

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

**SOBRE A ATUALIDADE DE UTILIZAÇÃO DE
MODELOS FÍSICOS ESTRUTURAIS**

Jorge Campiteli Ferreira

DEPARTAMENTO DE ESTRUTURAS
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

SÃO CARLOS, DEZEMBRO DE 1980

Class: TPSE

PHA F 411 c

Tombo 481/96-SET

1996-1997
1998-1999
2000-2001

1992-1993
1994-1995
1996-1997

SECRETARIA DE EDUCACION
DIRECCION GENERAL DE ADMINISTRACION
CALLE 14 N. 100-100, SAN JOSE, C.R.

SOBRE A ATUALIDADE DE UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS ESTRUTURAIS

Eng^o. Civil Jorge Campiteli Ferreira

Orientador: Prof. Dr. Dante A. O. Martinelli

Comissão Julgadora da Dissertação de Mestrado:

Titulares

Prof. Dr. Dante A. O. Martinelli
Prof. Dr. Vitor M. de Souza Lima
Prof. Dr. Ilio Montanari

Suplentes

Prof. Dr. Aluizio Fontana Margarido
Prof. Dr. Régis Latorraca R. Lima

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 19 de junho de 1981.

Este trabalho é dedicado a meus pais, Eloy Arantes
Ferreira e Alice Campiteli Ferreira.

SOBRE A ATUALIDADE DE UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS ESTRUTURAIS

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS.....	ii
SUMÁRIO.....	iii
ABSTRACT.....	iv
1. SOBRE A UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS.....	1
1.1 Premissas.....	1
1.2 Semelhança.....	4
1.3 Modelos Físicos no Ensino.....	5
1.4 Modelos Físicos na Construção e Verificação de Modelos Matemáticos	25
1.5 Projeto, Segurança, Modelos Físicos.....	43
2. UM EXEMPLO DE MODELOS FÍSICOS NO ENSINO - . VIGAS DE CONCRETO ARMADO.....	57
2.1 Introdução.....	57
2.2 O Modelo e sua Semelhança com o Protótipo.....	58
2.3 A Confiabilidade dos Modelos Físicos.....	61
2.4 Um Exemplo de Metodologia de Ensaio.....	80
3. UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS NA CONSTRUÇÃO E VERIFICAÇÃO DE MODELOS MATEMÁTICOS - RESISTÊN- CIA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR EM PAVIMENTOS SEM VIGAS.....	121
3.1 Introdução.....	121
3.2 Os Modelos e os Ensaios.....	122
3.3 Os Resultados Obtidos.....	130
3.4 Análise dos Resultados.....	148
3.5 Considerações Finais.....	155
4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	157
BIBLIOGRAFIA.....	161
ANEXO.....	164

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Dante A. O. Martinelli, orientador e amigo, pelo interesse permanente e pela colaboração, sem os quais este trabalho não teria sido possível.

À todos aqueles que direta ou indiretamente colaboraram para o êxito deste trabalho. Em particular, ao Eng. Toshiaki Takeya, companheiro no esforço da experimentação estrutural em laboratório, e à minha esposa, Francisca A. Silva de Sousa, pelo incentivo nas etapas decisivas do trabalho.

SUMÁRIO

Examinam-se as possibilidades atuais de aplicação dos Modelos Físicos ao estudo de problemas estruturais, levando em conta o grande desenvolvimento quer dos recursos experimentais quer dos recursos computacionais. O grande desenvolvimento dos recursos computacionais reduziu consideravelmente o interesse pelos modelos elásticos, enquanto que os progressos experimentais ampliaram a utilidade dos modelos destinados ao estudo da ruína das estruturas.

No primeiro capítulo, após concisa apresentação das relações de semelhança, analisam-se as três grandes categorias em que podem ser subdivididos os Modelos Físicos Estruturais, do ponto de vista de seus objetivos: Modelos Físicos para o Ensino; Modelos Físicos para a Construção e Verificação de Modelos Matemáticos; Modelos Físicos para o Projeto e a Verificação da Segurança. A análise é ilustrada por oito experimentações, nas três categorias.

Nos capítulos 2 e 3, aprofunda-se, estudando quatro outros exemplos significativos, o estudo das duas primeiras categorias de modelos.

O quarto capítulo inicia-se com rápida apreciação conclusiva, que indica o interesse permanente - ou mesmo perene - dos Modelos Físicos para o ensino e para a construção e verificação de Modelos Matemáticos, registrando-se, por outro lado, ser atualmente pequena sua adequação como instrumento de projeto, salvo em casos excepcionais. Conclui-se o capítulo esquematizando trabalho mais amplo, estruturado em doze capítulos, com o qual se obterá verdadeiro manual atualizado para a Experimentação Estrutural.

ABSTRACT

The present possibilities of application of Physical Models to the study of structural problems are examined, taking into account the great development both of the experimental and computational means. The great development of the computational means has greatly reduced the interest for elastic models, while the experimental progress has enlarged the utility of the models directed to the study of structural collapse.

In the first chapter, after a short presentation of the similitude relations, an analysis is made of the three main categories in which the Structural Physical Models can be subdivided, from the view point of their objectives: Physical Models for Teaching; Physical Models for Building up and Assessing Mathematical Models; Physical Models for Design and Safety Assessment. The analysis is illustrated by eight experiments, from the three categories.

In chapters 2 and 3 the analysis goes deeper into the two first categories, focusing four significant experimental works.

Chapter 4 begins aligning the conclusions of the previous analyses, mainly on being permanent, or even perennial, the utility of Physical Models for teaching and for the building up and assessment of Mathematical Models, whilst their utility in design has been considerably reduced, unless for exceptional projects. Closing the chapter, a larger text is outlined, foreseeing twelve chapters which would provide a detailed up-to-date handbook on Structural Testing.

1. SOBRE A UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS

1.1 Premissas

Os modelos físicos estruturais têm sido utilizados na análise e no projeto dos mais diversos tipos de Estruturas Especiais, dando importante contribuição ao engenheiro principalmente no que refere à melhor adequação das previsões à realidade. Essa contribuição tem variado ao longo do tempo quer pelo desenvolvimento do cálculo analítico, com os potentes meios disponíveis atualmente graças ao progresso dos computadores, quer pela complexificação das Estruturas Especiais, quer pelas condições peculiares necessárias à execução de modelos físicos e pelo progresso alcançado no estudo e obtenção de novos materiais para a construção de modelos. Dentro desse contexto é que deve ser examinada a conveniência de utilização dos modelos físicos como instrumento, principal ou paralelo ou complementar, de análise de uma determinada Estrutura Especial. De qualquer maneira, a experimentação estrutural sempre trará subsídios ao melhor conhecimento do comportamento das estruturas. A respeito, é certamente oportuno lembrar a significativa alocação de Manuel Rocha quando da inauguração dos novos Laboratórios do Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Califórnia, Berkeley. ROCHA (1970), citando o Prof. A. Danusso, lembra que

"...cabe ao experimentador a honra de receber diretamente a voz da Natureza para depois a interpretar. Esta voz, quando escutada com humildade, ensina muitas coisas, retifica previsões e destroi esquemas prévios, ao mesmo tempo que sugere outros."

Atualmente, os modelos físicos estruturais são utilizados principalmente para a determinação da capacidade de resistência das estruturas à ruína, para considerar efeitos tridimensionais intervenientes no comportamento estrutural, e para a análise do comportamento das estruturas sob ações dinâmicas. Para que se consiga atingir esses objetivos, diversos tipos de modelos estão disponíveis. Uma classificação possível dos modelos físicos estruturais é a seguir alinhada:

- Planos estáticos elásticos;
- Planos estáticos à ruína;
- Tridimensionais estáticos elásticos;
- Tridimensionais estáticos à ruína;
- Tridimensionais dinâmicos elásticos;
- Tridimensionais dinâmicos à ruína;
- Geomecânicos (aqui separados por constituírem um grupo especial; na verdade são tridimensionais estáticos).

À utilização de modelos físicos, e à sua construção, relaciona-se uma série de peculiaridades como os materiais a empregar, as relações de semelhança entre protótipo e modelo, as técnicas construtivas e de ensaio, as medidas a realizar, a instrumentação e a elaboração dos resultados.

A escolha do tipo de modelo físico estrutural mais adequado ao estudo experimental de uma determinada Estrutura Especial depende, fundamentalmente, do tipo de análise desejada e das ações atuantes na estrutura e que deverão ser representadas no modelo. Escolhido o tipo de modelo, os passos seguintes são, simultaneamente, a escolha do material a ser empregado e a escolha da escala geométrica na qual será construído o modelo. A partir dessas decisões estarão traçadas as diretrizes básicas da experimentação estrutural porque estarão condicionadas as relações de semelhança entre protótipo e modelo, a técnica construtiva e de ensaio e os instrumentos de medida passíveis de serem instalados no modelo.

Após a Segunda Guerra Mundial, os Modelos Físicos, como tantos outros campos da ciência, ganharam um desenvolvimento muito grande e sua aplicação atingiu os mais diversos tipos de estruturas servindo ao ensino, à pesquisa e no desenvolvimento imediato de projetos de engenharia. No entanto, na última década, com a disseminação dos computadores, mesmo em nações menos desenvolvidas e para aplicação até mesmo na resolução de problemas usuais, a utilização dos Modelos Físicos teve de ser reorientada. A discussão dessa nova orientação na utilização dos Modelos Físicos pretende ser a grande preocupação do presente trabalho, uma vez que na bibliografia existente sobre o assunto esse tema é somente abordado de maneira implícita.

Convém portanto ressaltar que o trabalho não pretende ensinar como se constroem Modelos Físicos. A finalidade principal, dita agora de outra forma, é fazer um levantamento das possibilidades atuais de aplicação de Modelos Físicos.

Assim, neste primeiro capítulo, após concisa apresentação das relações de semelhança, necessária pelo menos para fixar a linguagem, analisam-se as três grandes categorias em que podem ser subdivididos os Modelos Físicos Estruturais, do ponto de vista de seus objetivos:

- Modelos Físicos no Ensino;
- Modelos Físicos na Construção e Verificação de Modelos Matemáticos;
- Projeto, Segurança, Modelos Físicos.

Essa análise é ilustrada com sumária apresentação de experimentações de cada uma das três categorias.

Nos capítulos 2 e 3 aprofunda-se, mediante alguns outros exemplos, o estudo dos Modelos Físicos no Ensino e dos Modelos Físicos na Construção e Verificação de Modelos Matemáticos pois essas são, afinal, as duas categorias de maior interesse permanente - ou mesmo perene. A preocupação fundamental desses dois capítulos há de ser, portanto, a de verificar a confiabilidade dessas duas categorias de Modelos Físicos Estruturais.

1.2 Semelhança

Alinham-se a seguir as principais relações de semelhança entre protótipo e modelo a serem consideradas no presente trabalho. Os termos afetados de plica referem-se ao modelo.

A escala geométrica seja

$$\lambda=L/L'$$

A escala de todas as grandezas de dimensões FL^{-2} (tensões, pressões, módulos de deformabilidade, etc.), às vezes denominada "grau de eficiência" do modelo, seja

$$\zeta=\sigma/\sigma'=P/P'=E/E'=\sigma_{uc}/\sigma'_{uc}=\sigma_{ut}/\sigma'_{ut}=\text{etc...}$$

Resultam duas relações fundamentais, que regem toda a experimentação, quer quanto à construção do modelo quer quanto ao seu ensaio.

Da escala de pesos específicos

$$\rho=\gamma/\gamma'=\zeta.\lambda^{-1}$$

resulta a primeira relação fundamental

$$\zeta=\rho.\lambda$$

e, da escala de forças concentradas,

$$\psi=P/P'=\zeta.\lambda^2$$

resulta a segunda relação fundamental

$$\psi=\rho.\lambda^3$$

Quanto aos materiais, de uma maneira geral, pode-se dizer que existem três situações básicas:

1ª) quando $\zeta=1$ e os materiais do modelo são iguais aos do protótipo: o ensaio poderá ir até a ruína porém são condições que dificultam a redução principalmente no que concerne à simulação da grandeza das ações externas e internas, pois teremos

$$p'=p; \gamma'=\lambda.\gamma; P'=P.\lambda^{-2};$$

2ª) quando $\zeta \neq 1$ e os materiais do modelo são afins aos do protótipo: o ensaio poderá ir até a ruína e essas condições facilitam a redução no que concerne à simulação da grandeza das ações externas e internas, pois teremos

$$p'=p.\zeta^{-1}; \gamma'=(\lambda/\zeta).\gamma; P'=P.\zeta^{-1}.\lambda^{-2};$$

3ª) quando $\zeta \neq 1$ e os materiais do modelo são materiais elásticos quaisquer: o ensaio poderá ser realizado somente em regime elástico e o "grau de eficiência" ζ decorre da relação E/E' ; as deformações específicas poderão ser diferentes no modelo e no protótipo

1.3 Modelos Físicos no Ensino

Diversas tentativas têm sido feitas, ao longo do tempo, para a utilização de Modelos Físicos no Ensino da Engenharia de Estruturas. Grande parte desses trabalhos têm sido baseados nos Modelos Elásticos. A preocupação fundamental deste capítulo do trabalho é a utilização dos Modelos Físicos no Ensino, mas à ruína.

Nesse contexto, é importante verificar a confiabilidade do ensaio do exemplar único ou amostra isolada. Isto porque, para um uso generalizado, ficariam estabelecidos critérios de rapidez, facilidade e economia que permitiriam a difusão por grande número de escolas.

Como já se disse, essa análise será aqui ilustrada com sumária apresentação de experimentações dessa categoria para ser aprofundada com outros exemplos no capítulo 2.

Apesar da preocupação principal deste capítulo ser com a ruína, julga-se muito expressivo, quanto aos diversos aspectos - confiabilidade, rapidez, facilidade, economia - o modelo físico utilizado por MONTANARI (1964) para a resolução

aproximada de uma grelha trapezoidal (figura 1.1). Experimentos simples como esse podem ser de utilidade para desenvolvimento direto pelos próprios estudantes. A figura 1.2 mostra os resultados experimentais comparados com o cálculo analítico.

Citando MONTANARI (1964), a solução experimental simples foi conseguida

"no modelo reduzido, feito com barras de aço 37CA, respeitaram-se as mesmas relações $J_R/J=0,825$ e $J/J=0,668$ da grelha real, a fim de se obter a mesma rigidez de grelha.

As ligações vigas principais-transversina foram executadas com arame, através de furos justapostos das vigas principais e da transversina. A garantia de contato permanente nas ligações foi conseguida pendurando pesos convenientes na extremidade de cada arame das ligações.

Para cada posição da carga móvel (carga concentrada $P=17$ kg), mediram-se as flechas máximas nas vigas principais e, com elas, determinaram-se os quinhões correspondentes, com as expressões

$$X_{ji} = (48 \cdot E \cdot J_j / l_j^3) \cdot f_{ji} ;$$

$$q_{ji} = X_{ji} / P = (48 \cdot E \cdot J_j / P \cdot l_j^3) \cdot f_{ji} ;$$

onde:

X_{ji} = reação mútua na viga principal j quando a carga ($P=17$ kg) está em i ;

E = módulo de elasticidade do material utilizado no modelo;

J_j = momento de inércia da seção transversal da viga j ;

l_j = vão da viga j ;

f_{ji} = flecha máxima provocada na viga j quando a carga está em i ;

q_{ji} = quinhão da viga j quando a carga ($P=1$) está na viga i .

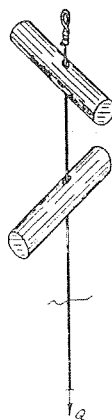


FIG 4

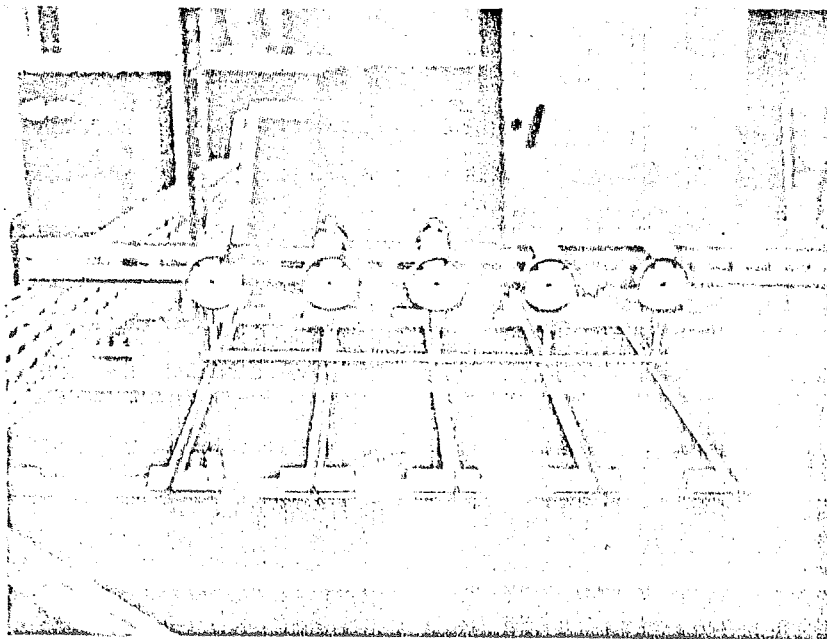


Figura 1.1: Modelo Reduzido - Grelha Trapezoidal
(MONTANARI,1964)

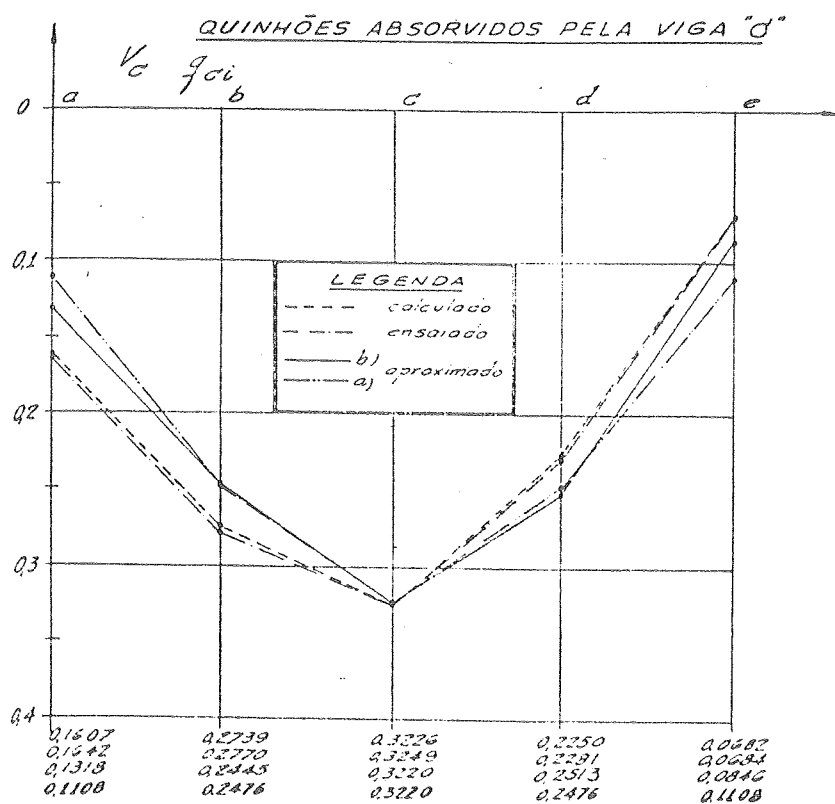


Figura 1.2: Modelo Reduzido - Grelha Trapezoidal
Resultados (MONTANARI,1964)

Ainda no campo dos modelos elásticos voltados ao ensino, é digno de nota o trabalho de PIPPARD (1947), que apresenta uma grande diversidade de exemplos e sua metodologia de construção e aplicação. Em 1958-59, alguns desses dispositivos foram reproduzidos no LE-EESC (Laboratório de Estruturas - Departamento de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo - USP), para utilização no ensino de Mecânica das Estruturas.

Modelos ainda simples, mas já com a preocupação voltada para o fenômeno da ruína, podem ser exemplificados com os trabalhos descritos por FERRY BORGES e ARGAS E LIMA (1961), PAPANONI (1966) e MARTINELLI (1974). Os dois primeiros trabalhos tinham como objetivo o estudo do efeito de redução de escala; o terceiro visava a obtenção, fundamentalmente, do momento de ruptura de quatro vigas de concreto armado. Esses trabalhos voltarão a ser utilizados, mais detidamente, no decorrer do próximo capítulo 2.

Dentre outros exemplos de experimentações, são de interesse para o ensino as citadas e utilizadas por FRANZ (1970). Dessas, selecionamos três.

A figura 1.3 mostra a ruptura de vigas de concreto armado, simplesmente apoiadas, diferentemente armadas. Na situação (a), mostra-se a formação do arco de compressão em estado de ruptura por flexão, com armadura lisa. A viga foi submetida a um carregamento uniformemente distribuído e observa-se que "é imprescindível assegurar armadura de flexão suficiente bem como a sua ancoragem; é conveniente também prover a viga de estribos (não mostrados na figura) para impedir a ação destrutiva dos ganchos de ancoragem". Na situação (b), mostra-se a ruptura por flexão no caso de armaduras com boa e com má aderência, com carregamento aproximadamente nos terços do vão. Uma viga cuja armadura tem boa aderência apresenta, no estado de ruptura, um quadro rico de fissuras, uniformemente distribuídas, acompanhado de esmagamento do concreto por compressão. Ao contrário, uma viga cuja armadura tem aderência insuficiente apresenta um quadro de fissuras concentrado, com fissuras de grande abertura e extensão, acompanhado de rupturas secundárias do concreto por compressão. Na situação (c), mostra-se a ruptura "cortante", devida às tensões de tração oblíquas, quando não existe a armadura oblíqua ou os estribos.

A figura 1.4 mostra a ruptura de vigas altas de concreto armado sem e com armadura de pele (ou armadura de alma). Na situação (a), em que não existe a armadura de pele, as fissuras formam-se na borda tracionada da viga e no seu desenvolvimento juntam-se duas, três ou mais em uma única fissura. Esta, por sua vez, apresentará no seu desenvolvimento uma abertura muito maior e às vezes imprevista. Na situação (b), em que existe a armadura de pele, as fissuras formam-se na borda tracionada da viga e têm o seu desenvolvimento normal, com

as maiores aberturas nas zonas mais tracionadas e diminuindo conforme aproximam-se da região comprimida.

A figura 1.5 mostra a ruína de uma consola curta e a compara com as isostáticas que haviam sido previamente determinadas por fotoelasticidade. Na situação (a) mostram-se as isostáticas para uma consola curta retangular. Na situação (b) mostram-se as isostáticas para uma consola curta trapezoidal. Na situação (c) mostram-se as isostáticas e as fissuras em um modelo de consola curta retangular de concreto armado em tamanho natural: as fissuras principais (1) seguem as isostáticas de compressão, isto é são perpendiculares às isostáticas de tração (fissuras "de separação"); fissuras secundárias (2) que se desenvolveram depois do aparecimento da fissura principal vertical no ângulo reentrante, provocadas pela modificação do sistema estático, para a absorção da força horizontal superior; esmagamento da zona comprimida (3), depois da deformação excessiva da consola e da maior abertura das fissuras verticais, ao ser ultrapassado o limite de escoamento da armadura horizontal.

Outra preocupação ligada à economia, rapidez, etc... é a utilização de materiais diferentes no protótipo e no modelo.

FUMAGALLI (1959 e 1973) apresenta resultados de ensaios em vigas onde o protótipo é de concreto armado e o modelo é de micro-concreto armado de pedra pomes, construído às escalas $\lambda=3$ e $\zeta=4$. Os resultados quanto aos deslocamentos (figura 1.6) são muito bons até aproximadamente 80% da carga de ruína. Os modelos apresentam ruptura antes dos protótipos (aproximadamente 7% menos resistentes), e essa discrepância é acentuada para "graus de eficiência" ζ maiores. Nota ainda que, para deslocamentos correspondentes, o modelo apresenta fissuração reduzida a aproximadamente 2/3 da do protótipo (figura 1.7).

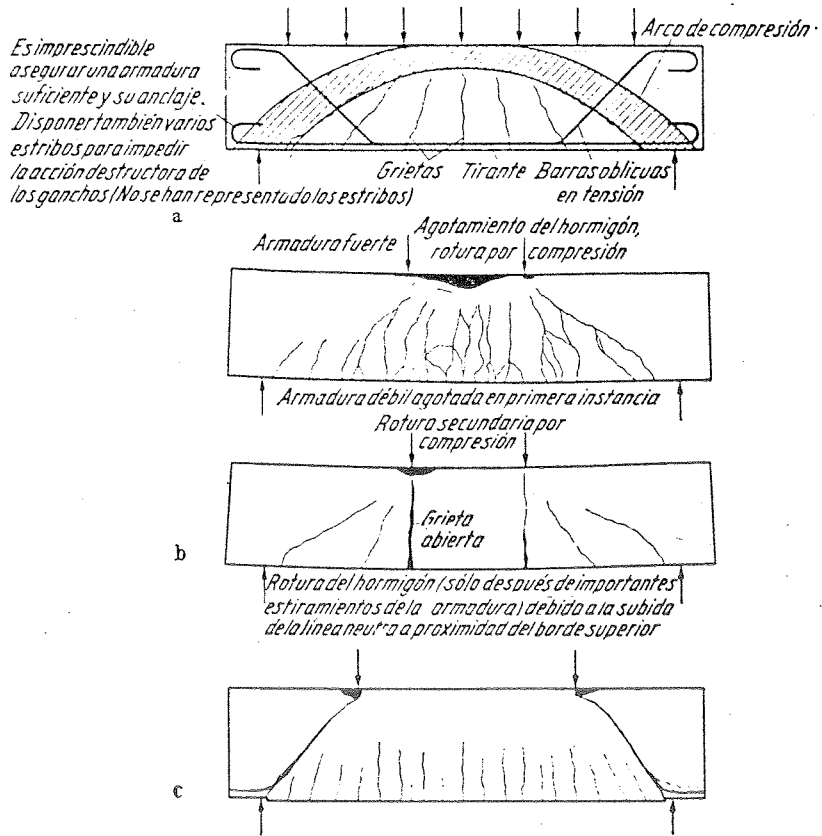


Figura 1.3: Ruína de Vigas de Concreto Armado Diferentemente Armadas (FRANZ, 1970)

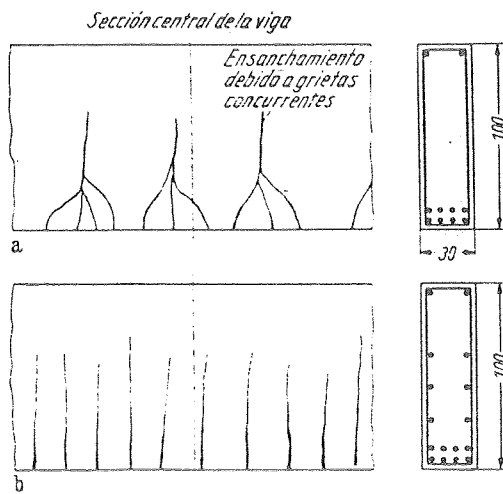


Figura 1.4: Fissuração de Vigas Altas Sem e Com Armadura de Pele (FRANZ, 1970)

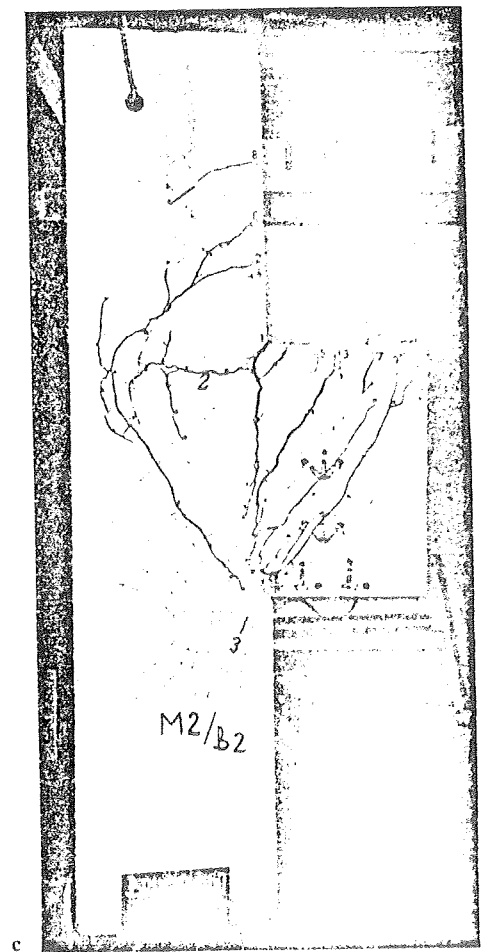
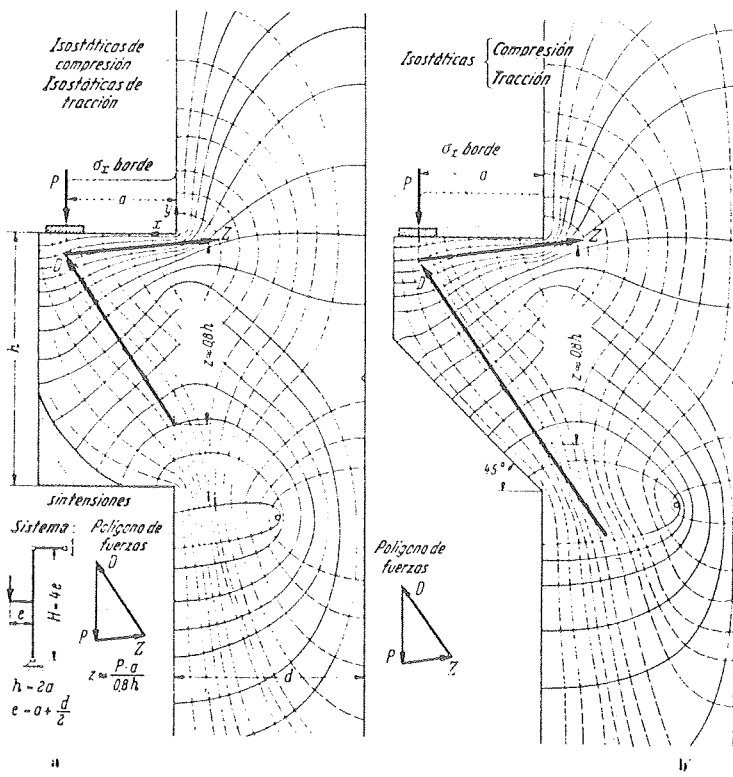


Figura 1.5: Ruína de Uma Consola Curta
(FRANZ, 1970)

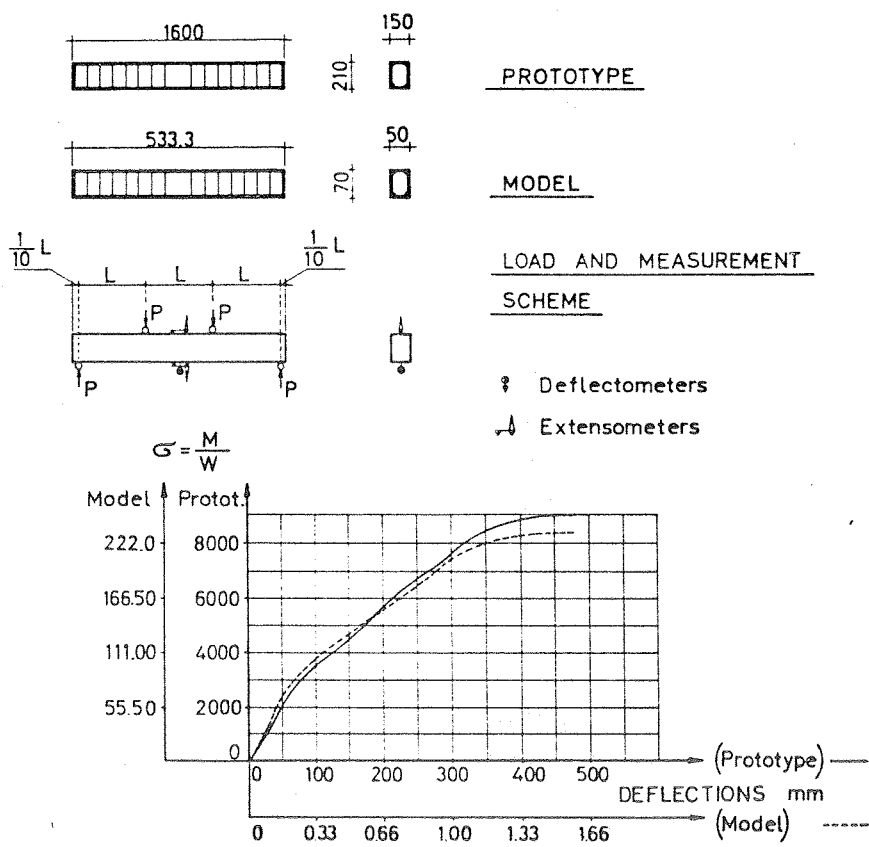


Figura 1.6: Características Geométricas e Gráfico Tensão x Deslocamento (FUMAGALLI,1973)

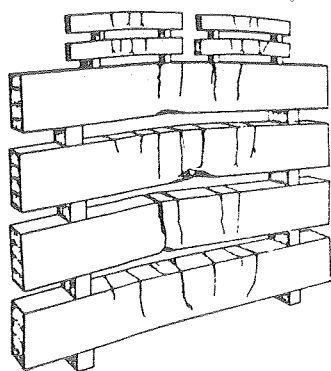


Figura 1.7: Configuração de Ruína (FUMAGALLI,1973)

Modelos Físicos de estruturas mais complexas também têm interesse para o ensino. Exemplo interessante é o utilizado por BILLINGTON (1965), quando trata do comportamento à ruína de cascas cilíndricas com vigas de borda. Foram ensaiadas 11 cascas, com diferentes condições geométricas, armaduras e disposição das armaduras. Os principais resultados dessa experimentação estão reproduzidos nas figuras 1.8, 1.9 e 1.10 seguintes.

As principais conclusões desses ensaios foram as seguintes:

- até a carga de projeto (1500 kg), existe uma coerência "razoavelmente boa" entre os valores, experimentais e calculados, dos deslocamentos e das curvaturas transversais (e, portanto, dos momentos), e uma coerência "decididamente boa" nos valores das tensões no plano longitudinal;
- acima da carga de projeto (1500 kg), ocorreram discrepâncias, particularmente nos valores transversais, principalmente devido às linhas de ruptura;
- a casca A1, armada segundo a maneira padrão, teve um comportamento satisfatório sob todos os aspectos;
- a armadura da viga de borda deve ser colocada tão baixo quanto possível; a única diferença entre as cascas A1 e A2 é a posição das barras de aço da armadura da viga de borda e sob todos os aspectos o comportamento da casca A2 foi inferior;
- a observação anterior sugeriu aos investigadores que "pareceria conveniente considerar o procedimento de determinar-se a armadura das vigas de borda dessas cascas cilíndricas admitindo uma zona tracionada fissurada";
- a armadura inadequada na casca teve um efeito muito adverso sobre seu comportamento, mesmo quando a armadura da viga de borda foi suficiente.

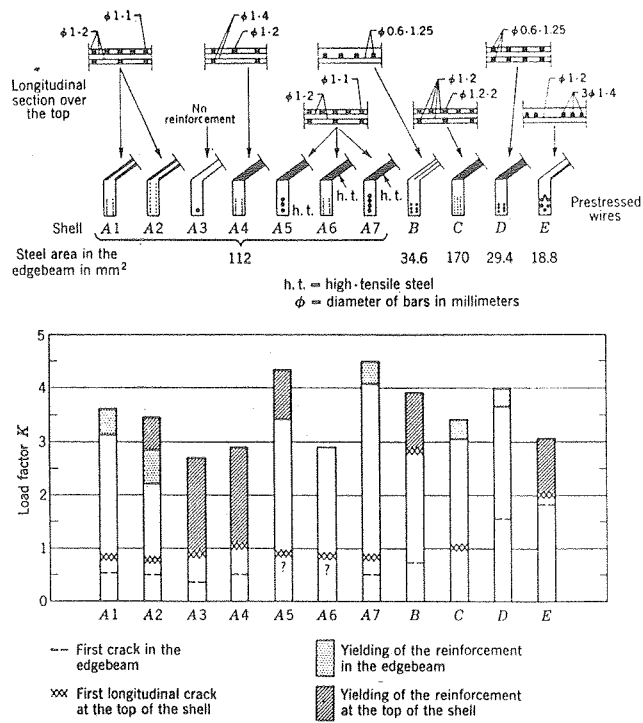


Figura 1.8: Cascas Cilíndricas - Principais Características e Resultados (BILLINGTON, 1965)

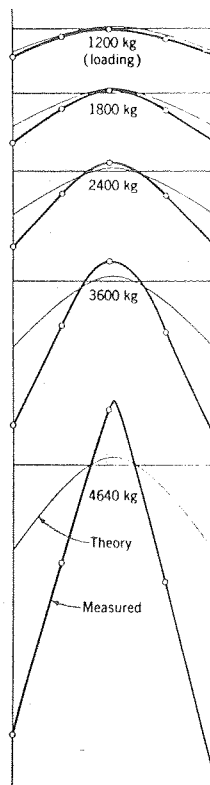


Figura 1.9: Cascas Cilíndricas - Modelo A2
Deslocamentos (BILLINGTON, 1965)

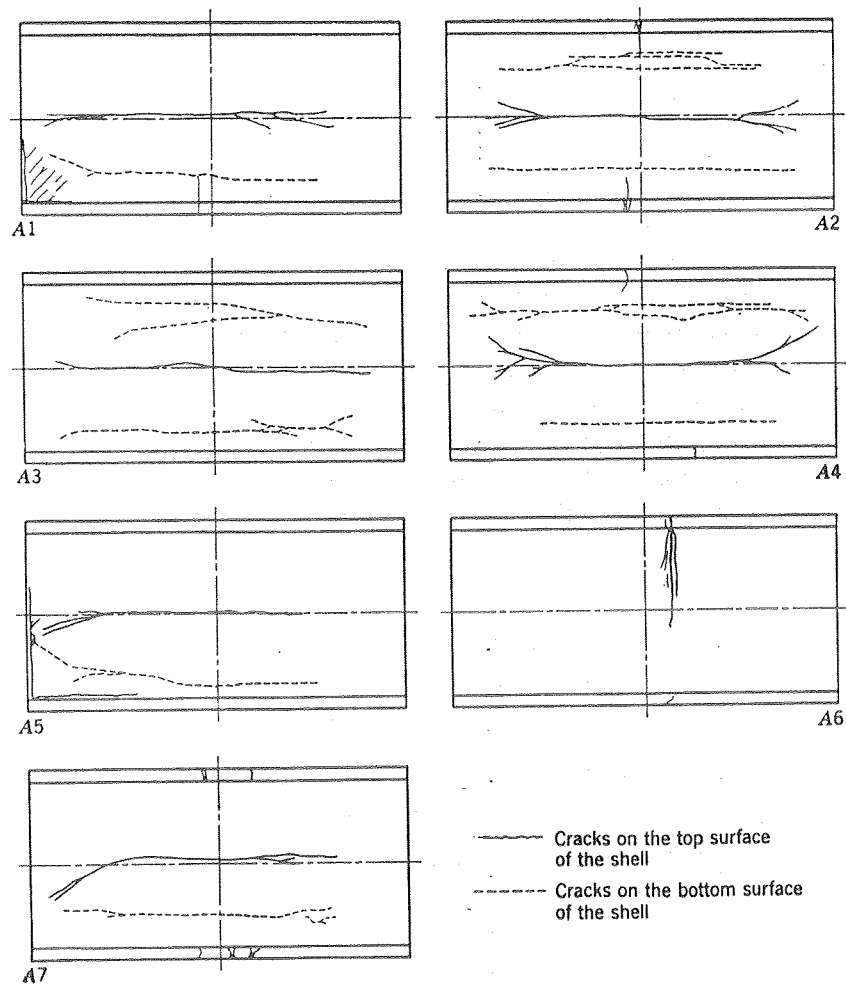


Figura 1.10: Cascas Cilíndricas
Configurações de Ruína
(BILLINGTON, 1965)

Outro exemplo de Modelos Físicos de estruturas mais complexas é o detalhadamente analisado por LIMA (1974). O trabalho teve como principal objetivo, através de uma estrutura-exemplo, o desenvolvimento de uma técnica de construção e ensaio para estruturas laminares além de, é claro, resolver e estudar a própria estrutura-exemplo. LIMA (1974), no capítulo introdutório do seu trabalho, afirma:

"no sentido de contribuir para maior emprego do método experimental entre nós é que procuramos desenvolver este trabalho. Para isto nos propusemos estabelecer uma técnica de construção de modelos e de execução de ensaios, tão precisa quanto possível, visando o campo delicado da reprodução de cascas, que pudesse ser aplicada principalmente para retratar o comportamento à ruína destas estruturas."

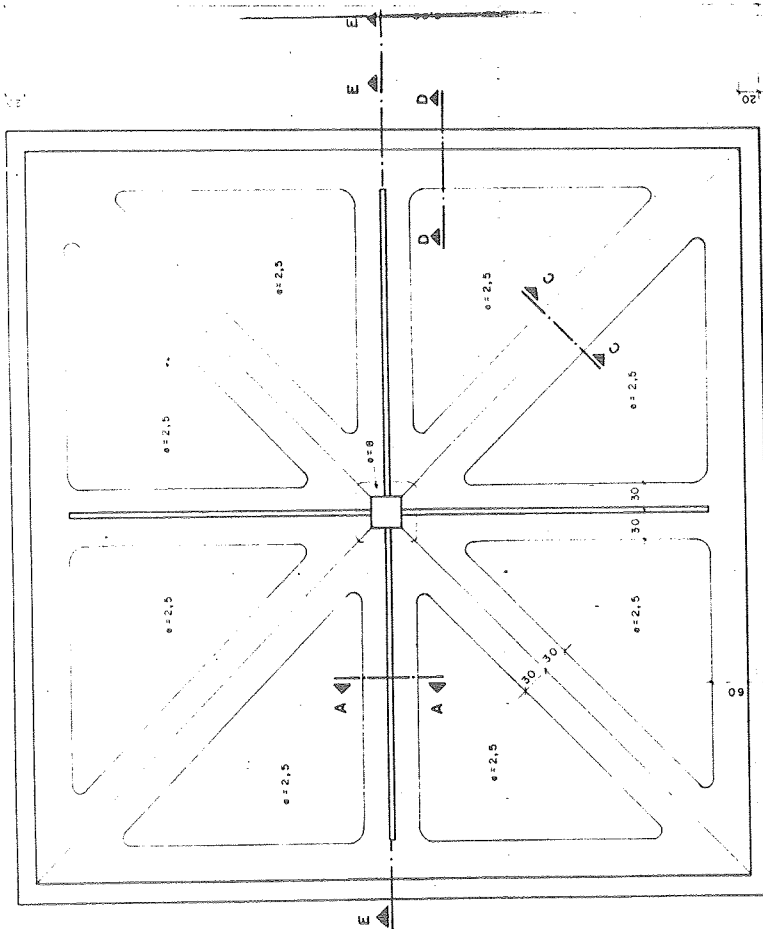
E, concluindo, afirma:

"Dentro de nossa finalidade principal de contribuir para o estudo experimental à ruína de estruturas laminares, procuramos estabelecer uma técnica construtiva e de execução de ensaios tão precisa quanto possível e acreditamos tê-la alcançado ao completarmos a segunda série de modelos, com cuja descrição minuciosa esperamos facilitar a sua absorção, utilização e consequente aprimoramento. As demais séries procuraram atender a outra finalidade deste trabalho, já suficientemente discutida no final do capítulo anterior, de proporcionar melhor conhecimento da estrutura tomada como elemento de fixação desta técnica, ao mesmo tempo que confirmaram sua precisão pela regularidade de comportamento apresentada pelos vários modelos. Realmente observamos boa repetição dos resultados em modelos iguais, razoável coerência entre os de modelos diferentes e, num mesmo modelo, simetria da configuração de ruptura."

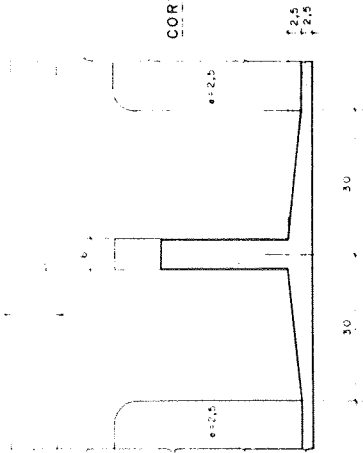
As figuras 1.11 e 1.12 seguintes mostram as formas dos dois tipos fundamentais de casca ensaiadas por LIMA (1974).

As tabelas 1.1 e 1.2 resumem respectivamente as características dos modelos e dos ensaios e os principais resultados obtidos; a figura 1.13 mostra as configurações de ruína das diversas séries ensaiadas por LIMA (1974).

