares foi pouco solicitada, mesmo próximo da ruína, o que possibilita reafirmar as justificativas para as configurações de ruína das duas séries já descritas anteriormente.

#### 4.1.7 DESLOCAMENTOS TRANSVERSAIS

Os deslocamentos obtidos nos vários modelos ensaiados nos fornece mais um indicador da coerência dos valores obtidos, em concordância aos demais itens já comentados anteriormente.

Alguns comentários sobre os deslocamentos :

- Como pode ser observado nos gráficos apresentados no CAPÍTULO III, os deslocamentos dos pontos simétricos (3 e 3', 6 e 6') são bem próximos para quase todos os modelos, indicando que a simetria foi obtida nos modelos, bem como, nos carregamentos.

- os deslocamentos obtidos nos defletômetros posicionados próximo às bordas livres da laje ( pontos 1,2 e 3 ) são, em quase todos os modelos, nulos ou muito pequenos. Alguns pontos há inclusive a inversão de sentido, isto é, o levantamento da borda da laje.

Na série ATO os defletômetros 1 e 2 apresentam essa inversão e nos demais modelos apenas o defletômetro 1, inversão essa decorrente da torção na borda da laje nas proximidades do pilar, já referenciada anteriormente ao se justificar as fissuras inclinadas na borda da laje.

- Nos modelos S1/1 e S6/3 as últimas leituras do defletômetros foram realizadas após a ruína dos modelos, o que fica evidenciado, nos gráficos, pelo aumento brusco desses deslocamentos.

- O comportamento dos deslocamentos nos vários modelos ensaiados apresentam um aspecto relevante a ser considerado : os modelos sem armadura transversal apresentaram deslocamentos maiores nas etapas próximas à ruína , ao passo que nos demais modelos os valores obtidos foram menores.

O espraiamento das fissuras da série ATO e o comentário da frase acima permitem , mais uma vez , afirmar que os perfis enrijeceram localmente os modelos , porém , concentrando tensões e acelerando o funcionamento das lajes.

Os resultados obtidos , também , ratificam a afirmação encontrada em várias publicações sobre o comportamento de perfis como armadura transversal , ou seja , não aumenta a ductilidade da ligação laje pilar.

- Finalizando esse item , cabe ressaltar o comentário apresentado pelo Martinelli (1974) de que os resultados obtidos dos deslocamentos em elementos de laje são os que mais se distanciam daqueles que se obteriam em ensaios de lajes completas.

## 4.2 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos nos vários ensaios , expostos anteriormente , indicam com certeza que sob o prisma de se obter soluções para evitar o punctionamento das lajes cogumelo em pilares de borda a utilização de perfis , da maneira proposta nesse trabalho , foi um grande insucesso .

Ao iniciarmos este trabalho , as dúvidas sobre o comportamento desses perfis internos às lajes e dispostos externamente aos pilares eram imensas e somado ao fato de que inúmeros parâmetros influenciam o comportamento dessas ligações , optou-se pela realização desse trabalho.

Antes de alinhar algumas conclusões , cuja primeiro item parece evidente, ou seja , não utilizar perfis nessas condições, ressalta-se que um aspecto deve ser evidenciado : a experimentação de modelos propondo análises de situações não convencionais parece ser o melhor método de trabalho , pois, qualquer tentativa de se realizar um trabalho teórico para uma situação tão atípica como esta , seria muito difícil de ser realizado.

Uma crítica deve ser feita , talvez agora até influenciada pelos resultados obtidos , refere-se ao porque da não disposição dos perfis internamente aos pilares . Aparentemente devem apresentar resultados mais satisfatórios e não foi introduzida no decorrer dos ensaios porque optou-se por esgotar as soluções com perfis dispostos internamente às lajes e externos aos pilares , cuja maior vantagem seria a facilidade de execução.

Algumas conclusões gerais:

- Constata-se que a ruína da ligação laje pilar de borda sem armadura transversal, ocorre por punção da laje com uma configuração onde a predominância da força cortante é evidente, caracterizando-se pela ruína brusca , sem aviso prévio , antes de ser atingida a capacidade máxima à flexão da laje .

- Constata-se a influência da armadura de flexão , como relatado em vários trabalhos , nos valores da cortante última dos modelos.

Comparando-se os resultados obtidos da série ATO , armado somente à flexão com barras de diâmetro nominal de 8 mm (malha de 4,5 cm x 5,7 cm) aos obtidos por Takeya (1981) na série EdL-15 cuja única diferença consistia no diâmetro nominal da armadura de flexão ( 10 mm ), observa-se um aumento da cortante última .

Na TABELA IV.10 apresenta-se um resumo dos valores da cortante última para as series ATO e EdL-15.

TABELA IV.10

Vu (daN)						relação $\bar{V}_u$ EdL-15/ $\bar{V}_u$ ATO
1	2	3				
ATO	11517	11783	10991	11430		1,09
EdL-15	12269	12402	12416	12362		

- Da observação das cortantes últimas obtidas na série S-1 pode-se constatar que a velocidade de carregamento ( carga aplicada em cada etapa ) influencia os resultados finais .

Na série S-1 foram ensaiados dois modelos com etapas de carga diferentes para cada um , sendo para o modelo S1-1 etapas de aproximadamente 980 daN e para o modelo S1-2 420 daN.

As cortantes últimas observadas foram  $V_{u,S1-1}=6573$  daN e  $V_{u,S1-2}=8255$  daN estabelecendo , portanto , uma relação de 2.33 entre as cargas por etapas e uma relação de  $V_{u,S1-1}/V_{u,S1-2}$  igual a 0,80 .

Com as relações acima descritas consta-se que a influência da velocidade de carregamento é significativa e deve ser considerada na análise de resultados experimentais.

Os modelos das série ATO, S5 E S6 foram carregados com etapas de carga de aproximadamente 500 daN .

-As cortantes últimas dos modelos armados transversalmente com perfis tipo U foram menores que as observadas nos modelos de comparação decorrente basicamente das alterações provocadas pelos perfis no comportamento dos modelos, na região crítica das lajes ( 2h da face dos pilares ).

Constata-se também que a presença dos perfis embora provocando um enrijecimento local das lajes, introduziu alterações nas superfícies de ruína e concentração de tensões localizadas que implicaram na ruína por punção destes modelos.



### 4.3 PROSSEGUIMENTO DAS PESQUISAS

Os resultados obtidos , neste trabalho , permitem afirmar que a utilização de perfis isolados como reforço transversal em pilares de borda de lajes cogumelo não conduzem a resultados satisfatórios , portanto , não existe interesse no prosseguimento das pesquisas nesta direção.

Alguns modelos poderiam ser ensaiados utilizando perfis tipo I , dispostos internamente aos pilares na ligação laje pilar de borda , aparentemente os resultados a serem obtidos devem ser melhores que os obtidos neste trabalho.

Uma outra linha de pesquisa , no estudo das lajes cogumelos , poderia ser a utilização de pilares metálicos , analisando as possíveis soluções para a vinculação laje-pilar (centro, borda e canto). A utilização de pilares metálicos apresentam vantagens de ordem construtivas , não sendo importante , pelo menos neste trabalho , maiores considerações restando , portanto , apenas a idéia .

Uma outra alternativa para o prosseguimento das pesquisas seria a utilização de unidades pré-fabricadas de armadura transversal , com segmentos de perfis tipo I e telas soldadas , pois as pesquisas desenvolvidas sobre este ítem revelam ser uma solução viável.

Finalizando este trabalho , enfatiza-se a recomendação de não utilizar perfis isolados em ligações laje-pilar de borda em lajes cogumelo .

## BIBLIOGRAFIA

## BIBLIOGRAFIA

- 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-ASCE Committee 326, "Shear and Diagonal Tension, part 3, slabs and footings", ACI Journal, 59, nro 3, marco 1962 pp.353-395
- ANDERSON, J.L., "Preliminary Summary of Punching of Concrete Slabs with Edge Columns", Bull. CEB, Paris, nro 59, out 1966, pp. 72-82
- ASCE-ACI Task Committee 426 on Shear and Diagonal Tension, "The Shear Strength of Reinforced Concrete Members-Slabs", Journal of the Structural Division, ASCE, 100, nro ST8, agosto 1974, pp. 1543-1609
- BERNAERT, S., "Le Poinçonnement des planchers - dalles ; état de la question", Bull.CEB, Paris, nro 50, julho 1965, pp. 53-101
- BLAKEY, F., "Australian Experiments with Flat Plates", ACI Journal, 60, nro 4, abril 1963, pp. 515-525
- BORGES, J.F., LIMA, J.A., "Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete", Laboratório Nacional Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, memória nro 162, 1961, pp. 1-12
- BROTHIE, J.F., "Some Australian Research on Flat Plate Structures", ACI Journal, 77, nro 1, jan.-fev. 1980, pp.3-11

- CARPENTER, J.E. , KAAR, P.H. , HANSON, N.W. , "Discussion of Proposed Revision of ACI 318-63 Building Code Requirements for Reinforced Concrete" , ACI Journal, 68, nro 3, setembro 1970, pp. 696-697
- CEB-FIP, "Système International de Réglementation Technique Unifiée des Structures Code Modele CEB-FIP pour les Structures en Béton " , vol II, Bulletin d'information nro 124/125-f , abril 1978
- CORLEY, W.G. , HAWKINS, N.M. , " Shearhead Reinforced for Slabs", ACI Journal , 65, outubro 1968, pp. 811-824
- CORLEY, W.G. , "Shear in two-way slabs - ACI Aproach", Bull. CEB, Paris, nro 113, janeiro 1979, pp. 177-191
- CRISWELL, M.E. , " Discussão de GESUND - DIKSHIT ( 1971)", ACI Journal, 70, nro 1, janeiro 1973, pp. 63-64
- DI STASIO, J. , VAN BUREN, M.P. , "Transfer of Bending Moment Between Flat Plate Floor and Column", ACI Journal, 32 , nro 3, setembro 1960, pp. 299-314
- DILGER, W.H. ,GHALI, A. , LANGOHR, P.H. , " Special Shear Reinforcement for Concrete Flat Plates", ACI Journal, 73 , nro 3, marco.1976, pp. 141-146
- ELSTNER, R.C. , HOGNESTAD, E. , " Shearing of Reinforced Concrete Slabs " , ACI Journal, 53, nro 1, julho 1956, pp.29-58
- FRANZ, G. , RITTER, K. , "L'État de Contrainte dans un Plancher-dalle au-dessus du poteau" , trad. frac., Bull. CEB, Paris, nro 50, julho 1965, pp. 112-122
- FUSCO, P.B. , " Fundamentos estatísticos da segurança das estruturas" , Editora da Universidade de Sao Paulo ,1976, 274 pp.
- GESUND, H. , DIKSHIT, O.P. , "Yield line analysis of the punching problem at slab/column intersections, in "Cracking, Deflection and Ultime Load of Concrete Slab systems", SP-30, American Concrete Institute, Detroit, 1971, .pp. 177-201
- GURALNICK, S.A. , LA FRAUGH, R.W. , "Laboratory Study of a 45-Foot Square Flat Plate Structures", ACI Journal 60, nro 9, setembro 1963, pp. 1107-1185
- HANSON, N.M., HANSON, J.H., "Shear on Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns", Journal of the PCA Research and Development Laboratories, janeiro 1968, pp. 2-16
- HATCHER, D.S. , SOZEN, M.A. , SIESS, C.P. , "Test of a Reinforced Concrete Flat Slab", Journal of the Strutural Division, ASCE, 91, nro ST5, OUTUBRO 1965, PP. 205-231

- 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., outubro 1970 (tb.in ACI Publication SP-35, 1973, pp.147-176)
- HAWKINS, N.M., "Shear Strength of Slabs with Shear Reinforcement ", ACI Publication SP 42-34 , 1974 , pp. 785-815
- 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
- HOGNESTAD, E. , Et al. , "Shear and Diagonal Tension", ACI Journal, 59, nro 1, janeiro 1962, pp. 3-30
- HOLLAND, E.P. , "Comparison of Design for Shear in slabs by the ACI and CEB Codes", Bull.CEB, Paris, nro 113, janeiro 1979, pp. 211-218
- ISLAM, S. , PARK, R. , "Tests on Slab-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure ", Journal of the Strutural Division, ASCE , 102, nro ST3, marco 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 Strutural Division, ASCE, 92, nro ST3, junho 1966, pp. 199-224
- KEMP, E.L. , WILHELM, W.J. , "Influence of Sprandel 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 Without Shear reinforcement ", Estocolmo, Kungl. Tekniska Hoegskolans Handlingar, nro 158, 1960
- LANGENDONCK, T., "Remarques sur le Calcul des Dalles au Poinçonnement", Bull. CEB, Paris, nro 57, setembro 1966, pp. 141-144
- LONG, A.E. , "A Two-Phase Approach to the Prediction of the Punching Stregth of Slabs", ACI Journal, 72, nro 2, fevereiro 1975, pp. 37-45
- LONG, A.E. , BOND, D., "Punching Failure of Reinforced Concrete Slabs", Proc. Institution of Civil Engineers, 37, maio 1967, pp. 109-135
- LONG , A.E. , "Punching Failure of Slabs-Transfer of Moment and Shear", Journal of Strutural Division, ASCE, 99, nro ST4, abril 1973, pp. 665-685

- MARTINELLI, D.A.O. , FERREIRA, J.C. , TAKEYA, T. , FIGUEIREDO FILHO, J.R. , SILVA, D.R. , " Sumário Preliminar de Estudos Experimentais da Resistência de Ligações Laje-Pilar", XXI Jornadas Sulamericanas de Engenharia de Estrutural, Rio de Janeiro, 1981
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C. , TAKEYA, T. , " Função em Cantos e Bordas de Pavimentos sem Vigas ", XVII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Caracas, 1975
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T. , "Sobre a Contribuição dos Estribos na Resistência das Ligações Laje-Pilar" XVIII Jornadas Sulamericanas de Engenharia Estrutural, Salvador, 1976
- MARTINELLI, D.A.O., "Sobre a Ruína das Ligações Laje-Pilar nos Cantos de Lajes-Cogumelo", Publ. nro 187, EESC, São Carlos, 1974
- MAST, P.E. , "Plate Stresses at Column near the Free Edge", ACI Journal, 67, nro 11, novembro 1970, pp. 898-902
- MAST, P.E. , "Stresses in Flate Plates near Columns", ACI Journal, 67, nro 10, outubro 1970, pp. 761-768
- MOWRER, R.D. , VANDERBILT, M.D. , "Shear Strength of Light-Weight Aggregate Reinforced Concrete Flat Plates", ACI Journal, 64, nro 11, novembro 1967, pp. 722-729
- NB-1/1960, "Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado", Norma Brasileira, Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1960
- NB-1/1978, "Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado - Procedimentos", Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1978
- NIELSEN, M.P. , "Punching Shear Resistance According to the CEB Model Code", Bull. CEB, Paris, nro 113, janeiro 1979, pp. 193-210
- NYLANDER, H. , "Punching of Reinforced Concrete Slabs", Bull. CEB, Paris, nro 44, outubro 1964, pp. 159-183
- PARK, R., ISLAM, S., "Strength of Slabs-Column Connections with Shear and Unbalanced Flexure", Journal of the Structural Division, ASCE, 102, ST9, setembro 1976, pp. 1879-1901
- REGAN, P.E., "Design for Punching Shear", The Structural Engineer, junho 1974, 52, nro 6, pp. 197-207

- SEIBLE, F. , GHALI, A. , DILGER, W.H., "Preassembled Shear Reinforcing Units for Flat Plates", ACI Journal, 77, nro 1, janeiro-fevereiro 1980, pp.28-35
- SHEHATA, I , "Punching of Pretressed and Non-pretressed Reinforced Concrete Flat Slabs", Dissertação de Mestrado, The Polytechnic of Central London, Londres , setembo 1982
- SOBREIRA, J.A. , "Resistência ao punçoamento do betão armado", Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, nro 9, pp. 179-187 , nro 10, 1981, pp. 16-26
- STAMENKOVIC, A. , CHAPMAN, J.C. , "Local Strength of Flat Slabs at Column Heads", Report 39, Construction Industrial Research and Information Association, Londres, 1972
- STEINMANN, G. , "Conclusions - Poinçonnement ", Bull. CEB, Paris, nro 57, setembro 1966, pp. 145-175
- WHITTING, A. , " Some More Notes on Slab to Edge Column Connections", ACI Journal, 59, nro 4, abril 1962, pp. 609-612
- WIESINGER, F. , "Design of Flat Plates with Irregular Column Lay-Out", ACI Journal, 70, nro 2, fevereiro 1973, pp. 117-123
- YITZHAKI, D. , "Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs", ACI Journal, 63, nro 5, maio 1966, pp. 527- 540
- YITZHAKI, D. , "Punching Streght of Reinforced Concrete Slabs", Bull. CEB, Paris, nro 58, outubro 1966, pp. 83-115
- ZAGHLOL, E.R.F. , PAIVA, H.A.R. , GLOCKER, P.G. , "Tests of Reinforced Concrete Flat Plate Floors", Journal of the Structural Division, ASCE, 96, nro ST3, marco 1970, pp. 487-507

ANEXOS



## ANEXO I: ENSAIO COMPLEMENTAR-MODELO S10

### I-INTRODUÇÃO

Apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de um modelo da ligação laje-pilar de borda em lajes cogumelo realizado, por sugestão do Prof. Martinelli, com o objetivo de elucidar dúvidas referentes à disposição dos perfis internamente à laje. Ressalta-se que este ensaio foi realizada após a apresentação da primeira versão desta Dissertação à Comissão Examinadora e incorporado a esta versão do Trabalho.

Nos modelos ensaiados apresentados anteriormente, utilizaram-se três disposições de perfis tipo U internos às lajes e externos aos pilares, com resultados da cortante última inferiores aos obtidos nos modelos sem armadura transversal.

O ensaio ora relatado surgiu da necessidade de verificar se a utilização de perfis dispostos internamente às lajes e embutidos nos pilares conduziriam a resultados melhores que os já obtidos.

### II-CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Utilizou-se a denominação S-10/1 e as características principais do modelo são:

- armadura de flexão já utilizadas nos demais modelos ; barras de diâmetro nominal 8mm em malha de 4,5cm x 5,7cm

- altura da laje  $h=10\text{cm}$

- seção transversal do pilar 20cm x 20cm

- armadura transversal constituída de perfis U em chapa dobrada com 3,04mm de espessura, 70mm de altura e abas de 40mm. As dimensões e disposição dos perfis estão indicadas na Figura a seguir.

- traço do concreto foi o mesmo adotado anteriormente adicionando-se Cloreto de Cálcio (3% do peso da água) com o objetivo de acelerar o endurecimento.

- o modelo foi ensaiado com quatorze dias após a concretagem e o procedimento de ensaio foi o mesmo adotado nos modelos anteriores.

### III-RESULTADOS:

#### III.1-Concreto

Foram retirados 15 corpos de prova sendo que três foram ensaiados à compressão aos sete dias, seis à compressão aos quatorze dias e seis à compressão diametral também aos quatorze dias.

Os resultados obtidos estão apresentados nas tabelas abaixo.

I	I	I	I
I	I	I	I
I Modelo	I fc,7	I fc,7	I
I	I	I	I
I	I	I	I
I S10/1	I 306-345-351	I 334	I
I	I	I	I

I	I	I	I	I	I
I	I	I	I	I	I
I Modelo	I fc,14	I fc,14	I ft,14	I ft,14	I
I	I	I	I	I	I
I	I	I	I	I	I
I S10/1	I 390-419-419	I 415	I 32-32-32	I 33	I
I	I 419-419-424	I	I 32-34-38	I	I
I	I	I	I	I	I

Nota: Unidades de fc,j e ftj em daN/cm\*\*2.

#### III.2-Cortante última do modelo

A cortante última obtida foi Vu= 11453 daN, correspondendo a 23 etapas de carregamento com aproximadamente 500 daN por etapa.

#### III.3-Deslocamentos transversais

Foram utilizados onze defletômetros mecânicos com a mesma disposição utilizada nos demais modelos e os resultados obtidos estão apresentados a seguir.

#### IV- COMENTÁRIOS GERAIS SOBRE OS RESULTADOS

Os resultados obtidos no ensaio do modelo S10/1 confirmam a previsão já apresentada anteriormente nas conclusões deste Trabalho, qual seja: a utilização de perfis dispostos internamente às lajes e ao pilar conduzem a resultados melhores que os obtidos no modelos em que os perfis estão externos ao pilar.

A ruína do modelo S10/1 ocorreu por punção com um deslocamento vertical bem caracterizado, com o cone de punção sendo formado na região da laje próxima a face interna do pilar (ver Fotos a seguir). A presença dos perfis não alterou significativamente a fissuração e tão pouco a cortante última em relação aos modelos sem armadura transversal.

Abaixo apresentam-se os valores da cortante última do modelo S10/1 e o valor médio da série ATO.

$$V_{u,S10/1} = 11453 \text{ daN}$$

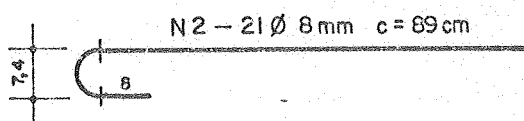
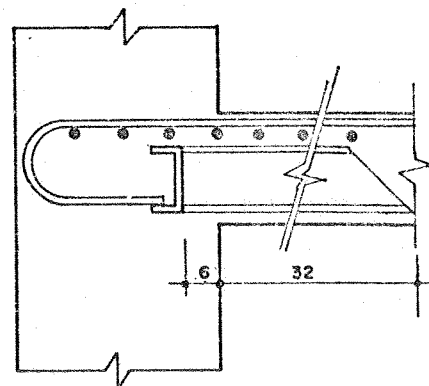
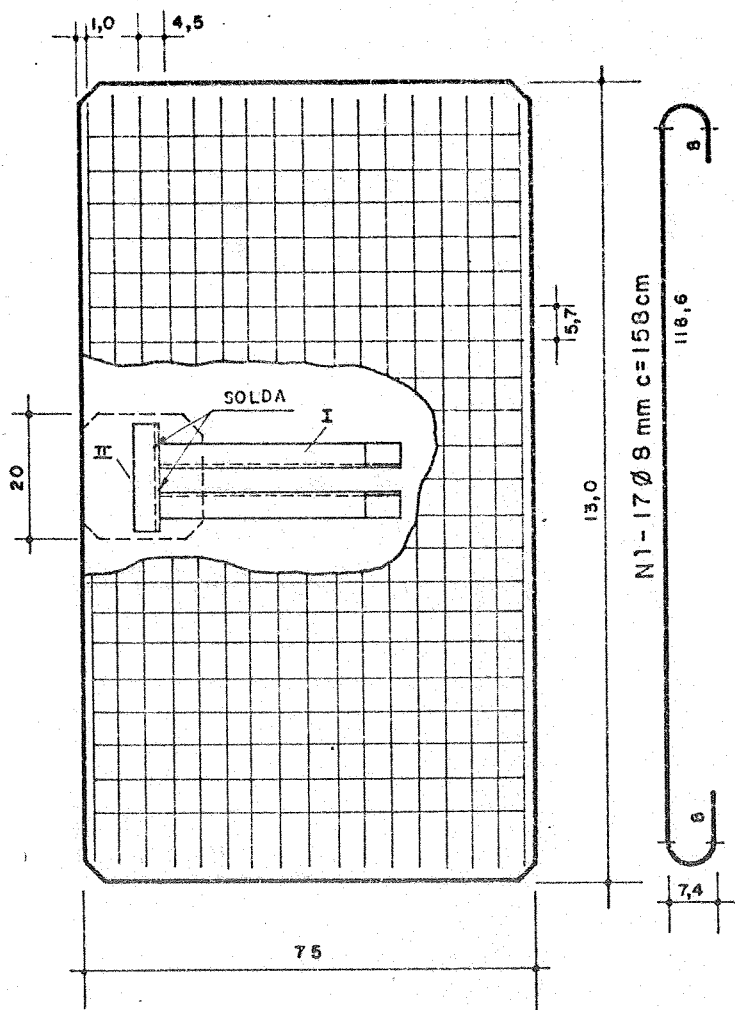
$$V_{u,ATO} = 11430 \text{ daN}$$

Ressalta-se que a resistência do concreto nos corpos de prova do modelo S10/1 ensaiados aos quatorze dias foi próxima da obtida nas demais séries.

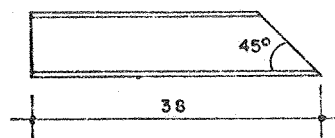
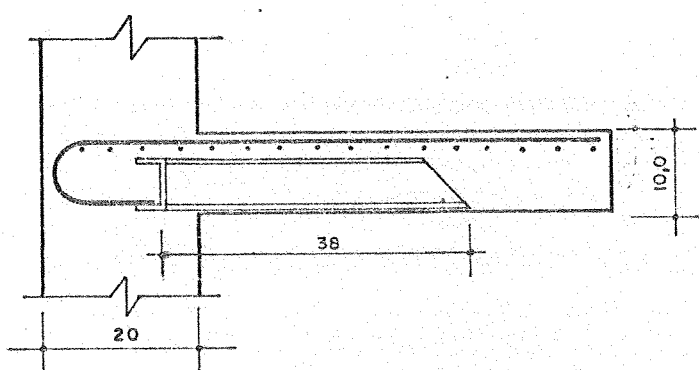
Nas páginas seguintes deste Anexo apresentam-se uma Figura esquematizando o modelo S10/1, os resultados obtidos dos deslocamentos sob forma de gráfico e tabela e fotos da configuração de ruína obtida deste modelo.

# EdL - S10

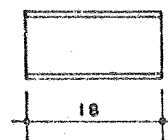
( Armaduras e detalhes )



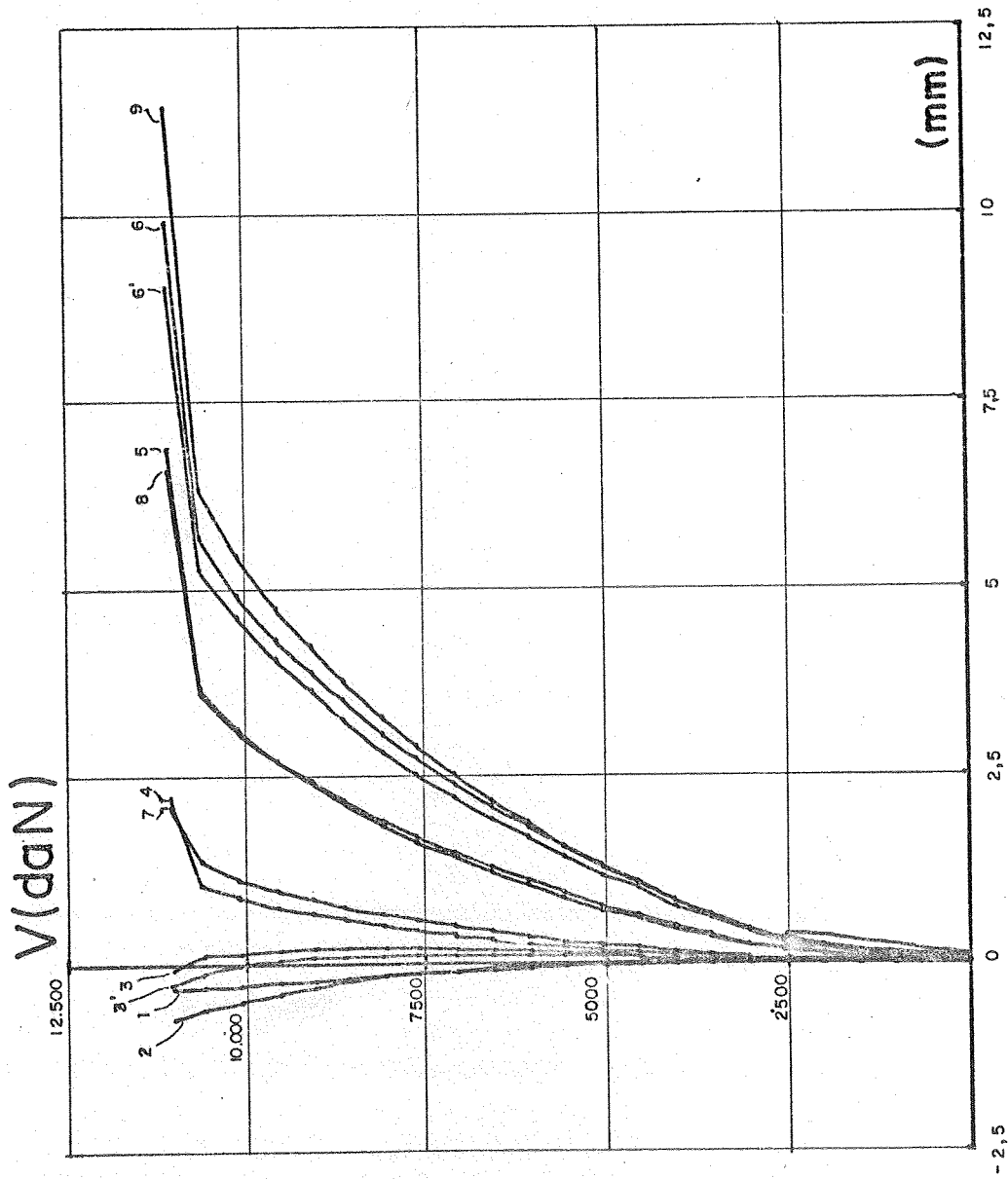
PERFIL U70 x 40 x 3,04 mm ( I )



PERFIL U 70 x 40 x 3,04 mm ( II )



MODELO S10



S10/1

Deslocamentos Transversais

**RUINA DAS LIGACOES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-CDSUNELO**

Modelo: S10/1

Moldagem: 28/02/86

Ensaio: 14/03/86

Idade: 14 dias

**Deslocamentos Transversais da laje**

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	988.	-0.01	0.00	0.00	0.02	0.07	0.12	0.02	0.05	0.08	0.02	0.12	
2	1474.	-0.01	0.00	0.00	0.04	0.11	0.19	0.03	0.15	0.16	0.03	0.18	
3	2009.	-0.02	-0.01	0.00	0.06	0.17	0.29	0.05	0.16	0.27	0.05	0.28	
4	2504.	-0.03	-0.01	0.02	0.09	0.25	0.42	0.07	0.24	0.41	0.08	0.40	
5	0.0	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.04	0.08	0.00	0.05	0.09	0.06	0.10	
6	537.	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04	0.07	0.02	0.01	0.03	0.00	0.06	
7	988.	0.00	-0.01	0.00	0.03	0.09	0.14	0.03	0.09	0.09	0.00	0.11	
8	1483.	-0.01	0.00	0.00	0.05	0.13	0.21	0.05	0.10	0.17	0.01	0.18	
9	1977.	-0.02	-0.01	0.00	0.07	0.18	0.29	0.06	0.15	0.25	0.01	0.25	
10	2524.	-0.02	-0.01	0.00	0.09	0.23	0.38	0.07	0.21	0.35	0.02	0.33	
11	3019.	-0.03	-0.01	0.02	0.12	0.31	0.51	0.10	0.29	0.49	0.04	0.47	
12	3545.	-0.04	-0.01	0.06	0.16	0.43	0.70	0.13	0.40	0.69	0.06	0.65	
13	4039.	-0.05	-0.01	0.08	0.21	0.54	0.88	0.15	0.50	0.88	0.07	0.81	
14	4543.	-0.06	-0.02	0.11	0.26	0.69	1.12	0.19	0.64	1.14	0.12	1.05	
15	5038.	-0.07	-0.03	0.16	0.31	0.82	1.33	0.22	0.76	1.35	0.13	1.23	
16	5563.	-0.09	-0.05	0.16	0.36	0.99	1.60	0.27	0.92	1.62	0.11	1.47	
17	6048.	-0.10	-0.07	0.20	0.42	1.17	1.87	0.32	1.09	1.93	0.14	1.74	
18	6542.	-0.12	-0.10	0.22	0.48	1.34	2.14	0.37	1.27	2.22	0.13	1.98	
19	7058.	-0.14	-0.13	0.22	0.55	1.53	2.45	0.43	1.46	2.57	0.14	2.27	
20	7583.	-0.16	-0.17	0.22	0.63	1.75	2.79	0.49	1.67	2.95	0.13	2.57	
21	8067.	-0.19	-0.19	0.22	0.72	1.96	3.11	0.56	1.89	3.33	0.10	2.88	
22	8504.	-0.22	-0.26	0.20	0.82	2.24	3.57	0.65	2.19	3.82	0.08	3.30	
23	9044.	-0.25	-0.35	0.19	0.92	2.49	3.94	0.73	2.46	4.28	0.08	3.70	
24	9539.	-0.28	-0.43	0.16	1.02	2.76	4.37	0.81	2.76	4.79	0.02	4.11	
25	10076.	-0.32	-0.53	0.11	1.18	3.13	4.95	0.94	3.18	5.49	-0.03	4.67	
26	10592.	-0.35	-0.62	0.09	1.42	3.66	5.74	1.10	3.72	6.38	-0.15	5.30	
27	11022.	-0.37	-0.75	-0.10	2.12	6.61	9.95	2.25	6.91	11.49	0.29	9.07	
28	11453.	**											