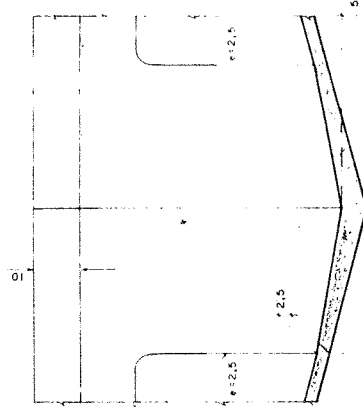
PLANTA — 1:50



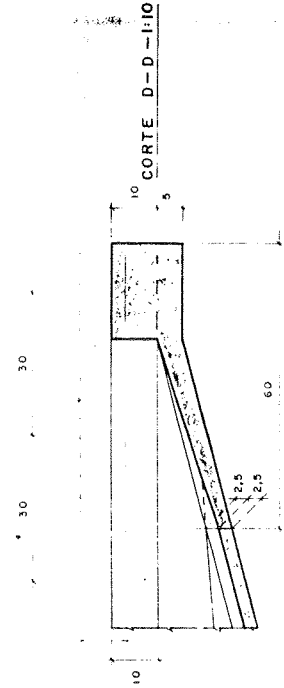
CORTE A-A — 1:10



CORTE C-C — 1:10



CORTE D-D — 1:10



CORTE E-E — 1:50

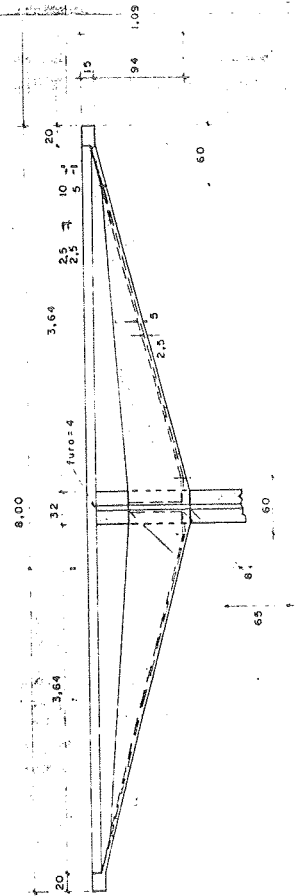


Figura 1.11: Casca Piramidal - Formas (LIMA,1974)

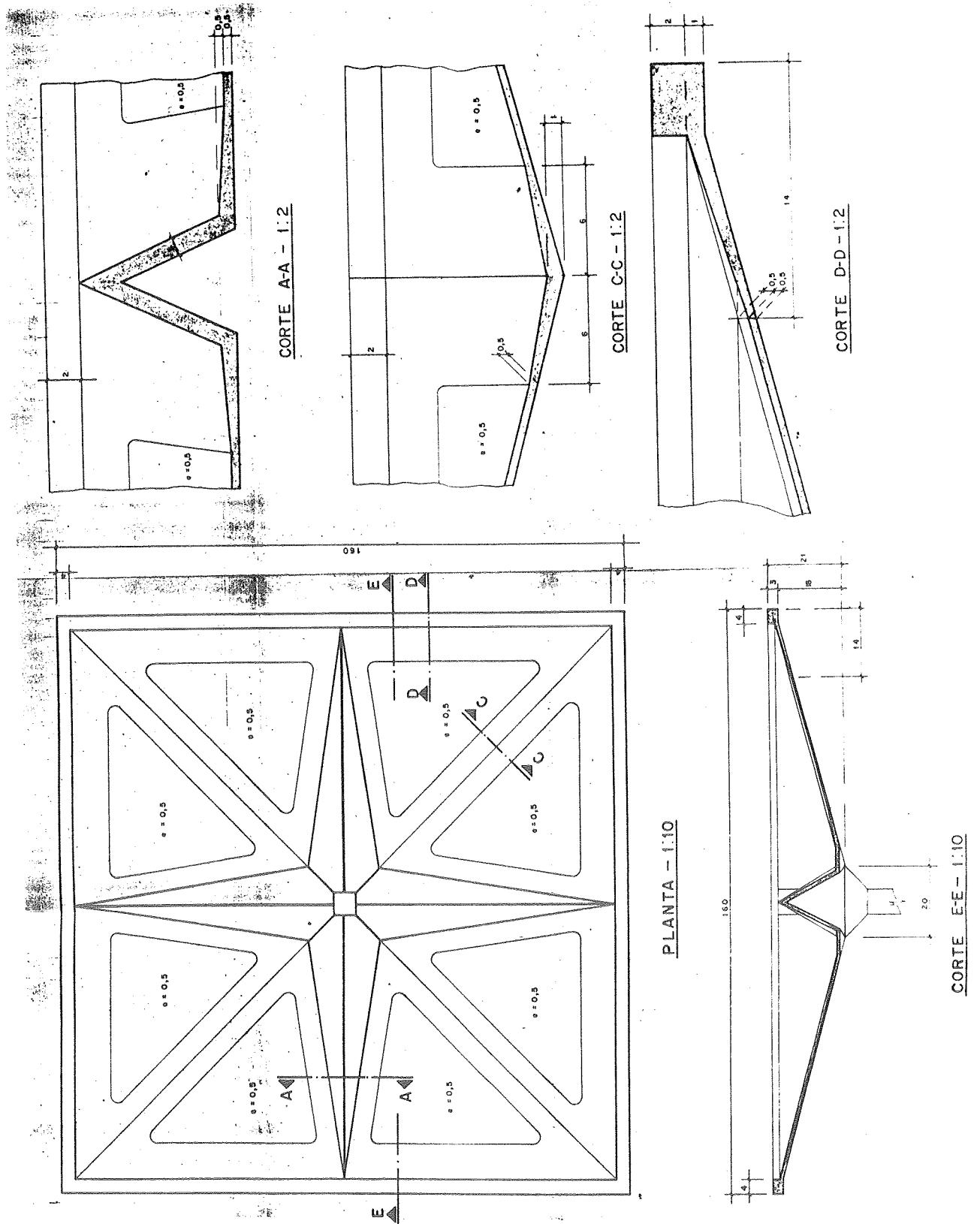


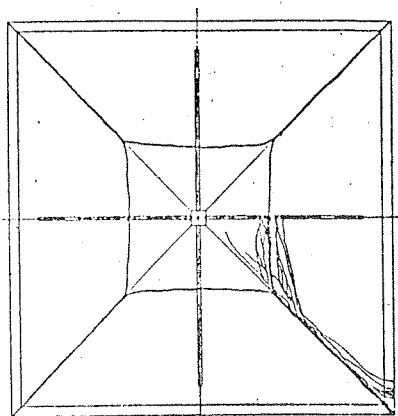
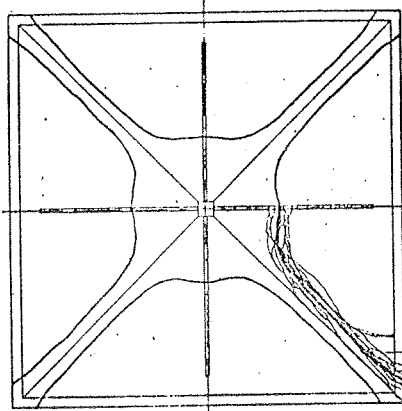
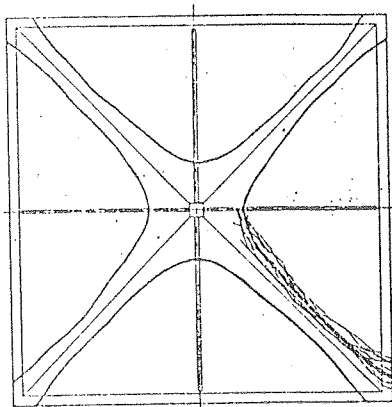
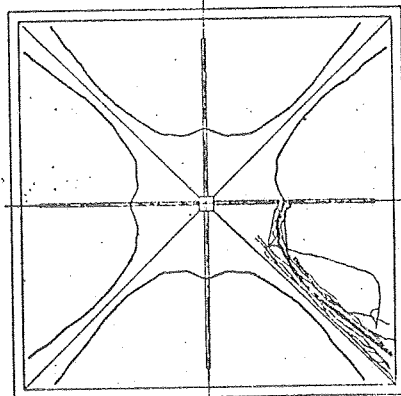
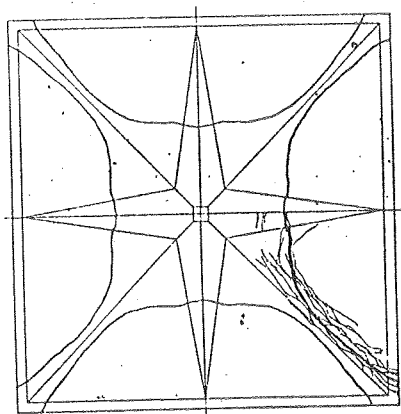
Figura 1.12: Casca Poliédrica - Formas (LIMA,1974)

RESUMO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS E ENSAIOS						
SÉRIE	MODELO	VIGAS CENTRAIS			ESPESSURA PAINÉIS	
		BAIXAS	ALTAS	CASCA	CONSTANTE _1 cm_	VARIÁVEL >0.5 cm
1	M1A	X			X	
	M1B	X			X	
	M1C	X			X	
	M1D	X			X	
2	M2A	X				X
	M2B	X				X
	M2C	X				X
3	M3A		X			X
	M3B		X			X
4	M4A	X				X
	M4B	X				X
	M4C	X				X
5	M5A			X		X
	M5B			X		X
	M5C			X		X
SÉRIE	MODELO	PROTENSÃO NA VIGA DE BORDA	INSTRUMENTAÇÃO		CARREGAMENTO	
			DEFLET.	EXTENS.	SIMÉTR.	ASSIMÉT.
1	M1A		X		X	
	M1B		X		X	
	M1C		X	X	X	
	M1D		X	X		X
2	M2A		X		X	
	M2B		X	X	X	
	M2C		X	X		X
3	M3A		X		X	
	M3B		X	X	X	
4	M4A	X	X		X	
	M4B	X	X	X		X
	M4C	X	X	X	X	
5	M5A		X		X	
	M5B		X	X	X	
	M5C		X	X		X

Tabela 1.1: Principais Características dos Modelos e dos Ensaios (LIMA, 1974)

PRINCIPAIS RESULTADOS DOS ENSAIOS						
SÉRIE	MODELO	IDADE DO MODELO _dias_	RESISTÊNCIA DO MICRO-CONCRETO		CARGA PRIMEIRA FISSURA _kgf/cm ² _	CARGA DE RUPTURA _kgf/cm ² _
			COMPRESSÃO SIMPLES	COMPRESSÃO DIAMETRAL		
1	M1A	36	303	27	400	650
	M1B	30	386		250	630
	M1C	56	422	31	450	700
	M1D	85	429	32	460	700
2	M2A	46	383	35	310	660
	M2B	37	317	31	310	610
	M2C	35	318	28	460	660
3	M3A	28	308	28	410	710
	M3B	28	354	35	360	760
4	M4A	28	339	27	360	760
	M4B	43	306	30	460	não rompeu
		92	280	32		860
	M4C	28	296	28	310	780
5	M5A	28	292	33	510	860
	M5B	28	288	30	560	860
	M5C	28	381	27	510	não rompeu
		28	381	27	510	não rompeu
		35			460	860
SÉRIE	MODELO	IDADE DO MODELO _dias_	DESLOCAMENTOS CORRESPONDENTES A CARGA DE 560 kgf/cm ² (estágio 9) Valor Médio da Série			
			CANTO	MEIO DA VIGA DE BORDA	MEIO DA ARESTA	LADO DA ARESTA
1	Média	52	1,8	6,9	1,5	3,2
2	Média	39	2,9	14,3	2,2	4,5
3	Média	28	1	5	0,7	3,3
4	Média	48	0,3	3,9	0,8	3,1
5	Média	29	0,5	0,6	0,4	0,9

Tabela 1.2: Principais Resultados dos Ensaios (LIMA, 1974)

SÉRIE 1 - $Q_r \approx 660 \text{ kgf/m}^2$ SÉRIE 2 - $Q_r \approx 640 \text{ kgf/m}^2$ SÉRIE 3 - $Q_r \approx 740 \text{ kgf/m}^2$ SÉRIE 4 - $Q_r \approx 770 \text{ kgf/m}^2$ SÉRIE 5 - $Q_r \approx 860 \text{ kgf/m}^2$ Figura 1.13: Configurações de Ruína
(LIMA, 1974)

Neste item, Modelos Físicos no Ensino, a preocupação principal foi com os modelos estáticos de estruturas de concreto armado. Evidentemente que, no ensino, outros tipos de modelos e de ações têm interesse. No entanto, a preocupação também se liga à difusão da utilização, portanto à economia e rapidez, de tal forma a possibilitar ao estudante um contato real com o comportamento físico de uma estrutura real, simulada mediante Modelos Físicos.

1.4 Modelos Físicos na Construção e Verificação de Modelos Matemáticos

Os Modelos Físicos têm sido, desde há muito tempo, extensamente utilizados na construção e verificação de modelos matemáticos. Hoje, como já se disse, ainda têm grande interesse.

Neste item serão sumariamente abordados alguns exemplos de experimentações dessa categoria, ficando para o capítulo 3 uma análise mais detalhada através de um exemplo significativo e que representa bem essa categoria de modelos.

O estudo experimental da resistência de ligações laje-pilar em pavimentos sem vigas tem sido extensamente desenvolvido em todo o mundo. O LE-EESC vem desenvolvendo, desde 1972, um extenso programa de ensaios voltado para esse tema. Parte desses estudos já foram relatados em MARTINELLI (1974) e MARTINELLI, FERREIRA e TAKEYA (1975 e 1976).

Os objetivos principais dessa experimentação são:

- a) caracterizar a configuração de ruína e a eventual predominância da punção ou da flexão;
- b) determinar as cargas de ruína para diversas combinações dos parâmetros em jogo:
 - tipo de ligação (canto ou borda);
 - porcentagem da armadura de flexão;
 - porcentagem da armadura transversal;
 - espessura da laje;
 - relação momento fletor/força cortante;
 - plano de atuação do momento fletor.

A tabela 1.3 seguinte (MARTINELLI e outros, 1979) detalha a experimentação projetada, da qual já foram ensaiados os casos 1 a 20 e estão em andamento os ensaios dos casos 22, 27 e 28.

São características comuns a todos os casos:

- concreto com $f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$;
- aço CA-50A para as armaduras de flexão;
- aço CA-25 para as armaduras transversais;
- pilar quadrado de $20 \times 20 \text{ cm}^2$ com chanfros de 2 cm nos cantos.

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

Na experimentação dos casos 5 a 14, reproduziu-se cada elemento-de-laje quatro vezes, como amostra mínima para o controle de homogeneidade de construção e ensaio e para a obtenção de valores médios. Já nos casos seguintes a experiência adquirida permitiu que cada elemento fosse reproduzido apenas três vezes, dispensando-se também a instrumentação de todas as peças; então, das três peças que representam o elemento-de-laje, apenas uma recebeu instrumentação, resultando em maior simplicidade de construção e ensaio e apreciável economia.

EdL	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)	(g)
1	C	I	A ₂	10,0	1,4	PBC	1
2	C	I	A ₂	10,0	1,0	PBC	1
3	C	I	A ₂	10,0	1,0	PBC	1
4	C	I	A ₁	10,0	1,0	PBC	1
5	C	II	A ₄	10,0	1,0	PBC	4
6	C	II	A ₁	10,0	1,0	PBC	4
7	C	II	A ₁	10,0	1,0	PBC	4
8	C	II	A ₂	10,0	1,0	PBC	4
9	C	II	A ₂	10,0	1,0	PBC	4
10	C	II	A ₃	10,0	1,0	PBC	4
11	C	II	A ₃	10,0	1,0	PBC	4
12	C	II	A ₄	10,0	1,0	PBC	4
13	C	II	A ₄	10,0	1,0	PBC	4
14	C	II	A ₄	10,0	1,0	PBC	4
15	M	II	A ₁	10,0	1,0	PNB	3
16	M	II	A ₃	10,0	1,0	PNB	3
17	M	II	A ₄	10,0	1,0	PNB	3
18	C	II	A ₃	10,0	0,5	PBC	3
19	C	II	A ₃	10,0	1,75	PBC	3
20	C	II	A ₀	10,0	1,0	PBC	3
21	C	II	A ₃	10,0	1,0	PPFL	
22	M	II	A ₀	10,0	1,0	PNB	
23	M	II	A ₃	10,0	1,0	PDP	
24	M	II	A ₃	10,0	1,0	PPFL	
25	C	III	A ₃	10,0	1,0	PBC	
26	C	IV	A ₃	7,5	1,0	PBC	
27	M	III	A ₃	10,0	1,0	PNB	
28	M	IV	A ₃	7,5	1,0	PNB	

EdL - elemento-de-laje (ou protótipo);

(a) - tipo de elemento-de-laje: cantos (C) e bordas (M);

(b) - tipo de armadura de flexão da laje: ϕ 3/8" em malhas de 8,5 x 7,3 cm² (I), ϕ 3/8" em malhas de 5,7 x 4,5 cm² (II), ϕ 5/16" em malhas de 5,7 x 4,5 cm² (III), ϕ 5/16" em malhas de 5,3 x 4,2 cm² (IV);

(c) - tipo de armadura transversal da laje: sem nenhuma armadura transversal (A₀), armadura transversal constituída somente pelos ganchos de ancoragem das barras de flexão da laje (A₁), com ganchos e com estribos nos nós centrais da "região crítica" (A₂), com ganchos e com um estribo em todos os nós da "região crítica" (A₃), com ganchos e com dois estribos em todos os nós da "região crítica" (A₄);

(d) - espessura da laje (cm);

(e) - razão entre o raio da circunferência de distribuição das cargas (concêntrica com o pilar) e o raio r = 51 cm utilizado na maioria dos ensaios já executados;

(f) - dependendo da posição da resultante das forças parciais que são aplicadas sobre a laje podemos definir os seguintes casos: momento fletor atuando no plano bisetor do canto (PBC), momento fletor atuando num plano normal à borda (PNB), momento fletor atuando num plano diagonal do pilar (PDP), e momento fletor atuando em plano paralelo ao da face lateral da laje (PPFL), sendo que, em qualquer dos casos, o centro do pilar estará contido no plano do momento fletor;

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

Tabela 1.3: Resistência de Ligações Laje-Pilar-Experimentação Projetada (MARTINELLI e outros, 1979)

Na análise detalhada do capítulo 3 será utilizado como exemplo demonstrativo parte dessa experimentação (EdL 6 a 14 da tabela 1.3), que foi extensamente relatada por MARTINELLI (1974).

Outro exemplo interessante é a aplicação de modelos no estudo de estruturas de centrais nucleares. Representativo dessa aplicação é o trabalho que consta das "memórias" da AIPC (Association Internationale des Ponts et Charpentiers), de 1976. Esse trabalho é constituído de quatro partes, a saber:

- LAFITTE e outros (1976) desenvolvem o projeto do vaso de contenção e do modelo, calculam no campo elástico linear e determinam a segurança à ruína através de esquemas simplificados;
- PAQUET e outros (1976) desenvolvem a análise não linear tridimensional do modelo do vaso de contenção;
- FAVRE e outros (1976) descrevem a construção, os ensaios e fornecem os resultados obtidos no modelo físico;
- LAFITTE e outros (1976) fazem a síntese dos resultados dos cálculos e dos ensaios e as conclusões gerais.

Citando os autores acima referidos, estes iniciam o trabalho dizendo que

"...la comparaison des essais et du calcul valorise en outre l'outil mathématique dans son utilisation pour le projet du caisson en vraie grandeur..."

e encerram o trabalho dizendo que

"...les calculs manuels des mécanismes de ruine effectués sur le caisson de référence ont conduit à un résultat qui s'est trouvé globalement confirmé par les modèles. On notera surtout la remarquable correspondance entre le réseau de fissures calculé à l'aide du modèle mathématique et celui obtenu sur le modèle physique. Ce résultat valorise fortement le modèle mathématique comme moyen de démonstration de la sécurité d'un caisson."

A figura 1.14 seguinte mostra um esquema do vaso de contenção projetado. Esse vaso é um dos elementos mais importantes de uma central nuclear com reator de potência do tipo HTGR (High Temperature Gas Reactor). É um vaso de concreto protendido que engloba não somente o reator como também os recuperadores de calor, os sistemas de gás e três turbinas a gás de 500 MW cada. O vaso de contenção é um cilindro de 48 metros de diâmetro e 39 metros de altura, com 28 grandes cavidades. A pressão do gás hélio é 65 kg/cm² na maior parte das regiões e à temperatura de 850^o C.

As pressões atuantes nas diferentes cavidades são as seguintes:

- 65 kg/cm² na cavidade central e na primeira linha de cavidades periféricas;
- 46 kg/cm² nas cavidades das turbinas;
- 25 kg/cm² na linha exterior de cavidades periféricas.

De qualquer forma, para controle do comportamento do vaso de contenção, foi prevista uma pressão de teste de 75 kg/cm² uniforme em todas as cavidades.

Os casos de carga considerados na determinação das tensões máximas foram os seguintes:

- peso próprio + protensão inicial;
- peso próprio + efeito térmico + protensão final;
- peso próprio + pressão de teste + protensão final;
- peso próprio + pressão de teste + efeito térmico + protensão final.

O coeficiente de segurança à ruína foi definido como sendo a razão entre a pressão de ruína do vaso (ruptura dos cabos de protensão) e a pressão máxima durante a sua vida útil, uniforme em todas as cavidades e igual à pressão de teste (75 kg/cm²).

Os mecanismos de ruína mais desfavoráveis obtidos com os esquemas simplificados são os indicados na figura 1.15. Esses mecanismos deram como resultado os seguintes coeficientes de segurança em relação à pressão de teste:

Mecanismo de Ruína	Pressão de Ruína (kg/cm ²)	Coeficiente de Segurança
Cisalhamento do Fuste.....	275 a 400.....	3,7 a 5,3
Cisalhamento da Laje Inferior.....	280 a 330.....	3,7 a 4,4
Cisalhamento da Laje Superior.....	260 a 300.....	3,5 a 4,0
Ejeção de Blocos de Concreto da Zona Periférica.....	190 a 250.....	2,5 a 3,3

O modelo projetado objetivava a determinação do esquema de ruína e do coeficiente de segurança à ruína do vaso de contenção. Foi construído em micro-concreto protendido à escala geométrica igual a 20. Os efeitos térmicos não foram simulados.

A figura 1.16 mostra esquematicamente o modelo projetado.

Vale notar que foram feitas algumas simplificações como, por exemplo, a supressão das cavidades secundárias horizontais.

A análise numérica não linear do modelo do vaso de contenção objetivava definir o comportamento do modelo físico no campo linear e não linear até a ruína. A idealização adotada simulou um dozeavos do vaso. A malha de elementos é mostrada na figura 1.17, ao lado da geometria real, e é constituída de 110 elementos e 2475 graus de liberdade (3 deslocamentos por nó). O elemento tipo isoparamétrico também é mostrado na figura 1.17. Essa malha resultou da comparação de quatro malhas usadas nos cálculos elásticos lineares.

A figura 1.18 mostra parte dos resultados obtidos da análise não linear.

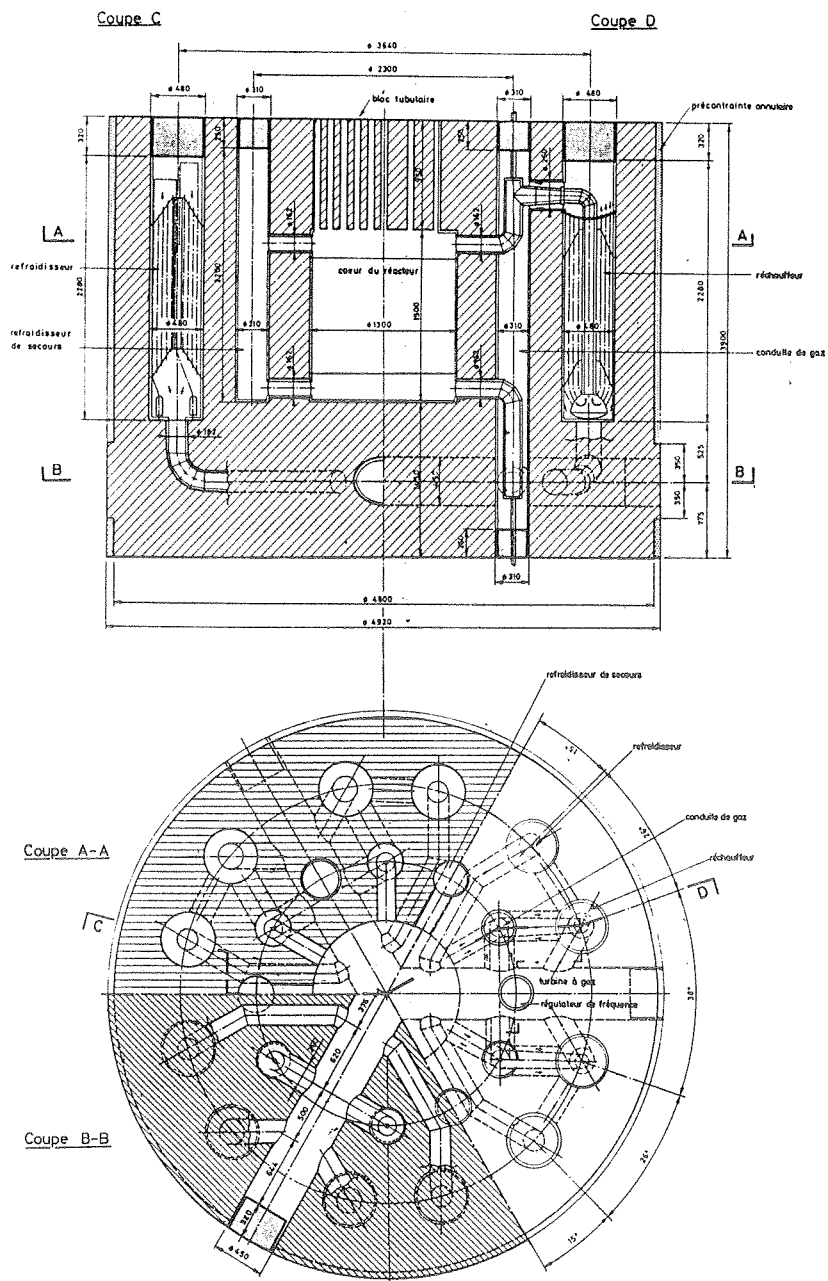


Figura 1.14: Esquema do Vaso de Contenção
 Projetado (LAFITTE e outros, 1976)

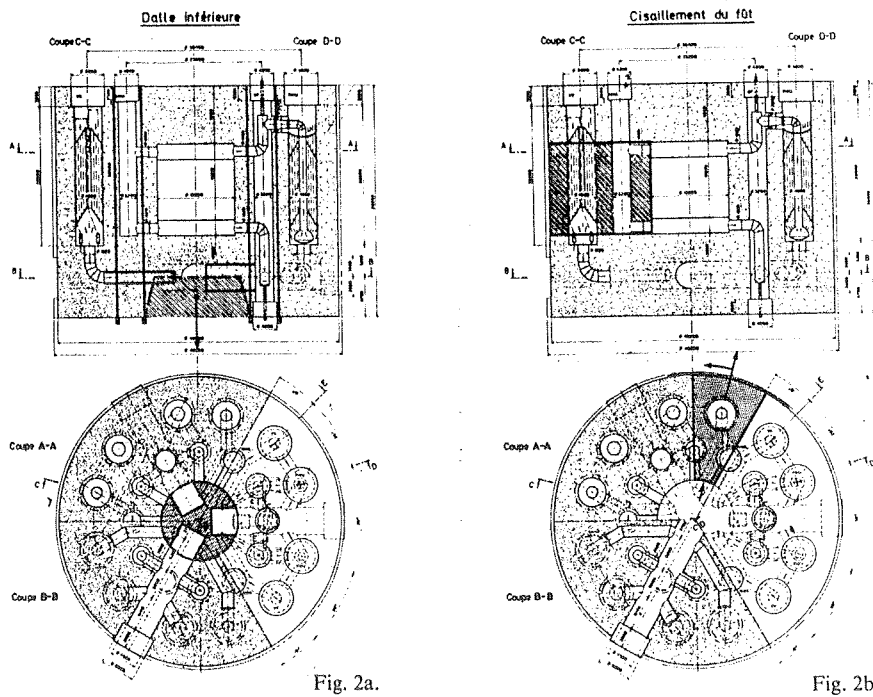


Fig. 2a.

Fig. 2b.

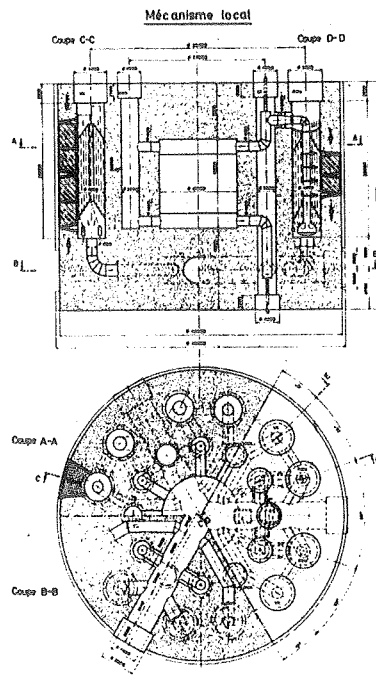


Fig. 2c.

Figura 1.15: Mecanismos de Ruína
(LAFITTE e outros, 1976)

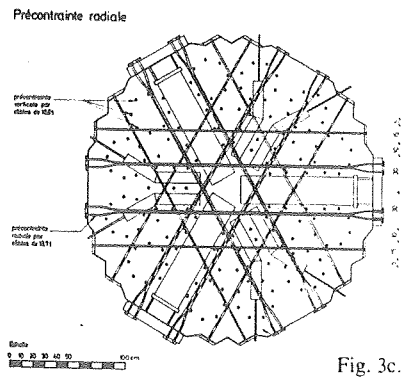
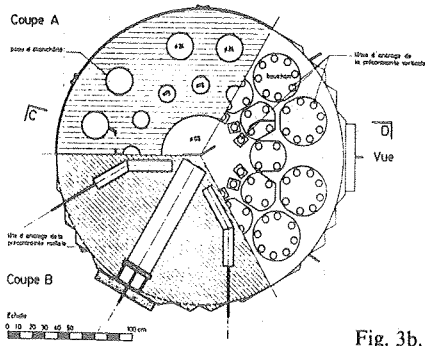
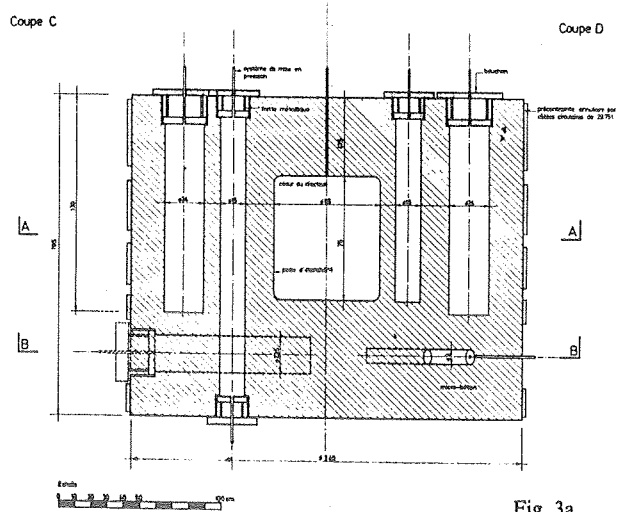


Figura 1.16: Esquema Geral do Modelo (LAFITTE e outros, 1976)

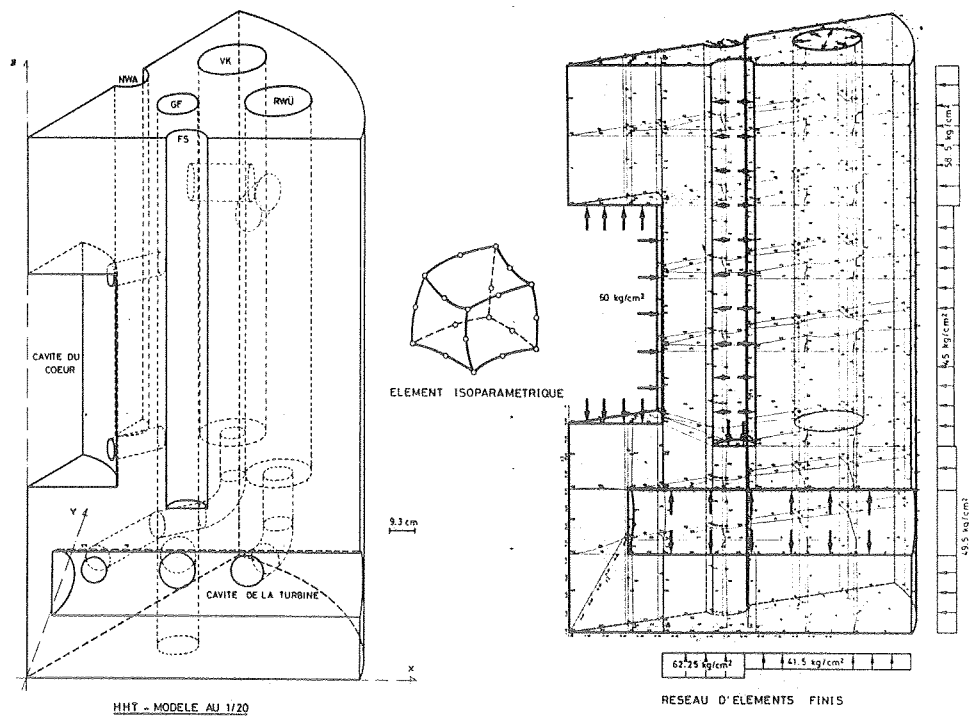


Figura 1.17: Malha de Elementos
(PAQUET e outros, 1976)

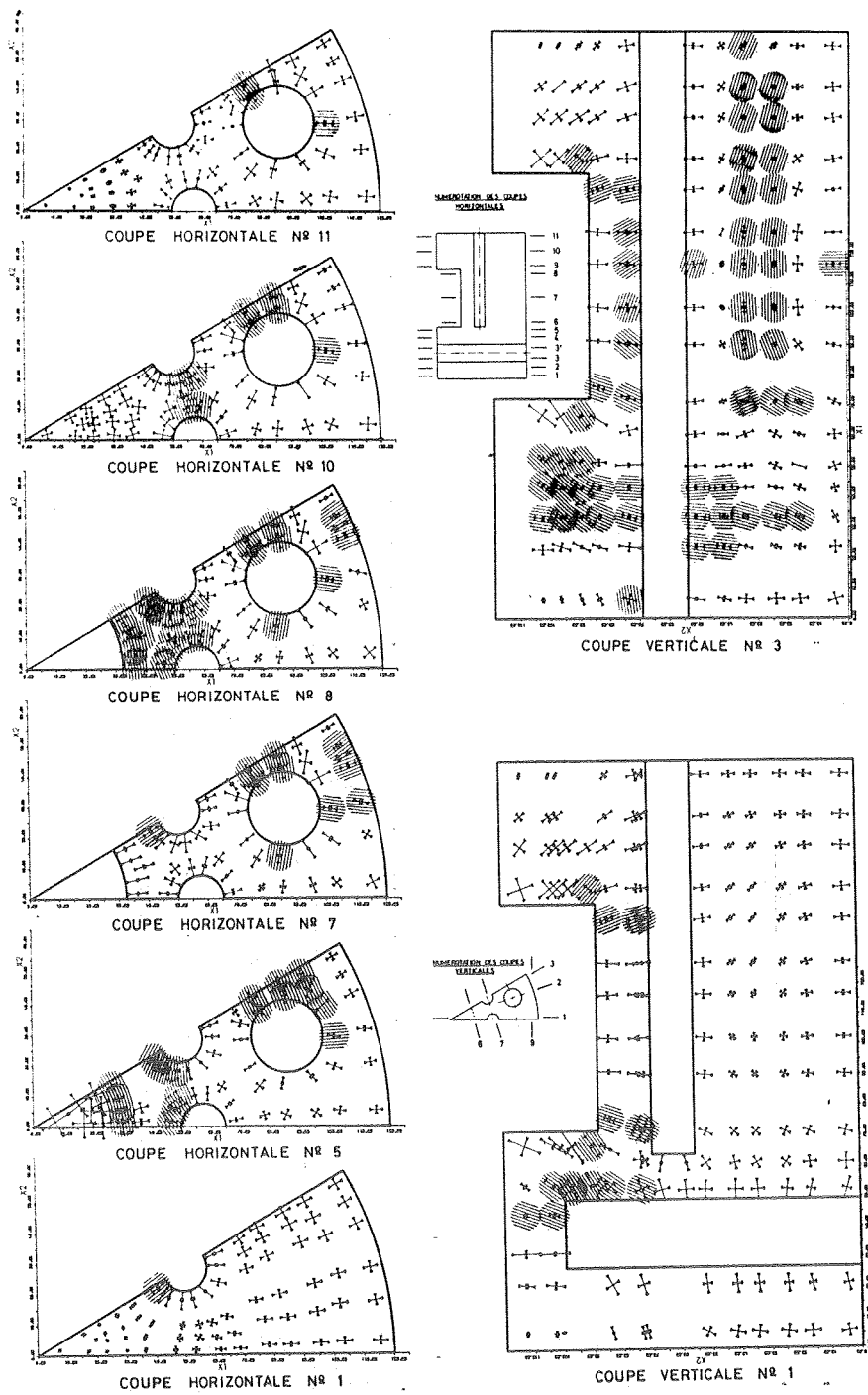


Figura 1.18: Resultados da Análise Não Linear (PAQUET e outros, 1976)

A análise dos resultados obtidos na análise não linear colocou em evidência três mecanismos (figura 1.19):

- separação da laje inferior ao nível do eixo das turbinas;
- ruptura entre as cavidades externas e a parede externa;
- ruptura entre as cavidades internas por separação da laje superior.

O modelo de micro-concreto protendido, à escala geométrica igual a 20, foi construído com a finalidade de realizar diferentes programas de medidas sob carga de pressão interna uniforme em todas as cavidades com vistas a

- determinar a pressão e os mecanismos de ruína, a fim de poder deduzir a segurança global;
- determinar o limite do comportamento elástico do modelo;
- observar o comportamento do modelo sob pressão de serviço sem, entretanto, levar em conta os efeitos térmicos e os efeitos de fluência e retração do concreto.

A figura 1.20 mostra os ciclos de ensaios realizados.

As figuras 1.21, 1.22 e 1.23 mostram alguns dos resultados obtidos nos ensaios.

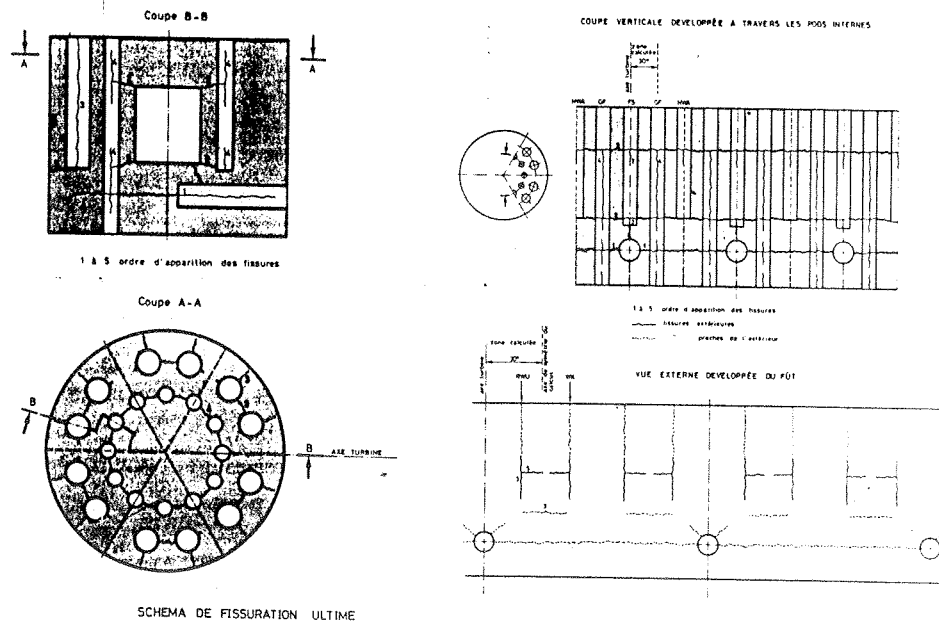


Figura 1.19: Mecanismos de Ruína Obtidos da Análise Não Linear (PAQUET e outros, 1976)

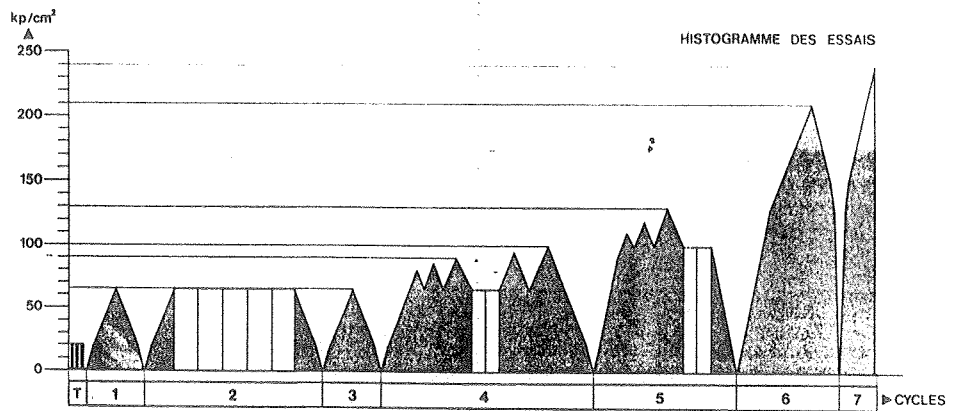


Figura 1.20: Ciclos de Ensaio Realizados (FAVRE e outros, 1976)

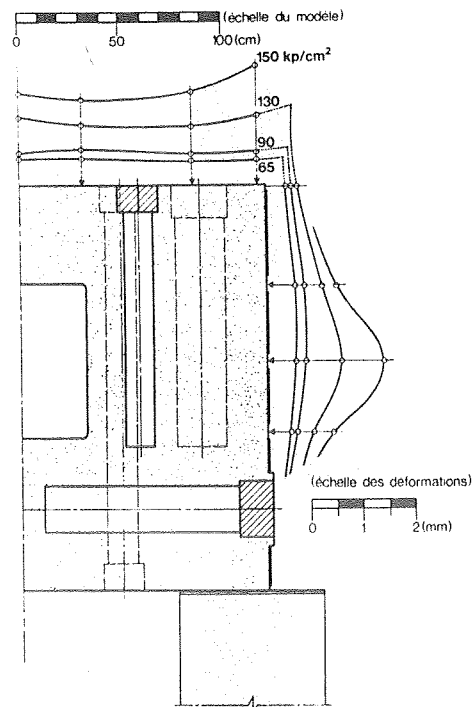


Figura 1.21: Resultados dos Ensaio-Deslocamentos
(FAVRE e outros, 1976)

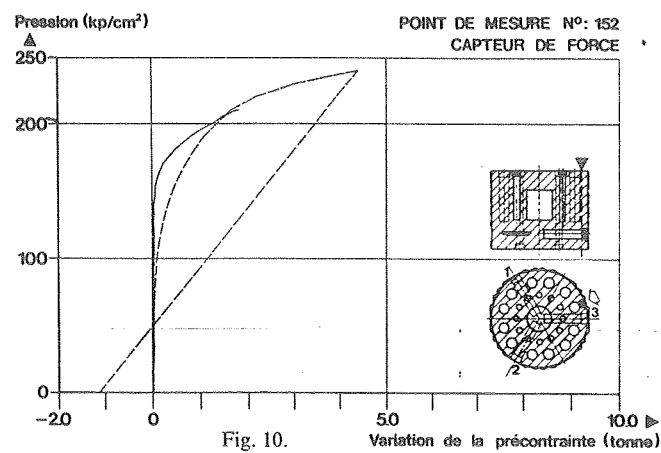
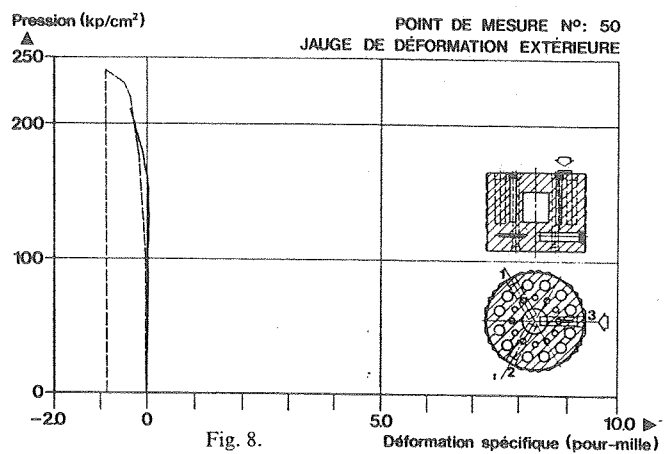
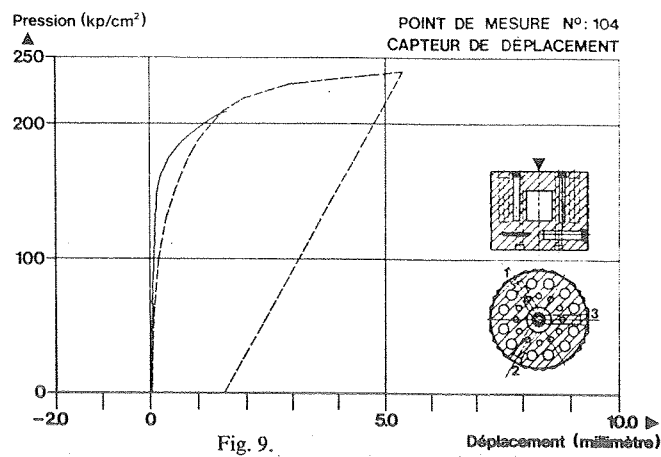
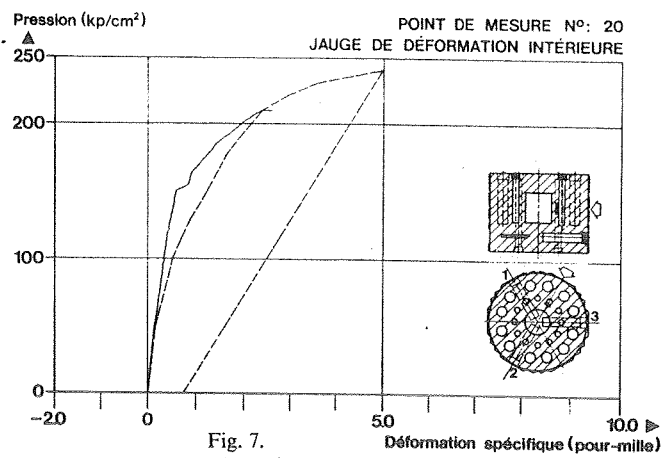


Figura 1.22: Resultados dos Ensaio - a,b:Deformação; c:Deslocamento; d:Variação da Protensão (FAVRE e outros, 1976)

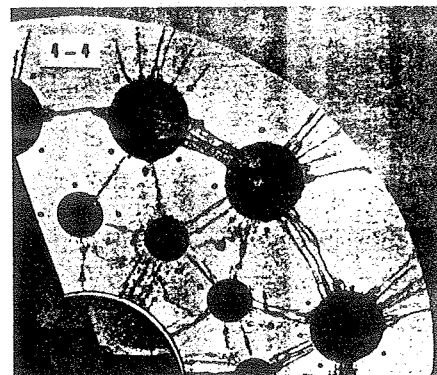
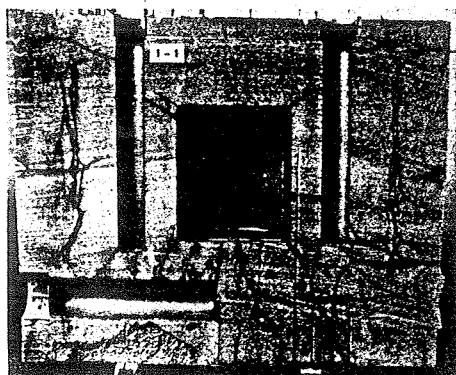
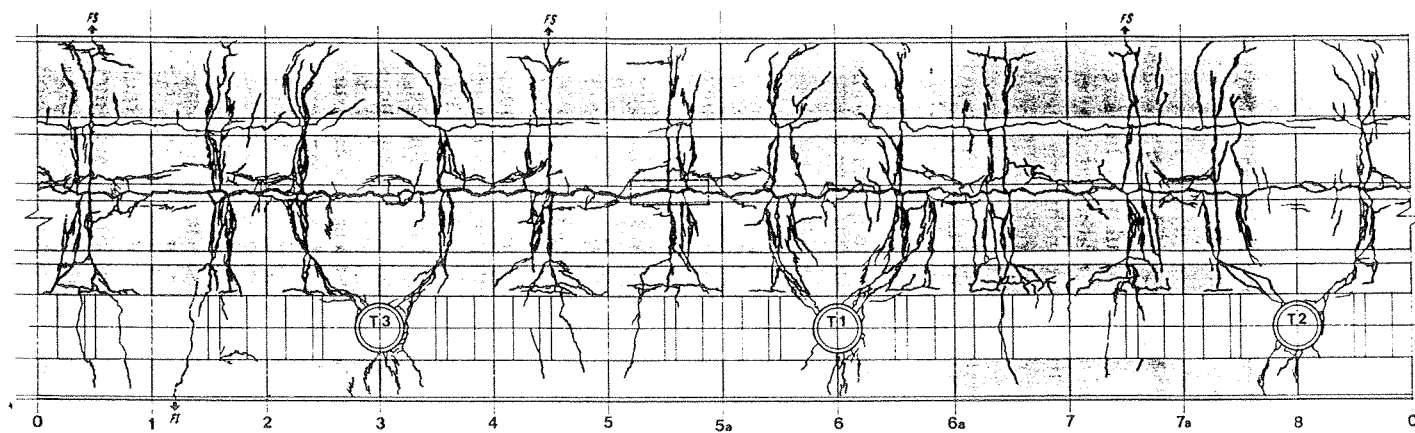


Figura 1.23: Resultados dos Ensaio - Fissuração; a)Desenvolvimento da Face Externa; b)Seção pelo Eixo de uma Turbina; c)Seção Parcial por uma Cavidade Vertical Periférica; d)Corte Horizontal ao Nível da Cavidade Central do Reator. (FAVRE e outros, 1976)

As principais conclusões do trabalho foram as seguintes:

- os estudos e ensaios sobre modelo físico confirmaram que a estrutura em concreto protendido de um vaso de contenção com múltiplas cavidades, particularmente complexo, é realizável com a segurança desejada;
- a segurança admissível à ruína, razão entre a pressão de ruína do vaso (ruptura dos cabos de protensão) e a pressão de teste (pressão máxima do circuito majorada de 15%), foi fixada em 2,5. Os cálculos e ensaios mostraram que o vaso projetado possui uma segurança à ruína de 2,9;
- três fases de comportamento do protótipo do vaso de contenção podem ser distinguidas: (1) comportamento globalmente elástico até uma pressão interior de 110 kg/cm^2 , igual a 1,5 vezes a pressão de teste; (2) fase de fissuração até uma pressão de 175 kg/cm^2 , igual a 2,3 vezes a pressão de teste; (3) fase de ruína que terminou pela ruptura do vaso com uma pressão de 220 kg/cm^2 , igual a 2,9 vezes a pressão de teste;
- os cálculos manuais dos mecanismos de ruína efetuados sobre o vaso de referência conduziram a um resultado que se pode dizer globalmente confirmado pelos modelos. Nota-se sobretudo a marcante correspondência entre o quadro de fissuras calculado através do modelo matemático e aquele obtido pelo modelo físico. Esse resultado valorizou fortemente o modelo matemático escolhido como meio de demonstrar a segurança do vaso de contenção.

1.5 Projeto, Segurança, Modelos Físicos

Apesar do grandioso desenvolvimento dos meios computacionais, ainda merece reflexão aquilo que, com muita razão em 1951, dizia OBERTI em seu trabalho "A Pesquisa Experimental com Modelos como Contribuição ao Projeto das Grandes Construções" ("La Ricerca Sperimentale su Modelli come Contributo al Progetto delle Grandi Costruzioni"), do qual traduzimos livremente alguns trechos conceituais. O texto original, em italiano, dos trechos aqui traduzidos encontra-se em anexo.

"...Mas particularmente preciosa se manifesta a pesquisa experimental com modelos na fase de projeto. Uma experiência de mais de dez anos demonstrou-me, em muitos casos de importância excepcional (grandes barragens de gravidade ou arco, condutos forçados, pontes, coberturas, cascas), como os modelos se prestam, nesses casos, para iluminar o caminho do projetista: favorecendo suas mais sadias intuições, controlando a confiabilidade e as previsões dos cálculos, assinalando enfim as inevitáveis discrepâncias entre a realidade e a teoria. Todo projeto bem feito é sempre fruto de sucessivas tentativas, cujo desenvolvimento teórico é

muito trabalhoso. O modelo, com a sua adaptabilidade, facilita e, de certa forma, estimula a realização daquelas sucessivas tentativas, mantendo a mente do projetista sempre aderente à realidade.

Nenhum projeto de novas estruturas importantes deveria ser elaborado sem recorrer inicialmente ao modelo, que interpreta bem o comportamento elástico da estrutura real - por complexa que seja sua configuração espacial - e pode, às vezes, permitir também a previsão do comportamento em regime elastoplástico, desde que sejam adotados os materiais convenientes na construção do modelo.

Os custos do modelo serão largamente compensados pela possibilidade de encaminhar e disciplinar futuros projetos com base em hipóteses mais racionais e circunstanciadas, porquanto mais aderentes à realidade. No Instituto Experimental de Bérgamo, recentemente fundado com a contribuição de diversas importantes sociedades italianas, pretende-se justamente concretizar os critérios acima resumidos, colocando à disposição dos projetistas e dos estudiosos um laboratório bem aparelhado para o estudo experimental das grandes construções através de modelos físicos...

...Justamente se exige economia na construção. Mas para atingir este objetivo, se é preciso contar com a genialidade estática, a ousadia do projetista e o progresso dos materiais, é também imperioso que novas soluções sejam encaminhadas e conduzidas, confirmadas ou corrigidas, com todos os meios que a ciência põe à nossa disposição.

O matemático afirma que pode fornecer-nos a solução diferencial do problema estático de uma estrutura: seja assumindo como incógnita fundamental o vetor que define o deslocamento do ponto genérico seja, ao contrário, considerando como incógnita o tensor que caracteriza a sollicitação existente naquele ponto. Mas para isto ele deve idealizar a estrutura como um corpo contínuo, homogêneo e isótropo, de material perfeitamente elástico e deve definir em todos os pontos as ações que a sollicitam e os vínculos que a constringem. De outro lado, a integração dos sistemas de equações diferenciais às derivadas parciais aos quais chega (ou a solução de equações integrais equivalentes), é em geral extremamente trabalhosa e por isso, na prática, raramente enfrentável.

As simplificações e hipóteses ulteriores, necessárias à obtenção de resultados numéricos, aos quais o engenheiro deve forçosamente tender, aumentam o afastamento da realidade e provocam graves dúvidas sobre a confiabilidade de soluções que, na prática, são estendidas a estruturas bem mais complexas do que as que podem ser tratadas com rigor teórico; essas dúvidas fazem legitimamente pensar que as obras assim avalizadas possam frequentemente resultar ou exuberantes em relação a margens de segurança lógicas ou, pior ainda, inseguras.

Mas ainda há mais: via de regra, esses cálculos não consideram que a estrutura no estado natural possa estar sujeita a auto-tensões, ou seja que nela possam pré-existir esforços, independentemente das cargas que nós contamos aplicar-lhe sucessivamente. Ora, sabe-se, ao invés, que quase todas as nossas construções (hiperestáticas ou não) estão submetidas a coações desse gênero: as metálicas pela conformação da chapa durante a operação de perfilagem, por efeito das soldas, pelas sucessivas operações de montagem; as de concreto pelo efeito quase nunca uniforme da retração ou do inchamento (se debaixo d'água) do aglomerante. Calcular? De fato, a teoria sobre o estado de auto-tensões existe mas para sua aplicação é necessário conhecer os dados de partida ou seja, em lugar das forças, as distorções globais ou locais que causam essas auto-tensões, e que via de regra não conhecemos.

E, executada a obra, outras auto-tensões surgem: devidas a recalques dos apoios, às ações térmicas e, finalmente, as oriundas daquela plasticidade natural dos materiais que é lícito desprezar se desejarmos verdadeiramente avançar nas realizações construtivas. Mas aqui também a teoria, para poder ser estendida às estruturas elastoplásticas, mesmo esquematicamente, deve procurar a sua justificativa no exame das obras já construídas; e, com ela, substituímos a solução única baseada sobre a congruência elástica por aquela escolhida pela intuição do calculista entre as infinitas equilibradas, congruentes graças à adaptabilidade plástica. Intuição que deverá ser confirmada ou corrigida pela experiência, única a poder dizer se a solução proposta se aproxima verdadeiramente da realidade.

Desta forma, somos espontaneamente levados a pesquisar uma outra via que permita acompanhar, completar e, se possível, superar aquela habitual do cálculo: é esta a investigação na qual, naturalmente, já se pensou há muito tempo.

As pesquisas podem desenvolver-se seja "in situ", sobre construções já executadas, seja em laboratório, sobre elementos construtivos ou sobre modelos. O primeiro caso tem o objetivo de "verificar", isto é controlar ou precisar o comportamento estático das estruturas melhor do que o possam fazer os cálculos e, em particular, recolher elementos de confronto para, com cálculos e novas teorias, avaliar na realidade o efeito daquelas ações das quais se prescinde nos cálculos habituais. O segundo caso, ao contrário, constitui um precioso guia já em fase de projeto. O modelo pode, além disso, representar sucessivamente um meio eficaz para verificar a segurança do projeto com um método que apresenta o mérito de desenvolver-se por vias bem distintas daquelas trilhadas pelo cálculo, conseguindo, quando este mostrar-se insuficiente, completá-lo e às vezes substituí-lo.

As duas formas de pesquisa, mesmo se circunscritas a um caso ou problema construtivo específico, podem conduzir a resultados que, quando sagazmente valorizados, influirão fecundamente sobre os estudos e projetos de novas construções, permitindo alcançar economias que aumentem o "rendimento estático" das obras.

A pesquisa experimental não é nunca um fim em si mesmo; ao contrário é a análise aguda e a crítica objetiva dos resultados conseguidos, as quais constituem a parte mais útil e fecunda no desenvolvimento futuro da ciência das construções."

Em 1956, ROCHA e FERRY BORGES, no seu trabalho "A Utilização de Modelos no Dimensionamento das Estruturas; Aplicações Diversas", diziam que

"...Ao abordar o método de dimensionamento das estruturas a partir da observação de modelos surge logo o problema da sua posição em face dos métodos analíticos da Teoria da Elasticidade e da Resistência de Materiais.

Os métodos analíticos de dimensionamento têm, como todas as teorias físicas, a grande virtude de fornecer o conhecimento de todos os fenômenos de um dado domínio: dão-nos, digamos, um conhecimento denso. Com efeito, apoiada na abstracção e na indução, uma teoria permite preencher as clareiras deixadas entre o conhecimento dos casos isolados que levaram à sua estruturação, e, mais do que isso, permite mesmo ir além dos fenômenos observados numa

medida que marca o arrojo da teoria.

Assim, a teoria da flexão da Resistência de Materiais, que tem prestado inestimáveis serviços ao Homem, quer do ponto de vista da segurança das construções quer da economia de materiais, tem permitido prever o comportamento de um ilimitado número de peças que quanto aos materiais, formas, dimensões e solicitações, nunca anteriormente tinham sido objecto de observação.

Em oposição aos métodos analíticos de dimensionamento, o método experimental fornece o conhecimento de casos isolados, havendo necessidade de construir e observar um modelo por cada estrutura a estudar. Isto em esquema, pois há sempre, pelo menos qualitativamente, uma teorização dos fenômenos a qual permite prever o comportamento de estruturas com características não muito diversas das outras já anteriormente ensaiadas.

Quanto aos métodos analíticos a questão que se levanta é a seguinte: permitem eles, no seu estado actual, prever o comportamento das estruturas com aproximação satisfatória?

Ora, os métodos analíticos fornecem resultados aplicáveis a sólidos com dadas formas e submetidos a certos tipos de solicitações e, além disso, salvo poucas excepções, são estabelecidos admitindo que os materiais são homogêneos, isotropos e obedecem à lei de Hooke. Mas, precisamente por serem teorias, dão a possibilidade de que seja tentada a sua aplicação para além do domínio para que foram estabelecidas e então a aproximação dos resultados obtidos diminui, podendo cair-se em previsões extremamente grosseiras.

Assim, quanto às formas das estruturas, que são de uma variedade infinita, o projectista aplica constantemente as teorias a sólidos com formas muito diversas daquelas para que foram estabelecidas. Além disso, divide as estruturas em partes cujas acções recíprocas umas vezes despreza e outras arbitra, considerando-as como articulações, encastramentos, etc.

Quanto às solicitações, também é frequente a necessidade de grosseiras esquematizações do real com o fim de as converter em solicitações de efeito calculável.

Referiu-se ainda que as teorias de cálculo admitem em geral a hipótese de que os materiais seguem a lei de Hooke. Ora, dentro da concepção de segurança hoje geralmente seguida, segundo a qual para dadas solicitações, fixadas como solicitações de serviço, as tensões desenvolvidas não devem exceder as tensões de segurança, esta hipótese não introduz, por via de regra, erros importantes nos resultados dos cálculos em face dos erros provenientes das simplificações das formas e dos tipos de solicitações. Tal resulta de serem pequenos desvios do comportamento dos materiais de construção correntes em relação à lei de Hooke, isto é, os encurvamentos dos diagramas tensões-extensões, até aos valores das tensões correntemente adoptados para tensões de segurança. Para estas tensões também a fluência dos materiais não se repercute, a maior parte das vezes, na distribuição das tensões de modo a ter de ser considerada.

Porém, a evolução actual dos métodos de dimensionamento, em especial a adopção de critérios probabilísticos e do estudo do comportamento em relação à rotura, tende a reduzir o valor das teorias em que se toma a lei de Hooke como hipótese fundamental.

De facto, dentro da concepção probabilística há necessidade de prever o comportamento das estruturas para todas as intensidades possíveis das solicitações, mesmo para as pouco

prováveis para as quais as estruturas poderão sofrer deformações que ultrapassam largamente a fase das deformações elásticas ou sofrer mesmo roturas. O critério de escolha da estrutura a adoptar poderá, por exemplo, consistir em tornar mínima a soma do custo inicial e do custo da conservação da estrutura, devendo incluir-se neste último as despesas de reparação motivadas pela acção de cargas de grande intensidade e ainda as despesas motivadas por qualquer prejuízo como as devidas a deformações excessivas, a acidentes pessoais, etc.

Para a aplicação do conceito de segurança em relação à rotura, é necessário determinar as intensidades das solicitações que determinam a rotura. As teorias de cálculo em relação à rotura permitem efectuar estas previsões dum modo simples, mas baseiam-se também em esquemas grosseiros. Pode bem dizer-se que são muito reduzidas as possibilidades de previsão teórica completa do comportamento das estruturas para grandes deformações, o que resulta das enormes dificuldades analíticas que surgem quando se tem de considerar relações não lineares entre componentes dos estados de tensão e de deformação, situação que é agravada pela necessidade que simultâneamente aparece de ter em conta a dependência dos fenômenos da variável tempo.

Foi precisamente a dificuldade do estabelecimento de teorias não lineares associada ao facto das estruturas sofrerem em geral deformações inconvenientes para a sua utilização quando é ultrapassada francamente a fase das deformações elásticas, que conduziram ao deficiente conceito de segurança baseado na consideração de solicitações de serviço.

Como o projectista, até há poucas décadas, não dispunha para o dimensionamento das estruturas, além do conhecimento do comportamento de estruturas análogas e da sua intuição, senão dos métodos analíticos, ele tinha necessidade quer de estabelecer as hipóteses necessárias, por menos verossímeis que fossem, para obrigar a cair os problemas a resolver dentro das teorias de que dispunha, quer mesmo de escolher não as soluções mais convenientes mas as susceptíveis de serem tratadas por esses métodos.

Desta situação, associada à dificuldade de confronto entre as previsões dos métodos analíticos, em especial quanto aos valores das deformações e das tensões, e o comportamento real das estruturas, resultou criar-se uma confiança excessiva na precisão dos métodos analíticos e mesmo, por vezes, um certo convencionalismo na sua aplicação.

O progressivo aperfeiçoamento das técnicas de medição de deformações e de tensões e o aparecimento de novos materiais adequados à construção de modelos, permitiram um grande desenvolvimento do método experimental de dimensionamento das estruturas, especialmente na última década.

Quando os métodos analíticos não são satisfatórios, é hoje em geral possível prever com a necessária aproximação, e dentro de prazos e de dispêndios razoáveis, o comportamento das estruturas, quer em fase elástica quer fora dela, recorrendo a modelos.

Expõem-se, resumidamente, as condições de semelhança mecânica a que tem de satisfazer os modelos, o que permitirá pôr em evidência o seu vasto domínio de aplicação. Seguidamente apresentam-se os resultados obtidos em alguns estudos por métodos experimentais realizados no Laboratório Nacional de Engenharia Civil...

...No presente trabalho procurou-se mostrar que a escolha das formas e a determinação das dimensões de uma estrutura qualquer podem ser feitas, por via de regra, a partir da observação de modelos, mesmo quando se pretende ter em conta o comportamento além da fase elástica.

Actualmente é na escolha dos materiais para modelos e na sua construção que se depara por vezes com dificuldades, enquanto que antes do aparecimento dos extensômetros eléctricos era na observação dos modelos que se encontravam as maiores dificuldades, frequentemente invencíveis.

Pode bem afirmar-se que um modelo, mesmo a uma escala muito reduzida, é uma imagem bastante mais fiel do protótipo do que as hipóteses adoptadas nos cálculos analíticos, isto quer do ponto de vista das formas, quer dos materiais, quer ainda das solicitações. Tal, porém, não desvaloriza os métodos analíticos os quais possuem a grande vantagem de ser, salvo casos muito especiais, de aplicação mais rápida e económica, de não exigir meios materiais importantes e, ainda, de fornecer resultados facilmente verificáveis por outrem.

Estas vantagens impõem os métodos analíticos na fase de ante-projecto de uma estrutura, fase na qual é necessário fazer um julgamento, necessariamente sumário, das soluções possíveis as quais são por via de regra numerosas. Ainda no projecto definitivo de estruturas de pequena e média importância são em geral os métodos analíticos os mais adequados.

É no projecto de estruturas importantes que se impõem os estudos sobre modelo, a não ser que se disponha de métodos analíticos de inteira confiança..."

Aliás, em 1970, ROCHA, em seu discurso de inauguração dos novos Laboratórios do Departamento de Engenharia Civil da Universidade da Califórnia, Berkeley, sobre o tema "O Papel dos Laboratórios na Engenharia Civil", dizia

"...1. Quanto ao tema da minha oração - o papel dos laboratórios na engenharia civil - começarei por referir que tenho tido a oportunidade de observar esse papel em países com os mais diversos graus de desenvolvimento. Tenho verificado que, tal como aconteceu na evolução histórica da engenharia, em que o primeiro laboratório foi criado para servir a engenharia civil - trata-se do "Laboratoire des Ponts et Chaussées", instituído em 1851 e destinado ao estudo de materiais de construção - , ainda hoje nos territórios em vias de desenvolvimento são os laboratórios destinados a apoiar as realizações do engenheiro civil aqueles cuja necessidade se faz sentir em primeiro lugar. E tal é consequência do desenvolvimento de um território ter de começar pela criação de infra-estruturas, isto é, por obras de engenharia civil, as quais, pela sua natureza, não podem ser importadas. Têm de ser executadas localmente, assim se criando condições para o desenvolvimento de laboratórios de engenharia civil. À medida que um território se desenvolve cada vez o projecto e a execução de obras tira maior proveito da acção dos laboratórios. Considero, no entanto, que mesmo nos países mais evoluídos não são em regra plenamente aproveitadas as tão variadas possibilidades, que adiante referirei, oferecidas pelos métodos experimentais, mesmo no respeitante ao aproveitamento das capacidades dos laboratórios já existentes.

Vejamos então em que é que os laboratórios podem ser úteis à engenharia civil, à qual incumbe a produção e conservação de edifícios e obras públicas e, por vezes, mesmo a exploração das obras construídas.

Os laboratórios dão a sua contribuição em relação aos materiais a usar, às acções exteriores a considerar, às formas a adoptar, aos próprios processos de construção a seguir, e compete-lhes ainda a tarefa de verificação do comportamento da obra, isto é, do produto final da indústria da construção.

Ao falar da contribuição dos laboratórios desejo esclarecer que nela incluo a variada gama de actividades que vai desde o simples ensaio de rotina até à investigação destinada a servir a engenharia civil. E é oportuno frisar que cada vez melhor se consegue planear e conduzir a acção de investigação de modo a desta derivarem, mesmo a curto prazo, reais benefícios. Acresce que o trabalho de laboratório, isto é, a experimentação, conduz naturalmente à investigação pois que, como afirmou de maneira tão incisiva o Professor italiano Arturo Danusso, "...cabe ao experimentador a honra de receber directamente a voz da Natureza para depois a interpretar. Esta voz, quando escutada com humildade, ensina muitas coisas, rectifica previsões e destrói esquemas prévios, ao mesmo tempo que sugere outros."...

...4. Ocupemo-nos agora dessa tarefa essencial de um projecto que é a determinação das formas e dimensões a dar à obra, de modo que ela satisfaça os objectivos em vista, dentro das preocupações de segurança e economia. Para essa tarefa também os laboratórios dão uma contribuição da maior relevância, através da simulação dos fenómenos em modelos físicos, construídos de acordo com condições de semelhança mecânica, térmica, etc. No que respeita o interesse da utilização de modelos queria chamar a atenção para dois factores que exercem influências em sentidos contrários. Por um lado, o progresso do conhecimento dos fenómenos em jogo e o desenvolvimento de potentes meios de cálculo contribuem para reduzir o interesse dos modelos e favorece a previsão por via analítica mas, por outro lado, os modelos são valorizados pela crescente preocupação do engenheiro num melhor ajustamento das suas previsões à realidade. Na engenharia civil esta preocupação revela-se sob múltiplas facetas das quais são dignas de destaque, no momento presente, a consideração do comportamento não linear dos materiais, o abandono da assimilação de problemas dinâmicos a problemas estáticos, a consideração do carácter tridimensional dos problemas, e a introdução dos conceitos probabilísticos. Acentuo que os modelos se adequam especialmente bem à consideração da maior parte destes aspectos.

Mencionarei em primeiro lugar os modelos estruturais, isto é, os destinados a satisfazer uma das preocupações fundamentais de todos os projectos: a averiguação da segurança estrutural. Trata-se de domínio em que os modelos não têm sido, em geral, utilizados com a frequência que a meu ver seria conveniente.

É oportuno referir que certas aplicações dos modelos perderam interesse nos últimos anos em consequência do imenso progresso que o cálculo automático trouxe aos métodos analíticos de previsão do comportamento estrutural, quer como instrumento de cálculo numérico, quer por terem mesmo escorvado o desenvolvimento de novos métodos de cálculo, em especial do tão potente método dos elementos finitos.

Os modelos continuam no entanto sendo uma ferramenta com o maior interesse para o engenheiro civil, em especial para satisfação da preocupação atrás referida de uma previsão cada vez melhor ajustada à realidade.

No respeitante ao comportamento estrutural, essa preocupação está-se traduzindo no abandono de habituais simplificações de formas das estruturas, o que conduz frequentemente a equilíbrios tridimensionais, na consideração da capacidade de resistência até à rotura, e na consideração de fenómenos dinâmicos, em particular dos resultantes da acção de sismos.

Quanto às possibilidades dos modelos pode dizer-se que se dispõe presentemente de técnicas que permitem resolver a maior parte dos problemas. De facto, quanto às formas das estruturas não se levanta em regra qualquer dificuldade para as reproduzir, quanto aos materiais para a construção de modelos dispõe-se hoje de uma gama muito variada, mesmo para simulação do comportamento não linear dos materiais dos protótipos, quanto às solicitações podem até reproduzir-se as de carácter aleatório e finalmente, no respeitante às medições, em regime estático ou dinâmico, a efectuar sobre os modelos não se encontram hoje dificuldades relevantes. Nos estudos sobre modelos a dificuldade com que se topa mais frequentemente é a reprodução do peso próprio.

É na previsão do comportamento não linear, no estudo de estruturas a três dimensões, tais como barragens de betão, incluídas as fundações, e no estudo do comportamento de maciços rochosos que actualmente está sendo tirado maior proveito dos modelos..."

Em 1973, FUMAGALLI, no prefácio de seu livro "Statical and Geomechanical Models", situava indiscutivelmente os Modelos Físicos principalmente como instrumento de pesquisa e, portanto, na categoria dos Modelos Físicos na Construção e Verificação de Modelos Matemáticos, tratados no item anterior deste capítulo. Todavia, o livro todo, pela quantidade de casos particulares que apresenta, quase que leva o leitor a ver como serventia principal dos modelos a de auxiliar no projeto.

Em 1978, MARTINELLI e FERREIRA, no seu trabalho "Possibilidades dos Modelos Físicos Estruturais Diante de Estruturas de Centrais Nucleares", já diziam que

"...Os modelos físicos estruturais têm sido utilizados na análise e no projeto dos mais diversos tipos de Estruturas Especiais, dando importante contribuição ao engenheiro principalmente no que refere à melhor adequação das previsões à realidade. Essa contribuição tem variado ao longo do tempo quer pelo desenvolvimento do cálculo analítico, com os potentes meios disponíveis atualmente graças ao progresso dos computadores, quer pela complexificação das Estruturas Especiais, quer pelas condições peculiares necessárias à execução de modelos físicos e pelo progresso alcançado no estudo e obtenção de novos materiais para a construção de modelos. Dentro desse contexto é que deve ser examinada a conveniência de utilização de modelos físicos como instrumento, principal ou paralelo ou complementar, de análise de uma determinada Estrutura Especial..."

...Atualmente, os modelos físicos estruturais são utilizados principalmente para a determinação da capacidade de resistência das estruturas à ruína, para considerar efeitos tridimensionais intervenientes no comportamento estrutural, e para a análise do comportamento das estruturas sob ações dinâmicas..."

Hoje, como já se disse no início deste trabalho, a utilização dos modelos físicos no ensino e dos modelos físicos na construção e verificação de modelos matemáticos são as duas categorias de maior interesse permanente.

Desta forma, a aplicação imediata de Modelos Físicos em Projetos fica condicionada, praticamente, à excepcionalidade do projeto, principalmente quanto à complexidade das estruturas ou das ações envolvidas e sempre como instrumento paralelo ou complementar, devido às condições peculiares necessárias à execução de modelos físicos que teriam interesse imediato ao projeto de uma estrutura especial (ou "diferente").

Para que o leitor tenha uma idéia do que se quer dizer com excepcionalidade do projeto aliada à complexidade das estruturas ou ações envolvidas, cita-se um exemplo bem recente de aplicação de modelos físicos a um projeto de engenharia.

Essa aplicação foi a construção e ensaio de um Modelo Geomecânico do Projeto Itaipu. Esse modelo, construído na escala geométrica de 1/130 e com grau de eficiência igual a 130, abrangeu aproximadamente 80 hectares da área do projeto e simulou praticamente 85% da superestrutura de concreto e correspondente maciço rochoso de fundação. Nesse maciço, foram simuladas quatro juntas subhorizontais onde supos-se a passagem de água, com conseqüente carga de subpressão. Para a simulação das juntas, e possibilitar a aplicação de subpressão, foram colocadas bolsas de borracha preenchidas de material granular. A carga (subpressão) foi aplicada pneumáticamente.

A figura 1.24 mostra o gráfico tensão de cisalhamento versus deslocamento de um corpo de prova construído com bolsa de borracha acima citada.

A figura 1.25 mostra um aspecto da colocação das bolsas de borracha durante a construção do Modelo.

A figura 1.26 mostra a planta e uma seção vertical do maciço desenvolvida, pelo eixo da barragem. Nessa seção vertical, pode-se notar a posição das quatro juntas simuladas com as bolsas de borracha e onde aplicaram-se subpressões.

A figura 1.27 mostra uma vista geral do modelo quando já totalmente construído.

Essas figuras 1.24 a 1.27 foram retiradas de um trabalho de FUMAGALLI (1978).

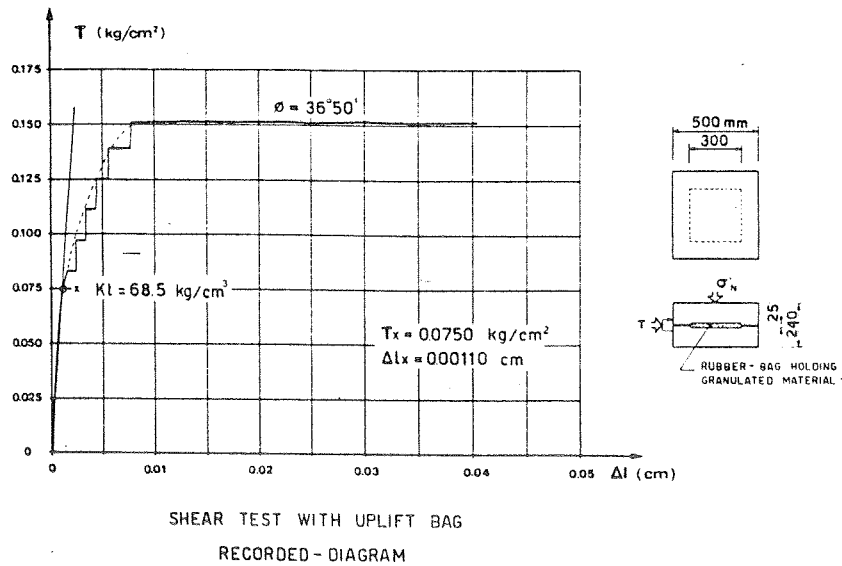


Figura 1.24: Ensaio de Corpo de Prova ao Cisalhamento
 Simulação de Juntas em Maciço Rochoso
 (FUMAGALLI, 1978)



Figura 1.25: Colocação de Bolsas de Borracha na Construção,
 Mostrando o Plano de uma das Juntas
 (FUMAGALLI, 1978)

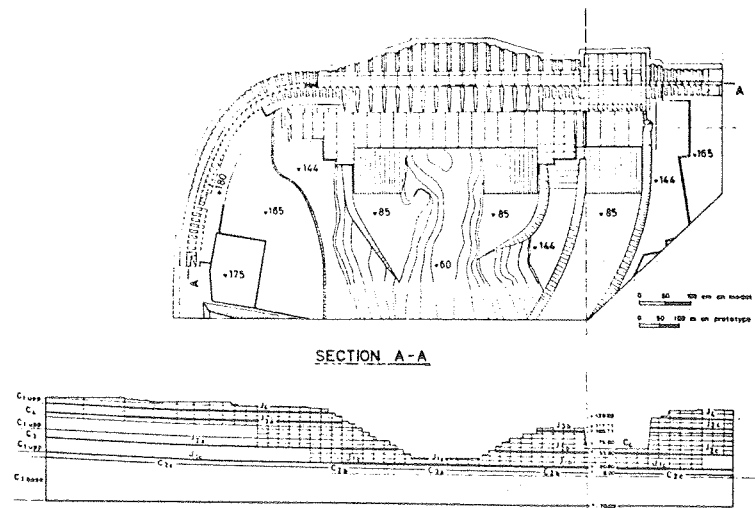


Figura 1.26: Planta e Seção Vertical pelo Eixo da Barragem (FUMAGALLI, 1978)

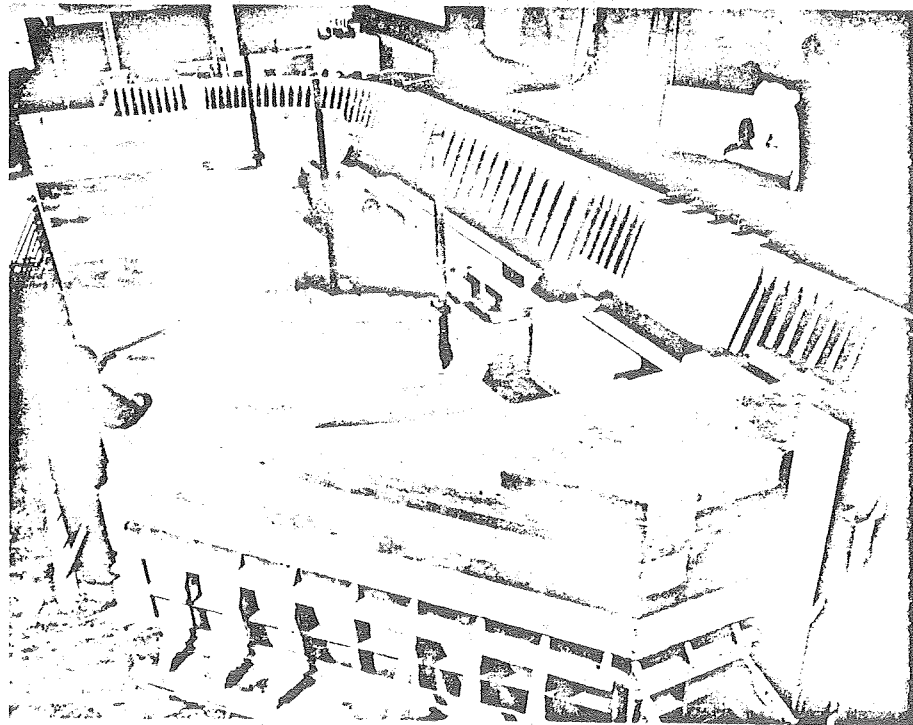


Figura 1.27: Vista Geral do Modelo Construído (FUMAGALLI, 1978)

2. UM EXEMPLO DE MODELOS FÍSICOS NO ENSINO - VIGAS DE CONCRETO ARMADO

2.1 Introdução

O estudo experimental de vigas de concreto armado utilizando-se modelos físicos tem grande interesse para aplicação no ensino da engenharia. Seu interesse seria muito pequeno como instrumento de pesquisa ou de apoio aos métodos de cálculo já consagrados internacionalmente. Somente em casos específicos é que poderia ser interessante sob esses pontos de vista.

Desta forma, trataremos dos modelos físicos de vigas de concreto armado tendo como principal objetivo a sua aplicação no ensino da engenharia.

O estudo com aplicação de modelos de vigas de concreto armado até a ruína poderia mostrar fisicamente o comportamento dessa estrutura nos campos elástico e plástico, seja através da medida da carga aplicada e dos deslocamentos e deformações, seja através da observação visual da fissuração e da medida da abertura e do espaçamento entre fissuras.

A utilização de modelos físicos reduzidos num estudo desse tipo prender-se-ia principalmente a uma questão de economia e rapidez na construção dos modelos e abriria a possibilidade de execução de um maior número de peças, o que contribuiria para que pudessem ser mostrados um número maior de casos, com conseqüente variação dos parâmetros envolvidos.

Para se mostrar que tal tipo de estudo é confiável, ou seja, que um determinado modelo físico representa adequadamente o correspondente protótipo, e como seria determinado o comportamento da estrutura nos campos elástico e plástico, é que recorreremos a alguns estudos realizados, dos quais selecionamos as partes relativas à semelhança protótipo-modelo, à confiabilidade, à obtenção das medidas, aos dispositivos de ensaio, etc..., enfim, aos aspectos fundamentais que devem nortear um trabalho desse gênero.

2.2 O Modelo e sua Semelhança com o Protótipo

O protótipo é uma viga de concreto armado. Pretendemos que o modelo reduzido à escala geométrica λ também seja uma viga de concreto armado. Assim, no

protótipo e no modelo estaremos utilizando, em princípio, os mesmos materiais.

Teremos, portanto (os termos afetados de plica referem-se ao modelo):

$$\lambda = L/L'$$

$$\zeta = E/E' = \sigma/\sigma' = \sigma_{uc}/\sigma'_{uc} = \varepsilon/\varepsilon' = \dots = 1$$

Isto é, se duas estruturas ao se deformarem permaneceram geometricamente semelhantes, seus estados de deformação são os mesmos em pontos homólogos; se os materiais em regiões homólogas têm as mesmas propriedades mecânicas, sendo iguais os estados de deformação, os estados de tensão também deverão ser iguais.

Será preciso respeitar as seguintes condições:

$$\rho/\rho' = \lambda^{-1}$$

onde ρ é a densidade real do material e ρ' é uma densidade fictícia, a ser obtida no modelo mediante artificios adequados, a menos que se possa desprezar o campo de tensões decorrente do peso próprio.

Devemos ter, também,

$$P/P' = \lambda^2$$

Consequentemente, teremos:

$$\delta = \lambda \cdot \delta' \quad (\text{para os deslocamentos})$$

$$a = \lambda \cdot a' \quad (\text{para a distância média entre fissuras})$$

$$W = \lambda \cdot W' \quad (\text{para a abertura das fissuras}).$$

Como estamos considerando vigas de concreto armado e admitindo que as propriedades mecânicas dos materiais são as mesmas no protótipo e no modelo e, portanto, não mudam com as variações de escala, o que foi dito acima implica em admitir que as variações da escala não influenciarão o comportamento e que a

semelhança geométrica será obedecida em todos os estados de deformação.

Desta forma, é necessário investigar até que ponto será possível manter constantes as propriedades mecânicas dos materiais (aço e concreto) quando são construídos modelos reduzidos e como as eventuais variações das propriedades mecânicas influenciariam o comportamento estrutural.

Quanto ao aço, suas propriedades mecânicas variam pouco com a variação das dimensões, dentro dos limites das bitolas comerciais usuais. O módulo de elasticidade pode ser considerado praticamente constante e podem obter-se diagramas tensão-deformação aproximadamente iguais, mediante adequada seleção das qualidades. No entanto, os arames de pequeno diâmetro devem ser evitados pois não é fácil a obtenção de propriedades mecânicas uniformes e semelhantes às dos aços usuais para concreto armado.

Quanto ao concreto, o problema já é mais complexo. As condições de semelhança para a construção de modelos de concreto armado exigiriam que as dimensões dos agregados fossem reduzidas na mesma proporção da escala geométrica λ . Isso é possível em geral para o agregado graúdo mas não tem sentido para os grãos de areia e o cimento. Desta forma, convém analisar a variação das propriedades mecânicas do concreto quando as dimensões do agregado graúdo variam, mantendo-se constantes o cimento e a areia. Essa análise poderá estender-se porque, com a redução das dimensões do agregado graúdo, o volume da água de amassamento e a compacidade do concreto serão afetados e, para a mesma trabalhabilidade, a resistência diminuirá. Para manter o valor da resistência, deverá ser modificada a relação água-cimento e, portanto, a trabalhabilidade. O módulo de elasticidade, que depende em grande parte da qualidade do agregado graúdo, será menos afetado.

Como estamos trabalhando com dois materiais, aço e concreto, seria necessário investigar as condições a serem obedecidas pela ligação entre os dois materiais ou seja, a aderência. Parece lógico admitir que o comportamento dessa ligação depende principalmente do estado da superfície do aço. Mantendo-se a qualidade da argamassa, em peças de diferentes escalas, tão constante quanto possível, parece lógico manter a rugosidade da superfície do aço sem redução em escala (suas dimensões são equivalentes às dos constituintes da argamassa). Quanto às nervuras das barras, é conveniente reduzi-las à escala já que suas dimensões se aproximam das do agregado graúdo e excedem de muito as irregularidades de superfície.

Tendo considerado genericamente o problema da semelhança entre modelo e protótipo, vamos, através dos exemplos fornecidos por dois estudos diferentes,

estabelecer a confiabilidade da representação de vigas de concreto armado por meio de modelos com redução em escala. Os dois estudos diferentes são "Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete" de FERRY BORGES e ARGALIMA (1961) e "Efecto de Escala en Modelos de Vigas de Concreto Armado" de PAPANONI e BAEZ (1966).

2.3 A Confiabilidade dos Modelos Físicos

A experimentação executada no LNEC-Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, por FERRY BORGES e ARGALIMA (1961) fornece resultados que permitirão atingir o objetivo presente de mostrar os limites da confiabilidade de um modelo reduzido de uma viga de concreto armado, que se pretende seja também uma viga de concreto armado.

Nessa experimentação pretendia-se, em essência, verificar até que redução de escala seria possível construir modelos de vigas de concreto armado sem que os resultados, principalmente a fissuração e os deslocamentos, além de, é claro, os momentos últimos, fossem prejudicados pela redução.

A figura 2.1 mostra o esquema geral das vigas ensaiadas, tanto longitudinal como transversalmente. Vale notar que a viga era relativamente alta e que possuía fraca armadura de pele e em apenas meio vão.

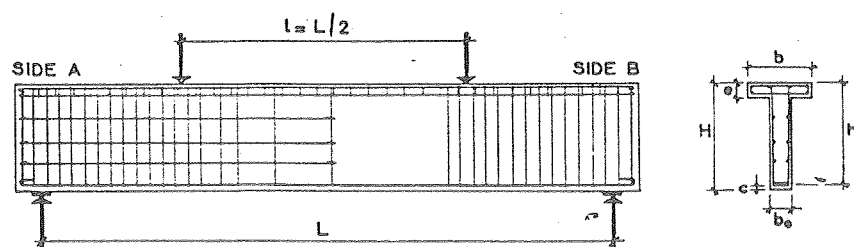


Figura 2.1: Esquema Geral
(FERRY BORGES e ARGALIMA, 1961)

As características geométricas das vigas e as propriedades mecânicas dos materiais utilizados são indicadas na tabela 2.1. As vigas foram construídas nas escalas $\lambda=1$; $\lambda=2,5$; $\lambda=4$. Os diâmetros das barras de aço empregadas na armadura não correspondem exatamente à redução em escala porque foram empregadas barras de diâmetros comerciais usuais. Também as resistências últimas dos diversos tipos de aço não são exatamente as mesmas. Esses dois fatores deverão, posteriormente, implicar numa correção dos momentos últimos das vigas ensaiadas.

Os ensaios foram realizados com a aplicação de ciclos sucessivos de carga e descarga, com incrementos de 25% da carga de serviço calculada de acordo com os métodos usuais. Em cada ensaio, foram feitas medidas de deslocamentos e deformações e foram pesquisadas as fissuras, com o controle do seu progresso com o aumento da carga bem como a medida das respectivas aberturas.

Na tabela 2.2 são apresentados os resultados obtidos para as diferentes vigas quanto à distância média entre fissuras e quanto à abertura das fissuras. São também apresentadas as diferenças percentuais relativas entre as vigas reduzidas em escala e a viga protótipo.

Vale notar que, reduzindo à escala quer a abertura das fissuras quer a distância média entre elas, observa-se uma semelhança muito aproximada. Isto pode ser considerado quase perfeito para as vigas à escala de 1:2,5 mas ainda para a escala 1:4 ela é satisfatória. Quanto à abertura, deve-se levar em conta a dificuldade e a imprecisão das medidas, o que pode causar erros significativos.

Quanto à distância média entre fissuras, observa-se que as maiores diferenças foram nas vigas 13 e 22. Para a viga 13, pode-se apontar uma possível causa: o diâmetro das barras não estava perfeitamente em escala, era maior. Quanto à 22, os dados disponíveis não permitem que se faça nenhuma hipótese.

Nas figuras 2.2 e 2.3 são mostrados os quadros de fissuração obtidos em vigas semelhantes. A semelhança da fissuração do ponto de vista global é notável, com uma forma ramificada característica, concentrando a fissuração, devida à fraca armadura de pele nas almas (ver figura 1.4 do capítulo 1).

VIGA		11	12	13	21	22	31	32	41	42
TIPO DE AÇO		comum torcido			TOR 40		TOR 60		alta tensão com nervuras	
ESCALA	λ	1	2,5	4	1	2,5	1	2,5	1	2,5
DIMENSÕES _cm_	b(f)	60	24	15	60	24	60	24	60	24
	b(v)	20	8	5	20	8	20	8	20	8
	h(f)	15	6	3,75	15	6	15	6	15	6
	h	100	40	25	100	40	100	40	100	40
	d	96,5	38,6	24,1	96,5	38,6	96,5	38,6	96,5	38,6
	c	2,5	1	0,6	2,5	1	2,5	1	2,5	1
	l	570	228	142,5	570	228	570	228	570	228
a	285	114	71,25	285	114	285	114	285	114	
BARRAS	Quant.	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	Diâm. (mm)	19,1	8	5,6	20	8	20	8	20	8
CONCRETO _kg/cm ² _	f(c)	290	260	290	290	260	270		270	
	f(t)	44	44	46	44	45	42		42	
AÇO _kg/mm ² _	tensão com $\epsilon=0,2\%$	47,6	45,8	47,5	43,6	48,8	63,6	65,2	44,4	47,2
	f(y)	53,2	55,1	56,7	52,9	57,6	77,4	83,4	70,3	78,6
	alongam.(%)	13,2	13,1	11,7	14,3	13,7	11,8	12	23,1	21,2
Obs: resistência à tração do concreto obtida de ensaio à flexão										

Tabela 2.1: Características Geométricas e Propriedades Mecânicas dos Materiais (FERRY BORGES e ARGÁ E LIMA, 1961)

VIGA	TIPO DE AÇO	ESCALA λ	DISTÂNCIA MÉDIA ENTRE FISSURAS					
			PLANO DA ARMADURA			MEIA ALTURA DA ALMA		
			MEDIDO	REDUZIDO À ESCALA		MEDIDO	REDUZIDO À ESCALA	
			<u>cm</u>	<u>cm</u>		<u>cm</u>	<u>cm</u>	
11	comum	1	10,3	10,3	100%	40	40	100%
12		2,5	4,2	10,5	102%	16	40	100%
13	torcido	4	3,7	14,8	144%	13	52	130%
21	TOR 40	1	7,6	7,6	100%	39	39	100%
22		2,5	4,6	11,5	151%	15	38	97%
31	TOR 60	1	8,4	8,4	100%	32	32	100%
32		2,5	3,9	9,8	117%	13	32	100%
41	alta tensão	1	10,5	10,5	100%	45	45	100%
42	com nervuras	2,5	4,7	11,8	112%	19	48	107%
VIGA	TIPO DE AÇO	ESCALA λ	ABERTURA MÁXIMA DAS FISSURAS PARA $\sigma_s = 3000 \text{ kg/cm}^2$					
			PLANO DA ARMADURA			MEIA ALTURA DA ALMA		
			MEDIDO	REDUZIDO À ESCALA		MEDIDO	REDUZIDO À ESCALA	
			<u>mm</u>	<u>mm</u>		<u>mm</u>	<u>mm</u>	
11	comum	1	0,2	0,2	100%	0,4	0,4	100%
12		2,5	0,1	0,25	125%	0,15	0,38	95%
13	torcido	4	0,1	0,4	200%	0,1	0,4	100%
21	TOR 40	1	0,2	0,2	100%	0,4	0,4	100%
22		2,5	0,1	0,25	125%	0,15	0,38	95%
31	TOR 60	1	0,2	0,2	100%	0,5	0,5	100%
32		2,5	0,12	0,3	150%	0,18	0,45	90%
41	alta tensão	1	0,3	0,3	100%	0,55	0,55	100%
42	com nervuras	2,5	0,1	0,25	83%	0,2	0,5	91%
i% relação entre o valor medido nas vigas "protótipo" e o valor medido nas vigas "modelo" reduzido à escala								

Tabela 2.2: Distância Média entre Fissuras e Abertura das Fissuras (FERRY BORGES e ARGÁ E LIMA, 1961)

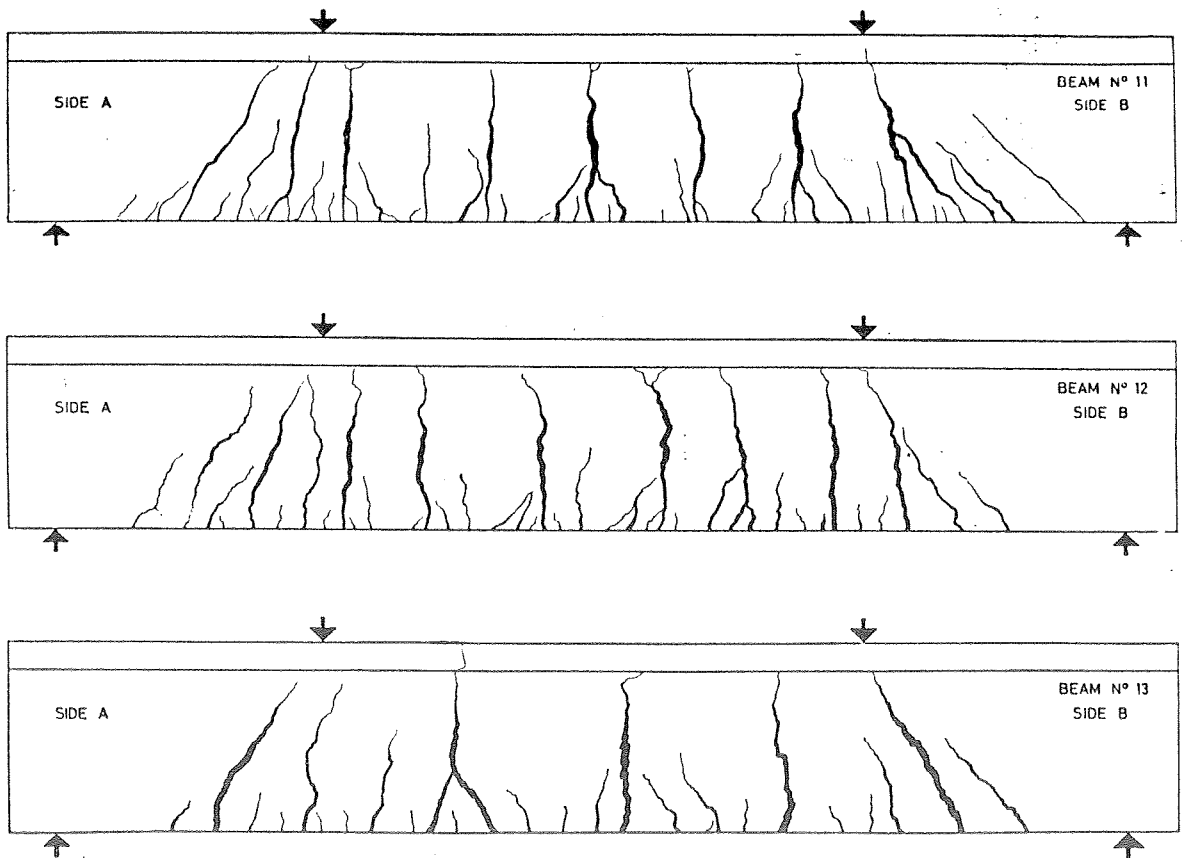


Figura 2.2: Quadros de Fissuração das Vigas 11, 12 e 13 às Escalas 1:1, 1:2,5 e 1:4 respectivamente (FERRY BORGES e ARGÁ E LIMA, 1961)

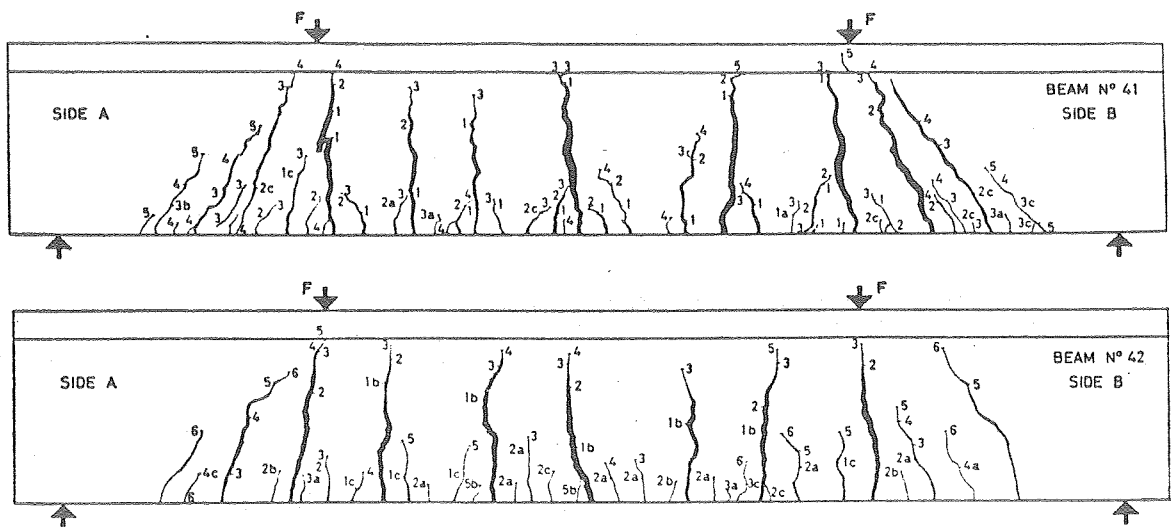


Figura 2.3: Quadros de Fissuração das Vigas 41 e 42 às Escalas 1:1 e 1:2,5 respectivamente (FERRY BORGES e ARGÁ E LIMA, 1961)

Como pode ser visto na figura 2.1, cada alma tinha armadura de pele somente em metade do vão. Para as vigas protótipo, essa armadura consistiu de barras de 6 mm de diâmetro cada 20 cm em cada face; essa armadura foi reduzida em escala para as outras vigas.