Nota \*\*: Nao foi possivel efetuar a leitura dos defletometros

FOTOS - MODELO S10

FOTO 3 - DETALHE FACE LATERAL

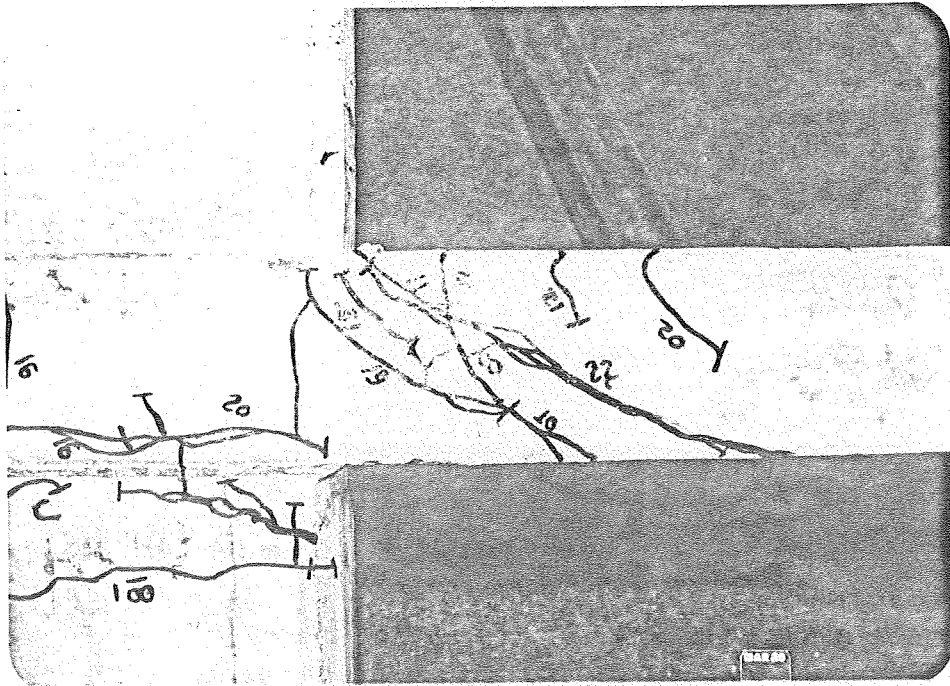


FOTO 4 - FACE INFERIOR



FOTOS - MODELO S10

FOTO 1 - FACE SUPERIOR

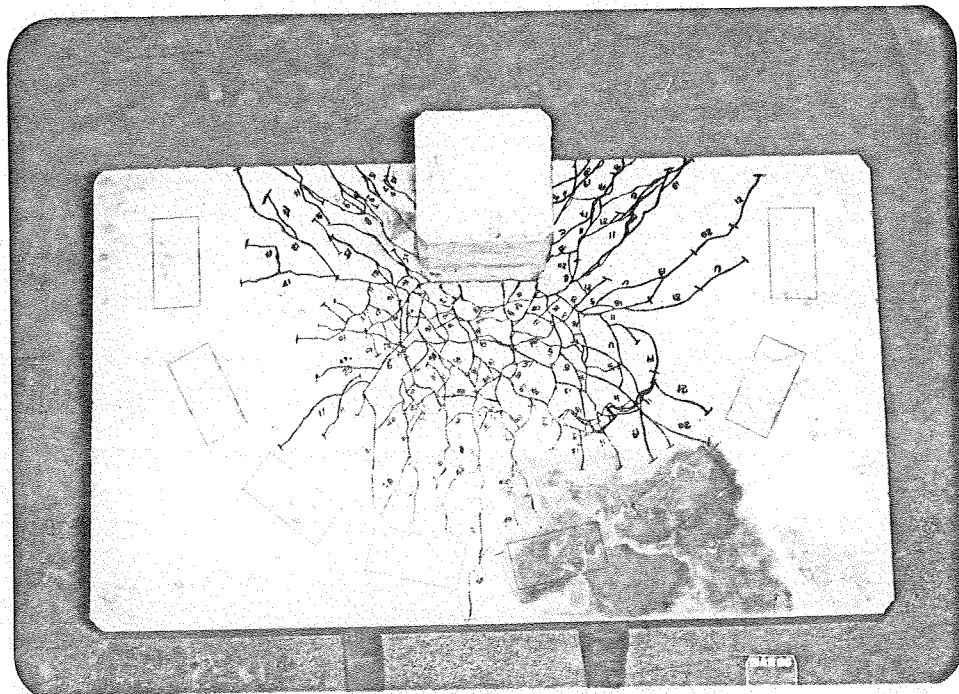
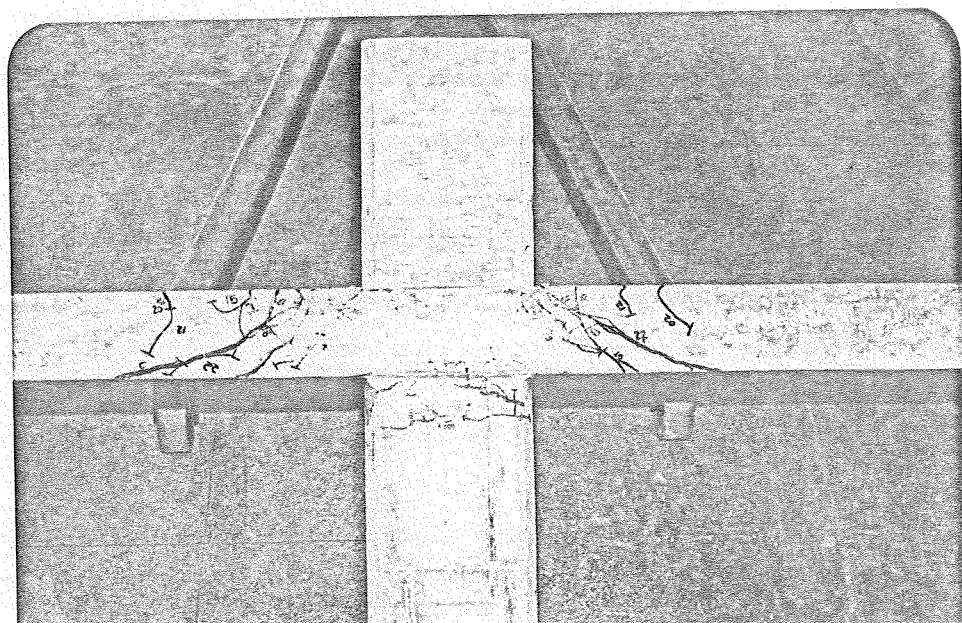


FOTO 2 - FACE LATERAL





## TABELAS

Valores das deformações e deslocamentos  
transversais medidos nos ensaios

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COSUMELO

Modelo:AT0/1

Moldagem:04/07/83

Ensaio: 01/08/83

Idade:28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	525.9	-0.01	0.01	0.03	0.00	0.04	0.05	0.01	0.04	0.06	0.00	0.05	
2	1051.8	-0.01	0.01	0.04	0.00	0.08	0.12	0.07	0.08	0.13	0.01	0.11	
3	1577.7	-0.02	0.01	0.05	0.02	0.13	0.20	0.05	0.14	0.23	0.03	0.19	
4	2103.7	-0.02	0.01	0.07	0.02	0.17	0.26	0.06	0.18	0.28	0.03	0.26	
5	2629.6	-0.03	0.02	0.09	0.04	0.26	0.38	0.07	0.29	0.37	0.02	0.44	
6	0.0	-0.01	0.01	0.02	0.05	0.03	0.05	0.01	0.04	0.05	0.02	0.06	
7	632.3	-0.01	0.00	0.03	0.05	0.07	0.11	0.02	0.09	0.13	0.02	0.12	
8	1315.4	-0.02	0.01	0.04	0.05	0.12	0.19	0.04	0.13	0.21	0.02	0.19	
9	1682.9	-0.02	0.01	0.05	0.05	0.12	0.24	0.05	0.16	0.27	0.03	0.25	
10	2734.8	-0.03	0.01	0.08	0.05	0.20	0.36	0.08	0.25	0.40	0.05	0.37	
11	3208.7	-0.04	0.01	0.10	0.07	0.27	0.47	0.10	0.32	0.52	0.05	0.48	
12	3734.6	-0.05	0.01	0.12	0.10	0.35	0.58	0.12	0.39	0.65	0.06	0.59	
13	4260.6	-0.05	0.02	0.16	0.14	0.45	0.75	0.15	0.50	0.83	0.12	0.77	
14	4786.5	-0.06	0.03	0.21	0.19	0.59	0.96	0.19	0.63	1.05	0.17	0.95	
15	5207.2	-0.07	0.03	0.25	0.23	0.70	1.14	0.22	0.73	1.24	0.20	1.13	
16	5785.2	-0.08	0.03	0.31	0.30	0.89	1.45	0.28	0.92	1.56	0.25	1.42	
17	6311.1	-0.09	0.03	0.35	0.35	1.07	1.68	0.32	1.07	1.81	0.28	1.63	
18	6837.0	-0.11	0.02	0.39	0.42	1.21	1.95	0.37	1.24	2.11	0.32	1.90	
19	7416.1	-0.12	0.02	0.45	0.50	1.43	2.28	0.44	1.46	2.48	0.35	2.22	
20	7888.8	-0.13	0.02	0.51	0.58	1.62	2.60	0.50	1.66	2.82	0.39	2.50	
21	8361.6	-0.14	0.01	0.56	0.65	1.83	2.92	0.57	1.88	3.18	0.42	2.81	
22	9408.9	-0.15	0.00	0.62	0.75	2.09	3.32	0.65	2.15	3.62	0.44	3.19	
23	9466.6	-0.15	0.00	0.70	0.83	2.33	3.68	0.73	2.39	4.03	0.48	3.53	
24	9992.5	-0.18	-0.02	0.74	0.94	2.61	4.12	0.82	2.69	4.55	0.50	3.98	
25	10518.5	-0.20	-0.05	0.79	1.07	2.90	4.58	0.92	3.03	5.09	0.51	4.41	
26	10938.1	-0.22	-0.08	0.82	1.18	3.23	5.08	1.03	3.39	5.67	0.54	4.90	
27	11517.2	-0.25	-0.15	0.84	1.38	3.72	5.82	1.21	3.97	6.63	0.57	5.70	

**RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COGUMELO**

Módulo: AT0/2

Moldagem: 11/07/83

Ensaio: 08/08/83

Idade: 28 dias

**Deslocamentos Transversais da laje**

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3°	6°	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	579.1	0.00	0.01	0.03	0.01	0.05	0.08	0.01	0.05	0.08	0.02	0.04	0.04
2	1105.0	-0.01	0.01	0.05	0.03	0.08	0.13	0.03	0.08	0.13	0.01	0.09	0.09
3	1630.9	0.00	0.02	0.07	0.05	0.13	0.20	0.04	0.12	0.20	0.01	0.14	0.14
4	2156.9	-0.01	0.03	0.10	0.07	0.20	0.31	0.06	0.18	0.38	-0.06	0.24	0.24
5	2629.6	-0.02	0.03	0.13	0.10	0.27	0.42	0.08	0.25	0.43	-0.04	0.34	0.34
6	0.0	0.00	0.02	0.06	0.02	0.06	0.09	0.01	0.05	0.09	-0.04	0.07	0.07
7	579.1	0.00	0.02	0.07	0.03	0.09	0.14	0.02	0.07	0.12	-0.03	0.10	0.10
8	1158.2	0.00	0.02	0.09	0.05	0.13	0.22	0.04	0.12	0.20	-0.03	0.17	0.17
9	1630.9	-0.01	0.02	0.10	0.06	0.17	0.27	0.05	0.16	0.27	-0.03	0.27	0.27
10	2210.1	-0.01	0.03	0.12	0.08	0.23	0.36	0.07	0.21	0.35	-0.03	0.29	0.29
11	2682.8	-0.02	0.03	0.14	0.10	0.26	0.42	0.08	0.25	0.41	-0.03	0.35	0.35
12	3315.0	-0.02	0.04	0.16	0.12	0.34	0.54	0.11	0.33	0.56	0.00	0.48	0.48
13	3787.8	-0.03	0.04	0.17	0.17	0.46	0.73	0.14	0.45	0.77	0.02	0.67	0.67
14	4260.5	-0.04	0.04	0.22	0.20	0.56	0.89	0.16	0.55	0.93	0.08	0.81	0.81
15	4839.6	-0.05	0.04	0.27	0.25	0.70	1.08	0.20	0.67	1.13	0.08	1.00	1.00
16	5312.4	-0.06	0.04	0.30	0.30	0.84	1.31	0.23	0.82	1.39	0.10	1.23	1.23
17	5891.5	-0.07	0.04	0.34	0.38	1.03	1.62	0.30	1.15	1.70	0.13	1.49	1.49
18	6311.1	-0.07	0.04	0.41	0.44	1.20	1.89	0.34	1.16	1.99	0.15	1.75	1.75
19	6943.4	-0.09	0.03	0.45	0.53	1.45	2.27	0.40	1.40	2.39	0.17	2.07	2.07
20	7416.1	-0.10	0.02	0.47	0.58	1.59	2.48	0.43	1.54	2.63	0.20	2.32	2.32
21	7942.0	-0.12	-0.01	0.54	0.72	1.95	3.05	0.55	1.90	3.26	0.26	2.84	2.84
22	8361.6	-0.13	-0.02	0.57	0.78	2.12	3.34	0.60	2.09	3.58	0.26	3.13	3.13
23	8940.7	-0.14	-0.05	0.62	0.89	2.41	3.79	0.69	2.40	4.09	0.26	3.54	3.54
24	9466.6	-0.16	-0.07	0.65	0.96	2.63	4.11	0.76	2.62	4.47	0.28	3.88	3.88
25	9992.6	-0.17	-0.10	0.67	1.07	2.91	4.56	0.86	2.93	4.98	0.29	4.31	4.31
26	10624.8	-0.20	-0.11	0.70	1.24	3.36	5.23	1.00	3.40	5.78	0.27	4.96	4.96
27	11203.9	-0.22	-0.10	0.77	1.48	3.93	6.13	1.21	4.04	6.82	0.27	5.66	5.66
28	11783.0	-0.19	-0.27	0.77	1.68	4.53	7.03	1.41	4.84	8.02	0.27	6.36	6.36

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COSUMELO

Modelo:AT0/3

Moldagem:16/03/84

Ensaio:13/04/84

Idade:28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3°	6°	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	685.4	0.00	-0.04	0.01	0.02	0.05	0.08	0.02	0.05	0.08	0.04	0.07	
2	1158.2	0.00	-0.04	0.01	0.03	0.07	0.12	0.03	0.08	0.12	0.05	0.12	
3	1684.1	0.00	-0.04	0.02	0.04	0.11	0.19	0.04	0.12	0.21	0.06	0.19	
4	2210.0	0.00	-0.04	0.03	0.06	0.16	0.26	0.06	0.18	0.30	0.08	0.28	
5	2629.6	0.00	-0.04	0.06	0.09	0.23	0.38	0.08	0.36	0.44	0.12	0.39	
6	106.3	0.00	-0.04	0.02	0.02	0.06	0.09	0.02	0.06	0.09	0.05	0.09	
7	579.1	0.00	-0.03	0.03	0.04	0.09	0.15	0.04	0.09	0.15	0.05	0.14	
8	1158.2	0.00	-0.03	0.03	0.05	0.13	0.21	0.05	0.13	0.23	0.07	0.20	
9	1737.3	0.00	-0.03	0.04	0.06	0.17	0.27	0.06	0.18	0.31	0.09	0.29	
10	2263.2	0.00	-0.03	0.05	0.08	0.21	0.34	0.07	0.22	0.38	0.11	0.36	
11	2789.1	-0.01	-0.03	0.06	0.09	0.25	0.41	0.09	0.28	0.47	0.14	0.43	
12	3261.8	-0.01	-0.03	0.09	0.12	0.32	0.52	0.11	0.35	0.60	0.15	0.66	
13	3840.9	-0.01	-0.03	0.12	0.17	0.45	0.72	0.15	0.48	0.83	0.18	0.74	
14	4313.7	-0.02	-0.03	0.16	0.22	0.58	0.92	0.19	0.60	1.05	0.22	0.95	
15	4892.8	-0.04	-0.03	0.20	0.27	0.73	1.15	0.23	0.76	1.31	0.31	1.20	
16	5365.6	-0.05	-0.01	0.25	0.33	0.91	1.43	0.28	0.94	1.62	0.33	1.48	
17	5838.4	-0.05	-0.01	0.29	0.39	1.07	1.68	0.33	1.10	1.89	0.39	1.71	
18	6364.7	-0.06	-0.01	0.33	0.45	1.26	1.98	0.39	1.31	2.20	0.47	2.04	
19	6890.2	-0.07	-0.02	0.38	0.54	1.48	2.34	0.46	1.54	2.63	0.51	2.40	
20	7362.9	-0.07	-0.04	0.41	0.60	1.67	2.63	0.53	1.74	2.98	0.57	2.69	
21	7731.7	-0.08	-0.05	0.45	0.67	1.88	2.96	0.59	1.97	3.36	0.61	2.99	
22	8467.9	-0.09	-0.08	0.50	0.79	2.22	3.49	0.71	2.33	3.97	0.66	3.52	
23	8888.7	-0.10	-0.10	0.53	0.88	2.45	3.85	0.79	2.59	4.37	0.68	3.86	
24	9414.6	-0.10	-0.13	0.56	0.98	2.71	4.25	0.88	2.87	4.87	0.72	4.25	
25	9940.5	-0.12	-0.17	0.61	1.13	3.12	4.87	1.03	3.29	5.59	0.73	4.80	
26	10518.5	-0.14	-0.23	0.62	1.29	3.54	5.52	1.18	3.78	6.38	0.73	5.44	
27	10991.3	-0.15	-0.30	0.63	1.48	3.97	6.15	1.34	4.24	7.12	0.72	6.00	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COGUMELO