Os ensaios mostraram que o efeito de armadura de pele tão fraca é muito pequeno. Como observado pelos autores, somente nas vizinhanças da ruptura é que foi notada uma fissuração menos importante no lado que possuía a armadura de pele.

Como consequência da fraca armadura de pele ou de sua inexistência, a máxima abertura das fissuras à meia altura da alma chega a ser até 2,5 vezes maior do que a abertura no plano da armadura principal, enquanto que a distância média é aproximadamente quatro vezes maior do que a observada no plano da armadura principal.

Os diagramas deslocamentos-tensões no meio do vão, para os quatro grupos de vigas semelhantes, são apresentados na figura 2.4. Após a redução à escala, os deslocamentos são praticamente coincidentes, o que confirma a semelhança quanto aos deslocamentos. As pequenas diferenças observadas podem até ser explicadas pelas diferenças existentes entre os aços utilizados nas diversas vigas (diferentes tensões de ruptura ou diâmetros das barras não estarem perfeitamente em escala).

Na tabela 2.3 são apresentados os resultados relativos aos momentos fletores de ruína das diversas vigas semelhantes. Esses momentos são transformados, de acordo com as relações de semelhança, e são corrigidos, na penúltima coluna, reduzindo-os na proporção do quociente entre as áreas das barras e do quociente entre suas tensões de ruptura. Essa correção é essencial tendo em vista que os diâmetros das barras não estão perfeitamente em escala e/ou as tensões de ruptura dos aços não são exatamente as mesmas.

Como pode ser observado, as razões entre momentos últimos das vigas protótipo e os das reduzidas à escala são muito pequenas, o que era esperado já que as teorias de cálculo à ruptura obedecem as leis de semelhança.

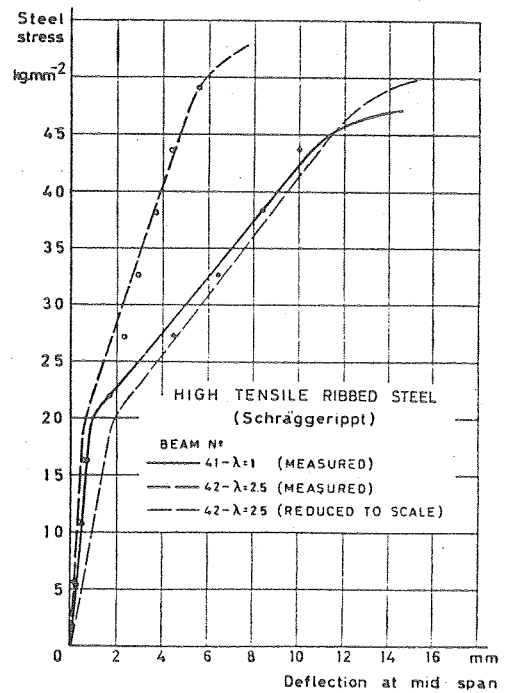
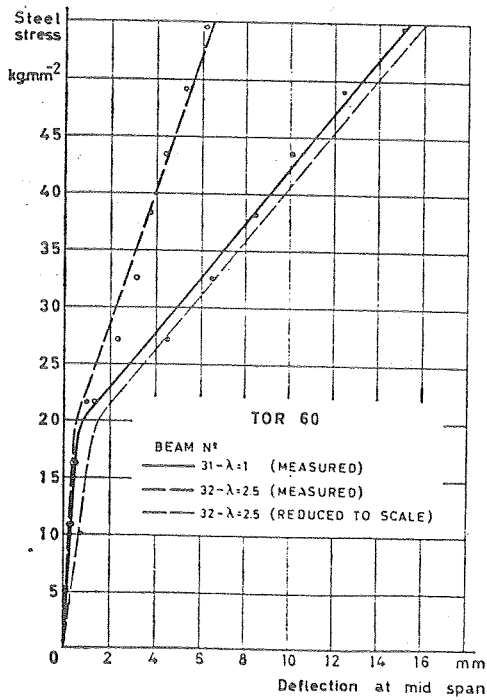
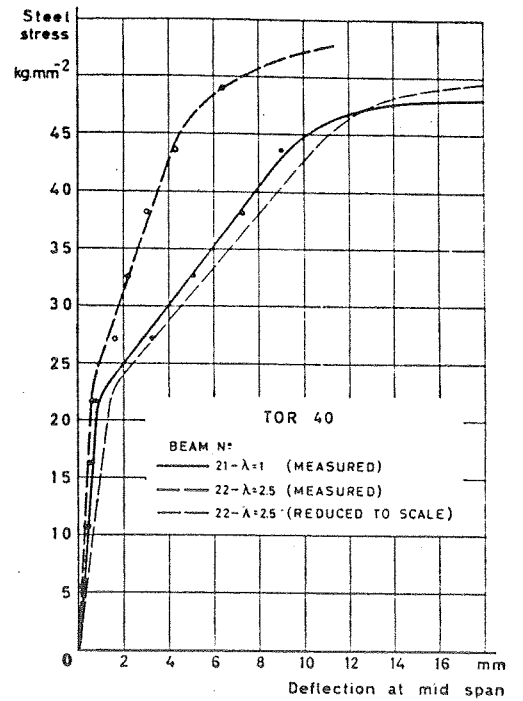
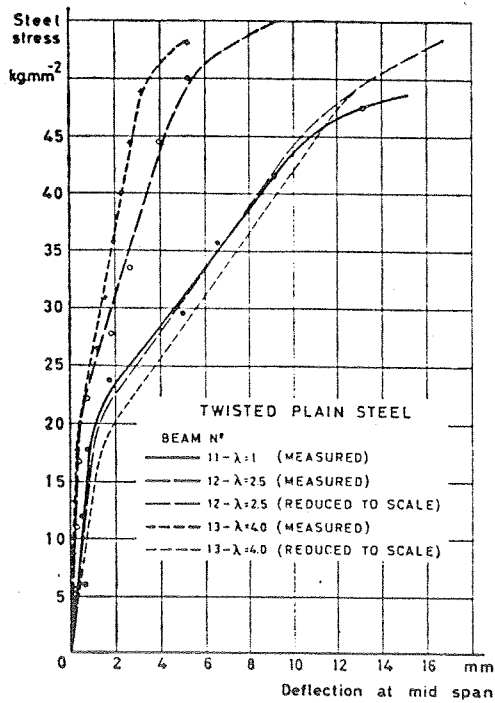


Figura 2.4: Deslocamentos-Tensões
(FERRY BORGES e ARGALIMA, 1961)

VIGA		11	12	13	21	22	31	32	41	42
TIPO DE AÇO		comum torcido			TOR 40		TOR 60		alta tensão com nervuras	
ESCALA	λ	1	2,5	4	1	2,5	1	2,5	1	2,5
ALTURA TOTAL h (cm)		100	40	25	100	40	100	40	100	40
ALTURA ÚTIL d (cm)		96,5	38,6	24,1	96,5	38,6	96,5	38,6	96,5	38,6
MOMENTO ÚLTIMO _kg.m_	MEDIDO	41.700	3.290	990	45.000	3.100	39.900	3.100	62.600	4.600
	À ESCALA	41.700	51.400	63.400	45.000	48.400	39.900	48.400	62.600	71.900
	CORRIGIDO	41.700	45.300	43.200	45.000	44.400	39.900	44.900	62.600	64.300
	RAZÕES	100%	109%	104%	100%	99%	100%	113%	100%	103%

Tabela 2.3: Momentos Fletores de Ruína
(FERRY BORGES e ARGALIMA, 1961)

Outro trabalho que fornece informações de interesse para o estabelecimento dos limites da confiabilidade de um modelo reduzido de uma viga de concreto armado foi executado no IMME - Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (da Facultad de Ingeniería da Universidad Central de Venezuela, Caracas), descrito e apresentado por PAPANONI e BAEZ (1966).

Nessa experimentação também se pretendia verificar até que redução de escala seria possível construir modelos de vigas de concreto armado sem que os resultados fossem prejudicados pela redução.

Foram construídas e ensaiadas 86 vigas, sendo 14 séries de 6 vigas iguais e uma série de 2 vigas, utilizando-se três materiais diferentes (concreto, micro-concreto e argamassa), em cinco escalas geométricas nominais (1:1, 1:3, 1:6, 1:12 e 1:24). O carregamento foi nos terços do vão. As maiores vigas (escala $\lambda=1$) possuíam comprimento total de 3,60 metros. Foram utilizadas três porcentagens nominais de armadura (1%, 4% e 8%).

A tabela 2.4 mostra os resultados obtidos quanto aos momentos de ruptura observados. Os resultados já são a média dos obtidos em cada série de seis vigas iguais.

Como pode ser observado, as diferenças acentuam-se grandemente a partir de reduções à escala $\lambda=6$. No entanto, o fato de ter sido utilizado como material uma argamassa (diâmetro máximo do agregado igual a 0,84 mm) pode ter contribuído para prejudicar os resultados, acentuando o efeito de escala. Mesmo assim, os resultados, quanto aos momentos de ruptura, podem ser considerados bastante satisfatórios até a escala $\lambda=6$. Observa-se também que as vigas mais armadas apresentaram resultados melhores do que as menos armadas.

A tabela 2.5 nos dá as relações entre os momentos de ruptura medidos e os momentos calculados, para as vigas das 10 séries que utilizaram a argamassa como material de construção.

SÉRIE	ESCALA NOMINAL	ESCALA REAL	MATERIAL	ρ	MOMENTO ÚLTIMO kg.cm		
					MEDIDO	A ESCALA	RAZÕES
C1 a C6	1	1,00	C	3,840	474.200	474.200	100%
A1 a A6	3	2,62	B	3,970	25.480	458.130	97%
C7 a C12	1	1,00	C	0,983	169.816	169.816	100%
A7 a A12	3	3,03	B	0,963	6.040	168.033	99%
M1-1 a M6-1	1	1,00	A	3,890	444.000	444.000	100%
M1-3 a M6-3	3	2,62	A	4,000	25.017	449.806	101%
M1-6 a M6-6	6	5,94	A	3,870	2.428	508.860	115%
M1-12 a M6-12	12	11,88	A	3,750	323	541.065	122%
M1-24 a M6-24	24	20,08	A	3,430	76	615.487	139%
M7-1 a M12-1	1	1,00	A	0,983	152.180	152.180	100%
M7-3 a M12-3	3	3,03	A	0,962	5.991	166.670	110%
M7-6 a M12-6	6	6,05	A	0,988	808	178.932	118%
M7-12 a M12-12	12	10,22	A	0,897	208	221.925	146%
M7-24 a M12-24	24	17,18	A	0,878	47	236.042	155%
C13 e C14	1	1,00	C	8,060	534.000	534.000	100%

Material : C=concreto; B=micro-concreto; A=argamassa

Tabela 2.4: Momentos de Ruptura Medidos
(PAPARONI e BAEZ, 1966)

SÉRIE	ESCALA NOMINAL	ESCALA REAL	MOMENTO CALCULADO _kg.cm_	MOMENTO MEDIDO _kg.cm_	RELAÇÃO Med./Calc.
M1-1 a M6-1 M7-1 a M12-1	1 1	1 1	454.333 154.000	444.000 152.180	0,977 0,988
M1-3 a M6-3 M7-3 a M12-3	3 3	2,62 3,03	24.166 5.850	25.017 5.991	1,035 1,024
M1-6 a M6-6 M7-6 a M12-6	6 6	5,94 6,05	2.208 679	2.428 808	1,1 1,19
M1-12 a M6-12 M7-12 a M12-12	12 12	11,88 10,22	278 162	323 208	1,162 1,284
M1-24 a M6-24 M7-24 a M12-24	24 24	20,08 17,18	60 36	76 47	1,267 1,306

Tabela 2.5: Relação entre Momentos de Ruptura Medidos e Calculados (PAPARONI e BAEZ, 1966)

Pode-se observar que a partir da redução à escala $\lambda=6$ os afastamentos entre os valores medidos e calculados acentuam-se. No entanto, até a escala $\lambda=6$ os resultados podem ser considerados satisfatórios, principalmente para as vigas mais armadas.

Na figura 2.5 são mostrados os gráficos carga versus deslocamento para as vigas das diversas séries e em diversas escalas. Essas curvas já são a média dos resultados obtidos em cada série de seis vigas iguais.

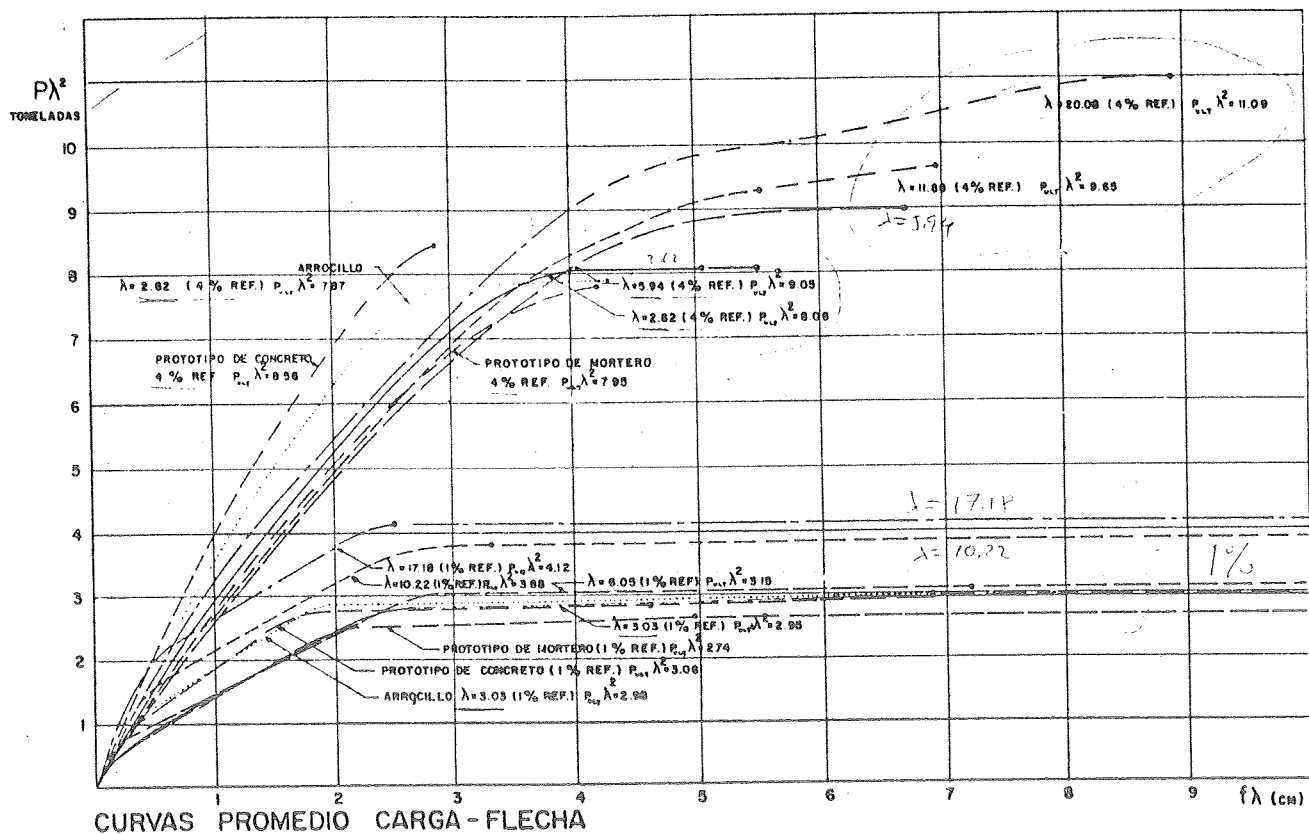


Figura 2.5: Carga-Deslocamento
(PAPARONI e BAEZ, 1966)

Novamente aqui, pode ser observado que, nas vigas menos armadas, a semelhança é mantida até a escala $\lambda=6$. Para as vigas mais armadas, a semelhança é mantida razoavelmente em todas as escalas, até as proximidades da ruína.

No entanto, a observação dos resultados individuais obtidos do ensaio de cada viga dentro da sua série também poderá fornecer informações de interesse. As figuras 2.6 a 2.12 seguintes mostram os resultados de cada viga, individualmente em sua série, para sete das quinze séries de vigas ensaiadas.

Nas figuras 2.6 e 2.7 temos os resultados das duas séries de vigas exatamente semelhantes (protótipo, em concreto, e modelo à escala $\lambda=2,62$, em micro-concreto). Notam-se os excelentes resultados obtidos. As pequenas discrepâncias surgem somente após ter sido esgotada a capacidade resistente das vigas.

Nas figuras 2.8 a 2.12 temos os resultados das cinco séries de vigas que foram construídas com argamassa e com porcentagem de armadura igual a 4%. Essas cinco séries simularam vigas às escalas 1:1; 1:2,62; 1:5,94; 1:11,88; e 1:20,08.

Comparando o resultado das figuras 2.6 e 2.8, ambas mostrando resultados de protótipo ($\lambda=1$), pode ser observado que as vigas construídas com argamassa apresentaram maior dispersão de resultados. A mesma observação vale na comparação das figuras 2.7 e 2.9.

Vale notar que, ainda para a escala $\lambda=6$ (figura 2.10) a dispersão dos resultados é aceitável. No entanto, para as outras escalas, $\lambda=12$ e $\lambda=20$, a dispersão dos resultados é muito grande, o que significa que, à essas escalas, não se poderia construir e ensaiar um único modelo e pretender utilizar o resultado obtido como representativo da situação simulada. Aliás, em princípio, haveria necessidade de uma repetição muito grande, de tal forma que permitisse um tratamento estatístico. Os resultados, como pode ser observado nas figuras 2.11 e 2.12, apresentam uma dispersão de aproximadamente 50% em torno da média ainda com cargas da ordem de 70% do valor final.

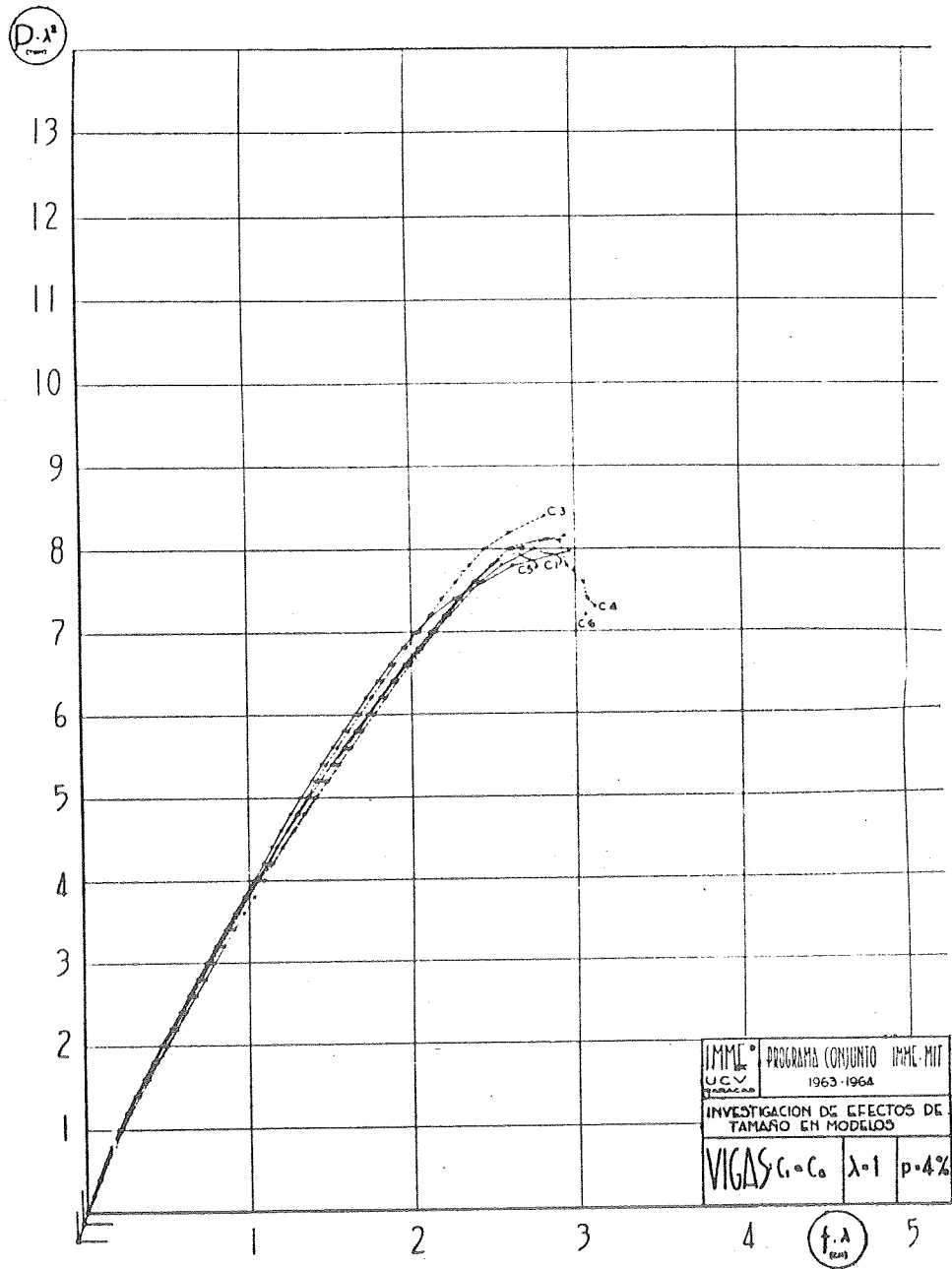


Figura 2.6: Gráficos Carga-Deslocamento
 Série C1 a C6 - Concreto - $\lambda=1$
 (PAPARONI e BAEZ, 1966)

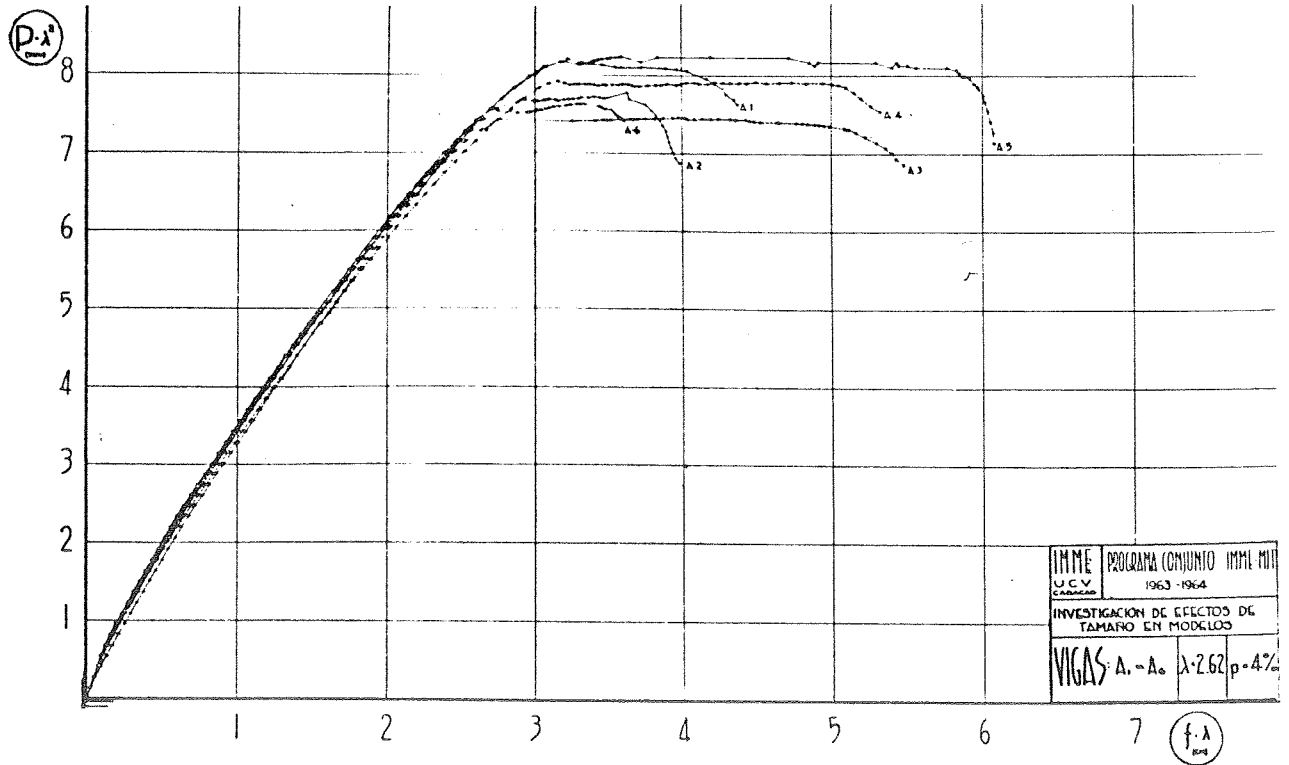


Figura 2.7: Gráficos Carga-Deslocamento
 Série A1 a A6 - Micro-Concreto - $\lambda=2,62$
 (PAPARONI e BAEZ,1966)

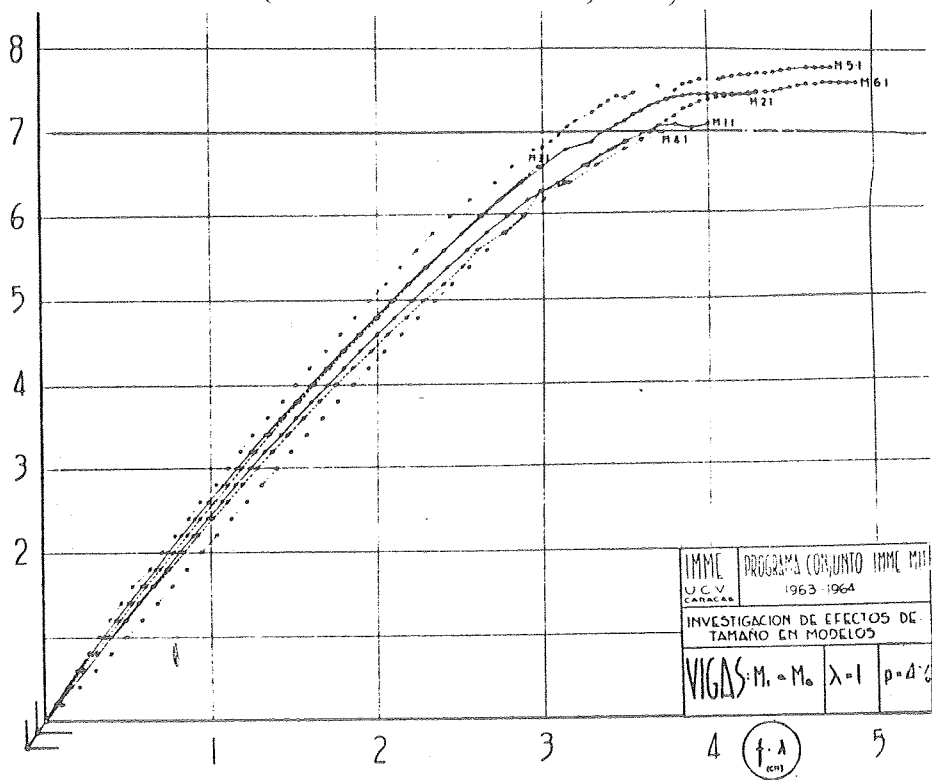


Figura 2.8: Gráficos Carga-Deslocamento
 Série M1-1 a M6-1 - Argamassa - $\lambda=1$
 (PAPARONI e BAEZ,1966)

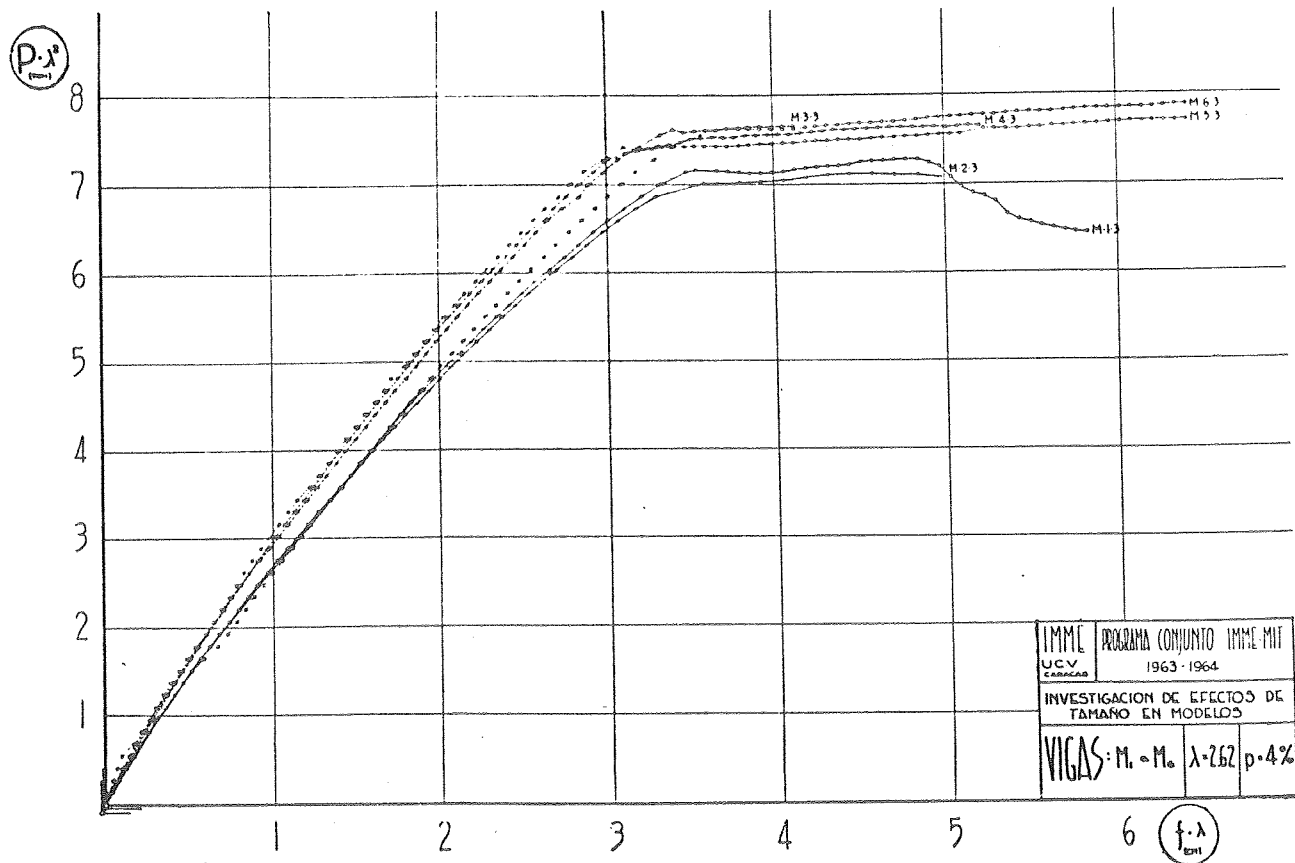


Figura 2.9: Gráficos Carga-Deslocamento
 Série M1-3 a M6-3 - Argamassa - $\lambda=2,62$
 (PAPARONI e BAEZ, 1966)

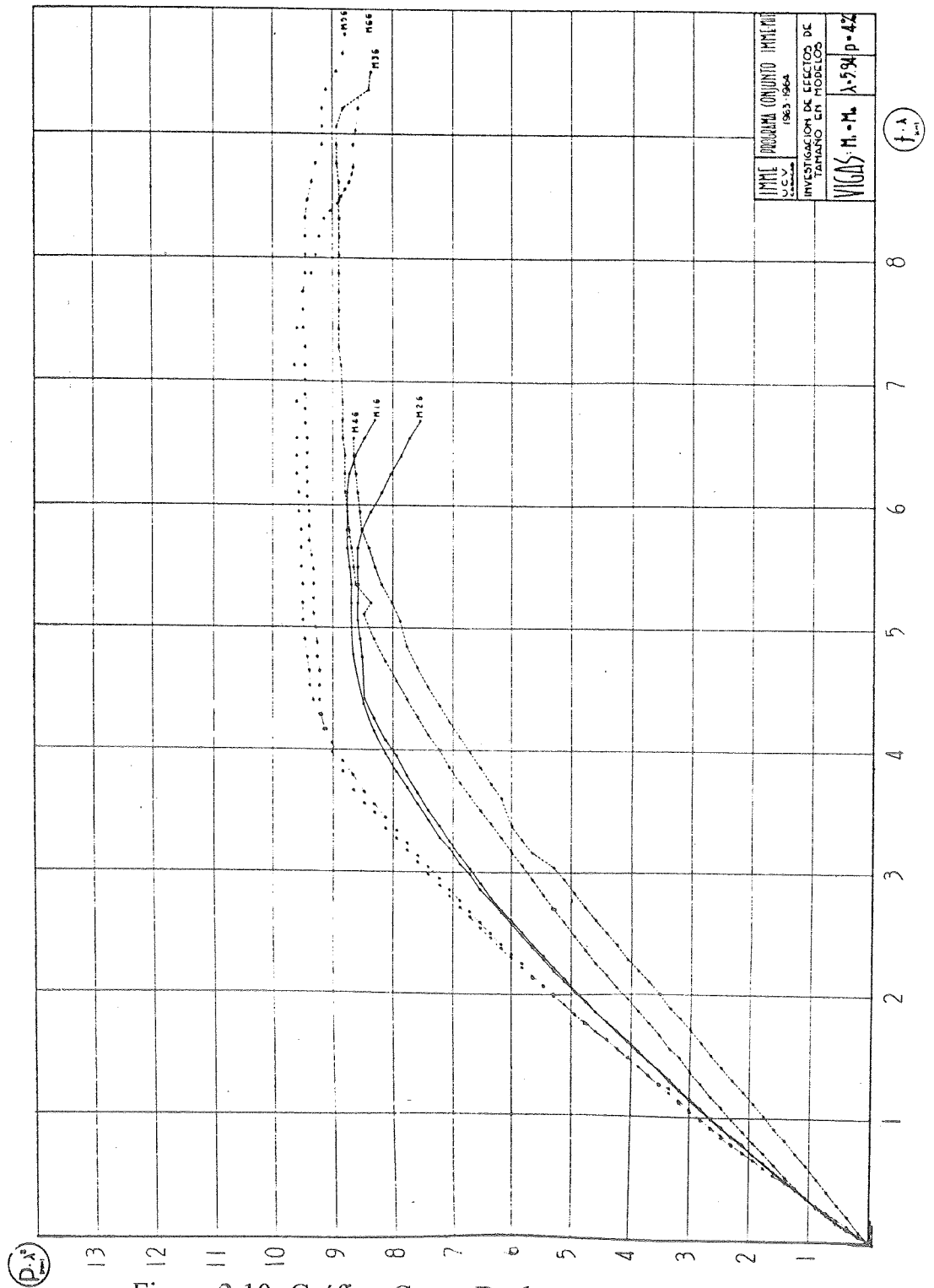


Figura 2.10: Gráfico Carga-Deslocamento
 Série M1-6 a M6-6 - Argamassa - $\lambda=5,94$
 (PAPARONI e BAEZ, 1966)

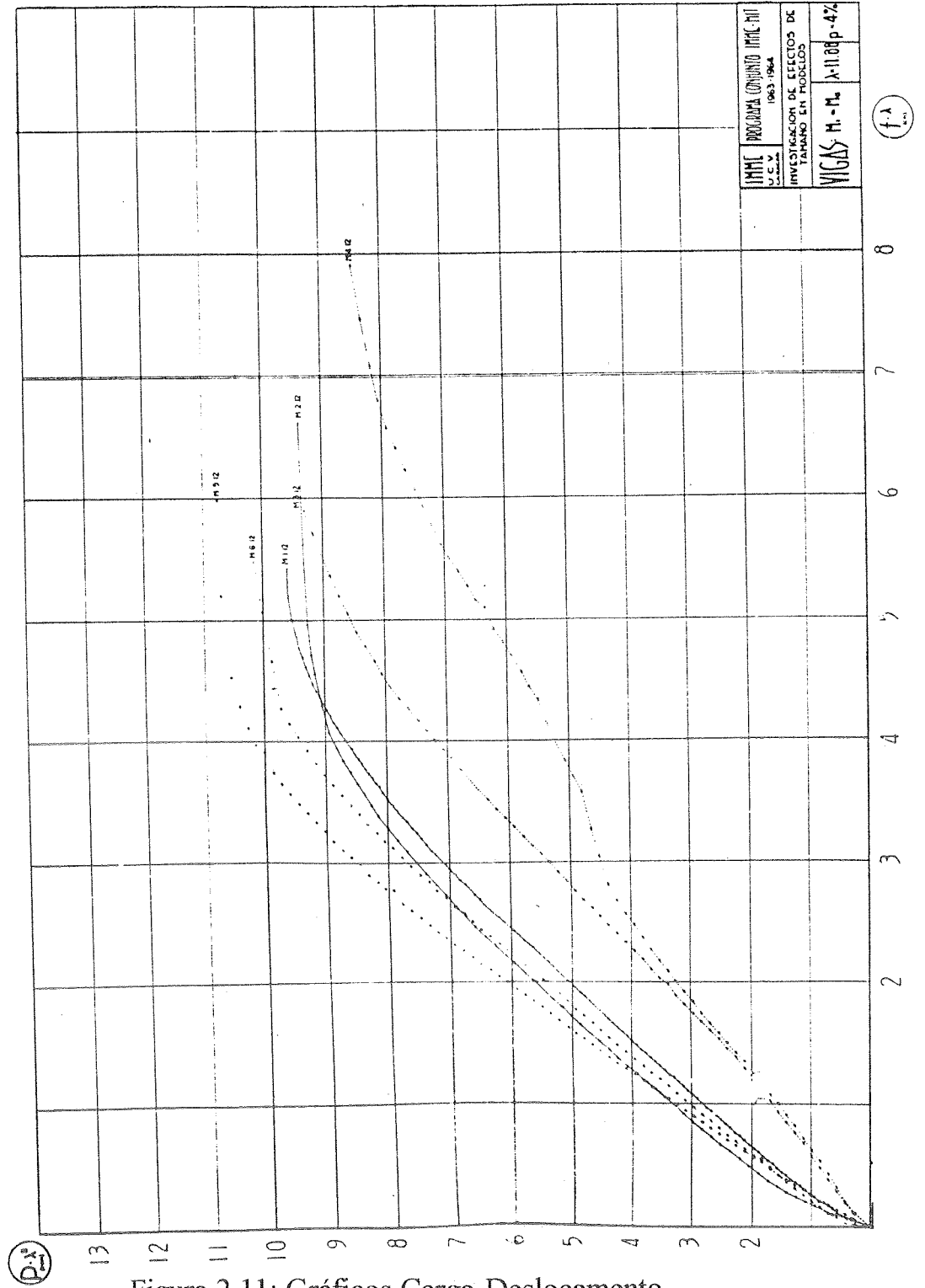


Figura 2.11: Gráficos Carga-Deslocamento

Série M1-12 a M6-12 - Argamassa - $\lambda=11,88$
 (PAPARONI e BAEZ, 1966)

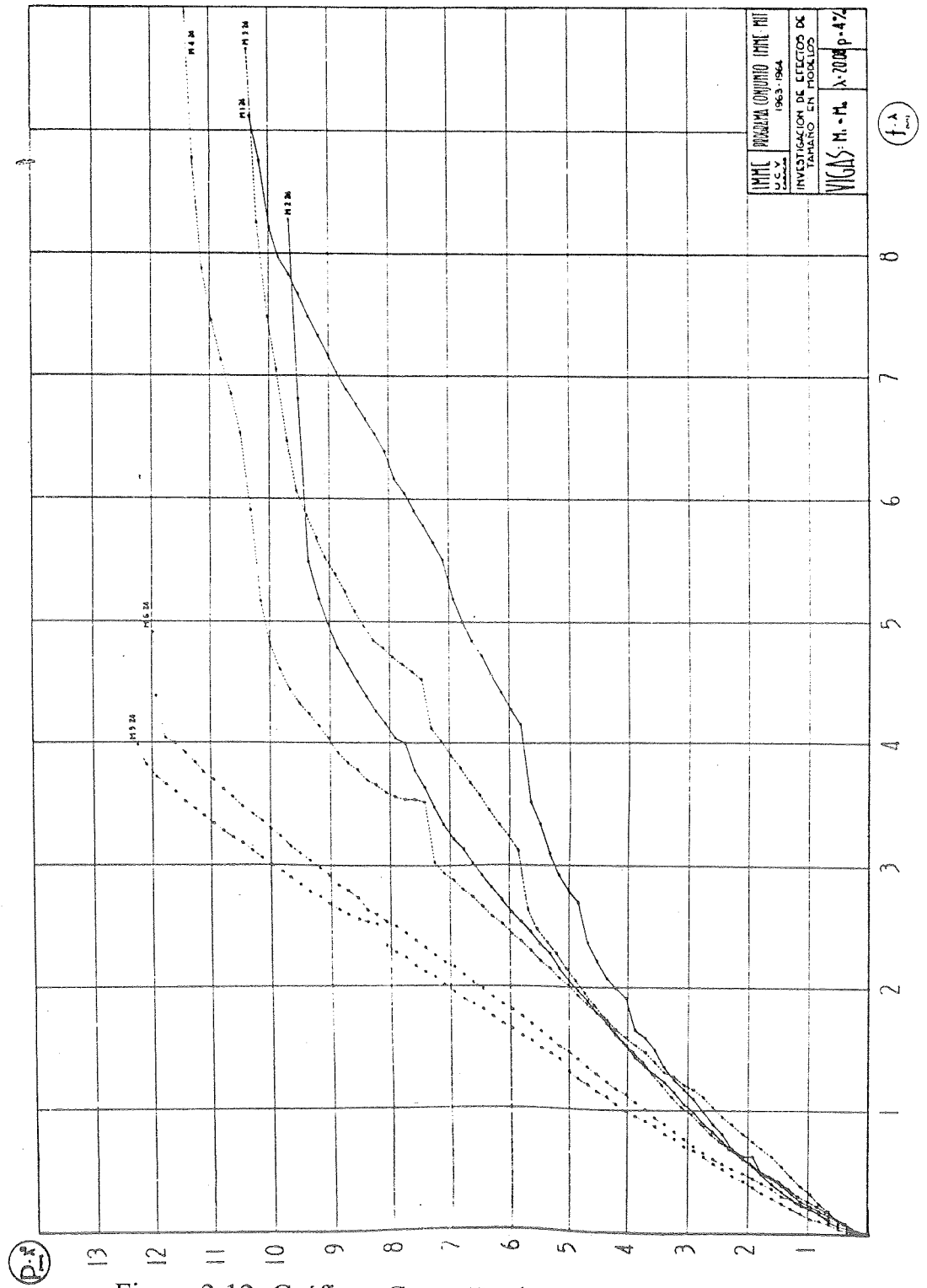


Figura 2.12: Gráficos Carga-Deslocamento

Série M1-24 a M6-24 - Argamassa - $\lambda=20,08$
(PAPARONI e BAEZ, 1966)

Finalmente, o último item de interesse a ser analisado: a fissuração. Infelizmente, por problema de reprodução, não serão apresentados os quadros de fissuração das vigas em referência.

No entanto, pode-se dizer que entre as séries C1 a C6 e A1 a A6 e entre as séries C7 a C12 e A7 a A12 (nas escalas de 1:1 e 1:2,62 e 3,03 respectivamente) os quadros de fissuração são satisfatoriamente semelhantes. O mesmo pode ser dito após a comparação dos resultados das séries construídas com argamassa nas escalas 1:1, 1:2,62 e 1:3,03, tanto para a porcentagem de armadura igual a 4% como para 1%. Já para as escalas 1:6 e maiores, a semelhança não é satisfatória. Parece que, quanto a fissuração, o limite de redução deve situar-se entre a escala de 1:3 e 1:6, resultado esse coerente com os estudos atrás citados, de Ferry Borges e Arga e Lima, que parecem indicar limite de aproximadamente 1:4.

2.4 Um Exemplo de Metodologia de Ensaio

Neste item, através de outro exemplo disponível, serão descritos em linhas gerais a instrumentação, os ensaios, a apresentação e análise dos resultados.

A experimentação que servirá de base para o desenvolvimento acima foi executada no LE-EESC pelo eng^o. T. Takeya e pelo autor, dentro de um plano de pesquisa de responsabilidade do Orientador, Prof. Dante A. O. Martinelli.

Essa experimentação tinha como principal objetivo determinar o momento último nas duas direções da armadura principal de flexão de uma laje, que estava sendo objeto de outros ensaios no LE-EESC. Para isso, construíram-se vigas com as duas armaduras típicas da laje, à escala de 1:1e com a mínima largura adequada para os ensaios. Primordialmente para controle da boa qualidade das vigas e dos seus ensaios, foram instalados diversos aparelhos de medida na armadura e no concreto e mediram-se deslocamentos transversais em todas as vigas.

Foram construídas 16 vigas, todas com as seguintes características principais: vão de 135 centímetros, comprimento total de 155 centímetros, altura total de 10 centímetros, com armadura dupla, simplesmente apoiadas, com carregamento nos terços.

As 16 vigas se subdividiram em quatro grupos de quatro vigas iguais cada, a saber:

- a) quatro vigas A' com largura de 11,4 cm, com duas barras inferiores e duas barras superiores, todas de diâmetro 3/8" - CA-50A, espaçadas de 5,7 cm, com altura útil de 9,0 cm;
- b) quatro vigas A'' análogas às A', diferenciando-se por terem largura de 9,0 cm, espaçamento de 4,5 cm entre as barras, altura útil de 8,0 cm;
- c) quatro vigas B' como as A', com a única diferença de se ter substituído a armadura superior por duas barras de diâmetro 3/16" - CA-24;
- d) quatro vigas B'' como as A'', com a mesma alteração das B' em relação às A'.

As vigas foram concretadas aos pares, diariamente, e ensaiadas aos 35 dias de idade.

Foram instalados dois extensômetros elétricos na armadura (em uma barra superior e em outra inferior) e mediram-se deslocamentos transversais de todas as vigas. Além disso, em duas vigas de cada grupo foram dispostos extensômetros elétricos de resistência nas faces laterais, no meio do vão (cinco numa face, igualmente espaçados entre as bordas superior e inferior, e três na outra face, correspondendo aos de ordem ímpar da primeira).