Modelo: S1/1

Moldagem: 03/08/83

Ensaio: 31/08/83

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	999.8	-0.01	0.01	0.04	0.03	0.04	0.13	0.02	0.06	0.14	0.03	0.14	
2	1893.3	-0.02	0.01	0.07	0.07	0.14	0.30	0.05	0.16	0.33	0.09	0.34	
3	2839.9	-0.04	0.02	0.12	0.13	0.28	0.54	0.09	0.34	0.59	0.15	0.58	
4	3839.8	-0.06	0.03	0.18	0.22	0.52	0.91	0.17	0.59	1.03	0.22	0.98	
5	4786.5	-0.08	0.02	0.22	0.30	0.74	1.26	0.24	0.82	1.41	0.22	1.33	
6	53.2	-0.02	0.01	0.08	0.12	0.31	0.42	0.07	0.31	0.46	0.05	0.41	
7	946.6	-0.03	0.02	0.11	0.15	0.34	0.55	0.10	0.38	0.61	0.06	0.55	
8	1893.3	-0.04	0.02	0.13	0.19	0.42	0.75	0.14	0.49	0.84	0.12	0.77	
9	2839.9	-0.05	0.02	0.17	0.23	0.54	0.93	0.18	0.61	1.05	0.17	0.98	
10	3786.6	-0.06	0.02	0.20	0.27	0.66	1.12	0.21	0.73	1.25	0.20	1.17	
11	4680.2	-0.08	0.02	0.23	0.32	0.79	1.33	0.26	0.88	1.50	0.24	1.40	
12	5626.8	-0.10	0.01	0.27	0.42	1.05	1.72	0.34	1.16	1.97	0.28	1.80	
13	6573.5	-0.22	0.02	0.37	1.11	6.48	8.82	9.25	7.66	11.07	0.37	8.95	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COSUNELO

Modelo: S1/2

Moldagem: 18/08/83

Ensaio: 15/09/83

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	420.7	0.01	0.02	0.03	0.02	0.09	0.05	0.00	0.02	0.05	-0.01	0.01	
2	945.5	0.00	0.01	0.03	0.03	0.09	0.10	0.01	0.06	0.09	0.01	0.08	
3	1524.6	-0.01	0.01	0.04	0.04	0.08	0.15	0.02	0.10	0.12	0.02	0.13	
4	2050.5	-0.01	0.01	0.04	0.05	0.09	0.21	0.03	0.14	0.19	0.03	0.18	
5	2576.5	-0.01	0.01	0.05	0.07	0.13	0.27	0.05	0.18	0.25	0.04	0.24	
6	0.0	0.01	0.01	0.01	0.01	0.08	0.04	0.00	0.03	0.06	0.00	0.04	
7	525.9	0.01	0.01	0.02	0.03	0.08	0.09	0.01	0.06	0.07	0.00	0.09	
8	998.6	0.00	0.01	0.03	0.03	0.08	0.12	0.02	0.09	0.09	0.01	0.11	
9	1524.6	0.00	0.01	0.03	0.05	0.08	0.18	0.03	0.12	0.15	0.02	0.16	
10	2050.5	-0.01	0.01	0.04	0.06	0.11	0.23	0.04	0.16	0.22	0.03	0.22	
11	2576.5	-0.02	0.01	0.05	0.07	0.14	0.28	0.05	0.19	0.26	0.04	0.25	
12	3102.4	-0.02	0.01	0.07	0.10	0.19	0.37	0.07	0.24	0.36	0.05	0.33	
13	4154.2	-0.04	0.02	0.12	0.15	0.35	0.60	0.11	0.38	0.59	0.08	0.50	
14	4680.2	-0.05	0.02	0.15	0.19	0.44	0.76	0.14	0.48	0.76	0.10	0.64	
15	5206.1	-0.06	0.02	0.17	0.23	0.54	0.92	0.17	0.58	0.95	0.12	0.79	
16	5678.8	-0.06	0.02	0.20	0.28	0.64	1.06	0.20	0.67	1.10	0.14	1.10	
17	6204.7	-0.07	0.01	0.22	0.33	0.78	1.27	0.24	0.81	1.35	0.15	1.09	
18	6730.6	-0.08	0.00	0.25	0.38	0.92	1.50	0.28	0.97	1.59	0.16	1.27	
19	7256.6	-0.10	-0.01	0.26	0.44	1.07	1.73	0.33	1.12	1.86	0.17	1.53	
20	7729.3	-0.11	-0.04	0.27	0.50	1.24	1.99	0.39	1.32	3.18	0.18	1.81	
21	8255.3	-0.13	-0.05	0.32	0.70	1.63	2.56	0.59	1.76	3.86	0.17	2.30	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COSUNELO

Modelo: S5/1

Moldagem: 25/10/83

Ensaio: 22/11/83

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	841.5	0.00	0.00	0.02	0.02	0.05	0.01	0.01	0.03	0.06	0.05	0.02	
2	1736.1	-0.01	0.00	0.04	0.04	0.12	0.11	0.04	0.10	0.18	0.03	0.16	
3	2524.4	-0.02	0.00	0.08	0.06	0.18	0.48	0.06	0.17	0.30	0.06	0.27	
4	3365.9	-0.03	0.01	0.14	0.11	0.35	0.75	0.10	0.41	0.54	0.11	0.48	
5	4207.4	-0.04	0.02	0.19	0.19	0.49	0.95	0.14	0.47	0.79	0.15	0.70	
6	106.3	0.00	0.02	0.07	0.06	0.14	0.49	-0.01	0.13	0.23	0.22	0.08	
7	1158.2	-0.02	0.03	0.11	0.11	0.29	0.63	0.08	0.27	0.45	0.08	0.42	
8	1947.6	-0.02	0.03	0.14	0.11	0.37	0.77	0.10	0.35	0.59	0.11	0.54	
9	2735.9	-0.03	0.03	0.17	0.19	0.45	0.90	0.13	0.44	0.74	0.13	0.67	
10	3419.1	-0.04	0.03	0.21	0.24	0.58	1.08	0.17	0.57	0.94	0.86	0.16	
11	4313.7	-0.05	0.03	0.23	0.27	0.65	1.18	0.19	0.64	1.07	0.18	0.95	
12	5050.0	-0.07	0.03	0.26	0.33	0.78	1.38	0.23	0.75	1.26	0.22	1.16	
13	5785.2	-0.06	0.03	0.32	0.44	1.00	1.72	0.30	0.98	1.63	0.26	1.49	
14	6679.8	-0.07	0.04	0.41	0.65	1.43	2.33	0.43	1.41	2.32	0.38	2.13	
15	7520.1	-0.09	0.08	0.55	1.00	2.05	3.22	0.60	1.99	3.28	0.47	2.92	
16	7888.8	-0.17	-0.01	0.45	5.49	8.56	11.61	5.80	9.83	14.05	0.48	11.22	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-CONCRETO

Modelo:SSA/2

Moldagem: 06/02/84

Ensaio:08/03/84

Idade: 31 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	472.7	0.00	0.00	0.00	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.04	0.02	-0.01	
2	893.5	0.00	0.00	0.01	0.02	0.05	0.08	0.02	0.05	0.09	0.01	0.00	
3	1524.6	-0.01	0.01	0.03	0.03	0.10	0.15	0.03	0.04	0.17	0.02	0.06	
4	1893.3	-0.01	0.00	0.04	0.05	0.14	0.22	0.02	0.14	0.25	0.03	0.12	
5	2471.2	-0.02	0.02	0.09	0.08	0.22	0.33	0.06	0.20	0.37	0.06	0.22	
6	1.5	0.00	0.01	0.03	0.02	0.05	0.07	0.01	0.04	0.07	0.02	0.03	
7	524.7	0.00	0.01	0.03	0.03	0.08	0.12	0.02	0.07	0.12	0.03	0.04	
8	1157.0	-0.01	0.01	0.05	0.04	0.12	0.19	0.03	0.11	0.20	0.03	0.07	
9	1576.6	-0.01	0.02	0.07	0.06	0.16	0.24	0.05	0.15	0.26	0.05	0.17	
10	2155.7	-0.02	0.02	0.08	0.07	0.20	0.30	0.05	0.18	0.33	0.05	0.17	
11	2628.5	-0.02	0.02	0.09	0.08	0.24	0.32	0.07	0.22	0.40	0.06	0.24	
12	3154.4	-0.03	0.02	0.12	0.10	0.30	0.47	0.08	0.27	0.49	0.09	0.32	
13	3523.1	-0.04	0.03	0.16	0.14	0.40	0.62	0.10	0.35	0.64	0.13	0.45	
14	3890.7	-0.05	0.05	0.20	0.18	0.51	0.78	0.13	0.45	0.80	0.18	0.62	
15	4574.9	-0.06	0.05	0.25	0.24	0.67	1.04	0.18	0.61	1.06	0.25	0.88	
16	5151.7	-0.06	0.05	0.31	0.32	0.88	1.36	0.25	0.81	1.40	0.33	1.17	
17	5573.6	-0.06	0.04	0.35	0.37	1.01	1.57	0.27	0.95	1.63	0.37	1.39	
18	6046.4	-0.06	0.04	0.39	0.43	1.18	1.82	0.32	1.10	1.88	0.42	1.64	
19	6467.2	-0.07	0.02	0.42	0.51	1.38	2.12	0.38	1.30	2.23	0.47	1.96	
20	6939.9	-0.08	-0.01	0.44	0.61	1.60	2.46	0.45	1.53	2.61	0.53	2.30	
21	7516.7	-0.09	-0.08	0.42	0.73	1.89	2.89	0.53	1.84	3.14	0.62	2.81	



RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-CONCRETO

Modelo: 55A/3

Moldagem: 22/03/84

Ensaio: 19/04/84

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	525.9	0.03	0.00	0.01	0.04	0.06	0.08	0.04	0.07	0.10	0.02	0.06	0.06
2	1051.8	0.02	0.00	0.01	0.05	0.09	0.14	0.06	0.12	0.16	0.05	0.14	0.14
3	1577.7	0.02	0.00	0.03	0.07	0.14	0.21	0.07	0.17	0.25	0.07	0.22	0.22
4	2103.7	0.01	0.00	0.05	0.09	0.19	0.29	0.09	0.22	0.34	0.10	0.31	0.31
5	2682.8	0.01	0.01	0.07	0.12	0.26	0.37	0.10	0.28	0.46	0.13	0.42	0.42
6	0.0	0.03	0.02	0.07	0.05	0.08	0.11	0.04	0.09	0.13	0.06	0.12	0.12
7	579.1	0.02	0.02	0.05	0.06	0.11	0.05	0.05	0.12	0.18	0.07	0.17	0.17
8	1051.8	0.02	0.02	0.06	0.07	0.14	0.21	0.07	0.16	0.24	0.10	0.23	0.23
9	1630.9	0.01	0.02	0.06	0.09	0.18	0.26	0.08	0.20	0.32	0.11	0.30	0.30
10	2156.8	0.01	0.02	0.06	0.11	0.22	0.31	0.10	0.25	0.40	0.11	0.37	0.37
11	2682.8	0.00	0.02	0.07	0.12	0.26	0.38	0.11	0.29	0.48	0.13	0.44	0.44
12	3130.5	0.00	0.10	0.12	0.15	0.33	0.47	0.13	0.35	0.58	0.16	0.55	0.55
13	3629.5	-0.01	0.10	0.14	0.20	0.44	0.64	0.16	0.45	0.76	0.19	0.70	0.70
14	4207.4	-0.02	0.10	0.23	0.25	0.57	0.87	0.21	0.58	0.97	0.23	0.89	0.89
15	4786.5	-0.03	0.10	0.25	0.32	0.72	1.10	0.24	0.71	1.19	0.25	1.08	1.08
16	5207.2	-0.04	0.10	0.30	0.38	0.85	1.28	0.28	0.84	1.39	0.28	1.26	1.26
17	5733.2	-0.04	0.10	0.35	0.45	1.00	1.50	0.33	0.98	1.64	0.32	1.48	1.48
18	6259.0	-0.05	0.12	0.47	0.52	1.15	1.74	0.37	1.12	1.87	0.35	1.69	1.69
19	6731.8	-0.06	0.12	0.49	0.65	1.40	2.11	0.43	1.34	2.23	0.37	1.97	1.97
20	7362.9	-0.06	0.17	0.66	0.89	1.83	2.69	0.54	1.70	2.83	0.36	2.43	2.43
21	7835.7	-0.06	0.23	0.81	1.23	2.38	3.46	0.72	2.20	3.65	0.36	3.07	3.07

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COGUMELO

Modelo: 56/1

Moldagem: 20/02/84

Ensaio: 19/03/84

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	579.0	-0.01	0.02	0.01	0.01	0.04	0.06	0.02	0.04	0.08	0.02	0.07	
2	1105.0	-0.01	0.03	0.03	0.03	0.09	0.13	0.03	0.08	0.14	0.03	0.14	
3	1630.9	-0.01	0.03	0.06	0.05	0.14	0.22	0.05	0.13	0.24	0.05	0.23	
4	2156.8	-0.03	0.03	0.14	0.10	0.25	0.41	0.08	0.24	0.44	0.10	0.41	
5	2577.6	-0.04	0.03	0.10	0.13	0.34	0.54	0.11	0.28	0.59	0.13	0.55	
6	53.1	-0.01	0.03	0.06	0.04	0.10	0.15	0.03	0.09	0.16	0.03	0.11	
7	632.5	-0.01	0.04	0.08	0.06	0.16	0.24	0.05	0.14	0.27	0.07	0.23	
8	1105.1	-0.02	0.04	0.08	0.08	0.20	0.31	0.07	0.19	0.34	0.08	0.31	
9	1694.1	-0.03	0.04	0.11	0.11	0.26	0.41	0.09	0.25	0.46	0.11	0.42	
10	2210.0	-0.03	0.05	0.11	0.12	0.31	0.48	0.10	0.30	0.55	0.12	0.50	
11	2682.7	-0.04	0.05	0.12	0.15	0.37	0.58	0.12	0.36	0.65	0.14	0.60	
12	3208.7	-0.06	0.05	0.17	0.21	0.51	0.78	0.16	0.50	0.86	0.17	0.79	
13	3682.6	-0.07	0.05	0.22	0.28	0.65	1.00	0.20	0.64	1.10	0.22	1.00	
14	4208.5	-0.08	0.05	0.26	0.35	0.81	1.24	0.24	0.79	1.35	0.27	1.22	
15	4734.4	-0.09	0.06	0.32	0.46	1.03	1.59	0.31	1.03	1.74	0.34	1.57	
16	5259.3	-0.10	0.07	0.39	0.58	1.27	1.96	0.39	1.28	2.15	0.41	1.93	
17	5786.3	-0.11	0.07	0.44	0.71	1.55	2.34	0.46	1.57	2.61	0.50	2.34	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COGUMELO

Modelo: S6/2

Moldagem: 27/02/84

Ensaio: 26/03/84

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	632.3	-0.01	0.01	0.02	0.02	0.06	0.08	0.02	0.05	0.07	0.02	0.07	
2	1051.8	-0.01	0.01	0.03	0.04	0.10	0.14	0.03	0.08	0.12	0.02	0.13	
3	1630.9	-0.02	0.01	0.06	0.06	0.16	0.23	0.04	0.14	0.21	0.04	0.21	
4	2051.7	-0.02	0.02	0.08	0.08	0.23	0.33	0.06	0.20	0.33	0.07	0.31	
5	2577.6	-0.03	0.02	0.10	0.12	0.30	0.46	0.09	0.29	0.46	0.09	0.43	
6	-52.0	-0.01	0.01	0.03	0.04	0.08	0.12	0.02	0.06	0.17	0.03	0.09	
7	527.0	-0.01	0.01	0.03	0.05	0.13	0.18	0.03	0.11	0.17	0.06	0.17	
8	999.8	-0.01	0.02	0.07	0.07	0.17	0.25	0.04	0.15	0.24	0.06	0.23	
9	1525.7	-0.02	0.02	0.10	0.09	0.23	0.33	0.07	0.21	0.33	0.08	0.31	
10	2051.7	-0.03	0.02	0.10	0.11	0.26	0.40	0.08	0.25	0.40	0.09	0.38	
11	2577.6	-0.03	0.03	0.11	0.13	0.32	0.49	0.09	0.30	0.49	0.11	0.46	
12	3051.5	-0.04	0.03	0.13	0.17	0.42	0.64	0.13	0.40	0.66	0.14	0.61	
13	3524.3	-0.05	0.04	0.18	0.23	0.54	0.83	0.17	0.52	0.87	0.19	0.80	
14	4050.2	-0.07	0.05	0.22	0.31	0.73	1.10	0.22	0.70	1.16	0.24	1.06	
15	4470.9	-0.08	0.06	0.27	0.40	0.90	1.34	0.27	0.87	1.44	0.27	1.30	
16	5100.9	-0.09	0.07	0.32	0.50	1.09	1.62	0.32	1.05	1.73	0.31	1.56	
17	5522.7	-0.10	0.08	0.37	0.60	1.28	1.92	0.39	1.24	2.05	0.35	1.84	
18	5995.5	-0.11	0.13	0.49	0.80	1.64	2.43	0.48	1.61	2.62	0.43	2.33	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-CORUNELO