As figuras 2.13, 2.14 e 2.15 seguintes resumem as características das vigas ensaiadas.

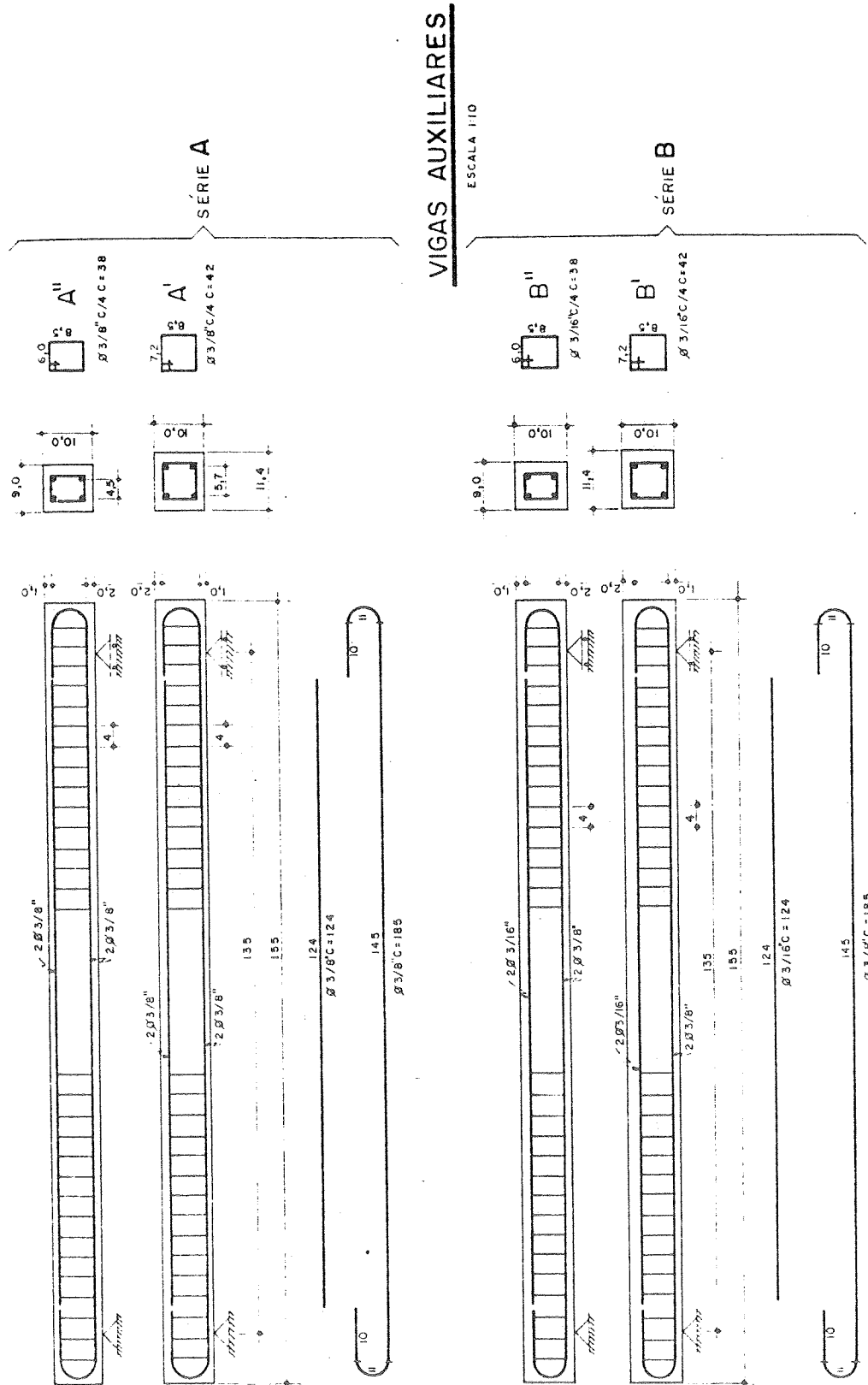


Figura 2.13: Características das Vigas Ensaaiadas-Formas e Armaduras (MARTINELLI,1974)

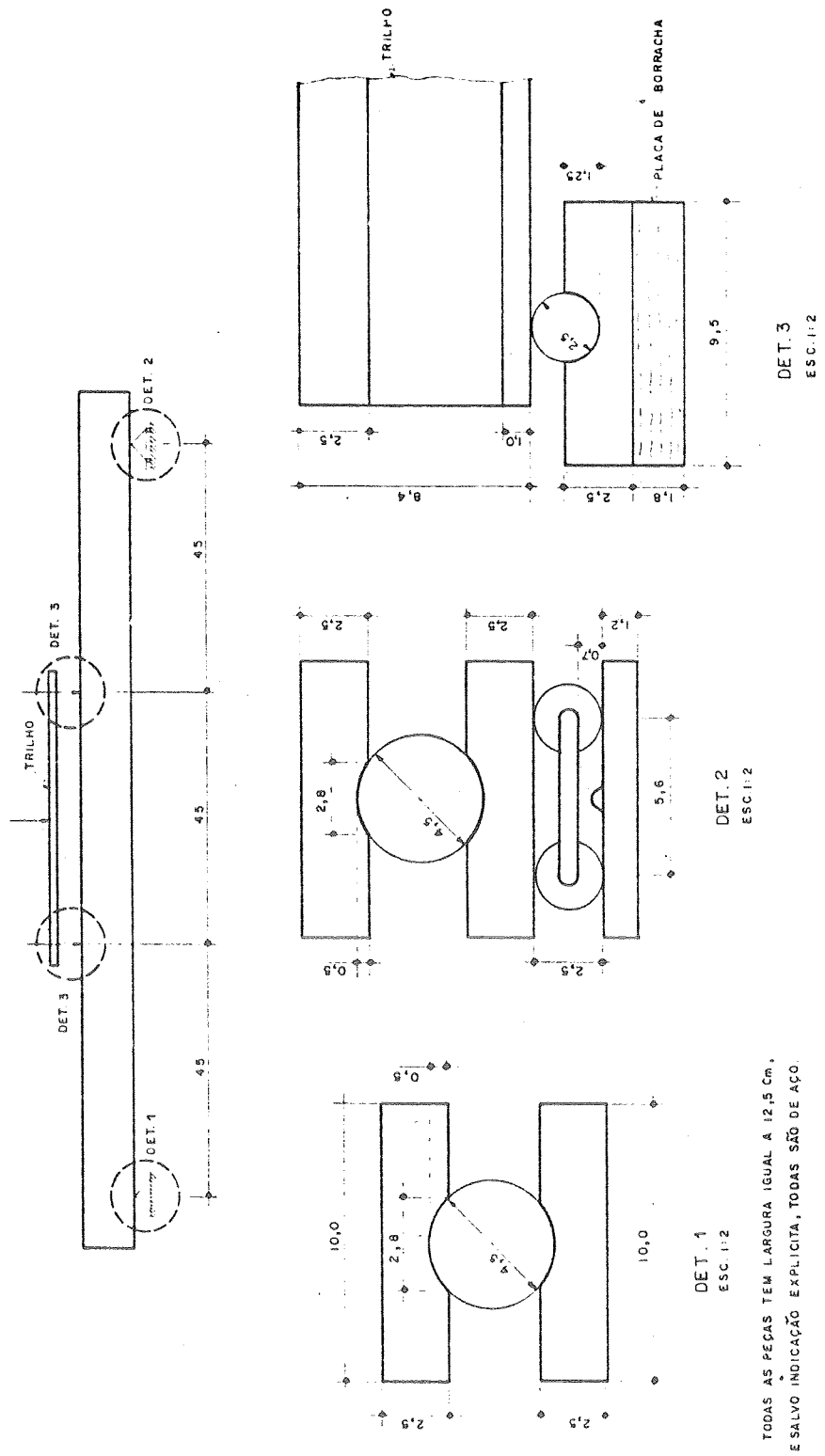


Figura 2.14: Características das Vigas Ensaçadas-Dispositivos de Apoio (MARTINELLI,1974)

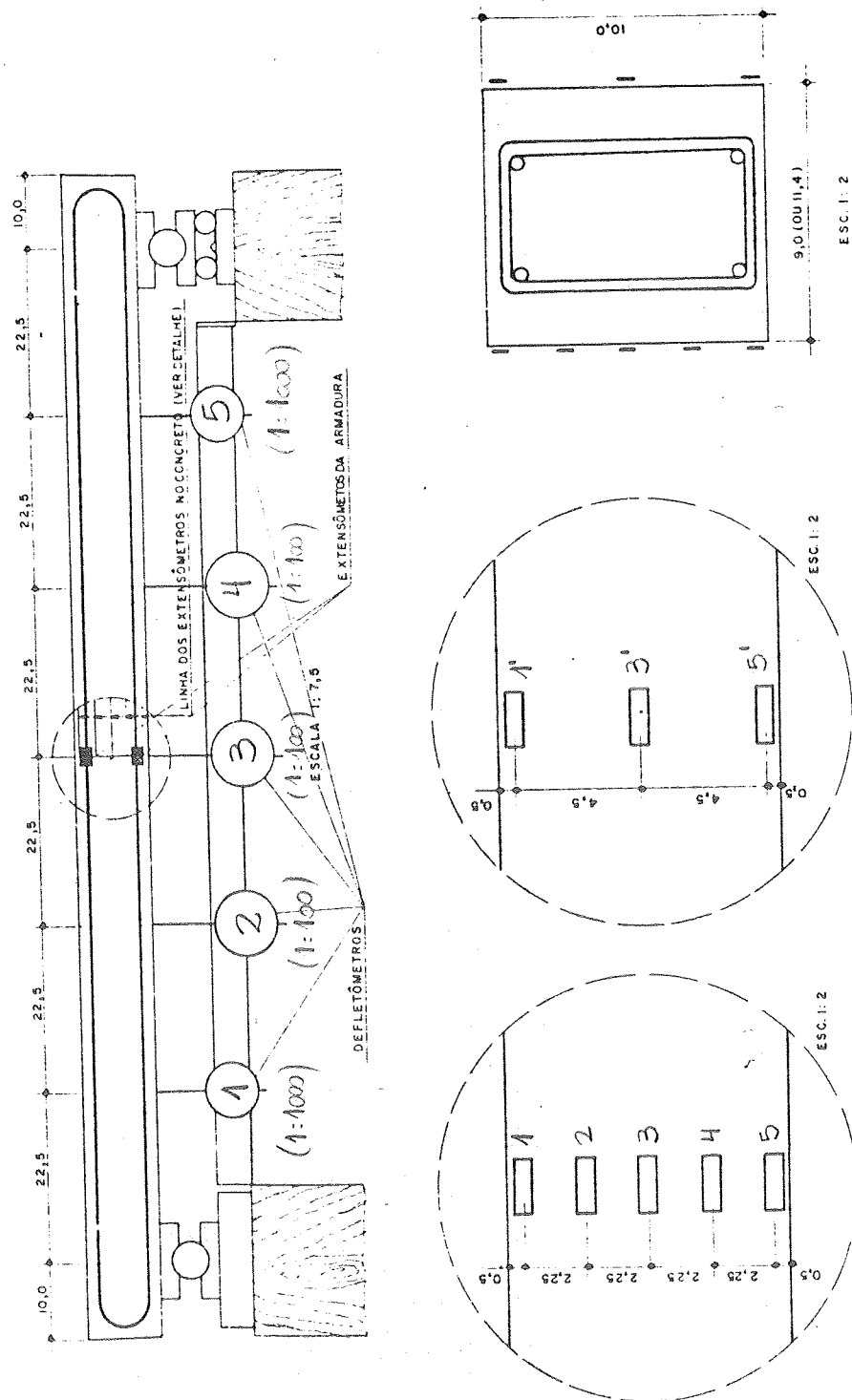


Figura 2.15: Características das Vigas Ensaaiadas-Eschema de Carregamento e Instrumentação (MARTINELLI,1974)

Os ensaios foram realizados incrementando-se as cargas de aproximadamente 1/20 do valor último esperado a cada 15 minutos, tempo suficiente para acomodação da estrutura após a aplicação de cada parcela de carga, para a realização de todas as medidas, para a observação geral e para a pesquisa e marcação da fissuração correspondente.

A tabela 2.6 seguinte mostra os principais resultados obtidos nos ensaios das vigas em referência, principalmente quanto aos momentos de ruptura observados. Pode-se notar os excelentes resultados obtidos, com pequena dispersão em torno da média (menor do que 4%).

As figuras 2.16 a 2.19 mostram os quadros de fissuração das 16 vigas ensaiadas. Esses quadros de fissuração também atestam a boa qualidade dos ensaios realizados.

VIGA	MODELO	IDADE j	b	h	d	d'	A _s	A' _s	f _{ct1}	f _{ct1}	Q _{u,obs}	M _{u,obs}	y _{max}
			UNIDADES: daN, cm; M _{u,obs} referido à largura unitária.										
A'	4/01	35	11,4	10,0	9,0	1,5	2ø3/8"	2ø3/8"	310	30	3.172	6.261	2,5
	03								404	30	3.167	6.251	2,9
	05								436	33	3.195	6.306	2,3
	07								417	26	3.029	5.978	-
	MÉDIAS:								392	30	3.141	6.199	2,6
A"	4/02	35	9,0	10,0	8,0	0,5	2ø3/8"	2ø3/8"	310*	30*	2.842	7.105	2,4
	04								404*	30*	2.876	7.190	2,9
	06								436*	33*	2.818	7.045	-
	08								417*	26*	2.902	7.255	-
	MÉDIAS:								392*	30*	2.860	7.148	2,7
B'	4/09	35	11,4	10,0	9,0	1,5	2ø3/8"	2ø3/16"	465	37	3.164	6.245	3,9
	11								415	34	3.032	5.984	3,5
	13								444	36	3.128	6.174	3,2
	15								416	31	3.076	6.071	3,6
	MÉDIAS:								435	35	3.100	6.118	3,5
B"	4/10	35	9,0	10,0	8,0	0,5	2ø3/8"	2ø3/16"	465*	37*	2.733	6.833	3,7
	12								415*	34*	2.798	6.995	3,4
	14								444*	36*	2.844	7.110	2,9
	16								416*	31*	2.909	7.273	3,4
	MÉDIAS:								435*	35*	2.821	7.053	3,4

(*) O concreto das vigas A' e A" é o mesmo; idem para B' e B".

Tabela 2.6: Principais Resultados - Momentos de Ruptura (MARTINELLI, 1974)

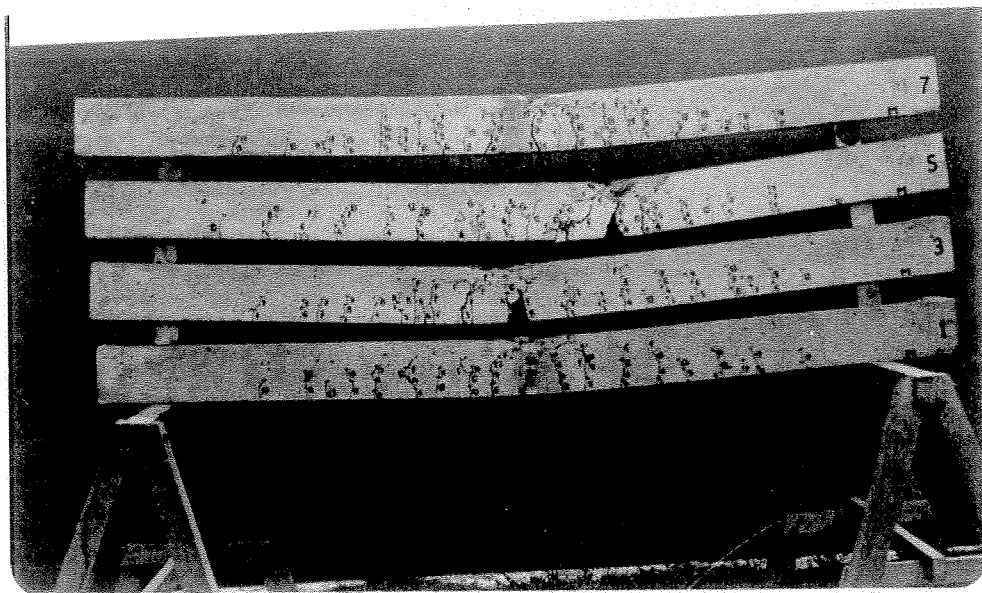
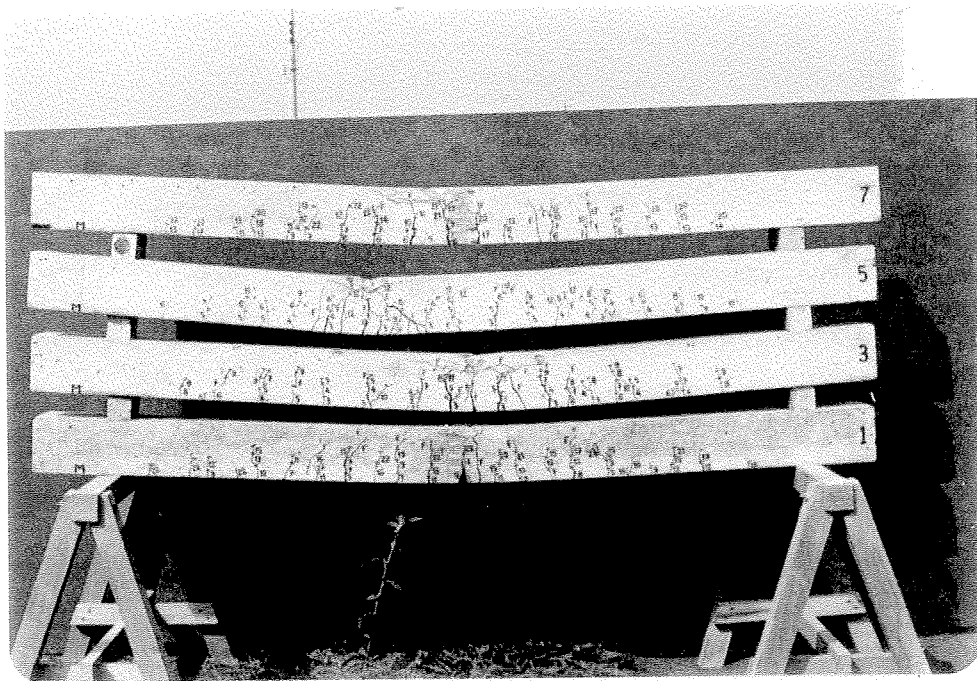


Figura 2.16: Fissuração - Vigas A'
(MARTINELLI, 1974)

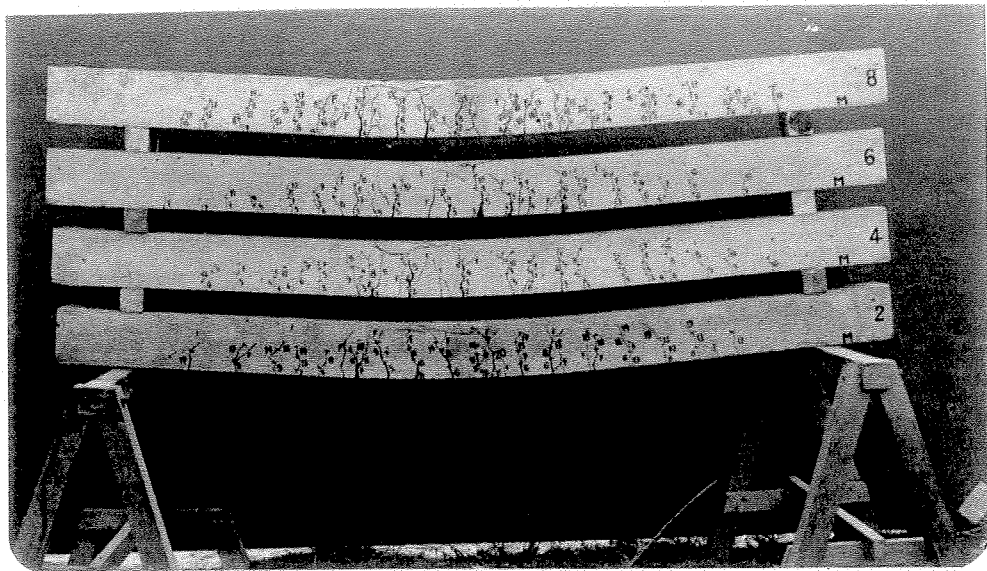


Figura 2.17: Fissuração - Vigas A"
(MARTINELLI, 1974)



Figura 2.18: Fissuração - Vigas B'
(MARTINELLI, 1974)

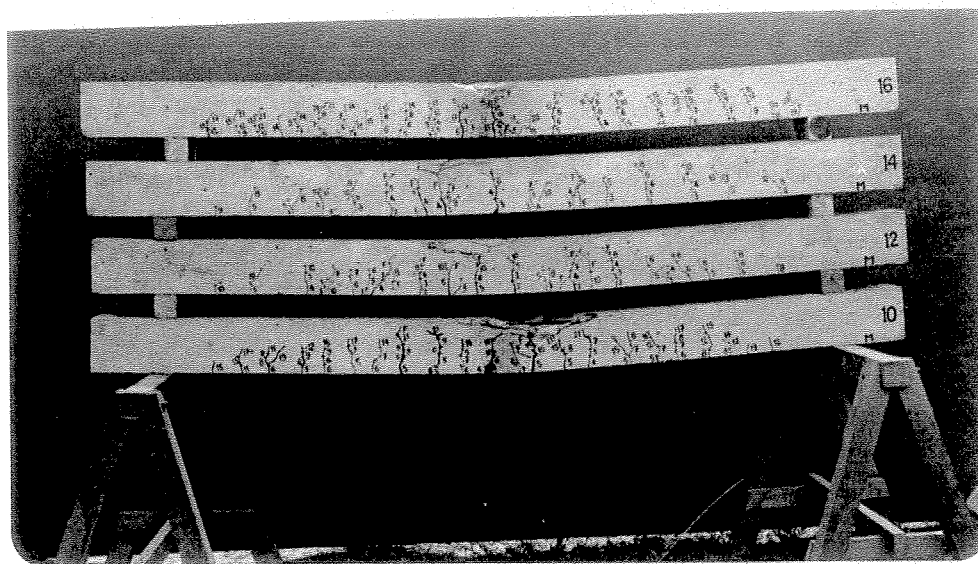
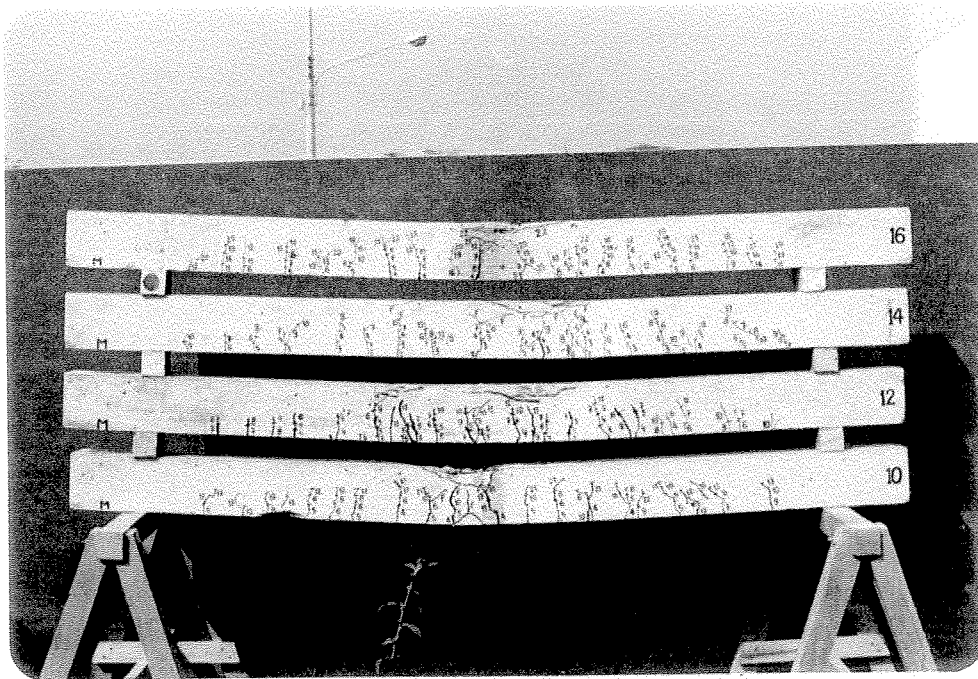


Figura 2.19: Fissuração - Vigas B"
(MARTINELLI, 1974)

Os deslocamentos transversais foram medidos mediante cinco defletômetros mecânicos Huggenberger, conforme esquema mostrado na figura 2.15. Posteriormente, as medidas foram tabuladas e colocadas em forma de gráficos momento fletor-deslocamento, utilizando-se traçador de gráficos comandado eletronicamente. A tabulação para as vigas da série A' está mostrada nas tabelas 2.7 a 2.10. Os gráficos correspondentes são os das figuras 2.20 a 2.24.

Pode ser observado nos gráficos das figuras 2.20 a 2.24 que os resultados mostram uma uniformidade notável nas quatro vigas iguais da série A'. Essa mesma observação vale para as outras séries.

Nas figuras 2.25 a 2.32 os mesmos resultados das tabelas 2.7 a 2.10 são apresentados em duas outras arrumações que permitem analisar os resultados individualmente, por viga da série A'. Novamente, notar a uniformidade dos resultados bem como a notável simetria apresentada pelo ensaio de cada viga. Essa observação, neste caso de ensaios simétricos, daria maior significado aos resultados e serve para verificar a viabilidade do emprego de uma única peça.

Série A' - Viga 4/01						
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deslocamentos Transversais (defletômetro no.) _mm_				
		1	2	3	4	5
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
270	533	0,20	0,31	0,35	0,31	0,19
522	1031	0,50	0,83	0,94	0,81	0,49
785	1549	0,91	1,53	1,75	1,50	0,86
1053	2078	1,37	2,32	2,67	2,29	1,30
1318	2601	1,85	3,15	3,60	3,11	1,76
1588	3135	2,34	3,96	4,53	3,91	2,24
1848	3648	2,79	4,74	5,40	4,69	2,68
2106	4156	3,26	5,56	6,32	5,50	3,15
2371	4680	3,74	6,36	7,23	6,29	3,61
2644	5218	4,27	7,24	8,26	7,18	4,13
2893	5711	4,83	8,24	9,44	8,17	4,69
2828	5583	5,21	8,99	10,48	8,85	5,02
2815	5557	6,30	11,12	13,53	12,02	6,13
2922	5767	11,59	21,47	25,24	21,39	11,51

Tabela 2.7: Série A' - Viga 4/01 - Deslocamentos Transversais (TAKEYA, 1974)

Série A' - Viga 4/03						
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deslocamentos Transversais (defletômetro no.)				
		mm	1	2	3	4
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
265	523	0,21	0,32	0,37	0,35	0,24
522	1031	0,48	0,77	0,90	0,82	0,51
754	1488	0,83	1,37	1,56	1,39	0,85
1053	2078	1,29	2,15	2,48	2,17	1,29
1323	2611	1,75	2,94	3,37	2,93	1,73
1596	3150	2,22	3,73	4,27	3,72	2,18
1848	3648	2,66	4,51	5,12	4,45	2,60
2113	4171	3,13	5,30	6,02	5,22	3,05
2373	4685	3,60	6,09	6,91	5,99	3,50
2628	5188	4,07	6,89	7,84	6,78	3,96
2883	5690	4,54	7,77	8,94	7,65	4,42
2867	5660	4,94	8,52	10,04	8,43	4,81
2805	5536	15,00	28,38	29,12	25,75	14,73

Tabela 2.8: Série A' - Viga 4/03 - Deslocamentos Transversais (TAKEYA,1974)

Série A' - Viga 4/05						
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deslocamentos Transversais (defletômetro no.)				
		mm	1	2	3	4
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
234	461	0,17	0,27	0,30	0,29	0,17
457	903	0,36	0,58	0,64	0,60	0,38
764	1508	0,75	1,24	1,41	1,27	0,78
1027	2026	1,23	2,03	2,35	2,09	1,24
1287	2540	1,70	2,83	3,25	2,88	1,70
1575	3109	2,19	3,66	4,21	3,70	2,18
1838	3628	2,65	4,45	5,10	4,50	2,62
2093	4130	3,11	5,23	5,98	5,28	3,07
2353	4644	3,58	6,02	6,89	6,06	3,54
2615	5162	4,06	6,83	7,81	6,86	4,00
2875	5675	4,50	7,57	8,65	7,59	4,42
2878	5680	4,59	7,72	8,82	7,74	4,50
3062	6045	10,79	19,91	22,80	18,35	9,96

Tabela 2.9: Série A' - Viga 4/05 - Deslocamentos Transversais (TAKEYA,1974)

Série A' - Viga 4/07						
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deslocamentos Transversais (defletômetro no.) _mm_				
		1	2	3	4	5
0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
262	518	0,23	0,37	0,43	0,43	0,30
520	1026	0,54	0,91	1,05	0,96	0,62
774	1529	0,98	1,64	1,90	1,67	1,01
1045	2062	1,46	2,46	2,84	2,50	1,48
1313	2591	1,94	3,26	3,80	3,32	1,94
1586	3130	2,44	4,15	4,80	4,19	2,45
1851	3653	2,93	4,97	5,75	5,00	2,92
2116	4177	3,43	5,83	6,72	5,88	3,41
2373	4685	3,94	6,70	7,72	6,76	3,92
2633	5198	4,48	7,63	8,81	7,76	4,49
2743	5413	4,89	8,40	9,86	8,60	4,94
2735	5398	5,19	8,99	10,72	9,23	5,28
2834	5593	6,47	11,46	14,26	12,46	6,92
2966	5855	6,45	11,44	14,26	12,46	6,90

Tabela 2.10: Série A' - Viga 4/07 - Deslocamentos Transversais (TAKEYA,1974)

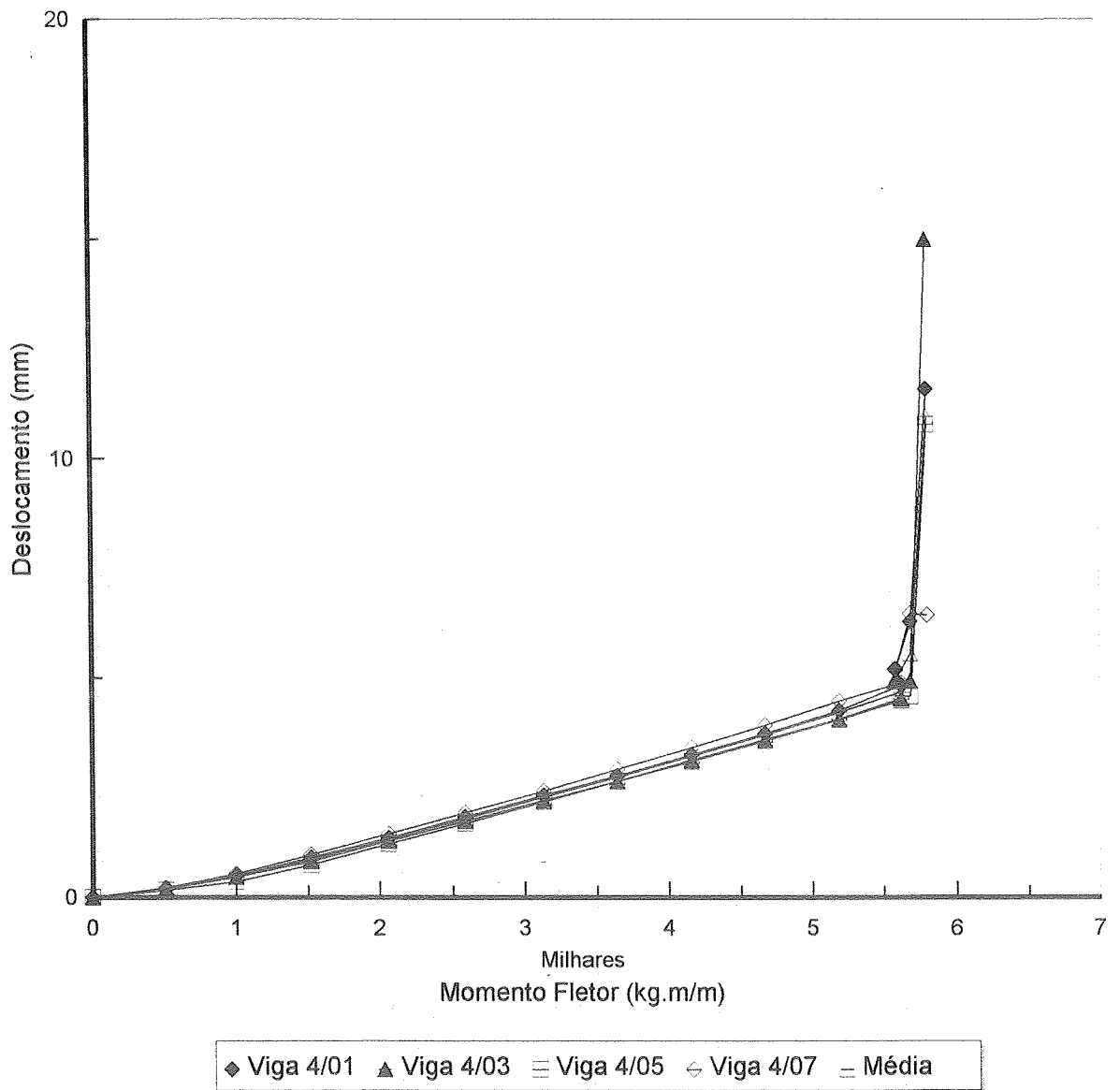


Figura 2.20: Série A' - Defletômetro 1
Momento Fletor-Deslocamento
(TAKEYA, 1974)

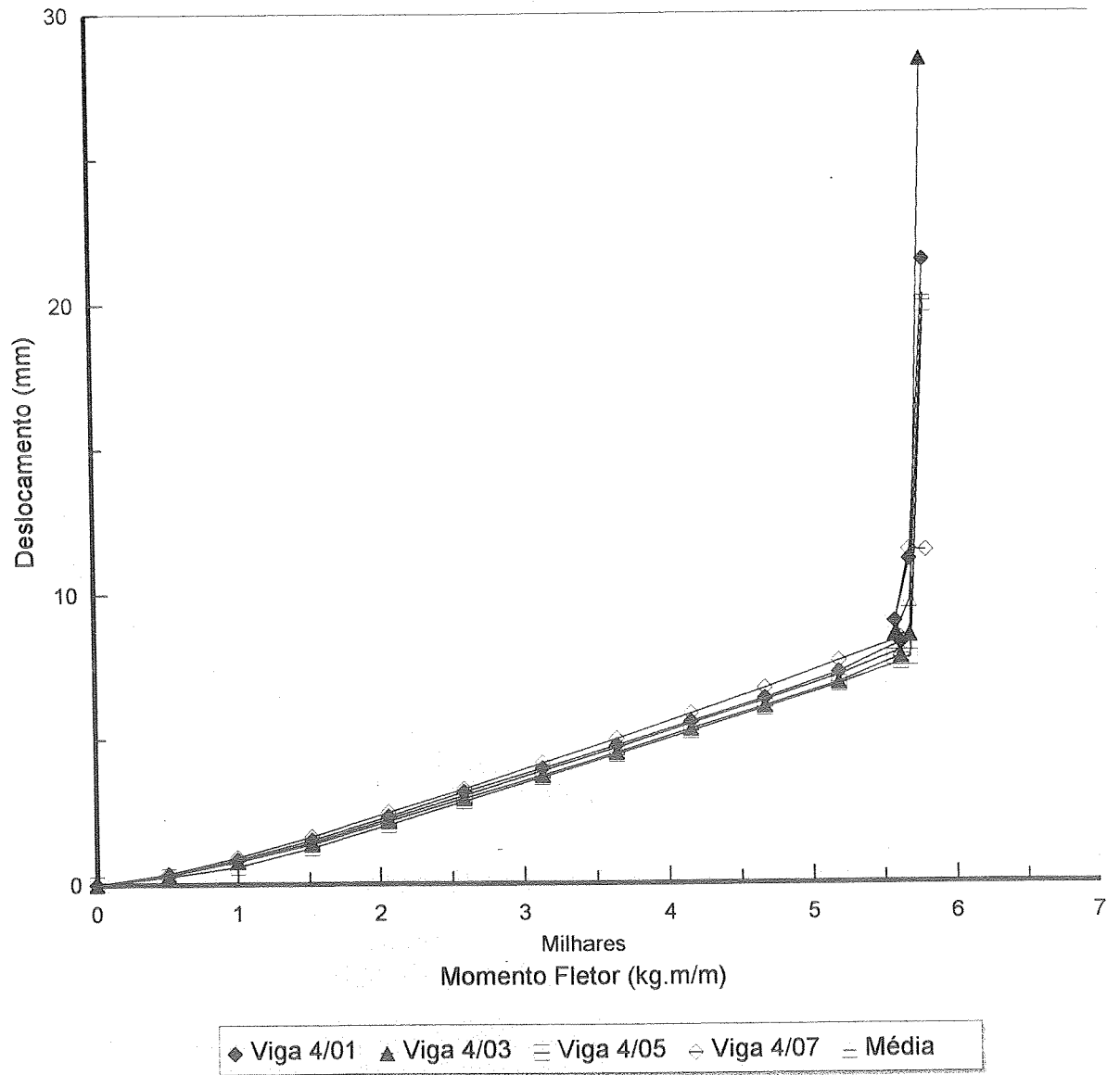


Figura 2.21: Série A' - Defletômetro 2
Momento Fletor-Deslocamento
(TAKEYA, 1974)

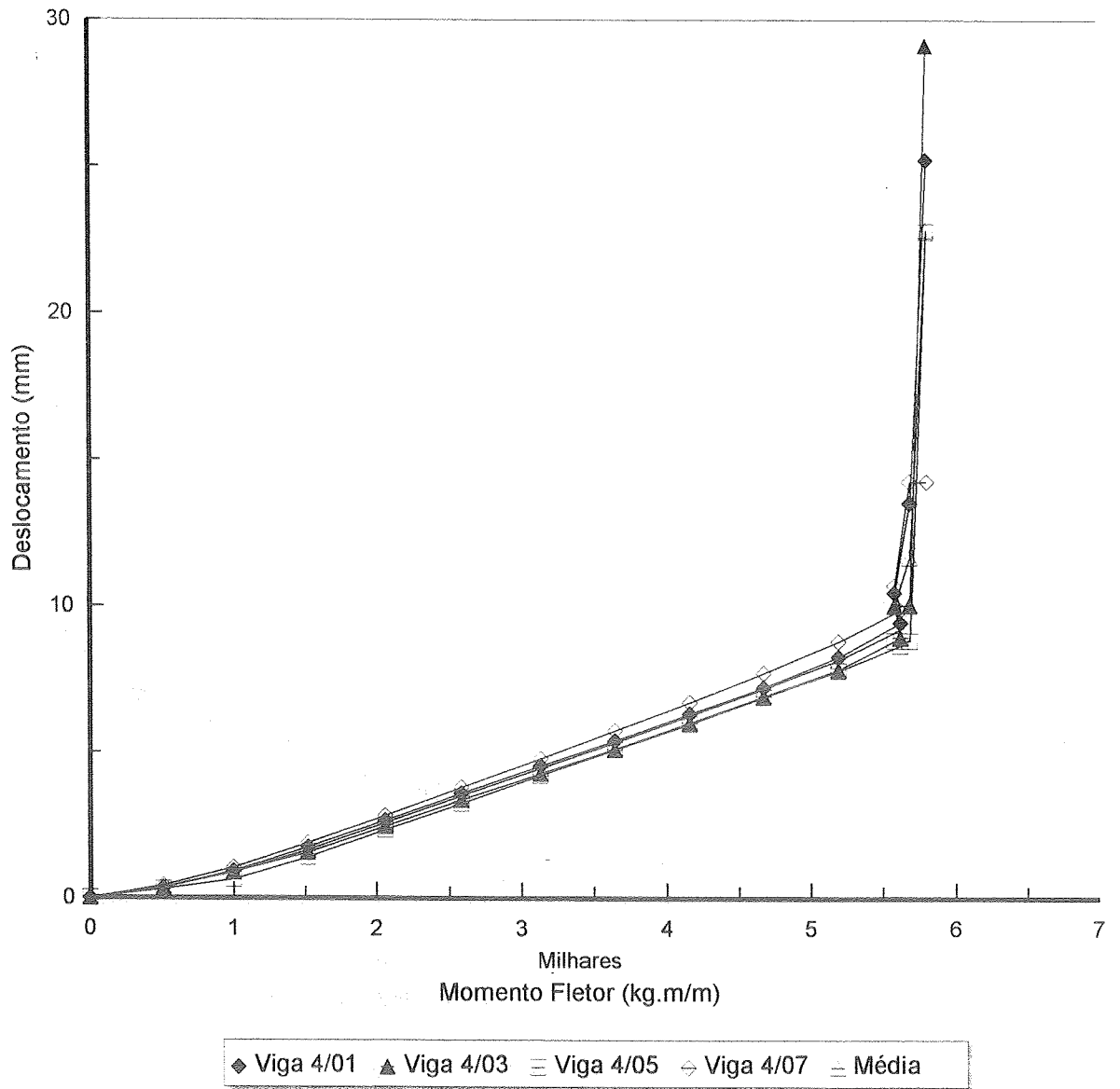


Figura 2.22: Série A' - Defletômetro 3
Momento Fletor-Deslocamento
(TAKEYA, 1974)

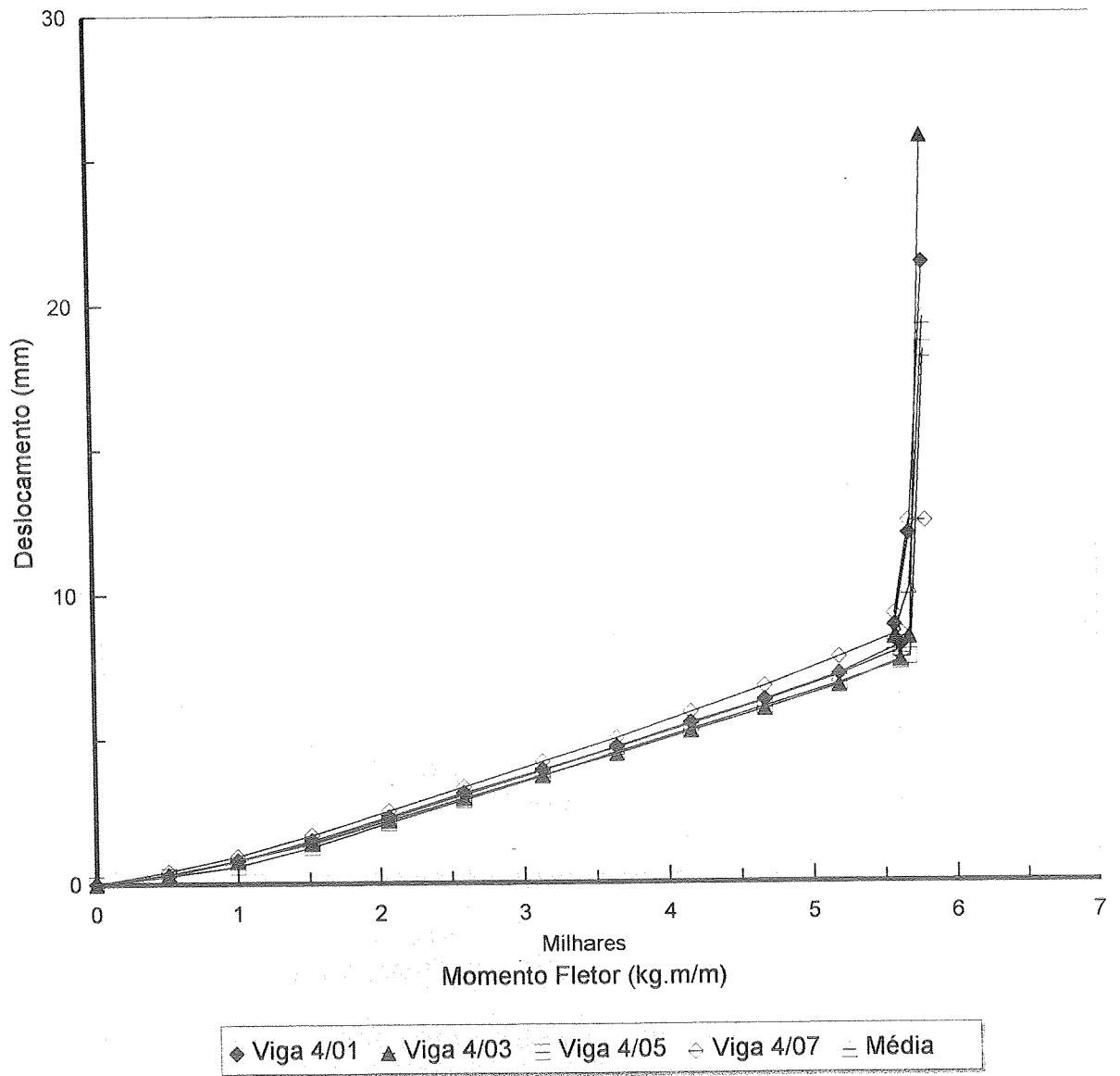


Figura 2.23: Série A' - Defletômetro 4
Momento Fletores-Deslocamento
(TAKEYA, 1974)

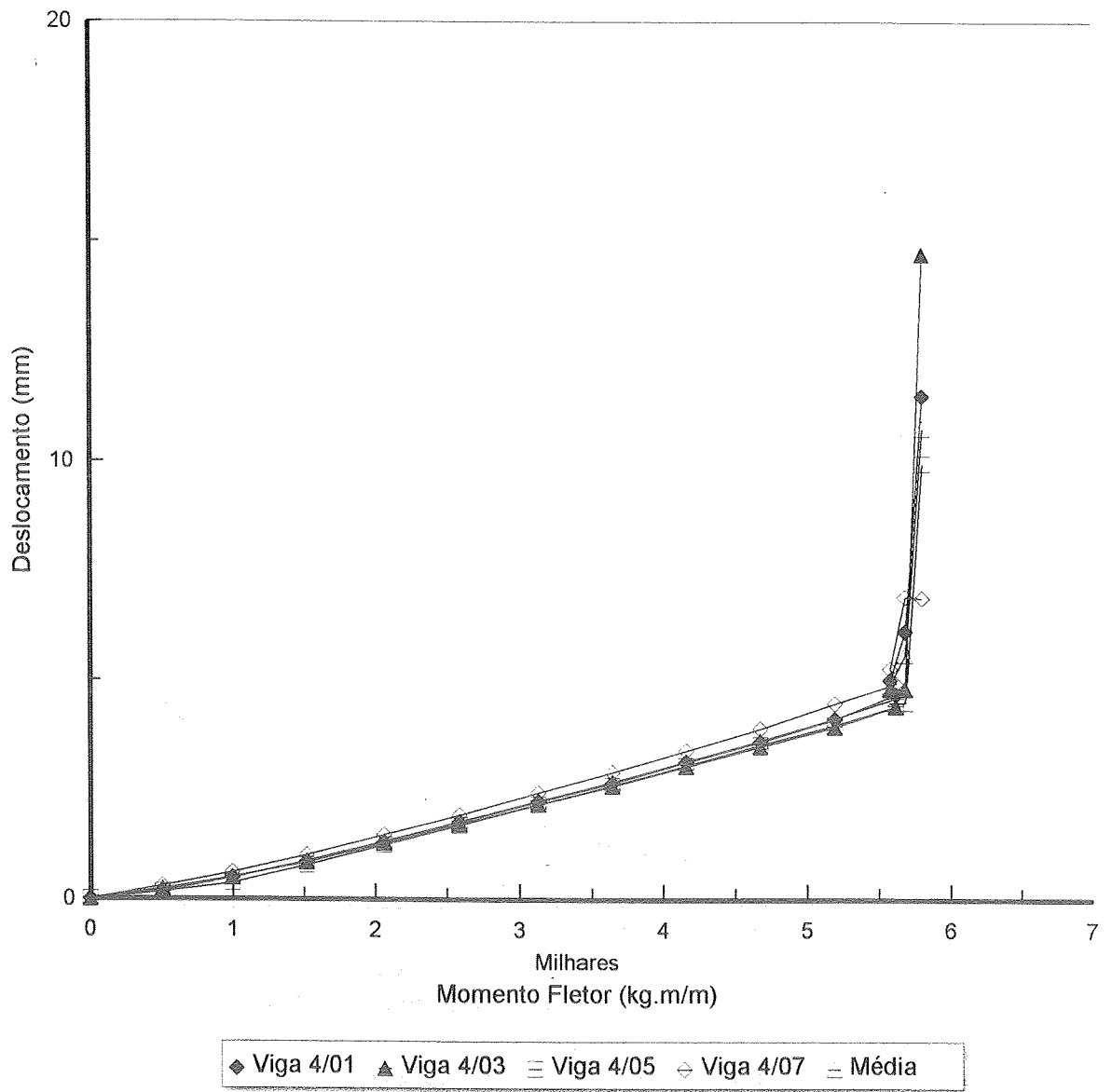


Figura 2.24: Série A' - Defletômetro 5
Momento Fletor-Deslocamento
(TAKEYA, 1974)