Modelo: S6/3

Moldagem: 22/03/84

Ensaio: 19/04/84

Idade: 28 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	419.5	0.00	0.01	0.01	0.00	0.02	0.04	0.01	0.03	0.00	0.01	0.05	
2	945.5	-0.01	0.01	0.03	0.00	0.07	0.10	0.02	0.07	0.04	0.02	0.11	
3	1471.4	-0.01	0.01	0.05	0.02	0.12	0.19	0.04	0.12	0.12	0.04	0.19	
4	1997.4	-0.02	0.02	0.08	0.05	0.18	0.27	0.06	0.17	0.22	0.07	0.28	
5	2418.1	-0.02	0.04	0.12	0.09	0.27	0.41	0.09	0.26	0.37	0.10	0.41	
6	106.3	0.00	0.02	0.05	0.07	0.07	0.11	0.03	0.07	0.13	0.03	0.12	
7	419.5	0.00	0.03	0.07	0.06	0.10	0.16	0.03	0.10	0.12	0.04	0.16	
8	892.4	-0.01	0.03	0.07	0.06	0.15	0.22	0.04	0.13	0.15	0.05	0.22	
9	1471.4	-0.01	0.03	0.09	0.06	0.20	0.29	0.06	0.14	0.25	0.07	0.31	
10	1997.4	-0.02	0.04	0.11	0.08	0.24	0.35	0.07	0.23	0.31	0.09	0.37	
11	2523.3	-0.02	0.04	0.12	0.10	0.29	0.44	0.09	0.28	0.40	0.10	0.45	
12	3049.2	-0.03	0.05	0.16	0.15	0.41	0.61	0.12	0.41	0.61	0.15	0.65	
13	3469.9	-0.03	0.08	0.22	0.22	0.55	0.83	0.17	0.55	0.85	0.22	0.86	
14	4101.0	-0.04	0.10	0.29	0.32	0.74	1.15	0.22	0.74	1.16	0.31	1.14	
15	4468.6	-0.05	0.13	0.36	0.41	0.93	1.42	0.27	0.93	1.45	0.36	1.43	
16	4942.5	-0.05	0.22	0.57	0.79	1.51	2.22	0.35	1.52	2.35	0.54	2.65	
17	5311.3	-0.22	0.42	0.94	1.79	3.06	4.32	1.32	3.30	4.78	0.90	4.32	
18	5784.0	-0.02	0.56	1.21	2.95	4.78	6.56	2.23	5.30	7.53	1.17	6.63	
19	6256.8	0.04	0.70	1.49	4.95	7.77	10.42	3.66	8.73	12.34	1.37	10.35	

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:ATO/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		2.5	4.5	6.5	14.1	14.3	3.4
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	11.	7.	5.	7.	15.	15.
2	1158.	18.	11.	7.	11.	23.	24.
3	1684.	32.	18.	11.	21.	39.	39.
4	2210.	45.	22.	14.	34.	52.	67.
5	2629.	63.	27.	17.	62.	74.	111.
0	106.	19.	1.	1.	27.	18.	38.
1	579.	30.	7.	2.	32.	30.	54.
2	1158.	37.	10.	3.	39.	41.	67.
3	1737.	49.	17.	8.	48.	55.	87.
4	2263.	61.	23.	11.	57.	67.	105.
5	2789.	72.	28.	13.	67.	82.	125.
6	3261.	93.	35.	17.	82.	101.	176.
7	3840.	177.	12.	16.	126.	133.	301.
8	4313.	293.	74.	17.	166.	178.	393.
9	4892.	417.	119.	11.	204.	254.	479.
10	5365.	535.	198.	10.	260.	370.	559.
11	5838.	613.	269.	10.	314.	439.	609.
12	6364.	669.	407.	5.	350.	497.	669.
13	6890.	756.	550.	6.	405.	576.	723.
14	7362.	830.	651.	11.	449.	645.	736.
15	7731.	900.	740.	25.	501.	724.	776.
16	8467.	1001.	854.	47.	572.	846.	854.
17	8888.	1067.	935.	72.	630.	931.	895.
18	9414.	1134.	1012.	112.	697.	1021.	942.
19	9940.	1217.	1125.	258.	831.	1146.	989.
20	10518.	1304.	1235.	417.	965.	1276.	1050.
21	10991.	1389.	1329.	570.	1070.	1387.	1101.
22	10335.	828.	904.	1046.	792.	891.	742.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:ATO/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		5.4	13.1	13.3	13.5	13.6	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	8.	9.	18.	20.	15.	16.
2	1158.	13.	14.	29.	31.	24.	22.
3	1684.	22.	28.	51.	54.	40.	37.
4	2210.	31.	34.	86.	82.	55.	56.
5	2629.	37.	52.	143.	122.	76.	79.
0	106.	9.	10.	45.	38.	17.	24.
1	579.	16.	19.	64.	52.	30.	34.
2	1158.	19.	24.	79.	79.	39.	49.
3	1737.	26.	36.	105.	92.	54.	64.
4	2263.	32.	46.	128.	113.	68.	78.
5	2789.	37.	57.	154.	135.	81.	93.
6	3261.	46.	87.	214.	178.	99.	144.
7	3840.	47.	169.	338.	253.	122.	195.
8	4313.	49.	260.	480.	317.	151.	247.
9	4892.	56.	350.	660.	382.	192.	303.
10	5365.	111.	405.	857.	469.	243.	393.
11	5838.	203.	459.	974.	544.	294.	592.
12	6364.	343.	518.	1085.	661.	363.	859.
13	6890.	500.	609.	1231.	796.	425.	1026.
14	7362.	618.	695.	1379.	903.	472.	1130.
15	7731.	735.	778.	1523.	1013.	527.	1237.
16	8467.	904.	914.	1725.	1188.	606.	1406.
17	8888.	1017.	1005.	1859.	1309.	655.	1522.
18	9414.	1137.	1113.	2014.	1430.	711.	1624.
19	9940.	1291.	1257.	2231.	1627.	799.	1745.
20	10518.	1461.	1412.	2464.	1838.	902.	1877.
21	10991.	1625.	1559.	2659.	2012.	1027.	1997.
22	10335.	1127.	1513.	2180.	1717.	1524.	2050.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:AT0/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		4.3	6.3	7.3	12.1	12.3	12.5
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	19.	13.	13.	5.	30.	23.
2	1158.	31.	20.	19.	7.	51.	41.
3	1684.	61.	36.	28.	11.	89.	76.
4	2210.	101.	50.	36.	15.	134.	116.
5	2629.	156.	87.	54.	48.	192.	174.
0	106.	42.	31.	11.	16.	40.	48.
1	579.	60.	39.	19.	21.	66.	71.
2	1158.	74.	51.	28.	28.	94.	93.
3	1737.	112.	57.	28.	38.	132.	125.
4	2263.	132.	74.	42.	45.	165.	153.
5	2789.	159.	88.	52.	59.	198.	181.
6	3261.	224.	122.	69.	148.	284.	223.
7	3840.	398.	179.	95.	194.	558.	295.
8	4313.	538.	229.	142.	245.	707.	387.
9	4892.	673.	320.	234.	295.	780.	530.
10	5365.	795.	469.	348.	372.	854.	700.
11	5838.	911.	614.	432.	500.	932.	827.
12	6364.	1032.	791.	507.	655.	1026.	978.
13	6890.	1170.	961.	609.	796.	1145.	1151.
14	7362.	1274.	1100.	685.	912.	1258.	1292.
15	7731.	1368.	1246.	764.	1034.	1365.	1432.
16	8467.	1529.	1464.	875.	1245.	1552.	1650.
17	8888.	1630.	1596.	949.	1400.	1687.	1775.
18	9414.	1747.	1725.	1027.	1559.	1859.	1911.
19	9940.	1867.	1881.	1156.	1764.	2064.	2096.
20	10518.	1983.	2016.	1289.	1994.	2302.	2309.
21	10991.	2054.	2088.	1409.	2210.	2563.	2525.
22	10335.	1345.	1479.	1007.	1949.	2977.	2823.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:ATO/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		12.6	5.2	11.4	11.5	11.6	6.1
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	16.	25.	35.	27.	17.	16.
2	1158.	25.	5742.	59.	44.	30.	26.
3	1684.	45.	67.	100.	77.	58.	50.
4	2210.	64.	74.	155.	128.	92.	77.
5	2629.	94.	112.	304.	189.	143.	129.
0	106.	29.	41.	101.	40.	55.	50.
1	579.	42.	48.	134.	67.	70.	64.
2	1158.	54.	58.	172.	91.	84.	77.
3	1737.	71.	70.	218.	129.	107.	99.
4	2263.	85.	99.	270.	159.	128.	115.
5	2789.	100.	119.	329.	193.	153.	137.
6	3261.	132.	161.	488.	260.	202.	202.
7	3840.	191.	210.	774.	403.	335.	325.
8	4313.	266.	271.	989.	569.	502.	434.
9	4892.	426.	391.	1216.	763.	686.	541.
10	5365.	599.	567.	1436.	967.	888.	672.
11	5838.	723.	698.	1644.	1143.	1063.	785.
12	6364.	857.	843.	1888.	1348.	1269.	932.
13	6890.	1005.	975.	2134.	1564.	1478.	1087.
14	7362.	1128.	1074.	2349.	1735.	1639.	1212.
15	7731.	1255.	1205.	2578.	1901.	1797.	1343.
16	8467.	1450.	1401.	3021.	2170.	2044.	1540.
17	8888.	1574.	1513.	3370.	2344.	2206.	1670.
18	9414.	1719.	1615.	3808.	2540.	2383.	1812.
19	9940.	1930.	1756.	4526.	2821.	2633.	1979.
20	10518.	2185.	1874.	5354.	3183.	2951.	2091.
21	10991.	2443.	1953.	6123.	3632.	3306.	2133.
22	10335.	2770.	1300.	7037.	5035.	3723.	1452.



RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:AT0/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		7.1	10.4	10.5	10.6	14.A	14.B
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	18.	47.	25.	12.	2.	-1.
2	1158.	30.	83.	40.	21.	2.	-1.
3	1684.	54.	143.	66.	35.	2.	-1.
4	2210.	79.	218.	129.	48.	-3.	1.
5	2629.	124.	338.	178.	71.	-1.	17.
0	106.	36.	76.	72.	15.	-1.	23.
1	579.	49.	121.	92.	26.	-1.	22.
2	1158.	63.	167.	116.	33.	3.	22.
3	1737.	86.	233.	131.	49.	-8.	21.
4	2263.	104.	289.	164.	63.	-1.	23.
5	2789.	124.	352.	198.	77.	-2.	28.
6	3261.	173.	460.	305.	115.	13.	70.
7	3840.	253.	663.	509.	232.	48.	178.
8	4313.	340.	835.	724.	389.	55.	314.
9	4892.	442.	1042.	1040.	607.	60.	440.
10	5365.	574.	1264.	1158.	826.	63.	552.
11	5838.	683.	1444.	1328.	998.	59.	628.
12	6364.	815.	1636.	1513.	1174.	57.	682.
13	6890.	944.	1862.	1716.	1377.	47.	769.
14	7362.	1046.	2056.	1889.	1548.	39.	837.
15	7731.	1144.	2261.	2066.	1721.	34.	909.
16	8467.	1283.	2646.	2363.	1977.	24.	1030.
17	8888.	1377.	2933.	2578.	2154.	16.	1114.
18	9414.	1475.	3278.	2818.	2347.	2.	1195.
19	9940.	1593.	3782.	3197.	2622.	-2.	1308.
20	10518.	1730.	4358.	3691.	2942.	-8.	1431.
21	10991.	1870.	4930.	4310.	3253.	-10.	1538.
22	10335.	1412.	5270.	4985.	3300.	-35.	1188.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:ATO/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase      carga      DEFORMAÇÕES (x 10\*\*6)  
           DaN            13.A            13.B            12.B

0	0.	0.	0.	0.
1	685.	1.	-5.	1.
2	1158.	2.	-10.	1.
3	1684.	2.	-15.	1.
4	2210.	8.	-26.	11.
5	2629.	9.	-41.	30.
0	106.	7.	-19.	30.
1	579.	7.	-24.	30.
2	1158.	8.	-29.	32.
3	1737.	12.	-36.	33.
4	2263.	9.	-42.	36.
5	2789.	10.	-48.	47.
6	3261.	11.	-44.	113.
7	3840.	12.	-47.	155.
8	4313.	12.	-41.	204.
9	4892.	12.	-34.	300.
10	5365.	13.	-4.	378.
11	5838.	29.	75.	436.
12	6364.	-66.	561.	504.
13	6890.	-151.	803.	592.
14	7362.	-182.	916.	675.
15	7731.	-198.	1019.	774.
16	8467.	-230.	1190.	920.
17	8888.	-243.	1281.	1022.
18	9414.	-238.	1359.	1125.
19	9940.	-227.	1438.	1278.
20	10518.	-203.	1487.	1490.
21	10991.	-185.	1548.	1685.
22	10335.	-356.	1259.	2012.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:AT0/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias

Deformação no Concreto

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	-26.	5.	-13.	-35.	-25.	-20.
2	1158.	-46.	8.	-22.	-57.	-42.	-32.
3	1684.	-73.	14.	-38.	-93.	-69.	-51.
4	2210.	-106.	19.	-62.	-127.	-101.	-66.
5	2629.	-162.	27.	-90.	-172.	-142.	-87.
0	106.	-24.	7.	-19.	-24.	-27.	-8.
1	579.	-49.	12.	-34.	-56.	-55.	-24.
2	1158.	-75.	16.	-46.	-84.	-73.	-38.
3	1737.	-104.	21.	-65.	-120.	-106.	-53.
4	2263.	-136.	26.	-79.	-149.	-126.	-71.
5	2789.	-165.	30.	-96.	-178.	-151.	-85.
6	3261.	-215.	36.	-122.	-216.	-185.	-103.
7	3840.	-306.	51.	-175.	-270.	-232.	-124.
8	4313.	-368.	63.	-208.	-311.	-264.	-136.
9	4892.	-430.	83.	-239.	-363.	-295.	-151.
10	5365.	-550.	119.	-294.	-413.	-335.	-161.
11	5838.	-632.	142.	-318.	-463.	-363.	-173.
12	6364.	-718.	167.	-334.	-520.	-372.	-181.
13	6890.	-794.	184.	-347.	-583.	-378.	-190.
14	7362.	-868.	196.	-356.	-639.	-380.	-197.
15	7731.	-933.	211.	-362.	-696.	-388.	-201.
16	8467.	-1033.	223.	-366.	-787.	-392.	-200.
17	8888.	-1103.	232.	-375.	-845.	-382.	-186.
18	9414.	-1176.	241.	-390.	-895.	-378.	-170.
19	9940.	-1292.	257.	-401.	-908.	-344.	-146.
20	10518.	-1407.	254.	-419.	-950.	-308.	-110.
21	10991.	-1517.	267.	-425.	-963.	-304.	-83.
22	10335.	-1349.	258.	-150.	-374.	-358.	-64.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo:ATO/3      Moldagem:16/03/84      Ensaio:13/04/84      Idade:28 dias  
 Deformação no Concreto

fase      carga      DEFORMAÇÕES (x 10\*\*6)  
           DaN      3.1      3.2      3.3