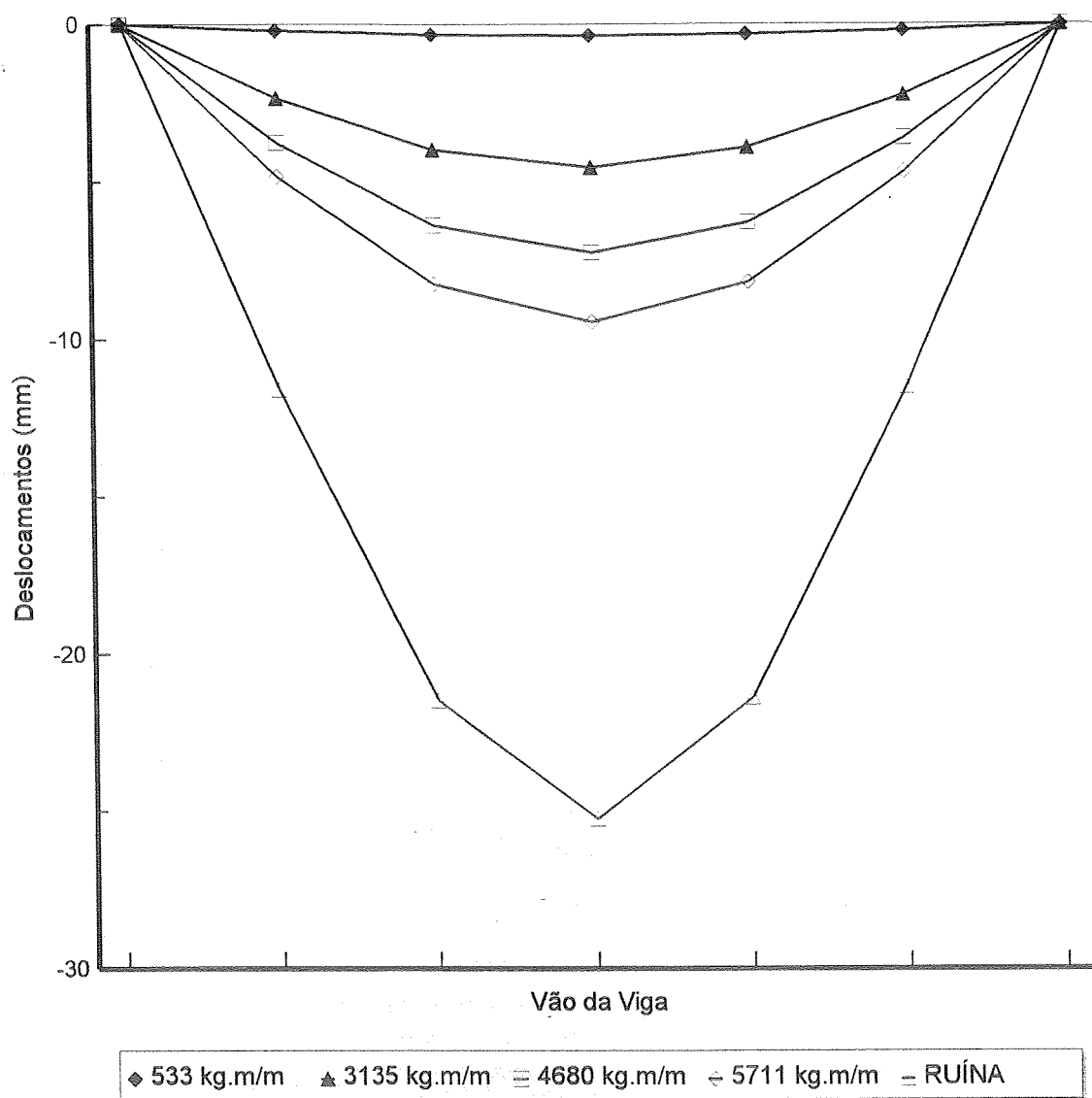


Figura 2.25: Série A' - Viga 4/01
Deslocamentos

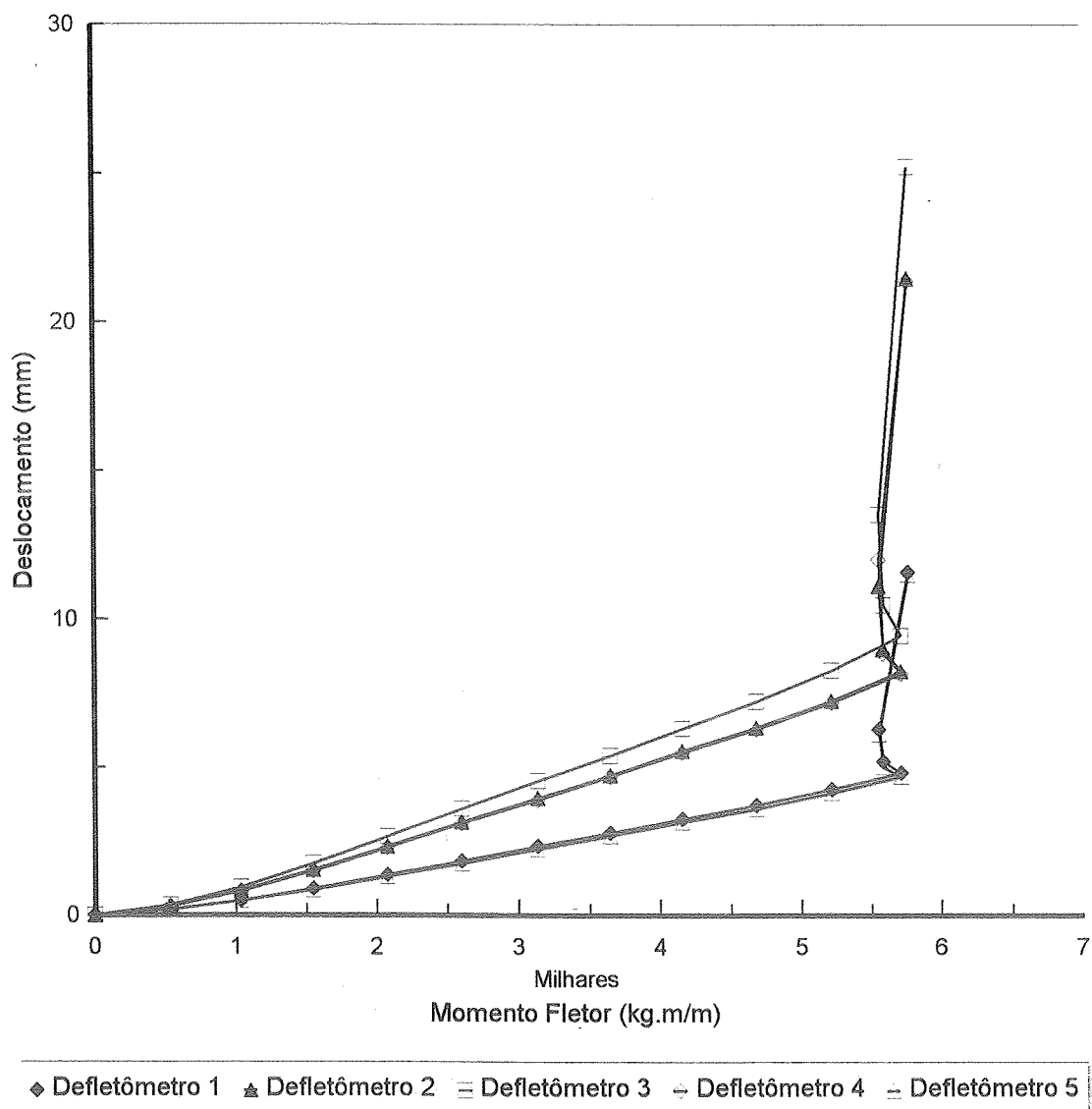


Figura 2.26: Série A' - Viga 4/01
Momento Fletor-Deslocamento

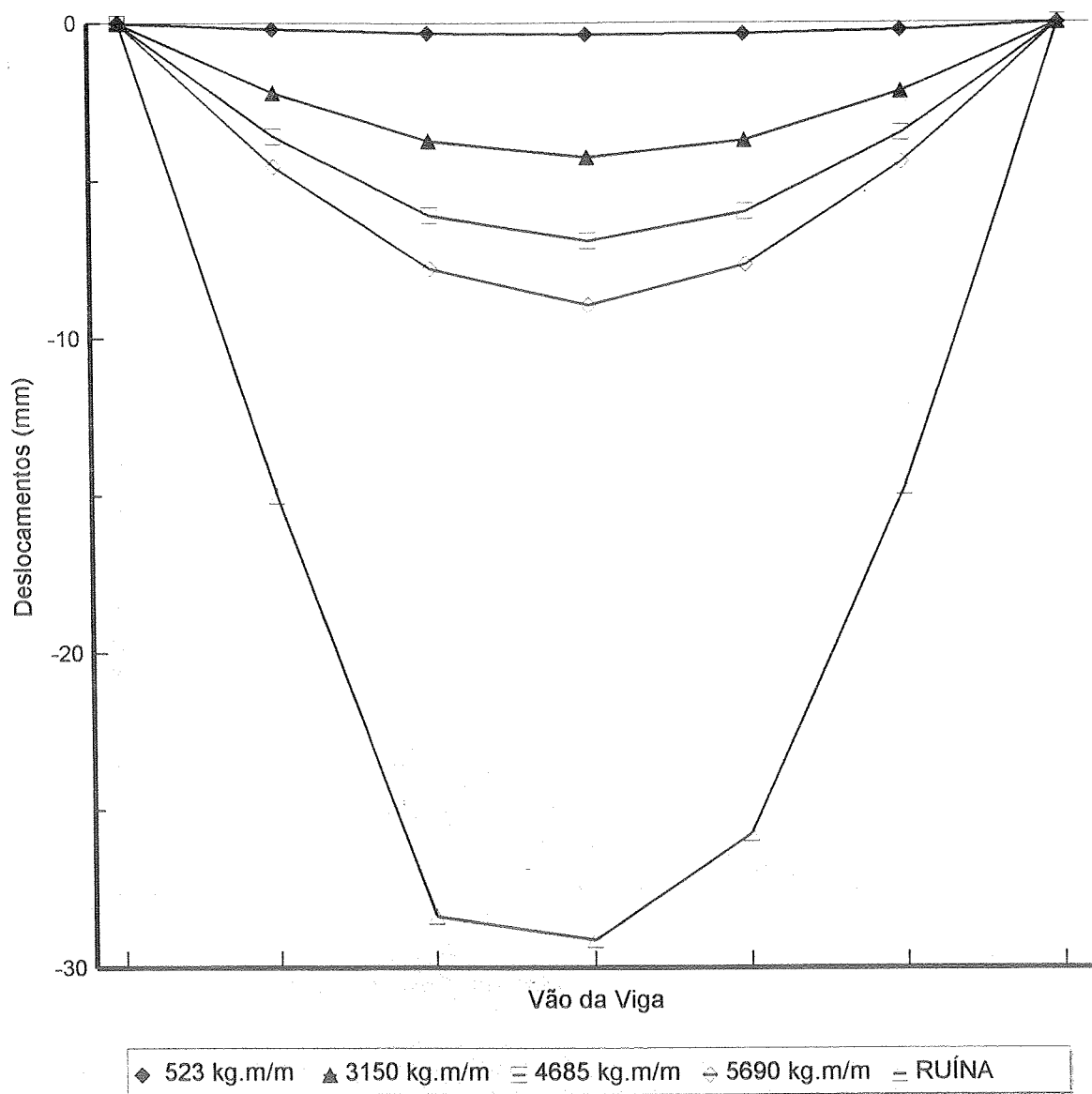


Figura 2.27: Série A' - Viga 4/03
Deslocamentos

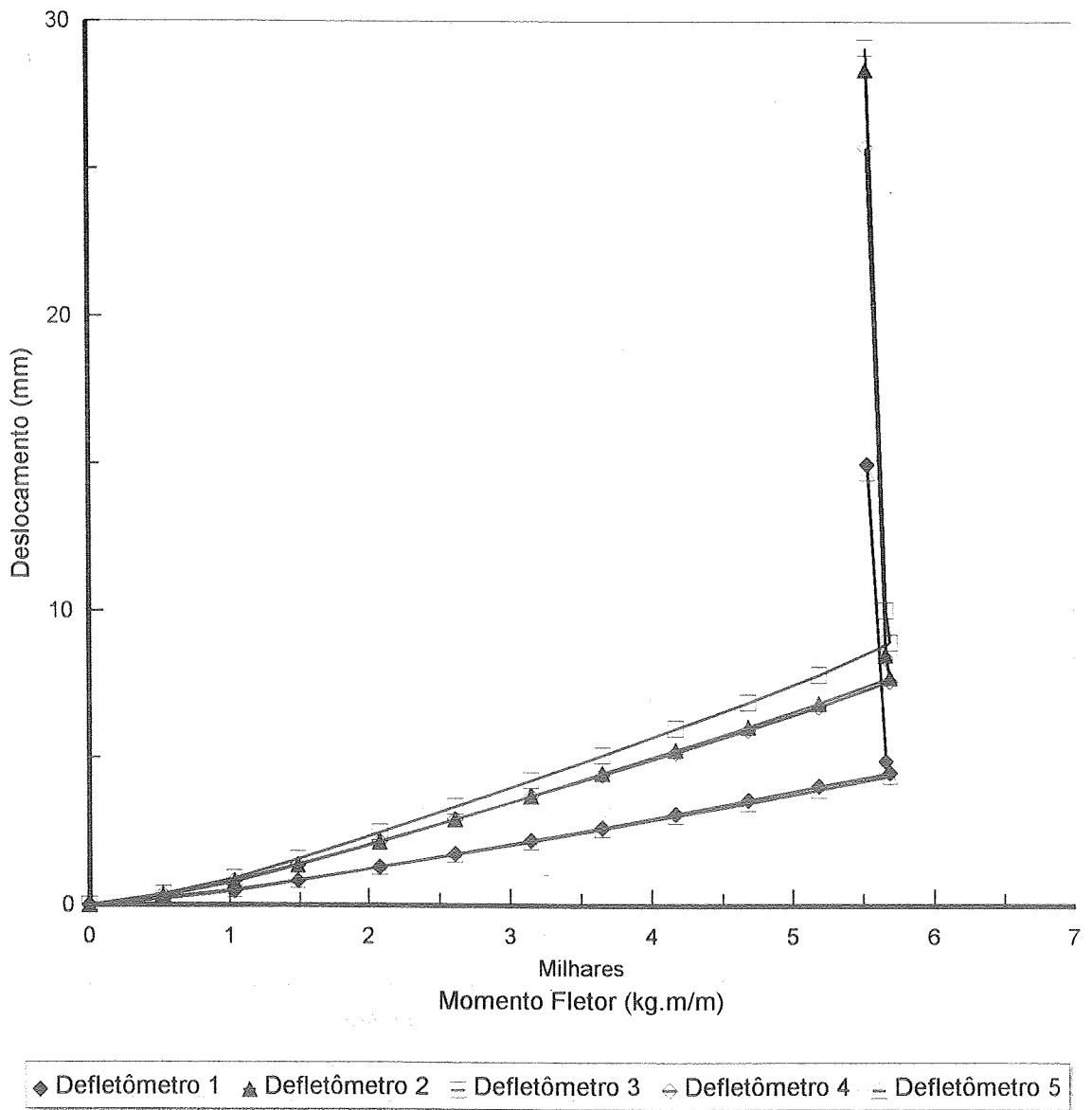


Figura 2.28: Série A' - Viga 4/03
Momento Fletor-Deslocamento

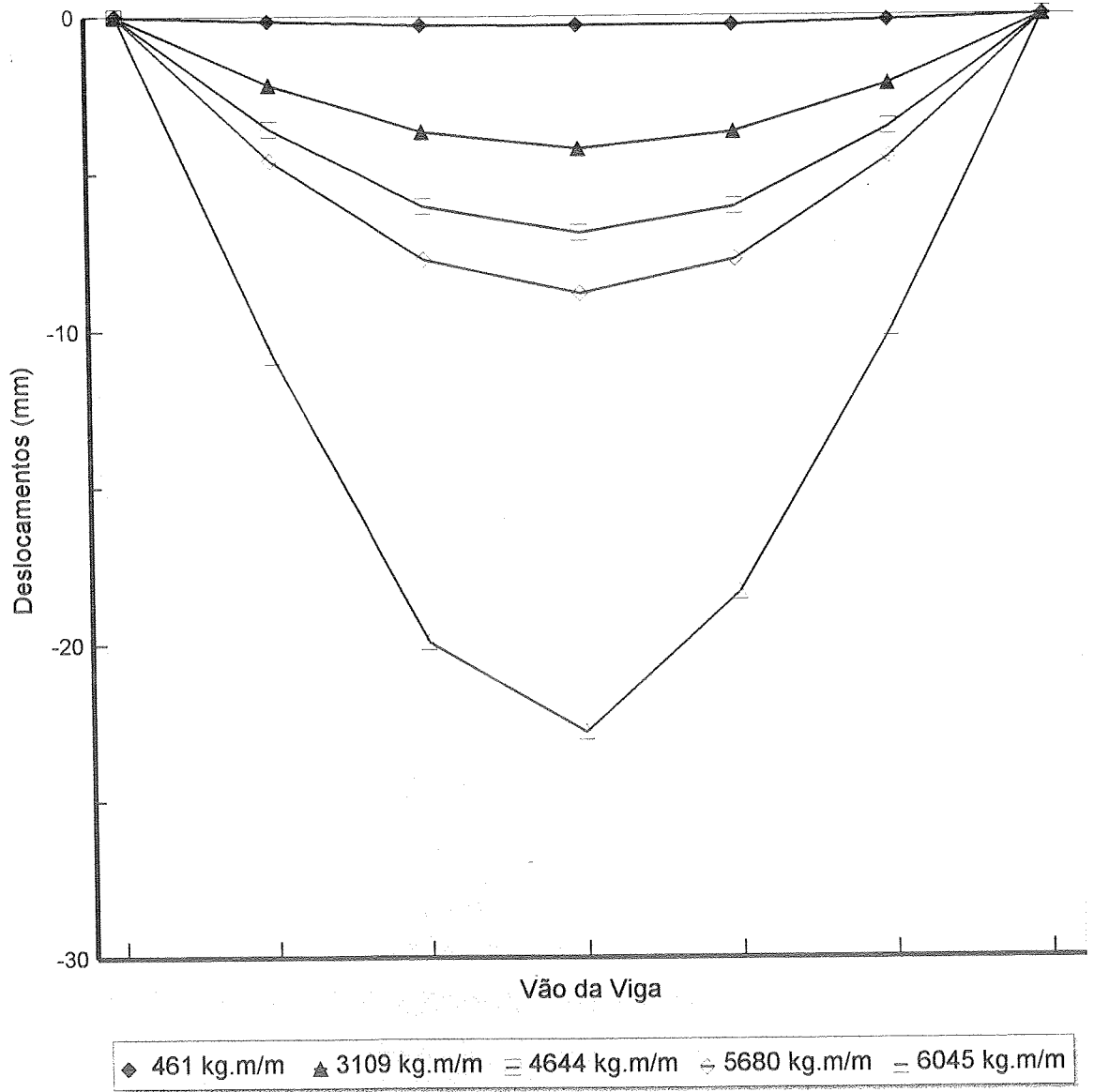


Figura 2.29: Série A' - Viga 4/05
Deslocamentos

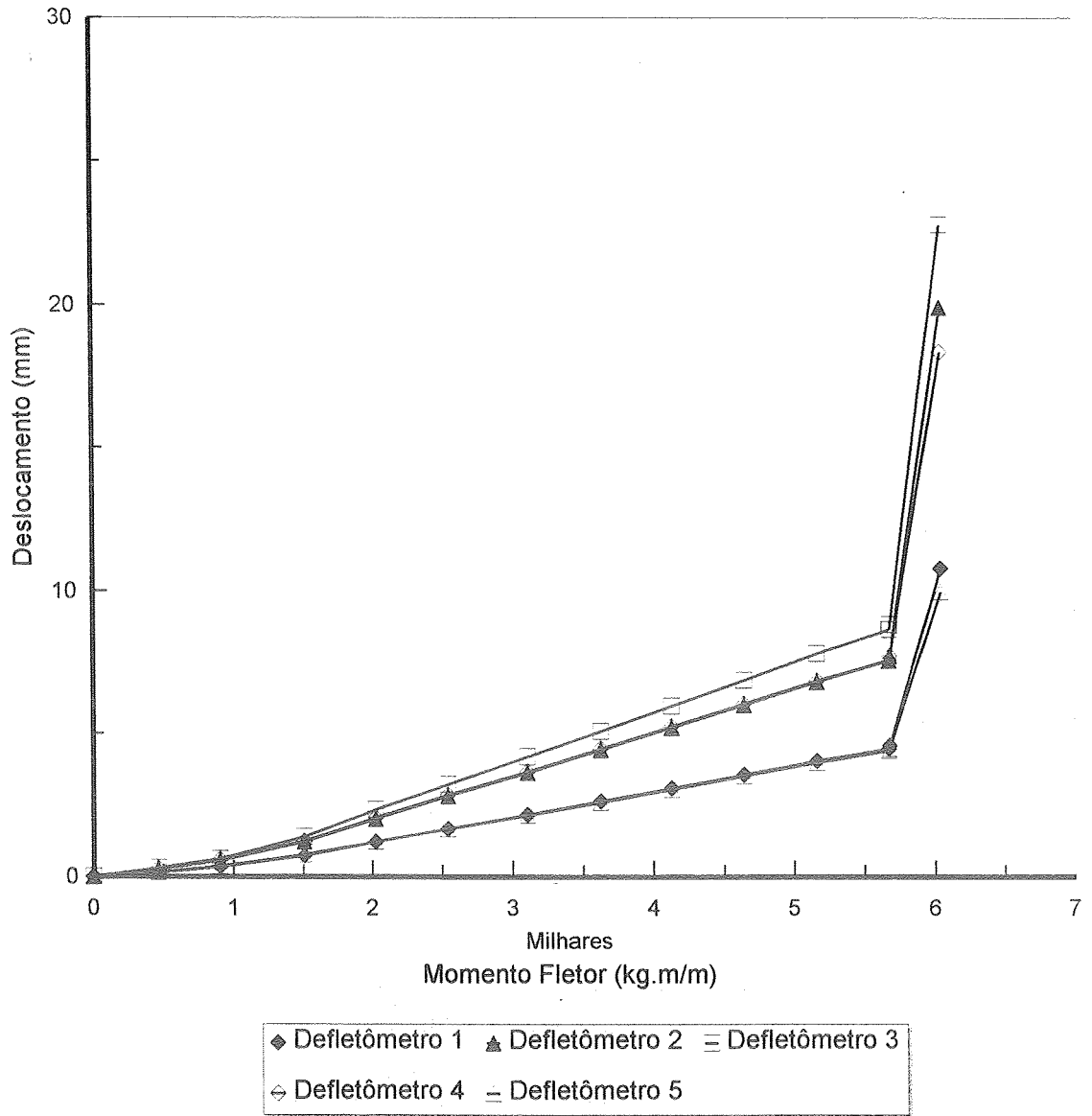


Figura 2.30: Série A' - Viga 4/05
Momento Fletores-Deslocamento

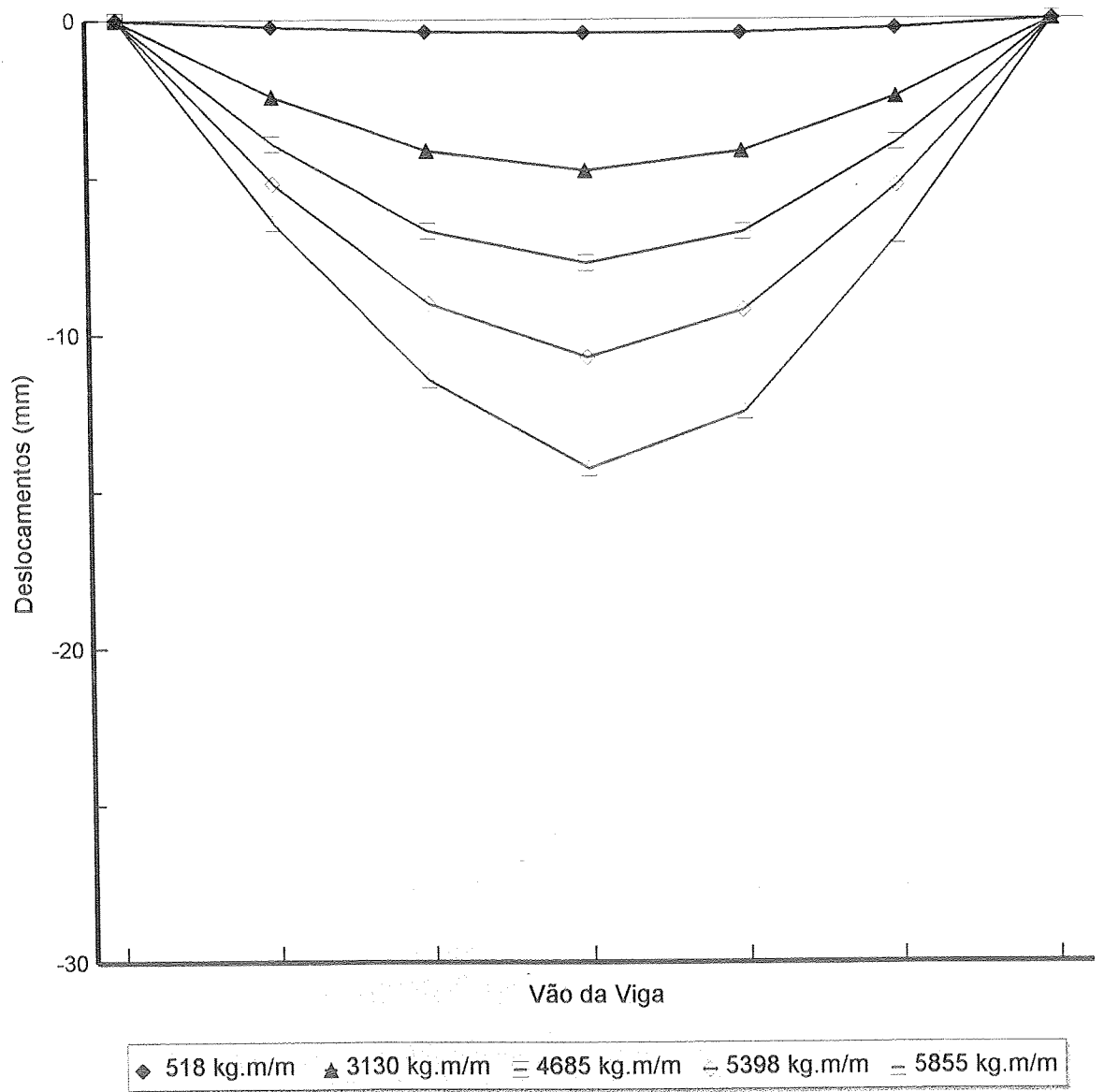


Figura 2.31: Série A' - Viga 4/07
Deslocamentos

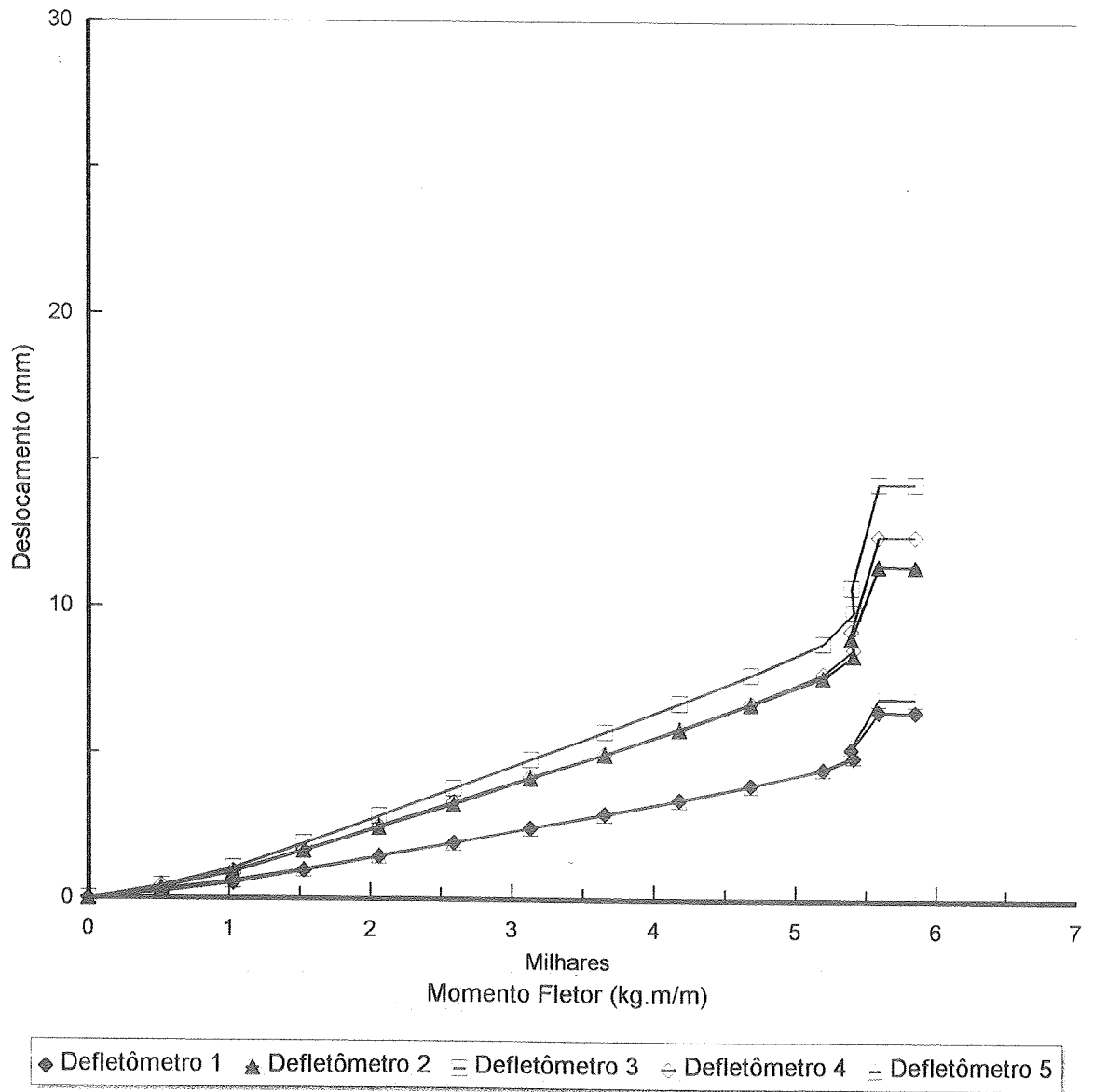


Figura 2.32: Série A' - Viga 4/07
Momento Fletor-Deslocamento

Uma forma de verificar quantitativamente a uniformidade dos resultados obtidos é mostrada na tabela 2.11. Essa tabela foi composta tomando-se os valores dos deslocamentos correspondentes ao último estágio de carga antes de se iniciarem os "grandes deslocamentos", para cada uma das vigas da Série A'. Estão calculadas as diferenças dos valores em relação à média. Observa-se que as diferenças são muito pequenas (em geral menores do que 5%, máxima de 7%), o que confirma a notável uniformidade dos resultados obtidos.

Essa uniformidade nos leva a crer que, trabalhando dentro de certos critérios possíveis de serem praticados em laboratório, se pode construir e ensaiar uma única viga e pretender que seus resultados representem o universo ao qual pertence.

As deformações, tanto na armadura quanto no concreto, foram medidas mediante extensômetros elétricos de resistência conforme o esquema mostrado na figura 2.15. Posteriormente as medidas foram tabuladas e colocadas em forma de gráficos momento fletor-deformação específica, utilizando-se traçador de gráficos comandado eletronicamente. A tabulação para as vigas da Série A' está mostrada nas tabelas 2.12 a 2.15. Os correspondentes gráficos são os das figuras 2.33 a 2.38.

Deve ser observado que as medidas de deformação são determinadas até a ruína completa de cada viga. Isso foi possível porque uma vez instalado um extensômetro elétrico este não poderá mais ser reaproveitado e também porque os extensômetros estavam ligados a um sistema de aquisição de dados que permitia o registro automático e contínuo das correspondentes medidas.

A análise das figuras 2.33 e 2.34 (deformações nas armaduras) continua confirmando a excelente uniformidade dos resultados obtidos. Essa afirmação, feita com base no que está apresentado nessas figuras, aparentemente poderá parecer precipitada. Não é.

Assim, as medidas realizadas na armadura superior, comprimida, mostram a boa uniformidade e demonstram que nada de anormal sucedeu. As trações observadas na fase final dos ensaios são consequência do colapso total da estrutura, decorrente da forma como foi conduzida essa fase final dos ensaios. Quanto às medidas realizadas na armadura inferior, tracionada, a pequena discrepância existente entre os resultados das vigas 4/01, 4/05 e 4/07 é consequência dos estados locais de tensão máxima que, conforme mostrado na figura 2.16, não ocorrem exatamente nas mesmas regiões (comparar os quadros de fissuração das vigas 4/01 e 4/07 com o da 4/05).

Quanto às medidas da viga 4/03, totalmente discrepantes, somente uma explicação é possível diante do que foi acima exposto: defeito de instalação do extensômetro elétrico. Este é um exemplo dos muitos imprevistos que o experimentador tem que enfrentar.

As medidas realizadas no concreto (figuras 2.35 a 2.38) são, obviamente, extremamente influenciadas pela fissuração na região em que estão instalados os extensômetros elétricos. Assim, nota-se que os resultados obtidos estão coerentes com a fissuração circunjacente (figura 2.16).

	Viga 4/01	Viga 4/03	Viga 4/05	Viga 4/07	Média
M (kg.m/m)	5711	5690	5680	5413	5624
DM (%)	1,5	1,2	1,0	3,8	
Defletômetro 1 (mm)	4,83	4,54	4,59	4,89	4,71
D1 (%)	2,5	3,6	2,5	3,8	
Defletômetro 2 (mm)	8,24	7,77	7,72	8,40	8,03
D2 (%)	2,6	3,2	3,9	4,6	
Defletômetro 3 (mm)	9,44	8,94	8,82	9,86	9,27
D3 (%)	1,8	3,6	4,9	6,4	
Defletômetro 4 (mm)	8,17	7,65	7,74	8,60	8,04
D4 (%)	1,6	4,9	3,7	7,0	
Defletômetro 5 (mm)	4,69	4,42	4,50	4,94	4,64
D5 (%)	1,1	4,7	3,0	6,5	

Tabela 2.11: Série A' - Deslocamentos "Pré-Ruína"
 Comparação de Resultados

Série A' - Viga 4/01											
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deformações (x10E06)									
		Armadura		Fases Laterais da Viga							
		Superior	Inferior	1	2	3	4	5	1'	3'	5'
0	0	0	1	-4	-2	0	0	0	0	-1	0
130	256	-24	31	-40	-1	-5	11	21	-72	-1	49
257	508	-48	78	-83	-2	-4	37	53	-174	0	112
392	774	-72	152	-132	-1	8	91	121	-309	7	217
522	1031	-96	254	-189	-1	34	98	198	-456	15	376
655	1293	-118	388	-258	-2	58	67	186	-607	57	238
785	1549	-132	541	-322	-1	79	37	165	-741	236	142
920	1816	-146	697	-395	-1	96	22	141	-855	571	71
1053	2078	-160	853	-468	0	108	9	123	-948	1047	-57
1185	2340	-170	999	-539	-1	113	1	111	-1028	1287	-149
1318	2601	-181	1143	-603	-1	118	-5	99	-1100	1552	-219
1450	2863	-193	1289	-666	-1	119	-9	88	-1168	1842	-277
1588	3135	-205	1435	-732	-1	120	-15	74	-1233	2173	-333
1713	3381	-218	1564	-791	-1	121	-16	67	-1290	2478	-374
1848	3648	-229	1703	-851	-1	125	-18	62	-1348	2790	-413
1976	3900	-239	1844	-911	-2	135	-15	57	-1404	3099	-448
2106	4156	-249	1982	-971	-1	148	-17	55	-1460	3382	-479
2246	4433	-262	2127	-1032	-1	189	-15	51	-1516	3676	-508
2371	4680	-272	2262	-1089	-1	231	-13	51	-1566	3934	-532
2498	4931	-283	2406	-1150	-1	268	-11	49	-1621	4215	-556
2644	5218	-296	2563	-1217	-1	320	-9	47	-1678	4530	-582
2766	5459	-307	2670	-1281	-1	374	-7	46	-1734	4853	-605
2893	5711	-278	7398	-1365	-1	699	-6	39	-1852	5580	-648
2828	5583	9	13414	-1693	-2	657	3	29	-2072	11354	-616
3047	6014	499	14718	-2234	-1	576	14	34	-2437	670196	-594
2815	5557	518	14557	-2534	-1	510	19	38	-2469	670186	-569
3172	6260	719	15880	-2788	-2	500	25	41	-2662	670196	-595
3143	6204	1067	16011	-3273	-2	447	27	50	-2824	670186	-606
2922	5767	1033	15890	-2987	-2	378	32	50	-2895	670186	-672
3078	6075	1362	16703	-2760	-1	311	25	50	-2734	670206	-745

Tabela 2.12: Série A' - Viga 4/01 - Deformações na Armadura e no Concreto (TAKEYA,1974)

Série A' - Viga 4/03			
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deformações (x10E06)	
		Armadura	
		Superior	Inferior
2	5	0	-1
265	523	-28	193
522	1031	-69	4855
754	1488	-103	6681
1053	2078	-133	10892
1323	2611	-157	607941
1596	3150	-177	656711
1848	3648	-194	656691
2113	4171	-209	656681
2373	4685	-230	656711
2628	5188	-244	656681
2883	5690	-220	656661
2867	5660	90	656661
2917	5757	323	656671
2974	5870	336	656671
3023	5968	401	656671
3062	6045	462	656671
3049	6019	543	656671
3021	5962	569	656671
3148	6214	734	656661
3094	6106	804	656661
3166	6250	925	656661
3156	6229	1125	656661
3140	6198	1291	656661
2935	5793	1531	656671
2917	5757	1846	656641
2849	5624	1952	656641
2849	5624	1810	656641
2805	5536	1182	656641

Tabela 2.13: Série A' - Viga 4/03 - Deformações na Armadura (TAKEYA,1974)

Série A' - Viga 4/05			
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deformações (x10E06)	
		Armadura	
		Superior	Inferior
-5	-10	-2	0
234	461	-24	53
457	903	-51	134
764	1508	-88	354
1027	2026	-100	636
1287	2540	-112	867
1575	3109	-126	1113
1838	3628	-141	1337
2093	4130	-157	1567
2353	4644	-175	1804
2615	5162	-195	2038
2875	5675	-207	2220
2878	5680	-210	2272
3036	5993	-200	2432
3029	5978	-109	2352
2979	5880	53	2405
3000	5921	173	2607
3023	5968	280	5274
3156	6229	400	7263
3039	5998	484	8726
3042	6003	496	8598
3122	6163	508	7965
3109	6137	532	7576
3073	6065	565	6730
3073	6065	636	5587
3140	6198	691	5069
3062	6045	733	4852
3182	6281	649	4514
3185	6286	600	4516
3195	6306	570	4494

Tabela 2.14: Série A' - Viga 4/05 - Deformações na Armadura (TAKEYA,1974)

Série A' - Viga 4/07												
Carga _kg_	Momento Fletor _kg.m/m_	Deformações (x10E06)										
		Armadura		Fases Laterais da Viga								
		Superior	Inferior	1	2	3	4	5	1'	3'	5'	
0	0	0	-2	2	0	0	0	0	0	0	0	1
127	251	-17	23	-12	-6	1	14	26	-75	3	21	
262	518	-39	56	-32	-14	3	29	59	-179	6	33	
387	764	-65	116	-59	-24	10	59	128	-302	17	18	
520	1026	-91	233	-99	-34	40	27	15	-475	25	6	
650	1282	-113	352	-143	-38	64	-1	-10	-618	32	2	
774	1529	-132	502	-195	-39	91	-20	-27	-744	45	-6	
912	1801	-148	650	-247	-39	160	-30	-33	-838	37	-12	
1045	2062	-162	800	-295	-36	345	-35	-34	-924	41	-15	
1180	2329	-177	939	-344	-34	446	-40	-36	-1005	41	-24	
1313	2591	-189	1079	-393	-33	495	-44	-35	-1079	42	-35	
1453	2868	-198	1243	-444	-28	524	-48	-39	-1161	43	-49	
1586	3130	-209	1387	-491	-26	534	-46	-37	-1228	44	-58	
1718	3391	-219	1530	-538	-26	539	-44	-37	-1291	45	-63	
1851	3653	-232	1668	-589	-28	544	-43	-36	-1352	48	-66	
1981	3910	-241	1824	-635	-24	534	-49	-39	-1414	53	-66	
2116	4177	-255	1983	-690	-25	526	-53	-43	-1474	53	-73	
2238	4418	-268	2120	-740	-27	526	-51	-42	-1525	56	-72	
2373	4685	-283	2269	-796	-29	523	-51	-40	-1577	56	-75	
2503	4941	-299	2415	-850	-33	523	-50	-38	-1628	58	-76	
2633	5198	-311	3265	-906	-34	525	-50	-37	-1680	60	-80	
2743	5413	-198	10207	-1016	16	477	-55	-38	-1847	59	-111	
2763	5454	-69	15016	-1207	31	419	-54	-37	-1986	52	-119	
2735	5398	-17	17278	-1269	29	415	-54	-37	-2038	48	-122	
2904	5731	171	18755	-1394	32	407	-52	-37	-2235	42	-139	
2919	5762	241	19059	-1567	39	396	-54	-36	-2347	37	-149	
2966	5855	336	19035	-1781	40	356	-50	-26	-2510	39	-163	
2964	5850	759	18490	-2015	63	296	-56	-27	-2771	35	-195	
3029	5978	1079	18138	-2634	76	281	-50	-21	-2968	37	-241	
3018	5957	1193	16741	-4660	87	280	-49	-18	-3071	41	-210	

Tabela 2.15: Série A' - Viga 4/07 - Deformações na Armadura e no Concreto (TAKEYA,1974)

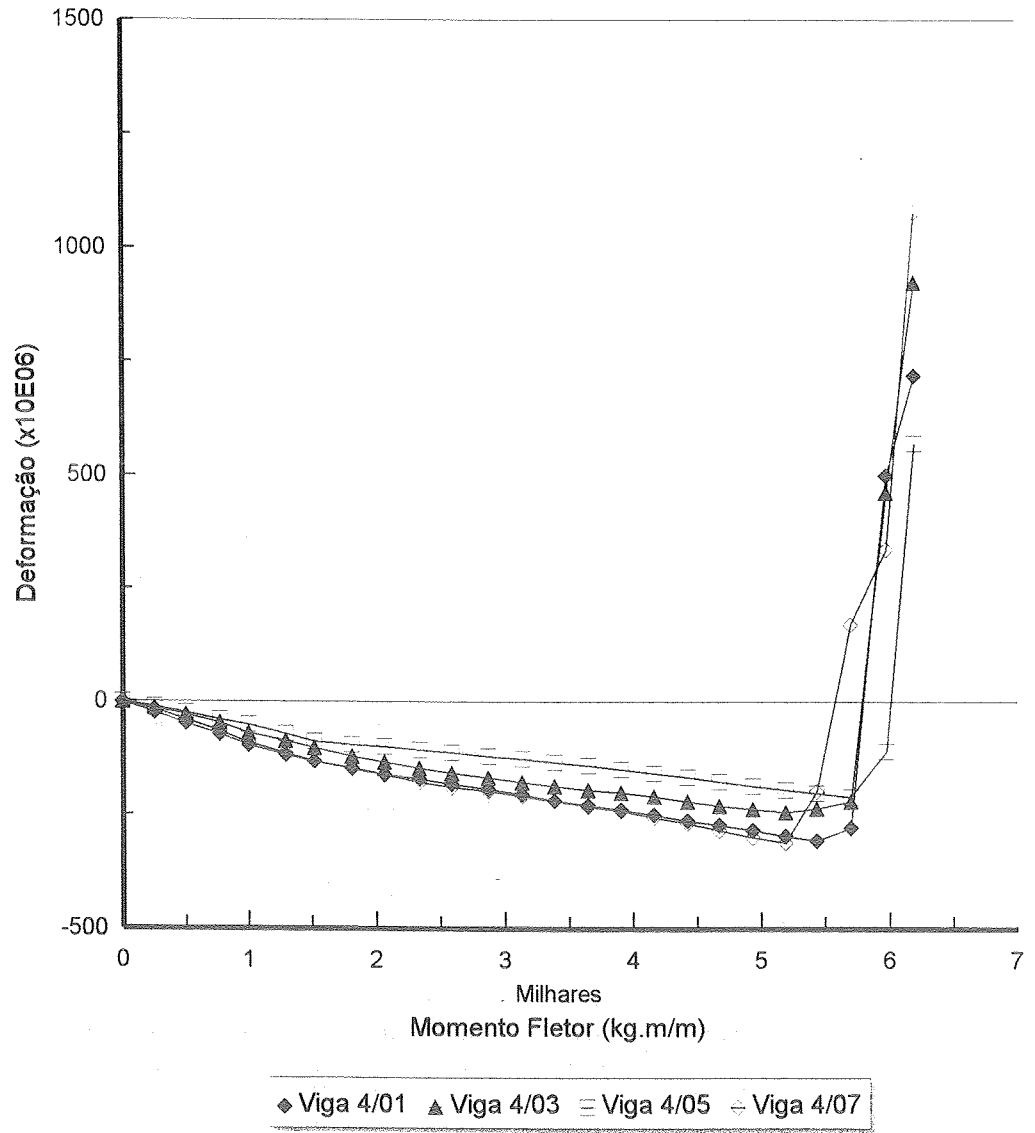


Figura 2.33: Série A' - Todas as Vigas
Deformações na Armadura Superior
(TAKEYA,1974)