fase	carga DaN	3.1	3.2	3.3
0	0.	0.	0.	0.
1	685.	-18.	-13.	-15.
2	1158.	-29.	-22.	-24.
3	1684.	-42.	-32.	-36.
4	2210.	-54.	-39.	-46.
5	2629.	-72.	-52.	-59.
0	106.	-3.	8.	-1.
1	579.	-15.	-1.	-12.
2	1158.	-26.	-12.	-22.
3	1737.	-39.	-18.	-33.
4	2263.	-57.	-32.	-47.
5	2789.	-72.	-49.	-57.
6	3261.	-90.	-55.	-69.
7	3840.	-119.	-71.	-81.
8	4313.	-140.	-83.	-84.
9	4892.	-163.	-102.	-92.
10	5365.	-178.	-123.	-95.
11	5838.	-198.	-140.	-98.
12	6364.	-224.	-166.	-104.
13	6890.	-250.	-189.	-108.
14	7362.	-273.	-209.	-113.
15	7731.	-292.	-226.	-115.
16	8467.	-325.	-261.	-123.
17	8888.	-349.	-282.	-125.
18	9414.	-369.	-301.	-124.
19	9940.	-395.	-331.	-111.
20	10518.	-425.	-353.	-95.
21	10991.	-457.	-369.	-75.
22	10335.	-56.	16.	-16.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		2.5	4.5	6.5	14.1	14.3	3.4
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	57.	7.	2.	6.	12.	10.
2	1051.	53.	12.	7.	10.	30.	17.
3	1577.	71.	18.	11.	21.	47.	30.
4	2103.	19.	25.	15.	32.	72.	65.
5	2682.	171.	32.	19.	57.	97.	107.
0	0.	102.	17.	8.	35.	49.	65.
1	579.	104.	21.	11.	42.	61.	75.
2	1051.	109.	27.	15.	48.	76.	88.
3	1630.	120.	31.	19.	56.	90.	104.
4	2156.	361.	36.	22.	68.	107.	125.
5	2682.	377.	41.	25.	87.	125.	172.
6	3103.	418.	52.	31.	120.	153.	256.
7	3629.	498.	70.	39.	165.	183.	336.
8	4207.	552.	125.	46.	202.	230.	400.
9	4786.	615.	160.	52.	232.	267.	473.
10	5207.	630.	205.	61.	267.	313.	542.
11	5733.	670.	244.	69.	294.	345.	628.
12	6259.	715.	290.	77.	321.	393.	720.
13	6731.	771.	361.	99.	359.	440.	824.
14	7362.	811.	439.	139.	392.	453.	935.
15	7835.	1195.	974.	874.	431.	248.	1011.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:S5A/3      Moldagem:22/03/84      Ensaio:19/04/84      Idade:28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		5.4	13.1	13.3	13.5	13.6	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	8.	9.	14.	13.	8.	17.
2	1051.	16.	15.	27.	32.	19.	37.
3	1577.	25.	32.	48.	51.	33.	63.
4	2103.	37.	50.	68.	74.	54.	95.
5	2682.	53.	81.	88.	101.	81.	142.
0	0.	25.	52.	37.	50.	41.	101.
1	579.	32.	61.	49.	64.	50.	116.
2	1051.	41.	70.	64.	81.	63.	136.
3	1630.	50.	81.	78.	99.	75.	155.
4	2156.	60.	96.	91.	118.	89.	174.
5	2682.	74.	138.	106.	142.	110.	217.
6	3103.	90.	199.	132.	188.	149.	283.
7	3629.	104.	258.	172.	239.	194.	369.
8	4207.	141.	314.	231.	287.	244.	449.
9	4786.	203.	340.	300.	319.	279.	560.
10	5207.	295.	361.	371.	357.	323.	692.
11	5733.	408.	383.	418.	388.	357.	771.
12	6259.	565.	412.	445.	432.	398.	887.
13	6731.	782.	462.	470.	510.	430.	1102.
14	7362.	978.	511.	515.	625.	451.	1450.
15	7835.	734.	529.	484.	636.	395.	1636.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		4.3	6.3	7.3	12.1	12.3	12.5
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	17.	12.	11.	5.	19.	15.
2	1051.	43.	32.	24.	8.	38.	38.
3	1577.	86.	56.	44.	25.	83.	59.
4	2103.	147.	87.	65.	46.	145.	86.
5	2682.	230.	126.	98.	91.	215.	120.
0	0.	127.	61.	47.	58.	106.	54.
1	579.	151.	77.	58.	66.	133.	70.
2	1051.	177.	95.	74.	76.	164.	88.
3	1630.	219.	114.	91.	87.	197.	108.
4	2156.	258.	133.	108.	103.	234.	129.
5	2682.	333.	161.	139.	139.	301.	162.
6	3103.	436.	205.	202.	248.	421.	229.
7	3629.	576.	288.	282.	326.	540.	314.
8	4207.	677.	379.	362.	436.	662.	407.
9	4786.	758.	476.	439.	484.	759.	479.
10	5207.	845.	583.	526.	571.	861.	564.
11	5733.	894.	689.	607.	649.	943.	662.
12	6259.	952.	837.	711.	760.	1066.	804.
13	6731.	1018.	1019.	829.	945.	1250.	1041.
14	7362.	1039.	1095.	977.	1155.	1478.	1364.
15	7835.	830.	549.	852.	1105.	1480.	1506.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		12.6	5.2	11.4	11.5	11.6	6.1
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	6.	21.	32.	21.	13.	19.
2	1051.	14.	48.	84.	54.	27.	30.
3	1577.	24.	74.	157.	98.	43.	45.
4	2103.	39.	125.	271.	164.	70.	70.
5	2682.	58.	177.	392.	264.	119.	100.
0	0.	27.	91.	157.	154.	68.	42.
1	579.	36.	112.	217.	180.	83.	56.
2	1051.	46.	135.	280.	212.	99.	72.
3	1630.	55.	159.	343.	246.	118.	90.
4	2156.	67.	187.	411.	293.	144.	109.
5	2682.	87.	230.	514.	369.	206.	150.
6	3103.	118.	321.	699.	494.	360.	238.
7	3629.	164.	430.	910.	635.	500.	324.
8	4207.	229.	526.	1110.	780.	651.	408.
9	4786.	296.	608.	1278.	908.	781.	478.
10	5207.	370.	690.	1463.	1053.	929.	556.
11	5733.	442.	755.	1645.	1188.	1055.	620.
12	6259.	545.	825.	1903.	1376.	1228.	689.
13	6731.	711.	915.	2310.	1664.	1477.	734.
14	7362.	940.	1006.	2846.	2006.	1789.	758.
15	7835.	1203.	997.	3107.	2179.	2043.	699.



RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		7.1	10.4	10.5	10.6	14.A	14.B
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	17.	33.	19.	11.	1.	1.
2	1051.	34.	85.	47.	25.	2.	-1.
3	1577.	50.	155.	93.	42.	3.	2.
4	2103.	70.	249.	172.	66.	7.	3.
5	2682.	104.	374.	266.	103.	10.	2.
0	0.	45.	159.	149.	56.	19.	2.
1	579.	59.	213.	178.	68.	20.	2.
2	1051.	77.	270.	214.	84.	20.	2.
3	1630.	95.	332.	248.	99.	21.	1.
4	2156.	116.	399.	295.	120.	22.	2.
5	2682.	149.	512.	385.	167.	26.	8.
6	3103.	231.	701.	540.	287.	28.	34.
7	3629.	318.	891.	698.	463.	25.	85.
8	4207.	424.	1057.	847.	606.	26.	128.
9	4786.	500.	1203.	971.	716.	24.	166.
10	5207.	594.	1354.	1110.	841.	21.	201.
11	5733.	669.	1492.	1237.	959.	18.	232.
12	6259.	759.	1711.	1419.	1126.	21.	264.
13	6731.	833.	2104.	1716.	1387.	28.	304.
14	7362.	846.	2744.	2106.	1798.	30.	333.
15	7835.	733.	3044.	2333.	2057.	-14.	338.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo:SSA/3      Moldagem:22/03/84      Ensaio:19/04/84      Idade:28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMACOES (x 10**6)			
		13.A	13.B	12.A	12.B

0	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	-1.	4.	2.	-18.
2	1051.	-3.	-2.	5.	6.
3	1577.	-3.	-2.	7.	29.
4	2103.	-7.	22.	8.	48.
5	2682.	-9.	57.	10.	73.
0	0.	9.	54.	13.	48.
1	579.	-10.	57.	16.	55.
2	1051.	-11.	58.	18.	63.
3	1630.	-11.	62.	21.	73.
4	2156.	-11.	68.	23.	85.
5	2682.	-11.	91.	20.	118.
6	3103.	-9.	117.	-7.	226.
7	3629.	-7.	140.	-468.	342.
8	4207.	-2.	182.	-76.	422.
9	4786.	6.	255.	-98.	497.
10	5207.	10.	373.	-106.	572.
11	5733.	-3.	427.	-98.	621.
12	6259.	-13.	477.	-76.	674.
13	6731.	-14.	524.	-36.	777.
14	7362.	-19.	560.	-9.	915.
15	7835.	-182.	815.	-3.	1353.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo:55A/3      Moldagem:22/03/84      Ensaio:19/04/84      Idade:28 dias  
 Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		1.p	2.p	3.1p	3.2p	3.3p	4.p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	-12.	-2.	-9.	10.	31.	49.
2	1051.	12.	-1.	-7.	12.	33.	47.
3	1577.	17.	-8.	-5.	22.	54.	102.
4	2103.	38.	-10.	2.	41.	87.	175.
5	2682.	40.	-22.	-3.	48.	99.	239.
0	0.	52.	-28.	17.	79.	126.	312.
1	579.	26.	-6.	3.	33.	141.	288.
2	1051.	32.	-10.	6.	45.	161.	311.
3	1630.	39.	-17.	3.	53.	169.	342.
4	2156.	44.	-24.	4.	64.	179.	364.
5	2682.	53.	-26.	22.	85.	204.	387.
6	3103.	82.	-35.	29.	110.	208.	418.
7	3629.	124.	-52.	11.	127.	231.	477.
8	4207.	164.	-74.	-57.	110.	261.	519.
9	4786.	191.	-79.	-46.	127.	293.	560.
10	5207.	214.	-89.	-59.	160.	336.	601.
11	5733.	238.	-99.	-73.	198.	369.	657.
12	6259.	251.	-103.	-84.	222.	384.	696.
13	6731.	253.	-104.	-84.	226.	408.	698.
14	7362.	232.	-125.	-99.	184.	407.	645.
15	7835.	192.	-85.	73.	272.	549.	512.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		5.p	6.1p	6.2p	6.3p	7.p	8.p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	-8.	-5.	1.	8.	5.	-7.
2	1051.	-8.	-5.	5.	7.	8.	-6.
3	1577.	-23.	-3.	8.	5.	18.	-15.
4	2103.	-29.	9.	12.	23.	32.	-18.
5	2682.	-57.	6.	10.	18.	38.	-36.
0	0.	-77.	5.	27.	28.	67.	-40.
1	579.	-8.	5.	6.	14.	24.	-17.
2	1051.	-22.	4.	16.	14.	36.	-21.
3	1630.	-41.	6.	8.	17.	39.	-33.
4	2156.	-61.	4.	9.	18.	47.	-43.
5	2682.	-72.	3.	30.	22.	71.	-43.
6	3103.	-89.	-4.	29.	40.	78.	-52.
7	3629.	-104.	-50.	22.	62.	90.	-64.
8	4207.	-121.	-61.	39.	85.	119.	-84.
9	4786.	-131.	-73.	51.	105.	150.	-100.
10	5207.	-149.	-88.	57.	120.	182.	-114.
11	5733.	-165.	-105.	55.	145.	216.	-130.
12	6259.	-185.	-135.	56.	166.	249.	-145.
13	6731.	-164.	-127.	97.	195.	284.	-154.
14	7362.	-153.	-118.	168.	190.	301.	-156.
15	7835.	-94.	-68.	468.	195.	473.	12.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:95A/3      Moldagem:22/03/84      Ensaio:19/04/84      Idade:28 dias

Deformação no Perfil

fase      carga      DEFORMAÇÕES (x 10\*\*6)  
             DaN              9.1p              9.2p              9.3p

0	0.	0.	0.	0.
1	525.	1.	-1.	-1.
2	1051.	2.	-2.	1.
3	1577.	5.	-6.	4.
4	2103.	19.	7.	14.
5	2682.	14.	-5.	1.
0	0.	25.	-9.	17.
1	579.	14.	3.	11.
2	1051.	17.	-3.	13.
3	1630.	19.	-4.	13.
4	2156.	20.	-8.	-49.
5	2682.	28.	-12.	20.
6	3103.	31.	-12.	22.
7	3629.	32.	-23.	23.
8	4207.	-10.	-61.	28.
9	4786.	-29.	-75.	37.
10	5207.	-32.	-77.	54.
11	5733.	-43.	-82.	69.
12	6259.	-54.	-90.	77.
13	6731.	-70.	-78.	103.
14	7362.	-68.	-50.	115.
15	7835.	-4.	-60.	214.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação no Concreto

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	525.	-12.	5.	-7.	-5.	-3.	-5.
2	1051.	-30.	6.	-17.	-14.	-8.	-12.
3	1577.	-46.	8.	-26.	-23.	-13.	-20.
4	2103.	-66.	12.	-33.	-33.	-15.	-27.
5	2682.	-89.	16.	-44.	-46.	-19.	-33.
0	0.	-21.	13.	-6.	-9.	-5.	-11.
1	579.	-35.	14.	-13.	-18.	-10.	-15.
2	1051.	-52.	17.	-21.	-25.	-11.	-19.
3	1630.	-69.	20.	-30.	-34.	-14.	-23.
4	2156.	-85.	22.	-39.	-42.	-16.	-26.
5	2682.	-105.	26.	-45.	-54.	-17.	-28.
6	3103.	-131.	32.	-54.	-66.	-10.	-22.
7	3629.	-149.	35.	-60.	-73.	8.	-7.
8	4207.	-160.	36.	-67.	-78.	24.	7.
9	4786.	-170.	34.	-74.	-81.	36.	18.
10	5207.	-183.	27.	-83.	-85.	50.	31.
11	5733.	-190.	23.	-87.	-89.	52.	32.
12	6259.	-190.	13.	-101.	-88.	32.	16.
13	6731.	-197.	-9.	-123.	-75.	-7.	-20.
14	7362.	-197.	-30.	-132.	-65.	-33.	-37.
15	7835.	-87.	-45.	-36.	-50.	-50.	-42.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S5A/3      Moldagem: 22/03/84      Ensaio: 19/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Concreto

fase      carga      DEFORMAÇÕES (x 10\*\*6)

	DaN	3.1	3.2	3.3
0	0.	0.	0.	0.
1	525.	-8.	-5.	-7.
2	1051.	-22.	-16.	-18.
3	1577.	-37.	-24.	-24.
4	2103.	-54.	-35.	-33.
5	2682.	-73.	-46.	-40.
0	0.	-16.	-7.	7.
1	579.	-28.	-15.	-2.
2	1051.	-39.	-23.	-10.
3	1630.	-54.	-31.	-21.
4	2156.	-67.	-42.	-28.
5	2682.	-84.	-53.	-31.
6	3103.	-99.	-66.	-23.
7	3629.	-122.	-82.	-15.
8	4207.	-150.	-102.	-13.
9	4786.	-172.	-117.	-14.
10	5207.	-199.	-135.	-18.
11	5733.	-240.	-154.	-23.
12	6259.	-263.	-195.	-32.
13	6731.	-288.	-281.	-83.
14	7362.	-1028.	-663.	-28.
15	7835.	-114.	-41.	-3.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{-6}$ )					
		2.5	4.5	6.5	14.1	14.3	3.4
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	11.	7.	5.	7.	15.	15.
2	1158.	18.	11.	7.	11.	23.	24.
3	1684.	32.	18.	11.	21.	39.	39.
4	2210.	45.	22.	14.	34.	52.	67.
5	2629.	63.	27.	17.	62.	74.	111.
0	106.	19.	1.	1.	27.	18.	38.
1	579.	30.	7.	2.	32.	30.	54.
2	1158.	37.	10.	3.	39.	41.	67.
3	1737.	49.	17.	8.	48.	55.	87.
4	2263.	61.	23.	11.	57.	67.	105.
5	2789.	72.	28.	13.	67.	82.	125.
6	3261.	93.	35.	17.	82.	101.	176.
7	3840.	177.	12.	16.	126.	133.	301.
8	4313.	293.	74.	17.	166.	178.	393.
9	4892.	417.	119.	11.	204.	254.	479.
10	5365.	535.	198.	10.	260.	370.	559.
11	5838.	613.	269.	10.	314.	439.	609.
12	6364.	669.	407.	5.	350.	497.	669.
13	6890.	756.	550.	6.	405.	576.	723.



RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 29 dias

Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{**6}$ )					
		5.4	13.1	13.3	13.5	13.6	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	8.	9.	18.	20.	15.	16.
2	1158.	13.	14.	29.	31.	24.	22.
3	1684.	22.	28.	51.	54.	40.	37.
4	2210.	31.	34.	86.	82.	55.	56.
5	2629.	37.	52.	143.	122.	76.	79.
0	106.	9.	10.	45.	38.	17.	24.
1	579.	16.	19.	64.	52.	30.	34.
2	1158.	19.	24.	79.	79.	39.	49.
3	1737.	26.	36.	105.	92.	54.	64.
4	2263.	32.	46.	128.	113.	68.	78.
5	2789.	37.	57.	154.	135.	81.	93.
6	3261.	46.	87.	214.	178.	99.	144.
7	3840.	47.	169.	338.	253.	122.	195.
8	4313.	49.	260.	480.	317.	151.	247.
9	4892.	56.	350.	660.	382.	192.	303.
10	5365.	111.	405.	857.	469.	243.	393.
11	5838.	203.	459.	974.	544.	294.	592.
12	6364.	343.	518.	1085.	661.	363.	859.
13	6890.	500.	609.	1231.	796.	425.	1026.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		4.3	6.3	7.3	12.1	12.3	12.5
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	19.	13.	13.	5.	30.	23.
2	1158.	31.	20.	19.	7.	51.	41.
3	1684.	61.	36.	28.	11.	89.	76.
4	2210.	101.	50.	36.	15.	134.	116.
5	2629.	156.	87.	54.	48.	192.	174.
0	106.	42.	31.	11.	16.	40.	48.
1	579.	60.	39.	19.	21.	66.	71.
2	1158.	74.	51.	28.	28.	94.	93.
3	1737.	112.	57.	28.	38.	132.	125.
4	2263.	132.	74.	42.	45.	165.	153.
5	2789.	159.	88.	52.	59.	198.	181.
6	3261.	224.	122.	69.	148.	284.	223.
7	3840.	398.	179.	95.	194.	558.	295.
8	4313.	538.	229.	142.	245.	707.	387.
9	4892.	673.	320.	234.	295.	780.	530.
10	5365.	795.	469.	348.	372.	854.	700.
11	5838.	911.	614.	432.	500.	932.	827.
12	6364.	1032.	791.	507.	655.	1026.	978.
13	6890.	1170.	961.	609.	796.	1145.	1151.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		12.6	5.2	11.5	11.6	6.1	7.1
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	16.	25.	35.	27.	17.	16.
2	1158.	25.	5742.	59.	44.	30.	26.
3	1684.	45.	67.	100.	77.	58.	50.
4	2210.	64.	74.	155.	128.	92.	77.
5	2629.	94.	112.	304.	189.	143.	129.
0	106.	29.	41.	101.	40.	55.	50.
1	579.	42.	48.	134.	67.	70.	64.
2	1158.	54.	58.	172.	91.	84.	77.
3	1737.	71.	70.	218.	129.	107.	99.
4	2263.	85.	99.	270.	159.	128.	115.
5	2789.	100.	119.	329.	193.	153.	137.
6	3261.	132.	161.	488.	260.	202.	202.
7	3840.	191.	210.	774.	403.	335.	325.
8	4313.	266.	271.	989.	569.	502.	434.
9	4892.	426.	391.	1216.	763.	686.	541.
10	5365.	599.	567.	1436.	967.	888.	672.
11	5838.	723.	698.	1644.	1143.	1063.	785.
12	6364.	857.	843.	1888.	1348.	1269.	932.
13	6890.	1005.	975.	2134.	1564.	1478.	1087.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		10.4	10.5	10.6	14.A	14.B	13.A
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	685.	18.	47.	25.	12.	2.	-1.
2	1158.	30.	83.	40.	21.	2.	-1.
3	1684.	54.	143.	66.	35.	2.	-1.
4	2210.	79.	218.	129.	48.	-3.	1.
5	2629.	124.	338.	178.	71.	-1.	17.
0	106.	36.	76.	72.	15.	-1.	23.
1	579.	49.	121.	92.	26.	-1.	22.
2	1158.	63.	167.	116.	33.	3.	22.
3	1737.	86.	233.	131.	49.	-8.	21.
4	2263.	104.	289.	164.	63.	-1.	23.
5	2789.	124.	352.	198.	77.	-2.	28.
6	3261.	173.	460.	305.	115.	13.	70.
7	3840.	253.	663.	509.	232.	48.	178.
8	4313.	340.	835.	724.	389.	55.	314.
9	4892.	442.	1042.	1040.	607.	60.	440.
10	5365.	574.	1264.	1158.	826.	63.	552.
11	5838.	683.	1444.	1328.	998.	59.	628.
12	6364.	815.	1636.	1513.	1174.	57.	682.
13	6890.	944.	1862.	1716.	1377.	47.	769.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação na Armadura de Flexão

fase      carga      DEFORMAÇÕES (x 10\*\*6)  
           DaN            13.B            12.A            12.B

0	0.	0.	0.	0.
1	685.	1.	-5.	1.
2	1158.	2.	-10.	1.
3	1684.	2.	-15.	1.
4	2210.	8.	-26.	11.
5	2629.	9.	-41.	30.
0	106.	7.	-19.	30.
1	579.	7.	-24.	30.
2	1158.	8.	-29.	32.
3	1737.	12.	-36.	33.
4	2263.	9.	-42.	36.
5	2789.	10.	-48.	47.
6	3261.	11.	-44.	113.
7	3840.	12.	-47.	155.
8	4313.	12.	-41.	204.
9	4892.	12.	-34.	300.
10	5365.	13.	-4.	378.
11	5838.	29.	75.	436.
12	6364.	-66.	561.	504.
13	6890.	-151.	803.	592.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		1.p	2.p	3.1p	3.2p	3.3p	4.p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	-2.	-3.	-6.	6.	-6.	-20.
2	945.	-3.	-4.	-10.	14.	-9.	-41.
3	1471.	1.	3.	-4.	24.	-11.	-72.
4	1997.	2.	6.	5.	31.	-20.	-99.
5	2418.	-4.	18.	17.	48.	-2.	-122.
0	0.	2.	-14.	11.	13.	8.	-10.
1	419.	3.	-10.	12.	20.	4.	-29.
2	829.	1.	-8.	12.	25.	-2.	-51.
3	1471.	-3.	-2.	12.	34.	-4.	-80.
4	1997.	1.	2.	15.	44.	-2.	-101.
5	2523.	2.	11.	21.	65.	10.	-118.
6	3049.	-1.	49.	49.	97.	29.	-125.
7	3469.	6.	92.	81.	109.	36.	-138.
8	4101.	14.	138.	97.	117.	37.	-161.
9	4468.	37.	168.	110.	137.	5.	-158.
10	4942.	134.	214.	106.	194.	-26.	-160.
11	5311.	715.	-483.	64.	101.	-65.	-110.
12	5784.	595.	-813.	80.	48.	-82.	-74.
13	6256.	505.	-1366.	*****	39.	-69.	-67.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		5.p	6.1p	6.2p	6.3p	7.p	8.p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	4.	-9.	-1.	3.	-13.	5.
2	945.	9.	-11.	10.	10.	-31.	11.
3	1471.	28.	-10.	23.	28.	-41.	19.
4	1997.	82.	16.	22.	55.	-50.	27.
5	2418.	95.	25.	14.	13.	-65.	33.
0	0.	-13.	36.	-3.	-3.	-20.	9.
1	419.	5.	27.	-6.	1.	-31.	14.
2	829.	25.	26.	-7.	2.	-43.	16.
3	1471.	50.	27.	-1.	6.	-59.	20.
4	1997.	63.	32.	13.	8.	-66.	29.
5	2523.	72.	42.	18.	9.	-73.	43.
6	3049.	140.	57.	31.	8.	-96.	111.
7	3469.	158.	80.	26.	-7.	-109.	144.
8	4101.	246.	91.	14.	-30.	-101.	245.
9	4468.	157.	109.	6.	-37.	-107.	356.
10	4942.	60.	126.	-53.	-86.	-88.	141.
11	5311.	376.	163.	-79.	-235.	-30.	787.
12	5784.	450.	511.	*****	*****	79.	401.
13	6256.	789.	*****	*****	*****	-26.	-25.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		9.1p	9.2p	9.3p	10.p	11.p	12.ip
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	-2.	-8.	-1.	7.	-19.	-7.
2	945.	-2.	-14.	-1.	9.	-33.	-13.
3	1471.	-2.	-23.	1.	2.	-56.	-13.
4	1997.	1.	-28.	5.	-4.	-76.	-13.
5	2418.	4.	-38.	9.	-11.	-108.	-13.
0	0.	9.	-4.	11.	-76.	-22.	-4.
1	419.	7.	-11.	12.	-64.	-41.	-4.
2	829.	5.	-18.	12.	-49.	-55.	-10.
3	1471.	2.	-26.	13.	-29.	-79.	-16.
4	1997.	2.	-29.	17.	-23.	-93.	-13.
5	2523.	4.	-27.	24.	-40.	-107.	-9.
6	3049.	10.	-32.	9.	-45.	-147.	-9.
7	3469.	25.	-14.	2.	-47.	-193.	-4.
8	4101.	65.	6.	3.	-12.	-220.	10.
9	4468.	64.	-8.	-9.	-86.	-262.	20.
10	4942.	70.	-37.	-24.	-182.	-311.	110.
11	5311.	213.	-44.	-92.	-232.	-504.	*****
12	5784.	*****	*****	134.	-258.	-446.	*****
13	6256.	*****	*****	*****	-210.	-419.	*****



RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE\_PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo:56/3      Moldagem:30/03/84      Ensaio:27/04/84      Idade:28 dias  
 Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES ( $\times 10^{-6}$ )					
		12.2p	12.3p	13.p	14.p	15.1p	15.2p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	-3.	3.	8.	-17.	-5.	-2.
2	945.	-2.	3.	13.	-35.	-7.	1.
3	1471.	-4.	4.	17.	-59.	-10.	1.
4	1997.	2.	6.	26.	-78.	-7.	7.
5	2418.	-1.	3.	39.	-114.	-12.	11.
0	0.	3.	-5.	-15.	-25.	6.	4.
1	419.	3.	-3.	9.	-44.	3.	4.
2	829.	1.	-4.	32.	-61.	1.	5.
3	1471.	-2.	-4.	52.	-84.	-6.	5.
4	1997.	1.	-2.	60.	-99.	-5.	10.
5	2523.	7.	5.	58.	-111.	-1.	19.
6	3049.	4.	-2.	79.	-158.	-6.	36.
7	3469.	6.	1.	135.	-201.	7.	42.
8	4101.	8.	6.	205.	-229.	48.	54.
9	4468.	14.	-17.	390.	-257.	78.	65.
10	4942.	21.	-93.	53.	-291.	135.	23.
11	5311.	8.	-150.	-66.	-365.	191.	24.
12	5784.	*****	*****	-144.	-327.	*****	*****
13	6256.	*****	*****	-117.	-454.	*****	*****

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE\_PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo:S6/3      Moldagem:30/03/84      Ensaio:27/04/84      Idade:28 dias

Deformação no Perfil

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		15.3p	16.p	17.p	18.1p	18.2p	18.3p
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	3.	3.	-15.	-2.	-3.	-14.
2	945.	5.	4.	-29.	-5.	-3.	-29.
3	1471.	8.	-2.	-37.	-9.	-3.	-39.
4	1997.	14.	5.	-48.	-5.	5.	-44.
5	2418.	17.	14.	-67.	-8.	7.	-48.
0	0.	6.	-19.	-22.	2.	2.	-27.
1	419.	7.	-15.	-29.	-2.	-3.	-40.
2	829.	9.	-10.	-40.	-7.	-3.	-50.
3	1471.	11.	-2.	-56.	-13.	-5.	-62.
4	1997.	15.	4.	-61.	-8.	-2.	-63.
5	2523.	23.	15.	-68.	-7.	7.	-62.
6	3049.	12.	39.	-87.	-4.	11.	-60.
7	3469.	31.	62.	-95.	3.	29.	-44.
8	4101.	22.	108.	-116.	19.	85.	12.
9	4468.	-9.	117.	-132.	27.	112.	31.
10	4942.	-66.	177.	-190.	146.	241.	75.
11	5311.	150.	63.	-241.	484.	678.	55.
12	5784.	*****	-279.	-213.	718.	974.	76.
13	6256.	*****	-246.	-233.	702.	996.	131.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO  
 Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias  
 Deformação no Concreto

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)					
		1.1	1.2	1.3	2.1	2.2	2.3
0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
1	419.	-2.	-2.	-5.	-15.	-10.	-8.
2	945.	-6.	-5.	-10.	-36.	-28.	-15.
3	1471.	-10.	-10.	-19.	-46.	-40.	-26.
4	1997.	-13.	-14.	-28.	-19.	-28.	-36.
5	2418.	-16.	-17.	-38.	91.	3.	-47.
0	0.	-1.	2.	-3.	91.	51.	8.
1	419.	-5.	1.	-10.	69.	35.	-8.
2	829.	-7.	-5.	-16.	78.	31.	-15.
3	1471.	-9.	-8.	-25.	93.	24.	-29.
4	1997.	-11.	-11.	-29.	110.	22.	-39.
5	2523.	-13.	-11.	-35.	137.	29.	-48.
6	3049.	-19.	-21.	-46.	221.	67.	-52.
7	3469.	-17.	-14.	-55.	269.	109.	-55.
8	4101.	-16.	-11.	-64.	241.	111.	-54.
9	4468.	-20.	-18.	-69.	209.	89.	-59.
10	4942.	-26.	-27.	-86.	202.	52.	-60.
11	5311.	-39.	-95.	-168.	48.	46.	17.
12	5784.	-20.	-61.	-114.	-8.	41.	3.
13	6256.	-15.	-12.	-34.	-21.	37.	-13.

RUÍNA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES COGUMELO

Modelo: S6/3      Moldagem: 30/03/84      Ensaio: 27/04/84      Idade: 28 dias

Deformação no Concreto

fase	carga DaN	DEFORMAÇÕES (x 10**6)		
		3.1	3.2	3.3

0	0.	0.	0.	0.
1	419.	-11.	-14.	-15.
2	945.	-16.	-28.	-29.
3	1471.	-31.	-43.	-46.
4	1997.	-38.	-53.	-61.
5	2418.	-43.	-59.	-76.
0	0.	-2.	2.	-5.
1	419.	-12.	-11.	-20.
2	829.	-19.	-17.	-30.
3	1471.	-27.	-32.	-49.
4	1997.	-36.	-43.	-65.
5	2523.	-43.	-55.	-80.
6	3049.	-50.	-66.	-109.
7	3469.	-58.	-77.	-135.
8	4101.	-74.	-92.	-158.
9	4468.	-87.	-113.	-180.
10	4942.	-108.	-163.	-217.
11	5311.	207.	-173.	-360.
12	5784.	-249.	-237.	-369.
13	6256.	-296.	-280.	-422.

COMPLEMENTO À DISSERTAÇÃO DE MESTRADO INTITULADA:

"ESTUDO EXPERIMENTAL DA RUÍNA DE LIGAÇÕES LAJE-  
-PILAR EM BORDAS DE LAJES COGUMELO COM REFORÇO  
TRANSVERSAL CONSTITUÍDO DE PERFIS METÁLICOS"

I - INTRODUÇÃO

Apresentam-se os resultados obtidos no ensaio de um modelo de ligação laje-pilar realizada, por sugestão do Prof. Martinelli, com o objetivo de elucidar dúvidas referentes à disposição dos perfis internamente à laje.

Nos modelos ensaiados apresentados na Dissertação de Mestrado utilizaram-se três disposições de perfis tipo U internos às lajes e externos ao pilar, com resultados da cortante última inferiores aos obtidos nos modelos sem armadura transversal.

Cabe ressaltar que durante os ensaios relatados na Dissertação de Mestrado os resultados obtidos nos modelos S-1/1, S-1/2 e S-5/1 indicavam que a utilização de perfis de aço como armadura transversal para combater a punção em bordas de lajes-cogumelo não conduziram a bons resultados, porém optou-se pela continuação da pesquisa com a preocupação de se constatar a ineficiência de tal solução.

O ensaio ora relatado surgiu da necessidade de verificar se a utilização de perfis dispostos internamente às lajes e embutidos nos pilares conduziram a resultados melhores que os já obtidos.

II - CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Utilizou-se a denominação S-10/1 e as características principais do modelo são:

- armadura de flexão já utilizada nos modelos anteriores, barras de diâmetro nominal 8mm em malha de 4,5cm x 5,7cm
- altura da laje  $h = 10\text{cm}$
- seção transversal dos pilares 20cm x 20cm

- armadura transversal constituída de perfis U em chapa dobrada de 3,04mm de espessura, 70mm de altura e abas de 40mm. As dimensões e disposição dos perfis estão indicadas na figura em anexo.

- traço do concreto foi o mesmo adotado anteriormente adicionando-se Cloreto de Cálcio (3% do peso da água) com o objetivo de acelerar o endurecimento.

- o modelo foi ensaiado com quatorze dias após a concretagem e o procedimento de ensaio foi o mesmo adotado nos modelos anteriores.

### III - RESULTADOS

#### III.1 - Concreto

Foram retirados 18 corpos de prova sendo que três foram ensaiados à compressão aos sete dias, seis à compressão aos quatorze dias e seis à compressão diametral também a quatorze dias.

Os resultados obtidos estão apresentados nas tabelas abaixo.

Modelo	$f_{c,7}$	$\bar{f}_{c,7}$
S10	306-345-351	334

Modelo	$f_{c,14}$	$\bar{f}_{c,14}$	$f_{t,14}$	$\bar{f}_{t,14}$
S10	390-419-419	415	32-32-32	33
	419-419-424		32-34-38	

Nota: Unidades de  $f_{c,j}$  em daN/cm<sup>2</sup>.

### III.2 - Cortante última do modelo

A cortante última obtida foi  $V_u = 11453$  daN, correspondendo a 23 etapas de carregamento com aproximadamente 500daN por etapa.

### III.3 - Deslocamentos transversais

Foram utilizados onze defletômetros mecânicos com a mesma disposição utilizada nos demais modelos e os resultados obtidos estão apresentados no anexo.

## IV - COMENTÁRIOS GERAIS SOBRE OS RESULTADOS

Os resultados obtidos no ensaio do modelo S10/1 confirmam a previsão feita nas conclusões da Dissertação de Mestrado, qual seja: a utilização de perfis dispostos internamente às lajes e ao pilar conduzem a resultados melhores que os obtidos nos modelos em que os perfis estão externos ao pilar.

A ruína do modelo S10/1 ocorreu por punção com um deslocamento vertical bem caracterizado com o cone sendo formado na região da laje próxima a face interna do pilar (ver fotos em anexo). A presença dos perfis não alterou significativamente a fissuração e tão pouco a cortante última em relação aos modelos sem armadura transversal.