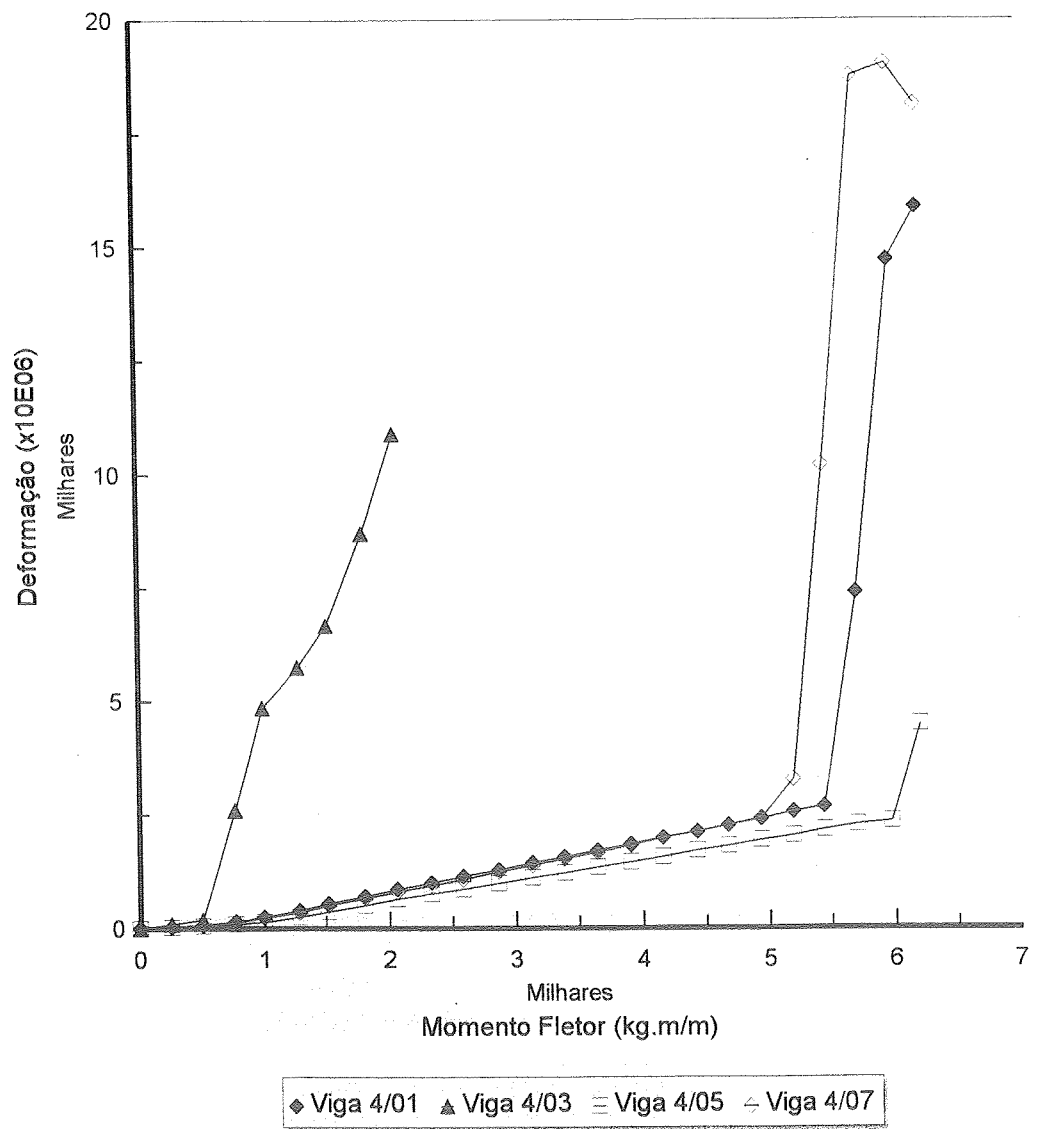


Figura 2.34: Série A' - Todas as Vigas
Deformações na Armadura Inferior
(TAKEYA, 1974)

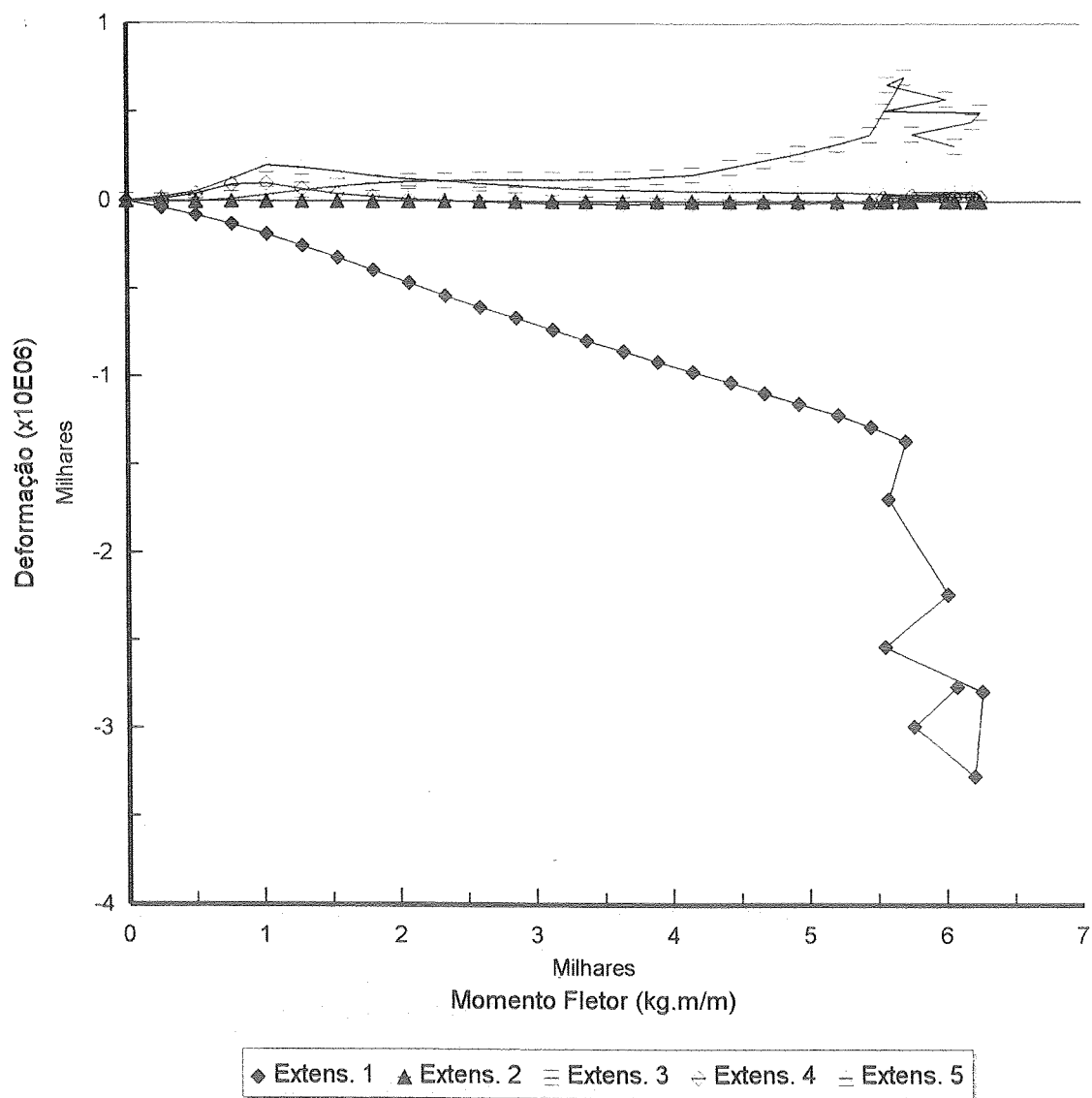


Figura 2.35: Série A' - Viga 4/01
Deformações no Concreto - Face 1
(TAKEYA, 1974)

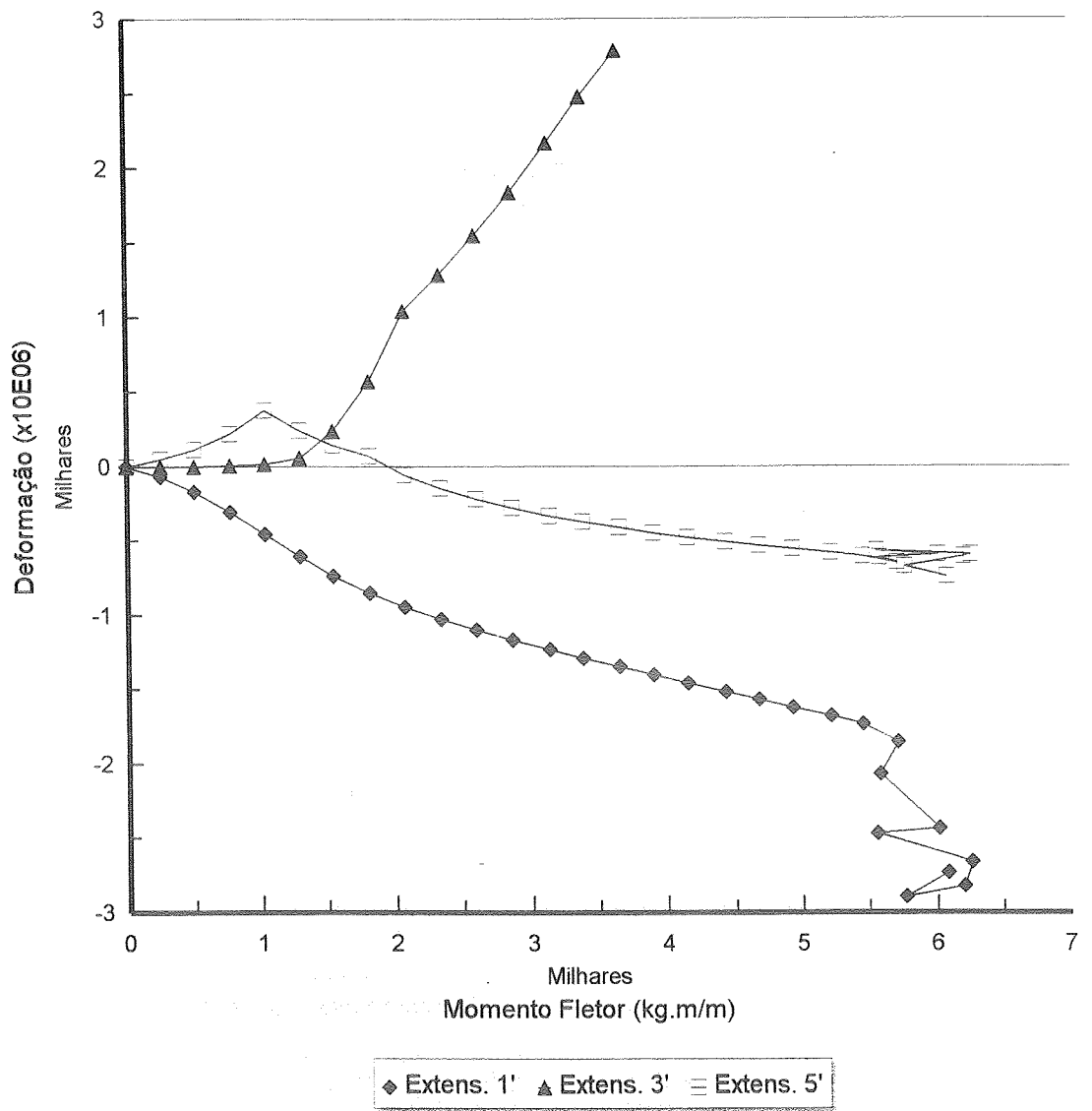


Figura 2.36: Série A' - Viga 4/01
Deformações no Concreto - Face 2
(TAKEYA, 1974)

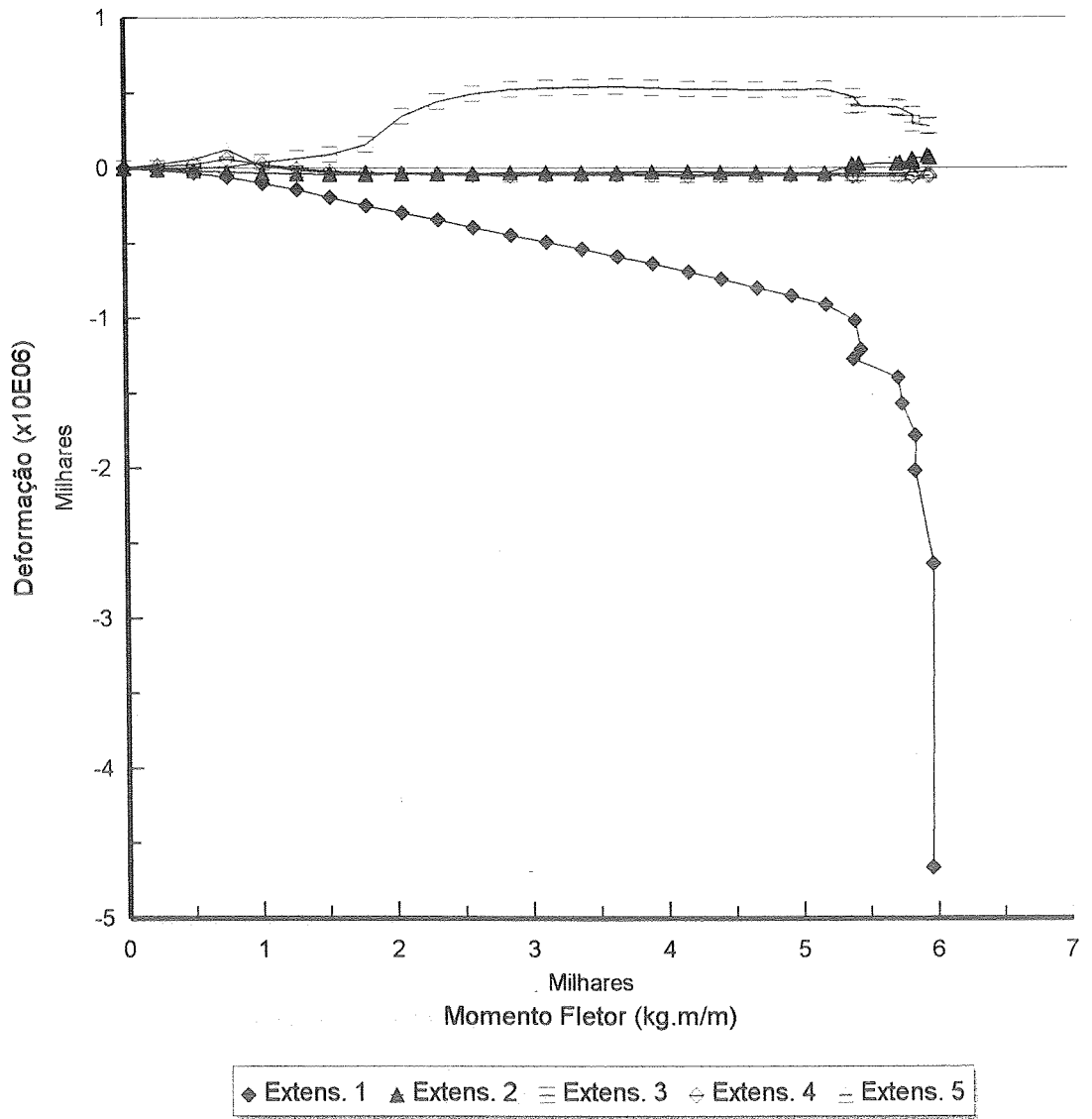


Figura 2.37: Série A' - Viga 4/07
Deformações no Concreto - Face 1
(TAKEYA, 1974)

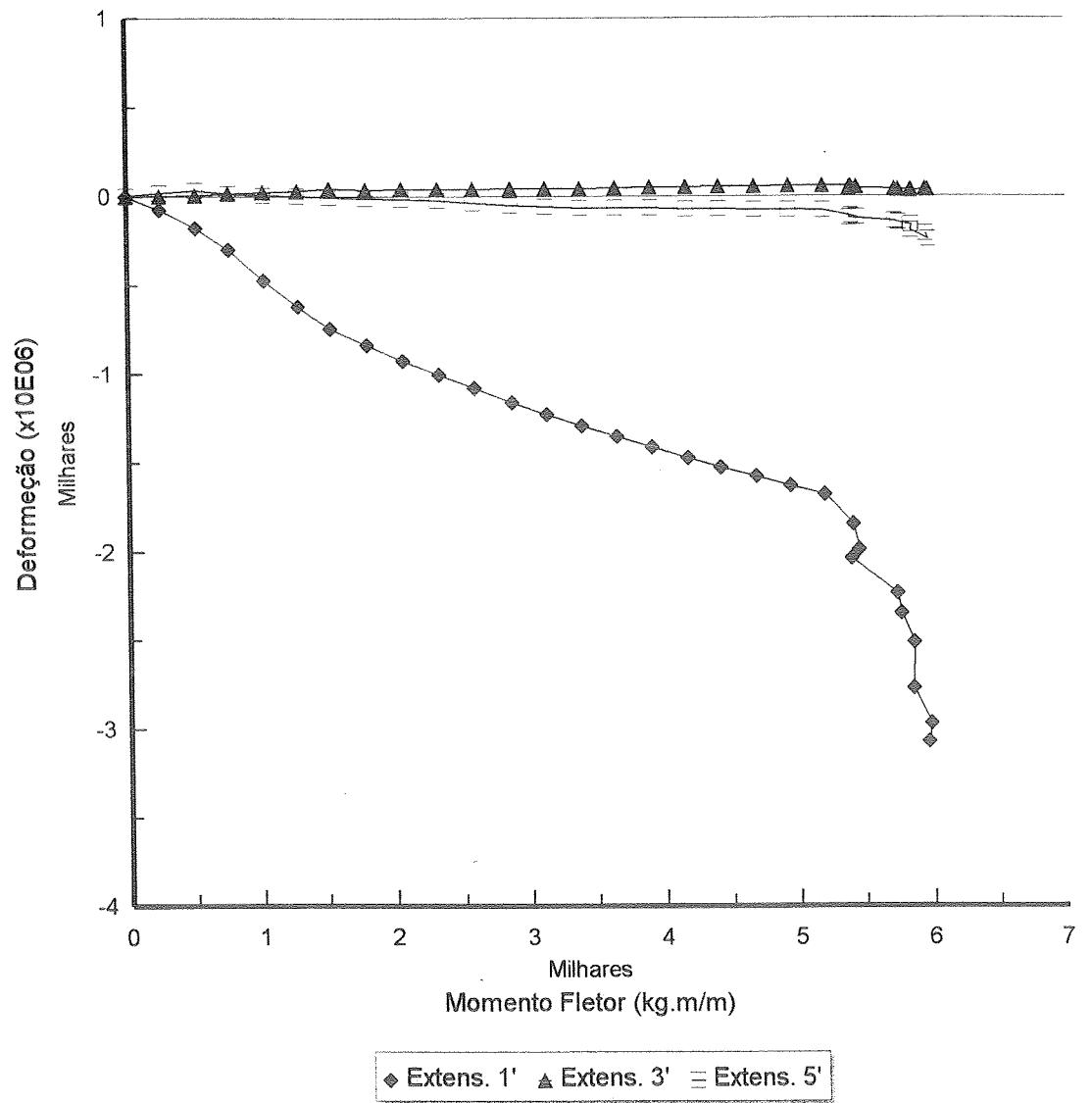


Figura 2.38: Série A' - Viga 4/07
Deformações no Concreto - Face 2
(TAKEYA, 1974)

3. UTILIZAÇÃO DE MODELOS FÍSICOS NA CONSTRUÇÃO E VERIFICAÇÃO DE MODELOS MATEMÁTICOS - RESISTÊNCIA DAS LIGAÇÕES LAJE-PILAR EM PAVIMENTOS SEM VIGAS

3.1 Introdução

O estudo experimental da resistência de ligações laje-pilar em pavimentos sem vigas tem sido extensamente desenvolvido nos últimos anos. A maior parte desses estudos têm sido realizados com o objetivo de construir ou verificar modelos matemáticos, tentando quantificar a contribuição de cada um dos elementos resistentes que interveem no fenômeno. Um panorama ainda bastante atual do problema pode ser encontrado em MARTINELLI (1974).

Os estudos experimentais da resistência das ligações laje-pilar em pavimentos sem vigas, em sua grande maioria, têm sido realizados através da construção e ensaio de elementos-de-laje. Esse procedimento tem permitido a simulação de um maior número de situações, todas perfeitamente possíveis de serem encontradas na prática, com maior rapidez e economia. Além disso, as pesquisas levadas a efeito com elementos-de-laje foram de grande utilidade já que permitiram consideráveis progressos na elucidação do problema e seus resultados em parte já foram consolidados em regulamentos internacionais.

Outro aspecto interessante na utilização de elementos-de-laje é que - admitindo-se que numa redução do protótipo à escala geométrica aproximadamente igual a 4 ainda fica assegurada muito boa reprodução dos fenômenos fortemente dependentes da fissuração - os modelos até agora ensaiados permitem a utilização de seus resultados para um número muito grande de dimensões relativas de laje e pilar, vãos e outros parâmetros geométricos envolvidos.

O objetivo presente de mostrar a utilização de modelos físicos na construção e verificação de modelos matemáticos pode ser atingido com base em pesquisa sobre a resistência de ligações laje-pilar em cantos de pavimentos sem vigas, extensamente relatada e analisada por MARTINELLI (1974).

3.2 Os Modelos e os Ensaios

A parte principal da pesquisa foi desenvolvida com a construção e ensaio de nove elementos-de-laje, totalizando 36 modelos. Desta forma, para cada elemento-de-laje foram executados quatro modelos, como amostra mínima para controle da

homogeneidade de construção e de ensaio e para a definição de valores médios das grandezas interessantes.

Os nove elementos-de-laje correspondem a lajes intermediárias em edifício de vários pavimentos composto de painéis quadrados. O pilar superior foi então simulado, em oito elementos-de-laje, mediante prisma de peroba pré-comprimido contra o pilar inferior; quatro modelos - representando o nono elemento-de-laje - foram porém construídos com pilar superior monolítico com a parte inferior, para averiguar a importância da falta de monolitismo.

Nas pesquisas realizadas para os casos simétricos, os elementos-de-laje têm reproduzido a parte de laje, em torno do pilar, delimitada pela circunferência de raio $r = 0,22.l$ dos pontos de momento nulo (l é o vão dos painéis de laje, quadrados, adjacentes ao pilar). Essa mesma circunferência foi tomada como referência básica na pesquisa dos cantos, embora nestes o raio possa até anular-se, dependendo da ligação entre a laje e o pilar e da própria rigidez deste. A diretriz para sua fixação proveio do fato de interessarem, antes de mais nada, situações de ruína em que a ação da força cortante fosse eventualmente dominante - "situações de punção". Decidiu-se, portanto, acercar a carga ao pilar o mais possível, mantendo-se porém excentricidade que pudesse ser relacionada com circunferência de momentos nulos de raio $r = 0,22.l$. Em todos os ensaios aplicou-se a carga Q , no plano bissetor do canto, a 45 centímetros do centro do pilar, mediante macaco hidráulico, repartindo-a numa coroa de círculo de raio médio $r = 51$ centímetros em relação àquele centro. A figura 3.1 mostra a montagem de ensaio, o sistema de aplicação das cargas e a distribuição destas sobre a laje.

Os 36 modelos de nove elementos-de-laje, todos com laje de espessura $h=10$ cm e pilar quadrado de lado $a=20$ cm, são divididos em Série A (20 peças) e Série B (16 peças). Nos modelos da Série A, alguns dos ganchos da armadura de flexão são prolongados pela face inferior da laje, para adequada ancoragem, nessa face, dos estribos da armadura transversal; na Série B esses prolongamentos foram substituídos por malha postiça de ferros CA-24, de diâmetro $3/16$ ", espaçados como as barras de flexão: é essa a diferença entre as peças da Série A e as que, na Série B, lhes correspondem.

Todas as lajes das Séries A e B receberam, aproximadamente, a máxima armadura de flexão compatível com a condição de "sub-armação". As barras, sempre de diâmetro $3/8$ " de aço CA-50A, foram dispostas paralelamente às bordas do canto; os espaçamentos foram fixados procurando compensar as diferenças de altura útil nas duas direções. Na verdade, minúcias construtivas não permitiram a obtenção de momentos de ruína iguais; numa das direções o momento é apenas cerca de 87% do outro.

A armadura transversal é sempre constituída por estribos de diâmetro 1/4", de aço CA-24 (salvo os já citados ganchos da armadura de flexão, sempre presentes e significativos).

Os estribos foram colocados na "região crítica": em todos os nós da armadura de flexão contidos nessa "região crítica", ou apenas nos "nós centrais". Por "região crítica" entendeu-se, inicialmente, a região onde se esperava superfície de ruína análoga à dos casos simétricos: ascendente, a partir do encontro do paramento inferior da laje com as faces interiores do pilar, e com inclinação seguramente compreendida entre 45° e 30° . Entenderam-se portanto como pertencentes à região crítica todos os pontos da laje distantes no máximo $h/\text{tg}30^\circ=17,5$ cm das faces interiores do pilar (figura 3.1). Na verdade, a ruína deu-se segundo superfície totalmente diferente que, nas bordas, é aproximadamente ortogonal à prevista; todavia, a fronteira da "região crítica" permanece, como se verá. Foram previstas para os estribos duas situações extremas e duas intermediárias:

- a) ausência total (lajes A_1 e B_1), subsistindo porém, nas faces laterais das lajes, como armadura transversal, os ganchos de ancoragem das barras de flexão;
- b) um estribo em cada "nó central" da região crítica (lajes A_2 e B_2);
- c) um estribo em cada um dos nós da armadura de flexão contidos na região crítica, resultando seção total de estribos 3,3 vezes maior que a anterior (lajes A_3 e B_3);
- d) armadura de estribos dupla da anterior, com dois estribos em cada nó (lajes A_4 , B_4 e A_5).

As figuras 3.2 e 3.3 mostram a armadura e a instrumentação dos nove elementos-de-laje das Séries A e B.

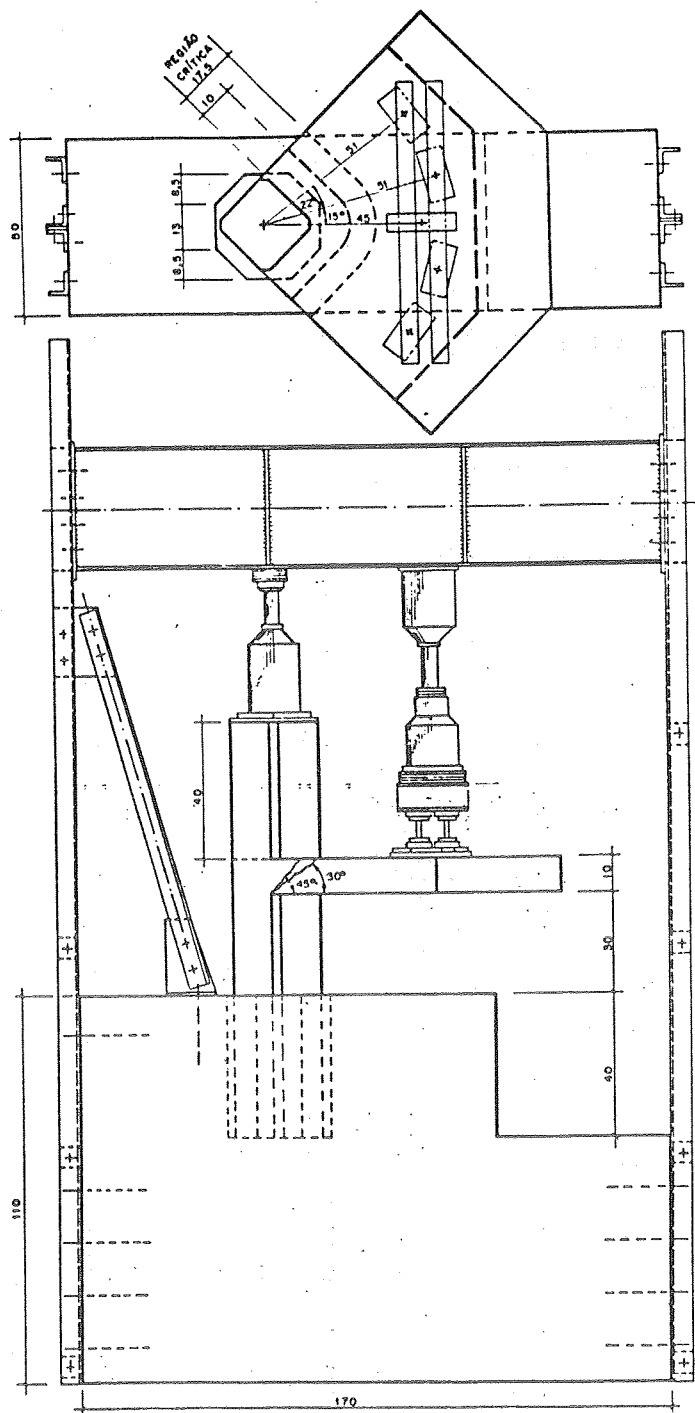


Figura 3.1: Montagens de Ensaio e de Carga
(MARTINELLI, 1974)

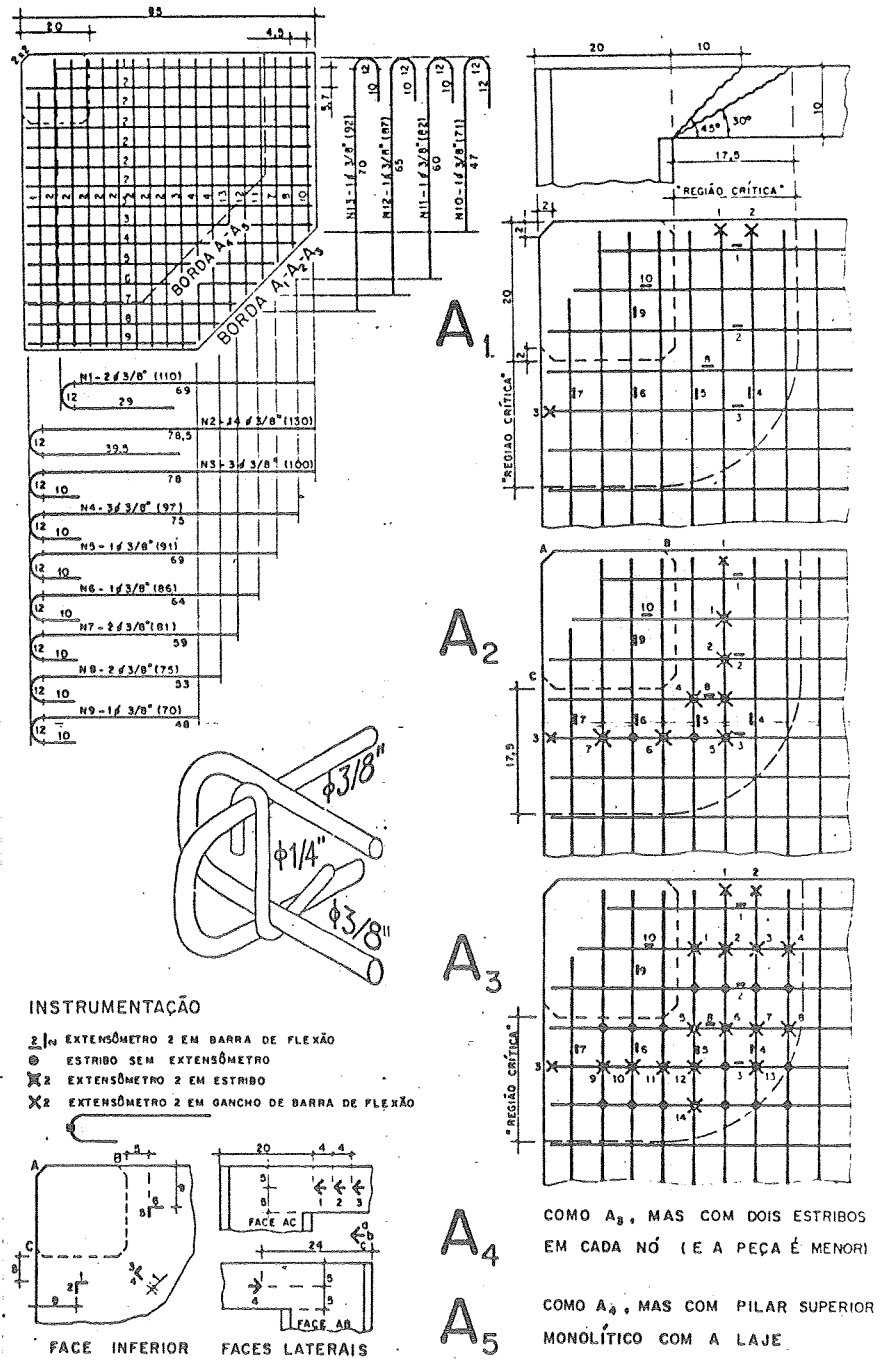


Figura 3.2: Armadura e Instrumentação
EdL's 6,8,10,12 e 14 - Série A
(MARTINELLI,1974)

Os seguintes dispositivos de medida foram utilizados:

- a) dois dinamômetros LE-EESC com extensômetros elétricos de resistência, em série com os macacos, ligados ambos a estação de medida KIOWA de leitura direta e ao digitalizador HP-2012B abaixo citado;
- b) extensômetros de resistência SHINKOH, para as deformações das armaduras e do concreto;
- c) digitalizador Hewlett-Packard HP-2012B, para os dinamômetros e para a medida das deformações acusadas pelos extensômetros elétricos, registrados pelo digitalizador em fita perfurada, posteriormente processada no computador IBM-1130 do CPD da EESC-USP segundo programas preparados durante a pesquisa;
- d) defletômetros mecânicos para a medida dos deslocamentos transversais, instalados nas duas bordas livres e na bissetriz do canto.

Essa instrumentação definiu de maneira suficientemente precisa, até a ruína, o comportamento das regiões mais representativas dos elementos-de-laje, pela medida das deformações no concreto, na armadura de flexão e na armadura transversal, e o comportamento global, pela medida de deslocamentos transversais dos modelos .

Quanto às cargas, distinguem-se a de 200 kN que completou a vinculação do pilar (ou prisma de madeira substituto), pré-comprimindo-o contra o quadro de reação, e a carga principal, correspondente à ação do painel de laje sobre o canto representado pelo elemento-de-laje. Este carregamento foi fracionado em parcelas de aproximadamente 330 daN, correspondentes a cerca de 1/20 das diversas cargas de ruína registradas ao longo da pesquisa. Os incrementos de carga foram aplicados de cinco em cinco minutos: aplicada a parcela de 330 daN, decorridos dois minutos realizavam-se as medidas. Esse ritmo de carregamento, mantido durante toda a pesquisa, confirmou-se como o mais adequado, inclusive quanto ao registro da evolução do fissuramento, realizado em cada período de cinco minutos.

De cada modelo ensaiado foram retirados cinco corpos de prova de concreto, cilíndricos normais, ensaiados para a obtenção da resistência à compressão simples, do módulo de elasticidade e da resistência à tração simples (pelo ensaio de compressão diametral). Resultaram os seguintes valores (daN/cm²):

$$f_{c,28}=384; s=49; \delta=12,8\%; f_{ck}=303;$$

$$f_{ct,28}=29; s=3,7; \delta=12,7\%; f_{ct,k}=23;$$

$$E_0=456.000.$$

Extraíram-se amostras dos aços, para a determinação do módulo de elasticidade e da tensão de escoamento, obtendo-se (daN/cm²):

$$CA-50A \quad f_{su}=7.300; f_y=5.100; E_s=1.965.000;$$

$$CA-24 \quad f_{su}=5.100; f_y=2.950; E_s=1.870.000.$$

Com o objetivo de determinar o momento último nas duas direções da armadura principal de flexão da laje, foram construídas 16 vigas com as seguintes características de construção e de ensaio: todas com vão $l=135$ cm, comprimento total de 155 cm, altura total $h=10$ cm (igual à espessura das lajes), com armadura dupla, simplesmente apoiadas, com carregamento nos terços.

As 16 vigas se subdividem em quatro grupos de quatro vigas iguais, a saber:

- a) quatro vigas A' com largura de 11,4 cm com duas barras inferiores e duas barras superiores, todas de diâmetro 3/8" CA-50A e espaçadas de 5,7 cm, com altura útil de 9,0 cm. Estas vigas A' destinaram-se à medida do momento último numa das direções principais das lajes A_i;
- b) quatro vigas A" análogas às A', diferenciando-se por terem largura de 9,0 cm, espaçamento de 4,5 cm entre as barras, altura útil de 8,0 cm. Estas vigas A" correspondem à outra direção principal das lajes A_i;
- c) quatro vigas B' como as A', com a única diferença de se ter substituído a armadura superior por duas barras de diâmetro 3/16" CA-24, fazendo-as portanto corresponder a uma das direções principais das lajes B_i;
- d) quatro vigas B" como as A", com a mesma alteração das B' em relação às A', com o que ficaram representando a outra direção principal das lajes B_i.

Resultaram os seguintes momentos últimos médios:

VIGAS	$M_{u,obs}$ (daN.m/m)
A'	6.199
B'	6.118
A''	7.148
B''	7.053

Parte dos resultados dos ensaios dessas 16 vigas constam do capítulo 2 (item 2.4) do presente trabalho.

3.3 Os Resultados Obtidos

A tabela 3.1 apresenta os resultados das cargas de ruína observados. Nessa mesma tabela são mostrados outros dados relativos à cada modelo.

A figura 3.4 mostra graficamente os resultados da tabela 3.1, colocando-se a carga de ruína versus área de armadura transversal da laje.

A figura 3.5 mostra a fissuração de um dos modelos da série A_4 . Essa fissuração é típica. Como para poder fotografar foi necessário repassar o fendilhamento com tinta a óleo, as linhas da fotografia não dão a abertura das fissuras. Os valores de aberturas de fissuras, medidas em quatro fases com régua de comparação LNEC, são apresentados na tabela 3.2.

As figuras 3.6 e 3.7 mostram as deformações na armadura de flexão da laje.

As figuras 3.8 a 3.12 mostram as deformações na armadura transversal da laje (estribos e ganchos).

As figuras 3.13 e 3.14 mostram as deformações no paramento inferior da laje.

A figura 3.15 mostra a localização dos extensômetros elétricos instalados nas faces laterais dos modelos. A figura 3.16 mostra dois gráficos que são exemplos do que pode ocorrer com deformações medidas em região fissurada; no caso da figura 3.16 são mostrados os resultados dos quatro modelos componentes de duas séries distintas (dois elementos-de-laje).

A figura 3.17 apresenta alguns dos resultados dos deslocamentos medidos.

LAJE	MODELO	J	f_{c1}	f_{ct1}	A_c	$Q_{u,obs}$
$A_1 B_1$	1/05 2/01	42 35	452 433	37 30	0,0	6.550 6.011
	06 02	43 35	459 434	33 29		6.629 6.595
	07 03	38 35	435 442	31 30		6.370 6.033
	08 04	39 35	441 445	31 32		6.179 6.393
	MÉDIAS:		447 439	33 30		6.432 6.258
$A_2 B_2$	1/09 2/05	42 35	367 335	31 31	2,7	6.505 7.734
	10 06	43 35	393 306	30 26		6.550 6.528
	11 07	44 35	404 321	36 35		6.932 7.000
	12 08	45 35	431 397	36 31		6.865 6.898
	MÉDIAS:		399 340	33 31		6.713 6.890
$A_3 B_3$	1/13 2/09	49 35	457 351	- 26	8,8	6.768 7.438
	14 10	50 35	455 374	31 26		7.244 7.134
	15 11	47 35	431 296	33 27		7.614 7.471
	16 12	48 35	432 386	34 31		7.376 7.337
	MÉDIAS:		444 352	33 28		7.251 7.345
$A_4 B_4 A_5$	3/05 2/13 3/09	Todos	398 393 410	31 29 28	17,6	6.933 7.314 7.112
	06 14 10	com	424 321 431	29 25 33		7.000 7.415 7.382
	07 15 11	35 dias	423 385 395	26 25 37		6.719 7.483 7.775
	08 16 12		430 331 422	31 24 32		6.899 7.235 6.888
	MÉDIAS:		419 358 415	29 26 33		6.888 7.362 7.289
OBSERVAÇÕES - Unidades: daN, cm						
Todas as lajes têm $\rho = A_s/A_c = 1,8\%$						
A resultante Q_u das cargas tem excentricidade $e=45$ cm do centro do pilar, na bissetriz do canto.						

Tabela 3.1: Cargas de Ruína Observadas
(MARTINELLI,1974)

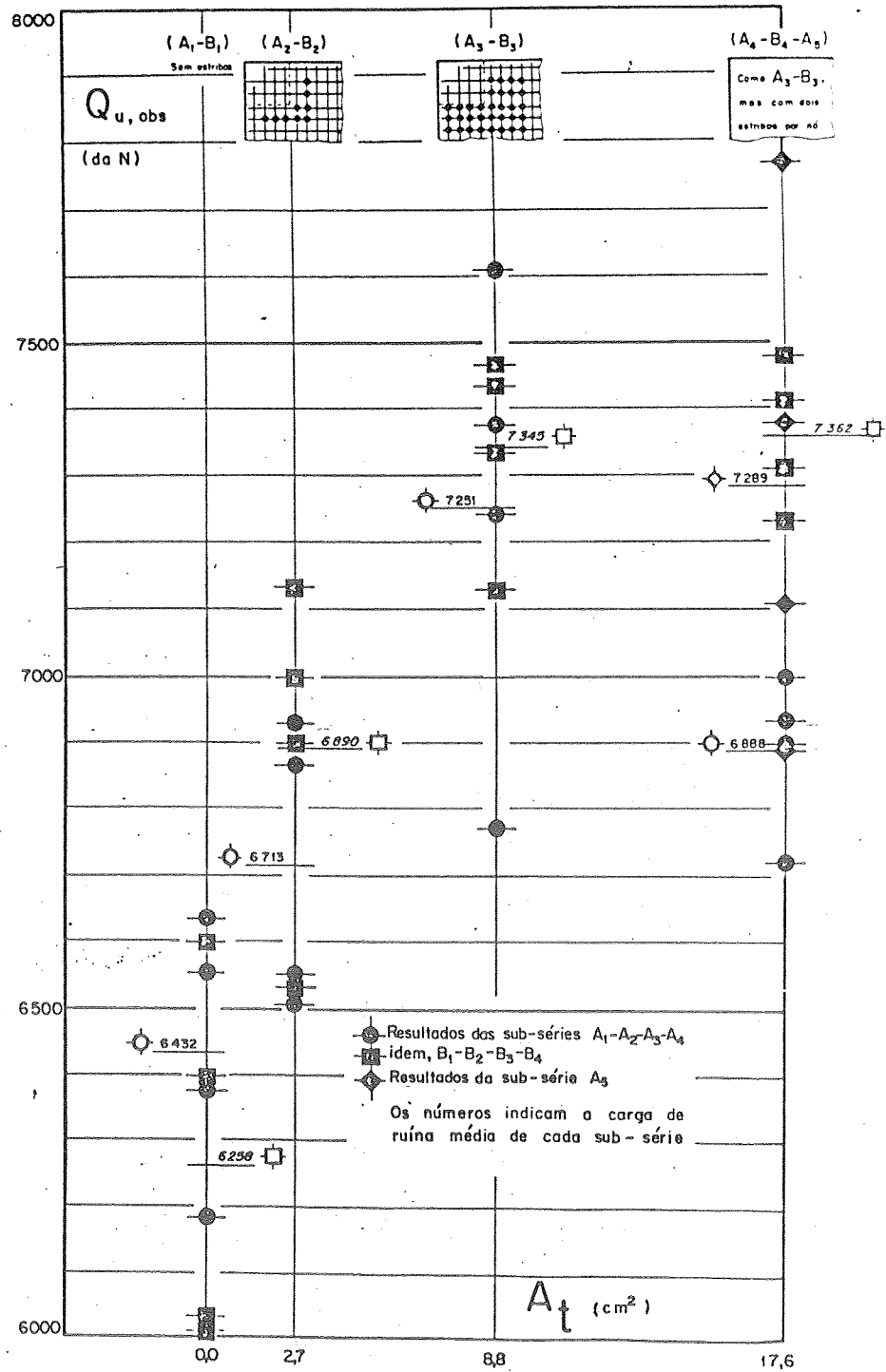


Figura 3.4: Carga de Ruína - Área de Armadura Transversal da Laje (MARTINELLI, 1974)

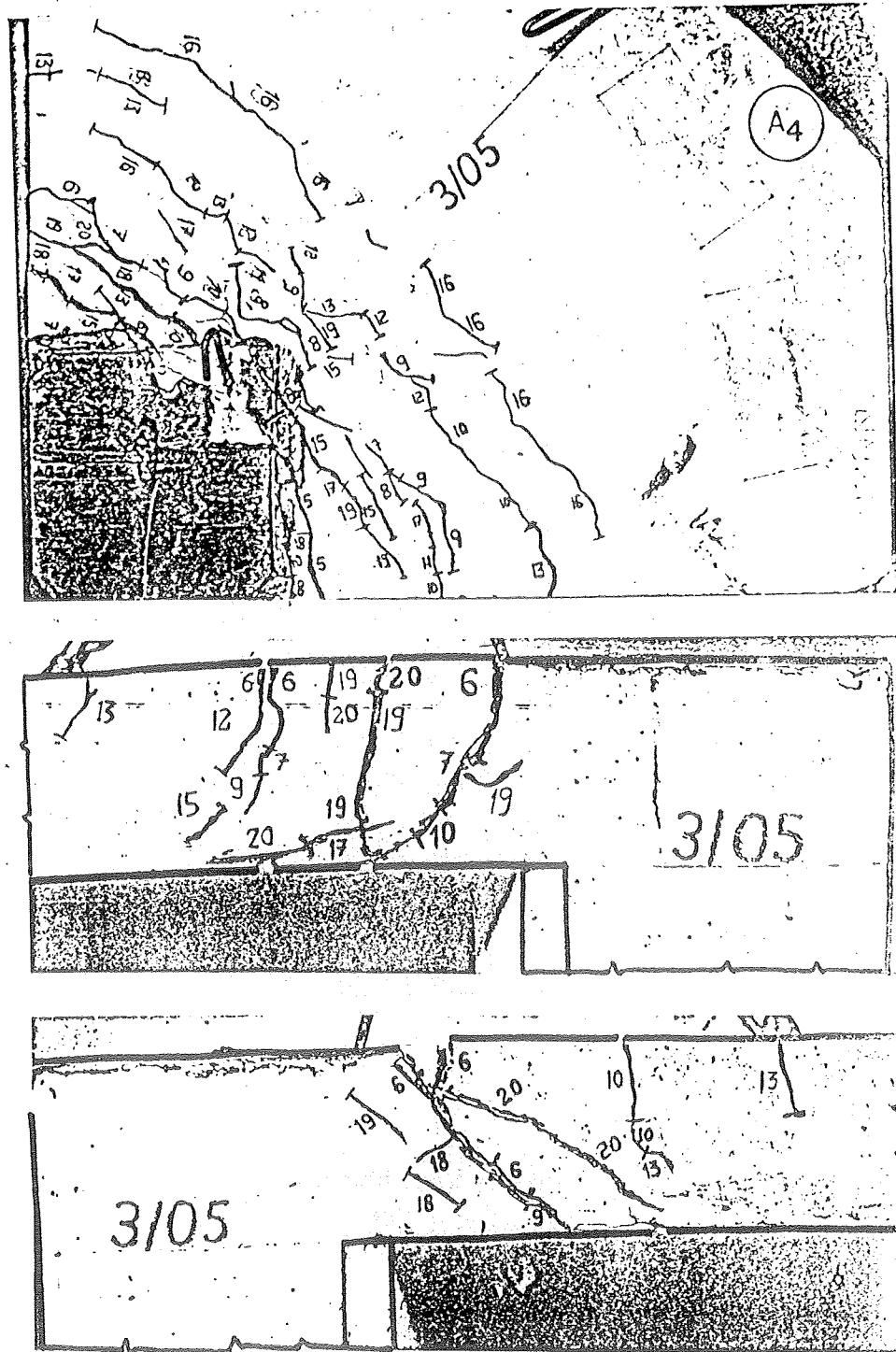


Figura 3.5: Quadro de Fissuração
(MARTINELLI, 1974)

LAJE	MODELO	Fase			
		5	10	15	F
B ₁	2/01	0,5	-	1,0	15 (F-19)
	02	0,5	2,0	3,0	-
	03	0,5	1,5	3,0	-
	04	0,5	2,0	3,0	20 (F-19)
B ₂	2/05	0,5	2,5	3,0	-
	06	1,0	2,5	4,5	30 (F-20)
	07	0,5	2,5	6,0	40 (F-21)
	08	0,5	2,5	4,5	30 (F-21)
B ₃	2/09	0,5	1,5	3,5	25 (F-22)
	10	0,5	2,5	4,5	-
	11	0,5	1,5	3,0	-
	12	0,5	2,0	4,0	-
B ₄	2/13	-	-	-	-
	14	-	-	-	-
	15	0,5	2,5	4,5	16 (F-23)
	16	-	2,5	6,0	16 (F-23)
A ₄	3/05	0,5	2,5	6,0	40 (F-20)
	06	0,8	3,0	-	-
	07	0,8	3,5	6,0	40 (F-20)
	08	0,8	3,5	6,0	30 (F-20)
A ₅	3/09	0,5	2,5	4,0	30 (F-21)
	10	0,5	2,5	5,5	25 (F-22)
	11	0,5	2,0	2,5	12 (F-23)
	12	0,5	2,5	5,5	-