Abaixo apresenta-se o valor da cortante última do modelo S10/1 e o valor médio dos modelos da série ATO.

$$V_{u,S10/1} = 11453 \text{ daN} \qquad \bar{V}_{u,ATO} = 11430 \text{ daN}$$

Ressalta-se que a resistência do concreto nos corpos de prova ensaiados aos quatorze dias foi próxima da obtida nos demais ensaios realizados.

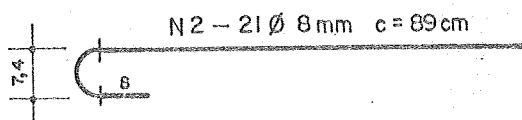
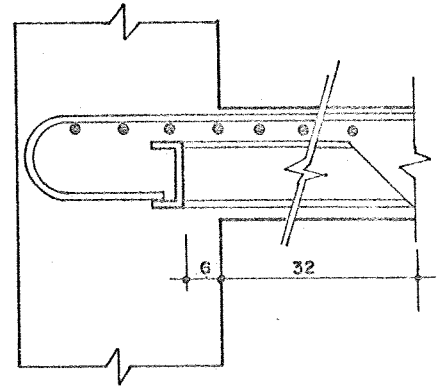
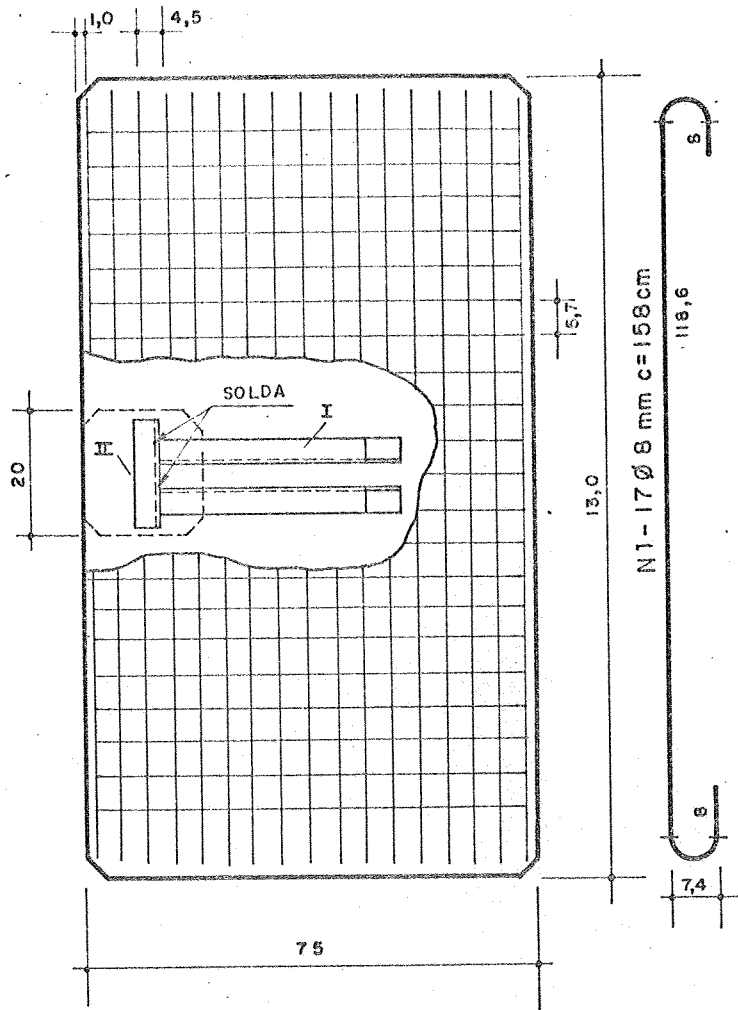
Oportunamente será feita uma análise mais minuciosa dos resultados obtidos no ensaio deste modelo, comparando-os com os resultados dos modelos relatados na Dissertação de Mestrado.

V - ANEXOS:

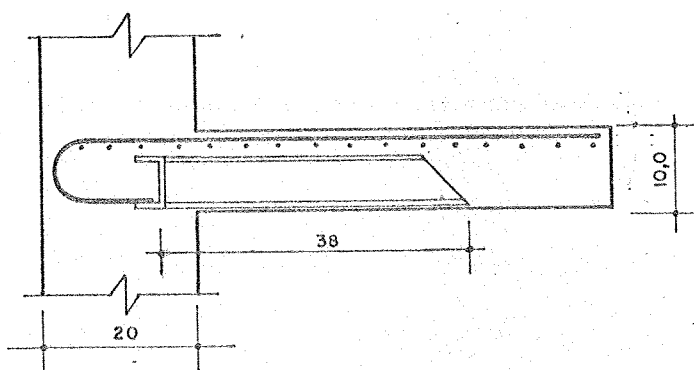
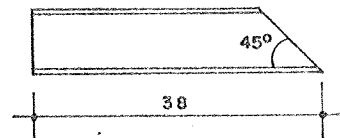


# EdL - S10

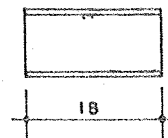
( Armaduras e detalhes )



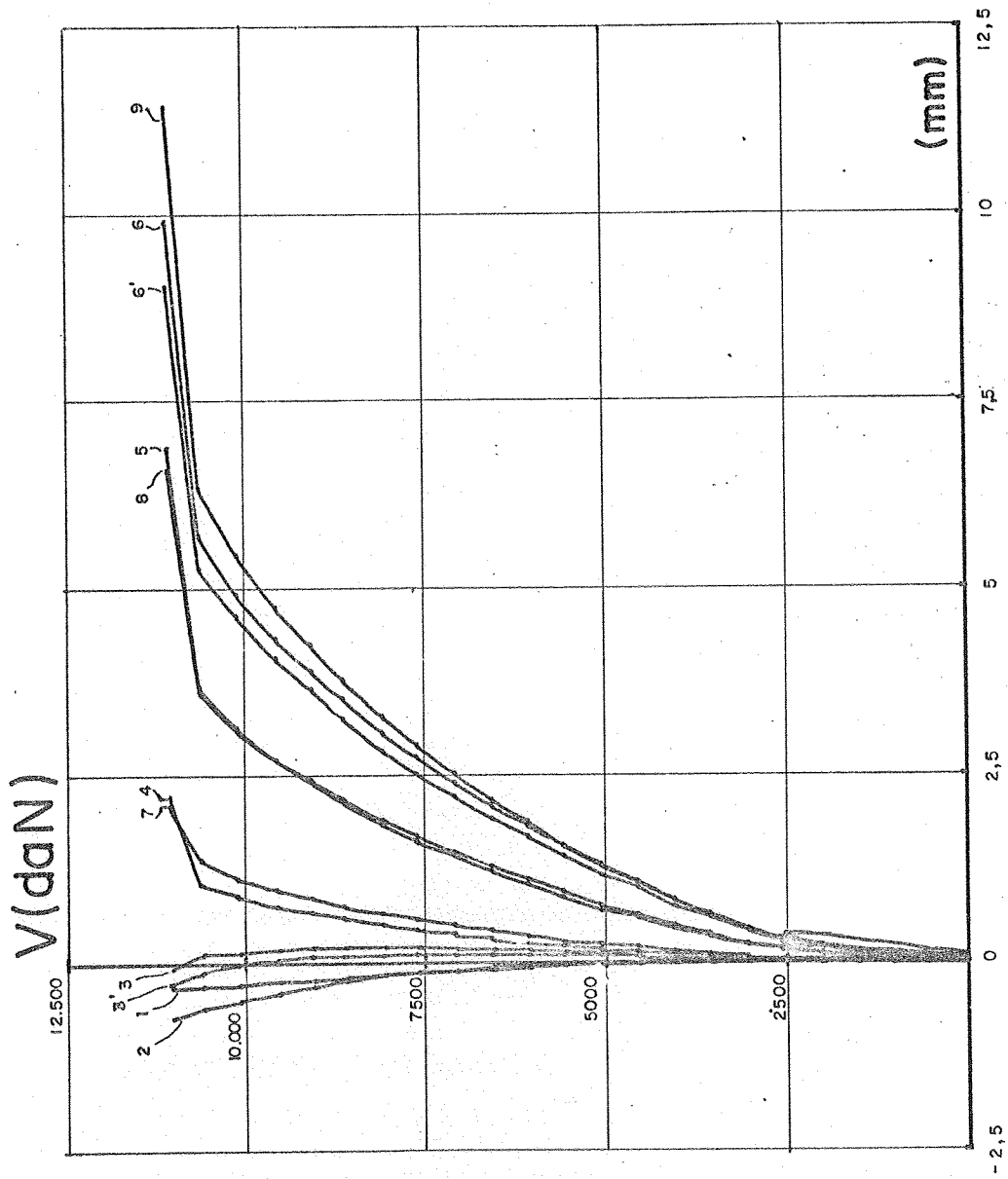
PERFIL U 70 x 40 x 3,04 mm ( I )



PERFIL U 70 x 40 x 3,04 mm ( II )



MODELO S10



S10/1

Deslocamentos Transversais

RUINA DAS LIGACDES LAJE-PILAR NAS BORDAS DE LAJES-COSUMELO

Modelo: S10/1

Moldagem: 28/02/86

Ensaio: 14/03/86

Idade: 14 dias

Deslocamentos Transversais da laje

Fase	Carga (DaN)	Deslocamentos em mm nos pontos											
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	3"	6"	
0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	988.	-0.01	0.00	0.00	0.02	0.07	0.12	0.02	0.05	0.08	0.02	0.12	
2	1474.	-0.01	0.00	0.00	0.04	0.11	0.19	0.03	0.15	0.16	0.03	0.19	
3	2009.	-0.02	-0.01	0.00	0.06	0.17	0.29	0.05	0.16	0.27	0.05	0.28	
4	2504.	-0.03	-0.01	0.02	0.09	0.25	0.42	0.07	0.24	0.41	0.08	0.40	
5	0.0	-0.01	0.00	0.00	0.01	0.04	0.08	0.00	0.05	0.09	0.06	0.10	
6	537.	0.00	0.00	0.00	0.02	0.04	0.07	0.02	0.01	0.03	0.00	0.06	
7	988.	0.00	-0.01	0.00	0.03	0.09	0.14	0.03	0.09	0.09	0.00	0.11	
8	1483.	-0.01	0.00	0.00	0.05	0.13	0.21	0.05	0.10	0.17	0.01	0.18	
9	1977.	-0.02	-0.01	0.00	0.07	0.18	0.29	0.06	0.15	0.25	0.01	0.25	
10	2524.	-0.02	-0.01	0.00	0.09	0.23	0.38	0.07	0.21	0.35	0.02	0.33	
11	3019.	-0.03	-0.01	0.02	0.12	0.31	0.51	0.10	0.29	0.49	0.04	0.47	
12	3545.	-0.04	-0.01	0.06	0.16	0.43	0.70	0.13	0.40	0.69	0.06	0.65	
13	4039.	-0.05	-0.01	0.08	0.21	0.54	0.88	0.15	0.50	0.88	0.07	0.81	
14	4543.	-0.06	-0.02	0.11	0.26	0.69	1.12	0.19	0.64	1.14	0.12	1.05	
15	5038.	-0.07	-0.03	0.16	0.31	0.82	1.33	0.22	0.76	1.35	0.13	1.23	
16	5563.	-0.09	-0.05	0.16	0.36	0.99	1.60	0.27	0.92	1.62	0.11	1.47	
17	6048.	-0.10	-0.07	0.20	0.42	1.17	1.87	0.32	1.09	1.93	0.14	1.74	
18	6542.	-0.12	-0.10	0.22	0.48	1.34	2.14	0.37	1.27	2.22	0.13	1.98	
19	7058.	-0.14	-0.13	0.22	0.55	1.53	2.45	0.43	1.46	2.57	0.14	2.27	
20	7583.	-0.16	-0.17	0.22	0.63	1.75	2.79	0.49	1.67	2.95	0.13	2.57	
21	8067.	-0.19	-0.19	0.22	0.72	1.96	3.11	0.56	1.89	3.33	0.10	2.88	
22	8604.	-0.22	-0.26	0.20	0.82	2.24	3.57	0.65	2.19	3.82	0.08	3.30	
23	9044.	-0.25	-0.35	0.19	0.92	2.49	3.94	0.73	2.46	4.28	0.08	3.70	
24	9539.	-0.28	-0.43	0.16	1.02	2.76	4.37	0.81	2.76	4.79	0.02	4.11	
25	10076.	-0.32	-0.53	0.11	1.18	3.13	4.95	0.94	3.18	5.49	-0.03	4.67	
26	10592.	-0.35	-0.62	0.09	1.42	3.66	5.74	1.10	3.72	6.38	-0.15	5.30	
27	11022.	-0.37	-0.75	-0.10	2.12	6.61	9.95	2.25	6.91	11.49	0.29	9.07	
28	11453.	**											

Nota \*\*: Não foi possível efetuar a leitura dos defletômetros

FOTOS - MODELO S10

FOTO 1 - FACE SUPERIOR

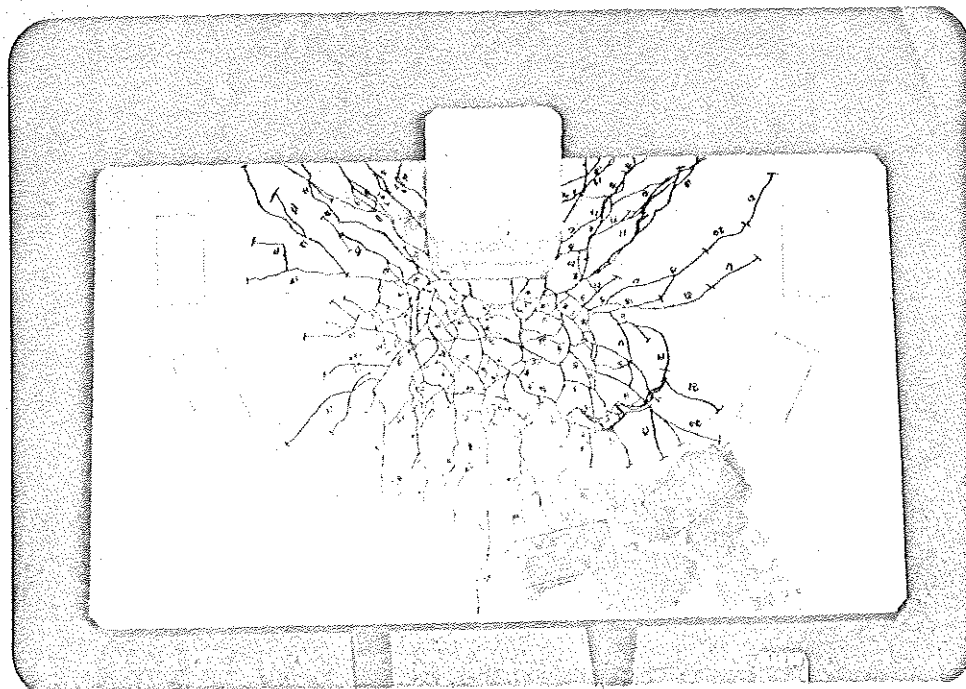
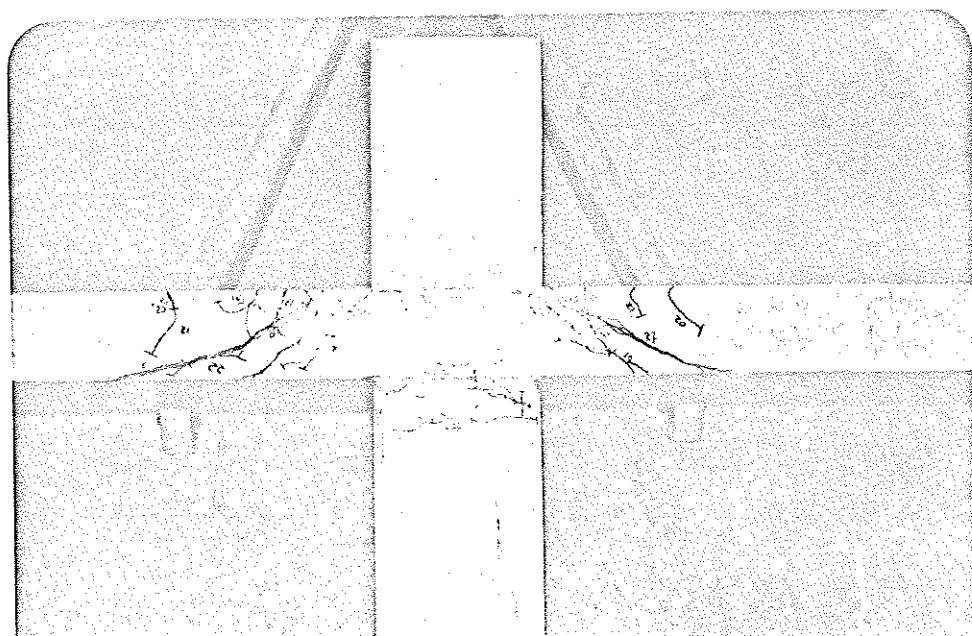


FOTO 2 - FACE LATERAL



Data	09 / 08 / 1989
Proc.	
Ped.	
Liv.	
Cr \$	11.000.000.000.000