Tabela 3.2: Aberturas de Fissuras
em décimos de milímetro
(MARTINELLI, 1974)

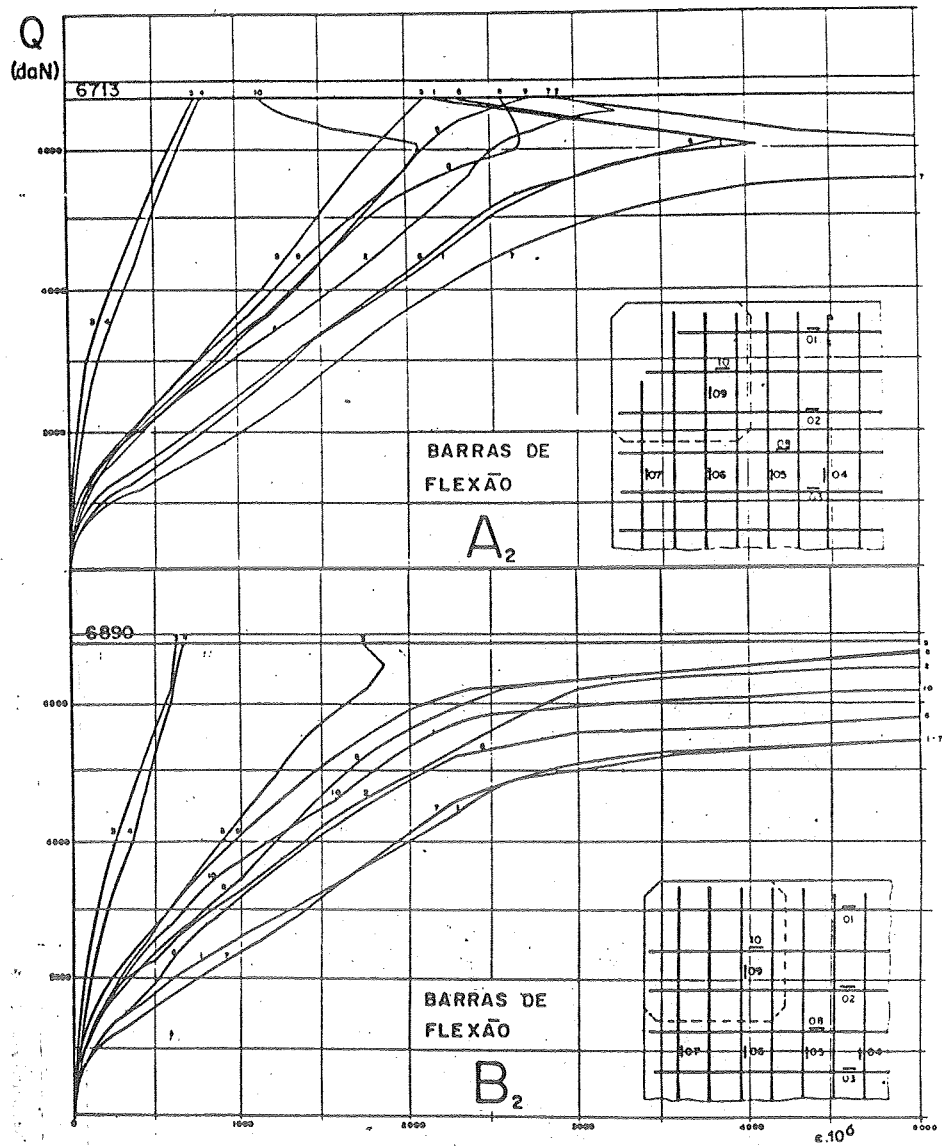


Figura 3.6: Deformações na Armadura de Flexão
(MARTINELLI, 1974)

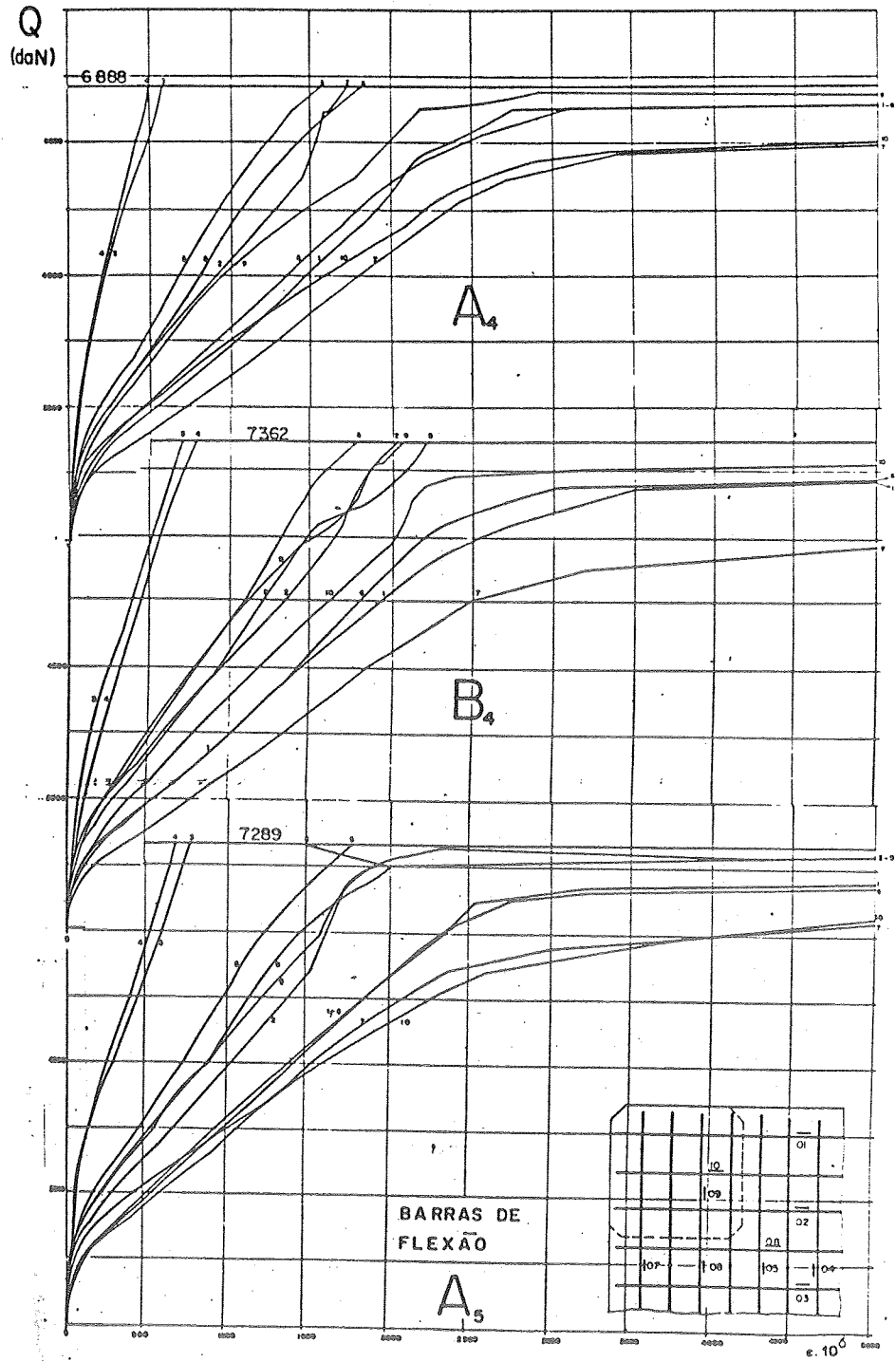


Figura 3.7: Deformações na Armadura de Flexão (MARTINELLI,1974)

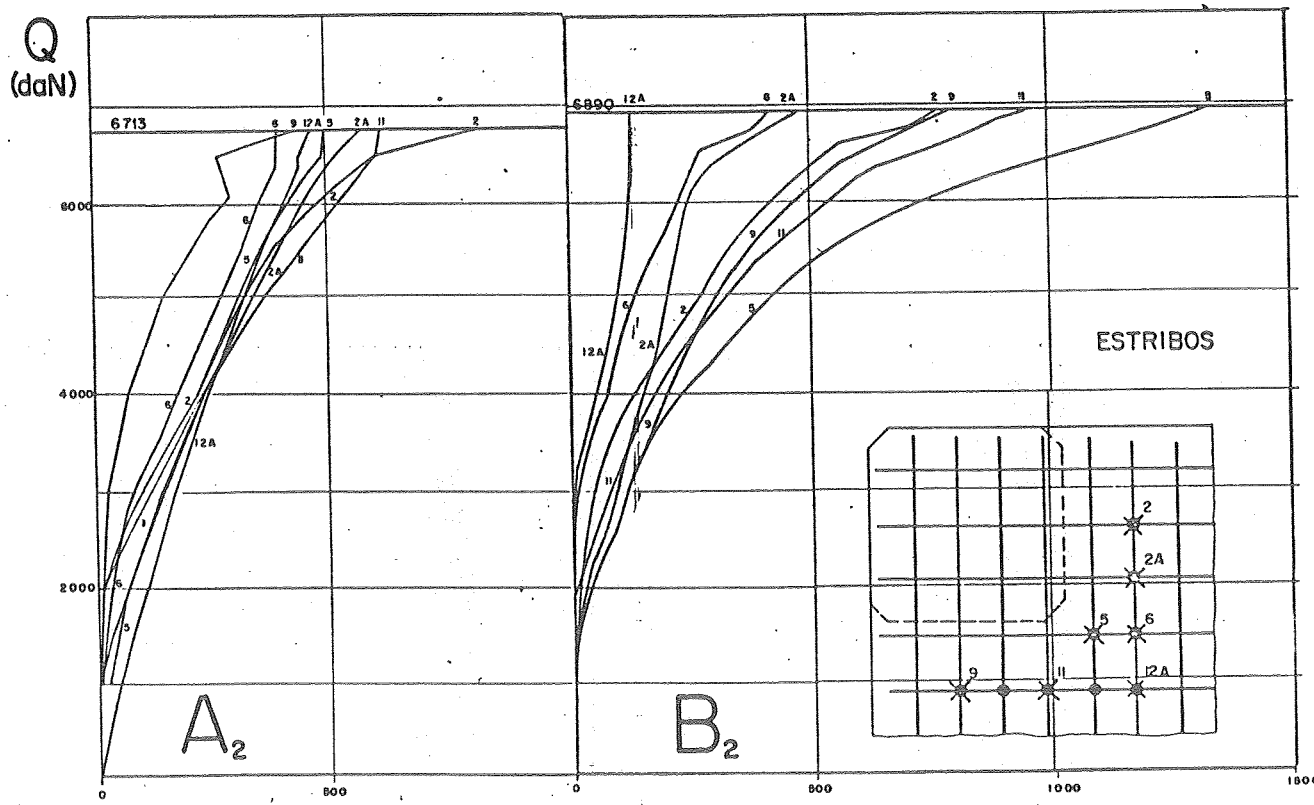


Figura 3.8: Deformações na Armadura Transversal da Laje (MARTINELLI, 1974)

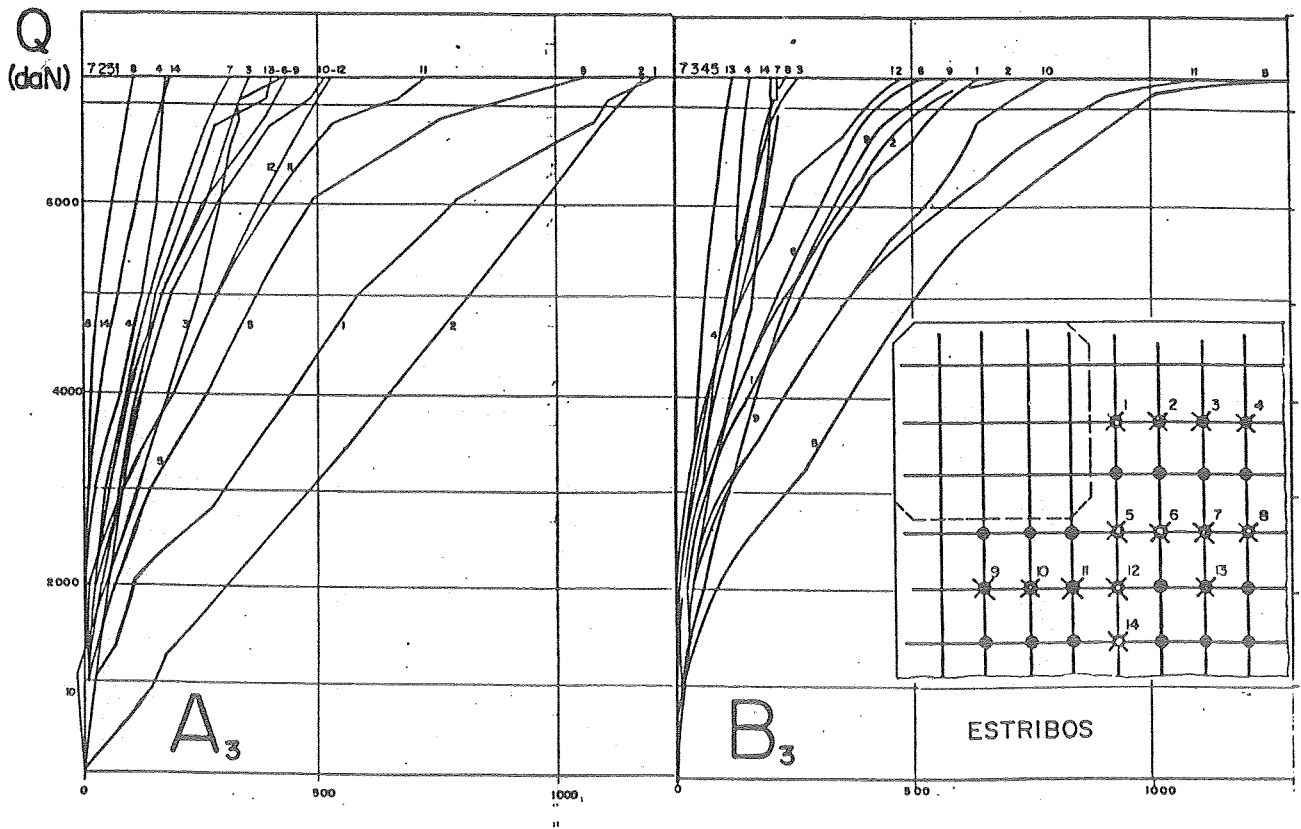


Figura 3.9: Deformações na Armadura Transversal da Laje (MARTINELLI, 1974)

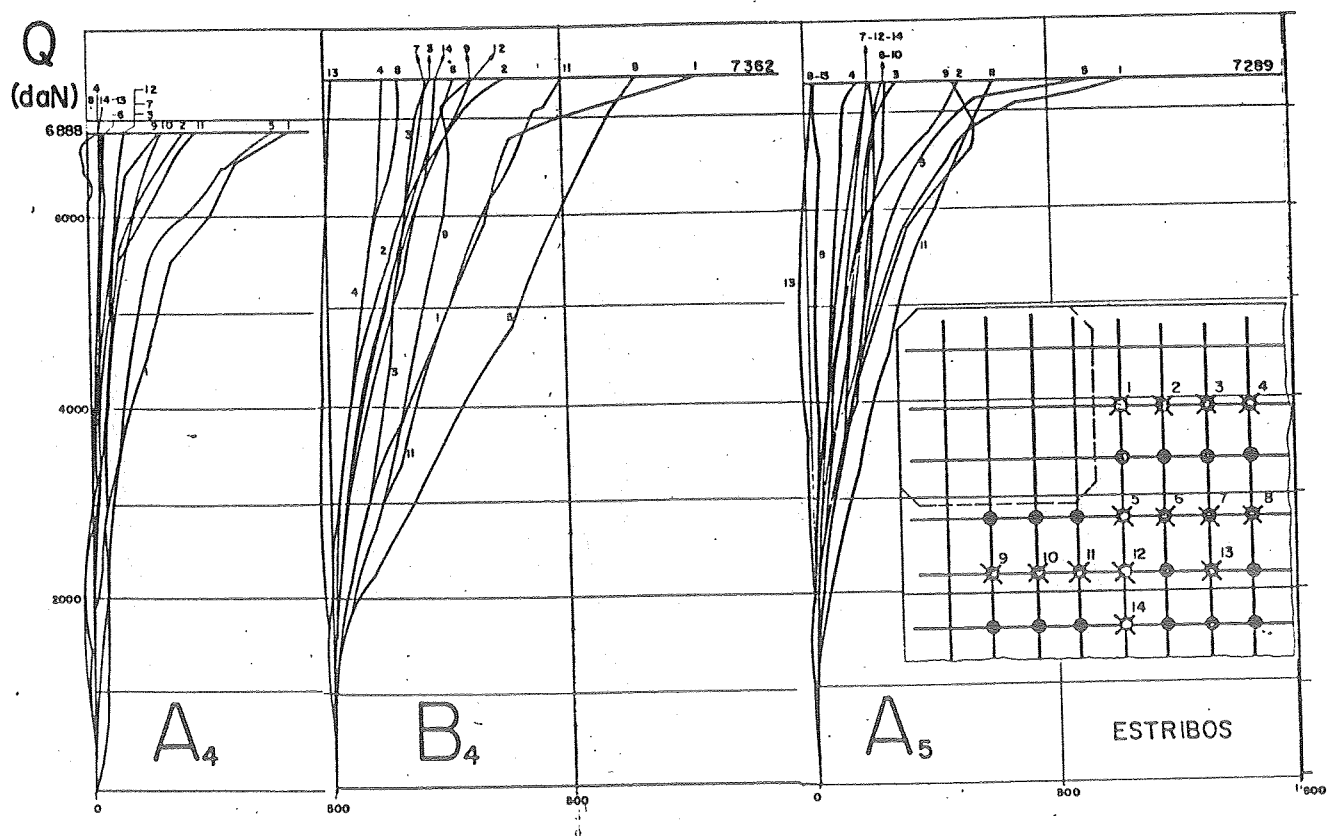


Figura 3.10: Deformações na Armadura Transversal da Laje (MARTINELLI, 1974)

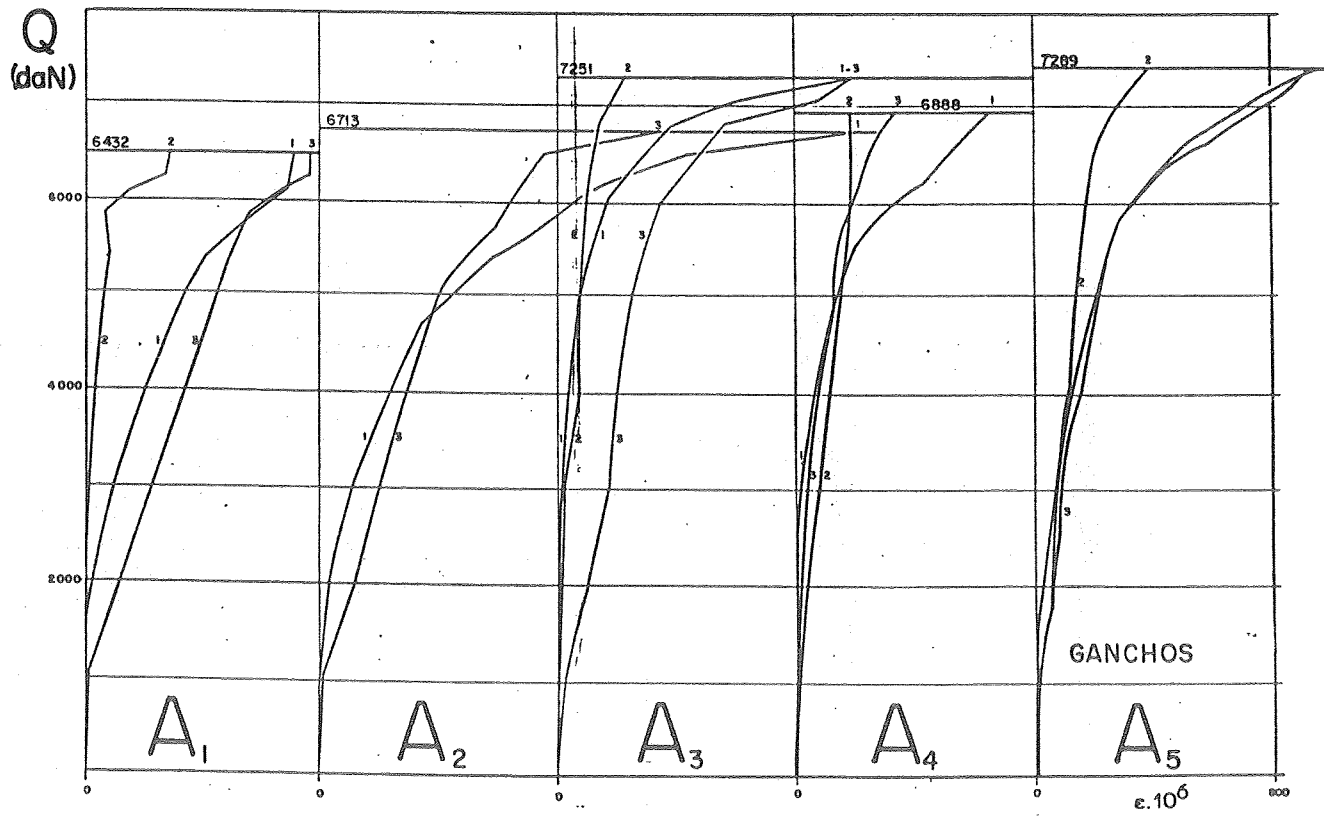


Figura 3.11: Deformações na Armadura
Transversal de Laje
(MARTINELLI, 1974)

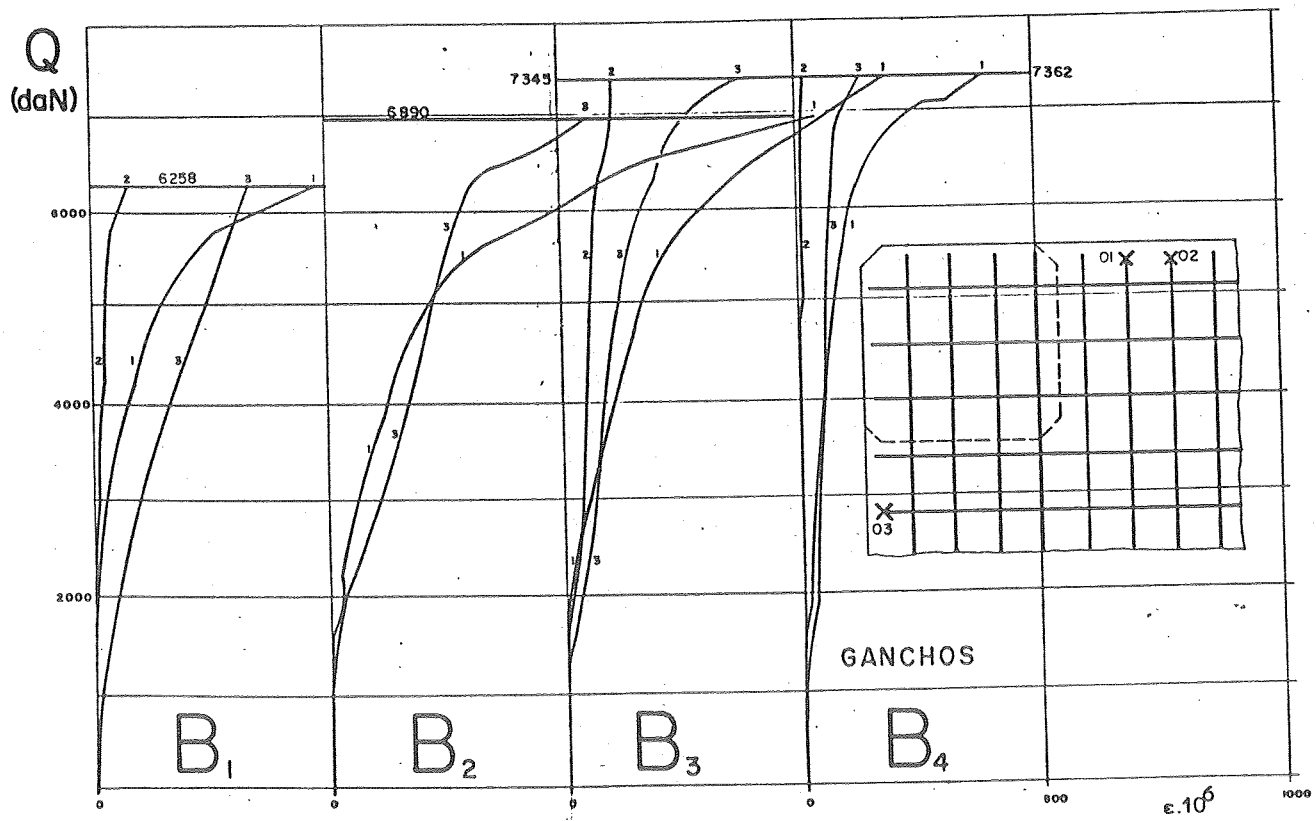


Figura 3.12: Deformações na Armadura Transversal da Laje (MARTINELLI, 1974)

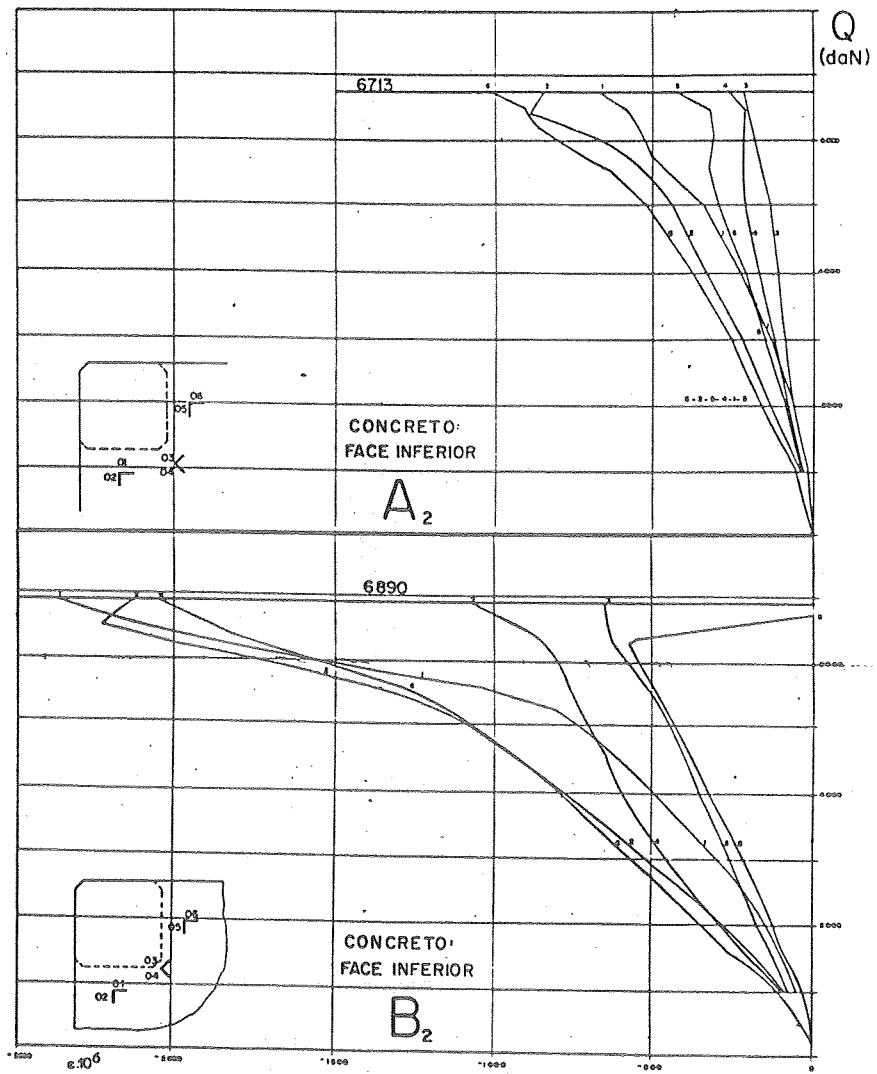


Figura 3.13: Deformações no Paramento Inferior da Laje (MARTINELLI,1974)

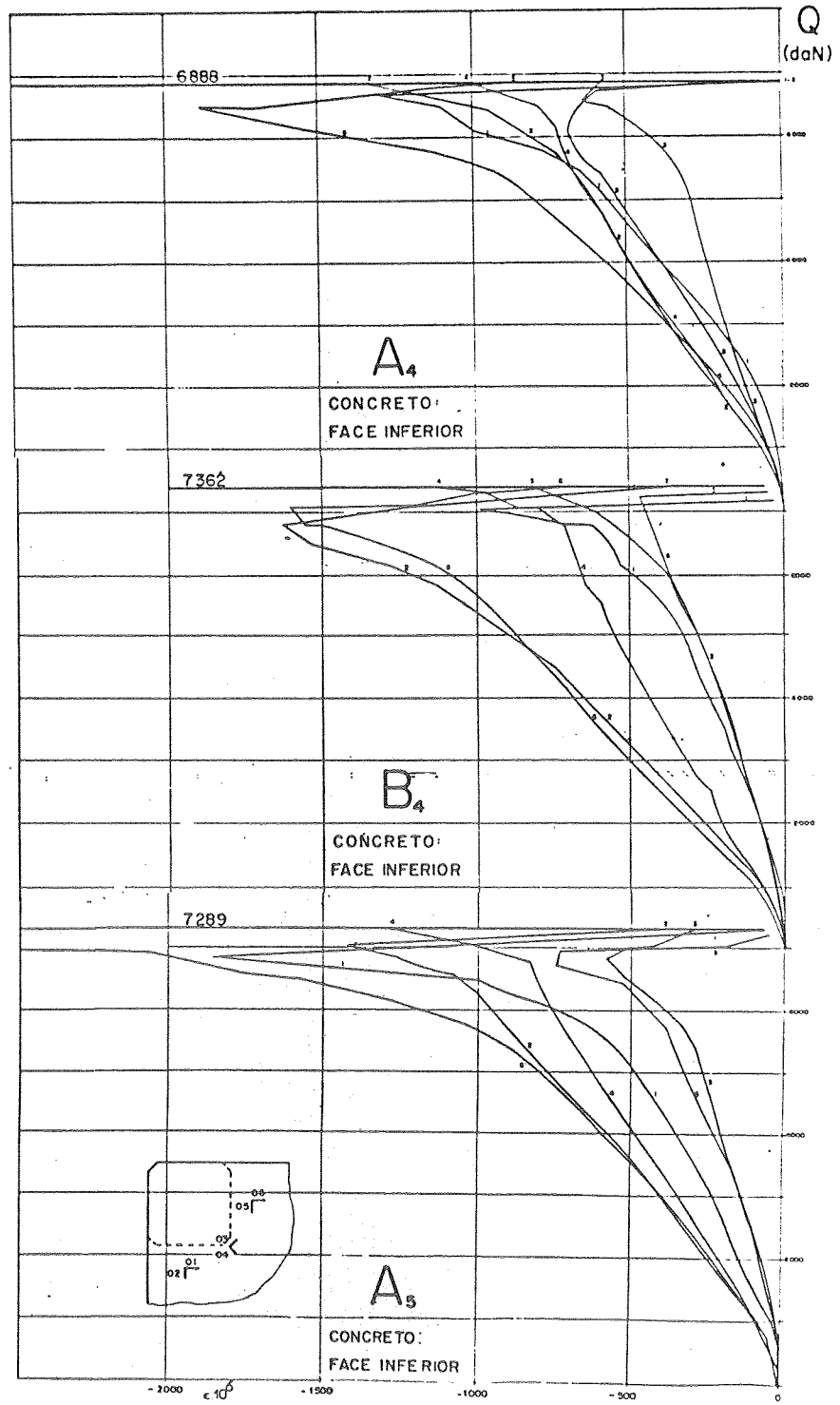


Figura 3.14: Deformações no Paramento Inferior da Laje (MARTINELLI,1974)

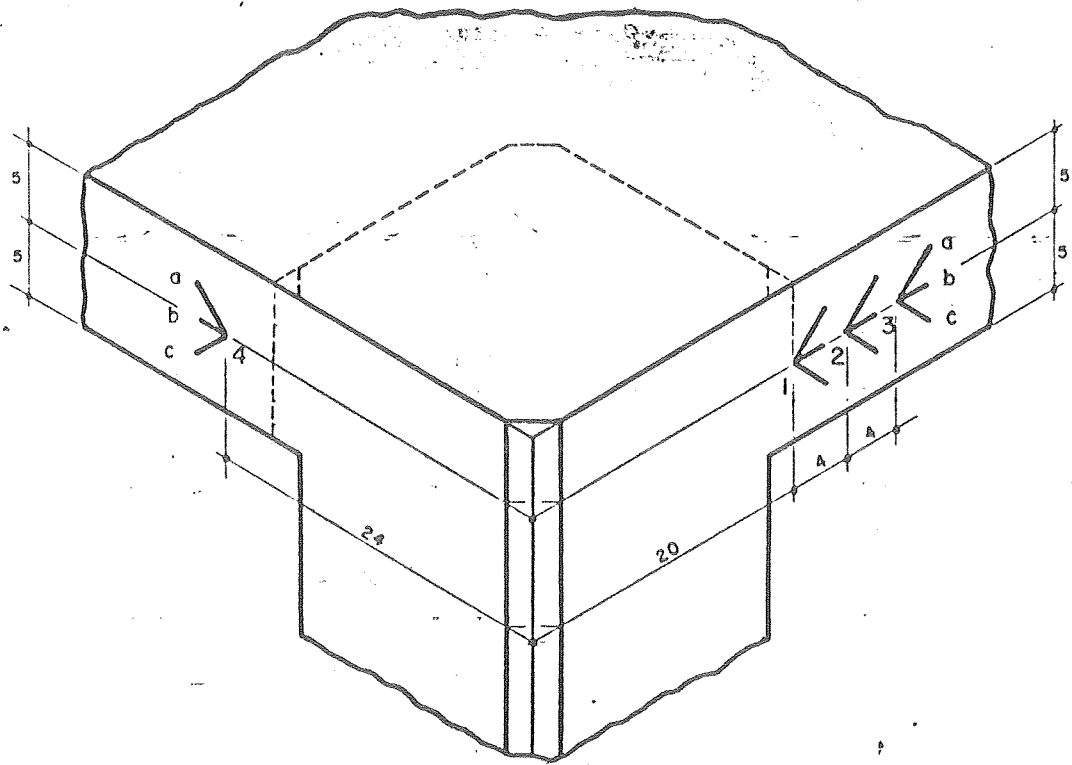


Figura 3.15: Localização dos Extensômetros nas Faces Laterais (MARTINELLI, 1974)

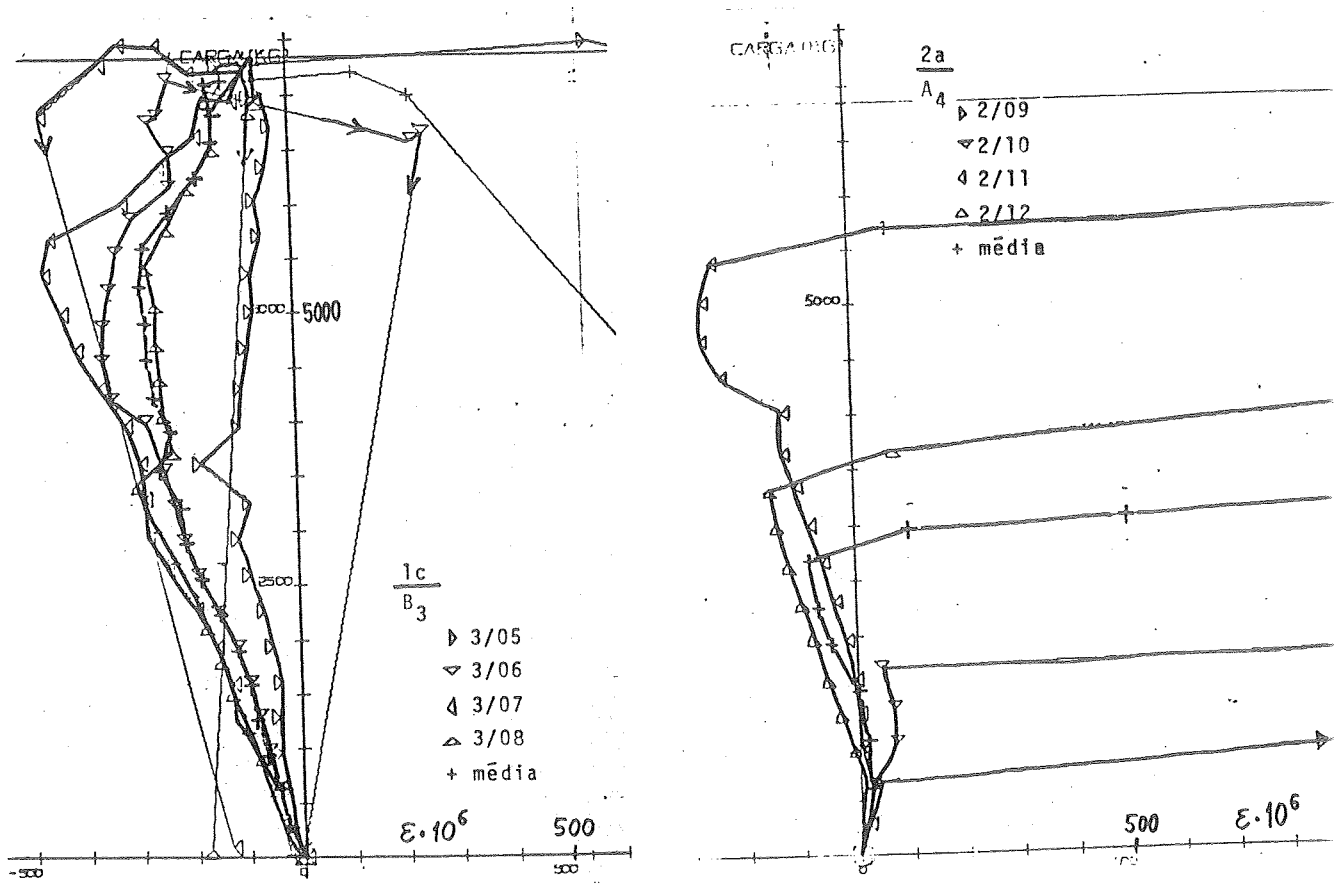


Figura 3.16: Deformações nas Faces Laterais (MARTINELLI, 1974)

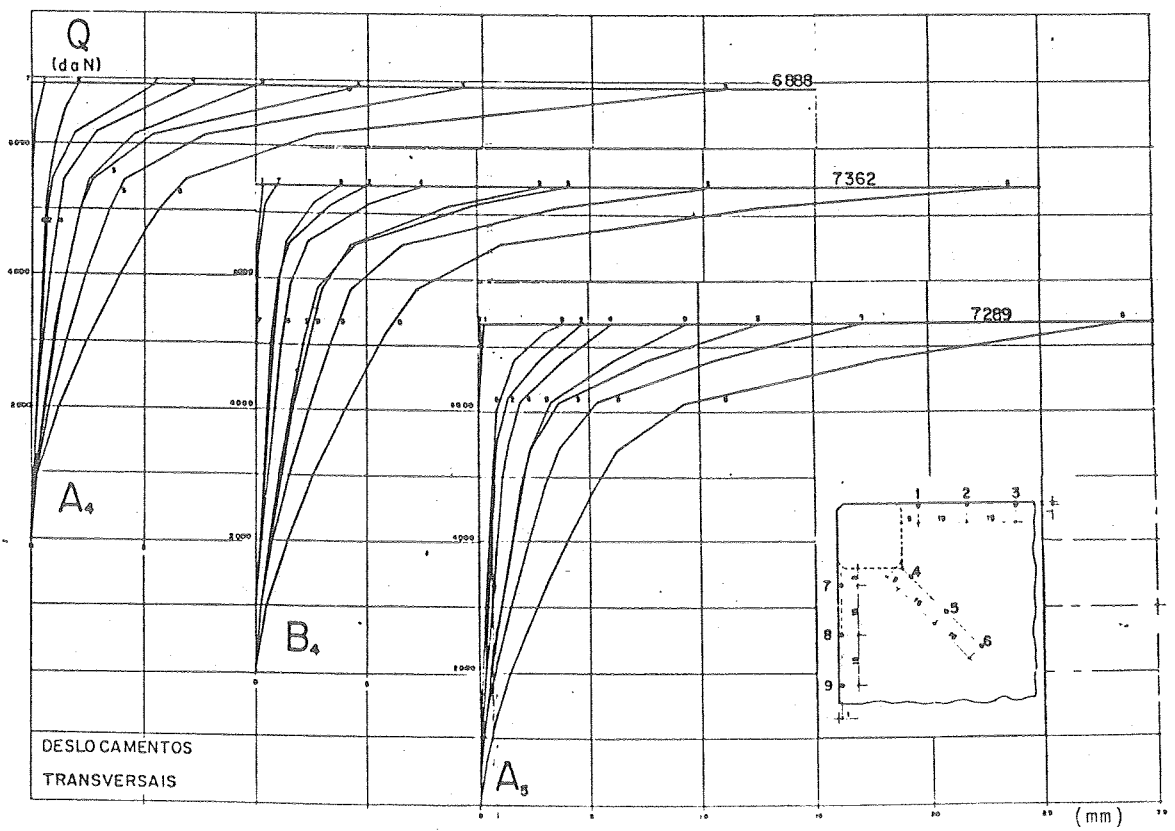


Figura 3.17: Deslocamentos Transversais
(MARTINELLI, 1974)

3.4 Análise dos Resultados

A primeira fase da análise dos resultados da pesquisa realizada consiste principalmente da verificação dos aspectos fundamentais a serem examinados, da confiabilidade e representatividade dos modelos ensaiados, e já permitiram a esquematização de um primeiro modelo matemático empírico (figura 3.19).

Numa segunda fase, pretende-se construir um modelo matemático racional, inclusive levando em consideração os resultados dos ensaios mais recentes, decorrentes do prosseguimento da pesquisa (tabela 1.3).

Quanto às configurações de ruína, elas evidenciam nítida predominância do momento fletor, com rotação da parte inferior da laje em torno de duas charneiras passantes pelo canto interior do pilar (rotação essa que apresenta uma componente em relação à bissetriz do canto). A superfície de separação poderia ser idealizada como em (a)-(b)-(c) da figura 3.18: uma parte da laje permaneceria ligada ao pilar nas proximidades de seu canto interior, ao passo que ao longo dos dois trechos laterais da charneira a laje apresentaria duas protuberâncias sobre as partes da laje que continuariam solidárias com o pilar. A primeira parte, junto ao canto, lembra o caso dos pilares interiores, e foi efetivamente observada na fase de ruína, na qual também se notou algum deslocamento vertical entre essa parte da laje, ainda solidária com o pilar, e a parte móvel. As duas protuberâncias laterais distinguem radicalmente estas configurações de ruína das dos pilares interiores.

Essa superfície de separação poderia ser imediatamente esquematizada, de maneira mais simples, como em (d)-(e) da figura 3.18, mantendo-se ainda os cortes (c). As duas charneiras seriam substituídas por uma única, normal à bissetriz do canto; cada uma das superfícies de separação nas partes laterais da charneira seria agora regradada, definida pela charneira, por reta paralela à face do pilar no paramento superior da laje, por uma vertical nas vizinhanças do canto interior (chanfrado) do pilar e, finalmente, por uma simples reta na face lateral da laje; a protuberância do canto do pilar seria definida por um conóide, tendo como diretrizes um segmento da charneira e, no paramento superior da laje, um semi-círculo. Na verdade, interessam as projeções desses contornos sobre o plano da charneira (d, figura 3.18), as quais definirão os estribos ativos (c, figura 3.18).

As configurações de ruína evidenciam claramente que armaduras diagonais "clássicas" (análogas às empregadas para pilares interiores, ascendentes a 45° do paramento inferior da laje para as faces internas do pilar) seriam absolutamente inadequadas: junto às bordas do canto seriam aproximadamente paralelas à superfície de separação, somente podendo ter alguma utilidade nas vizinhanças do

canto interior do pilar. Mas, se no caso de pilares interiores essas barras já são pouco aproveitáveis para a armadura de flexão, aqui seriam completamente inúteis. Confirma-se, portanto, a adequabilidade dos estribos como armadura transversal.

Quanto às cargas de ruína, as dispersões são pequenas, a carga de ruína aumenta ao se reforçar a armadura transversal, este aumento é apreciável sem que represente parcela muito grande da carga total, e é decrescente com o aumento da armadura transversal, logo atingindo um máximo com uma quantidade de estribos que se sente corresponderem aproximadamente ao máximo construtivamente admissível (dois ferros de 1/4" cada $5 \times 5 \text{ cm}^2$, mais ou menos). Ainda, este aumento é de cerca de 14% em relação às peças sem estribos, e em lajes-elementares simétricas os aumentos da carga de ruína, pela ação dos estribos, chegam a coisa de 25%; se, então, 14% parece pouco, logo se pode sentir que esse aumento será maior, se se considerarem lajes realmente sem armadura transversal (as A_1 e B_1 , mas sem os ganchos da armadura de flexão); como se verá, poderá ser de cerca de 36%, ou algo entre 14% e 36%, o que bem se coaduna com os 25% já citados. Finalmente, alguns poucos valores à primeira vista suspeitos (6768 em A_3 , 7775 em A_5 , e toda a sub-série A_4) acabam por apresentar probabilidade perfeitamente aceitável, no conjunto das 40 cargas medidas.

A tabela 3.3 resume ligeira análise estatística das cargas medidas; nela se incluem os resultados da laje AX_5 , quinta de uma Série Auxiliar preliminar.

Na coluna Q_i/Q_m normalizam-se as quatro cargas de ruína de cada sub-série em relação à respectiva média, notando-se desvios máximos de -6,7% (em A_3) e de +6,7% (em A_5) e correspondentemente, desvios padrões $s=4,9\%$ e $s=5,3\%$, com s definido por $n-1$ ($n=4$, número de peças de cada sub-série). Considerando agora o conjunto das quarenta cargas normalizadas, tem-se $s=3,3\%$ (definido por $n_t=40$), que dá uma medida global da qualidade da técnica empregada ao longo de toda a experimentação. Imediatamente se verifica que todas as cargas medidas pertencem ao intervalo $1 \pm 3s$ e, mesmo, ao mais restrito $1 \pm 2s$; com esse critério são todas aceitáveis, portanto. Ainda com respeito a esse conjunto de 40 cargas, de desvio padrão $s=3,3\%$, o critério de Chauvenet fornece $c_{40}=8,3\%$ como desvio máximo admissível, e todas as cargas continuam aceitáveis. Mais severamente, dentro de cada sub-série (em relação aos s , portanto), esse mesmo critério de Chauvenet fornece os desvios máximos c indicados em itálico sob os respectivos s : o mínimo desvio admissível é agora $c=2,5\%$, em B_4 , amplamente satisfeito; e a pior série (A_5 , $s=5,3\%$) tem $c=8,7\%$, que pouco se afasta do bom conjunto de 40 medidas que, com $s=3,3\%$ tem $c_{40}=8,3\%$. Parece, portanto, que todas as cargas observadas (representadas pelos traços horizontais nos retângulos do gráfico da figura 3.19) são aceitáveis. E, com a distribuição de Student, a média de cada

sub-série estará, com 95% de confiança, no intervalo $Q_u \cdot (1 \pm ts/(v^{1/2}))$ com $t=3,18$ (com $v=n-1=3$ graus de liberdade). A menor semi-amplitude corresponde à laje B_4 e é $ts/(v^{1/2})=0,028$, cerca de 206 daN; a maior é a A_5 , $ts/(v^{1/2})=0,097$, cerca de 707 daN.

Essas amplitudes das faixas de 95% de confiança reforçam a tendência de reagrupar as observações. É o que se fez e refez nas colunas Q_m' e Q_m'' da tabela 3.3.

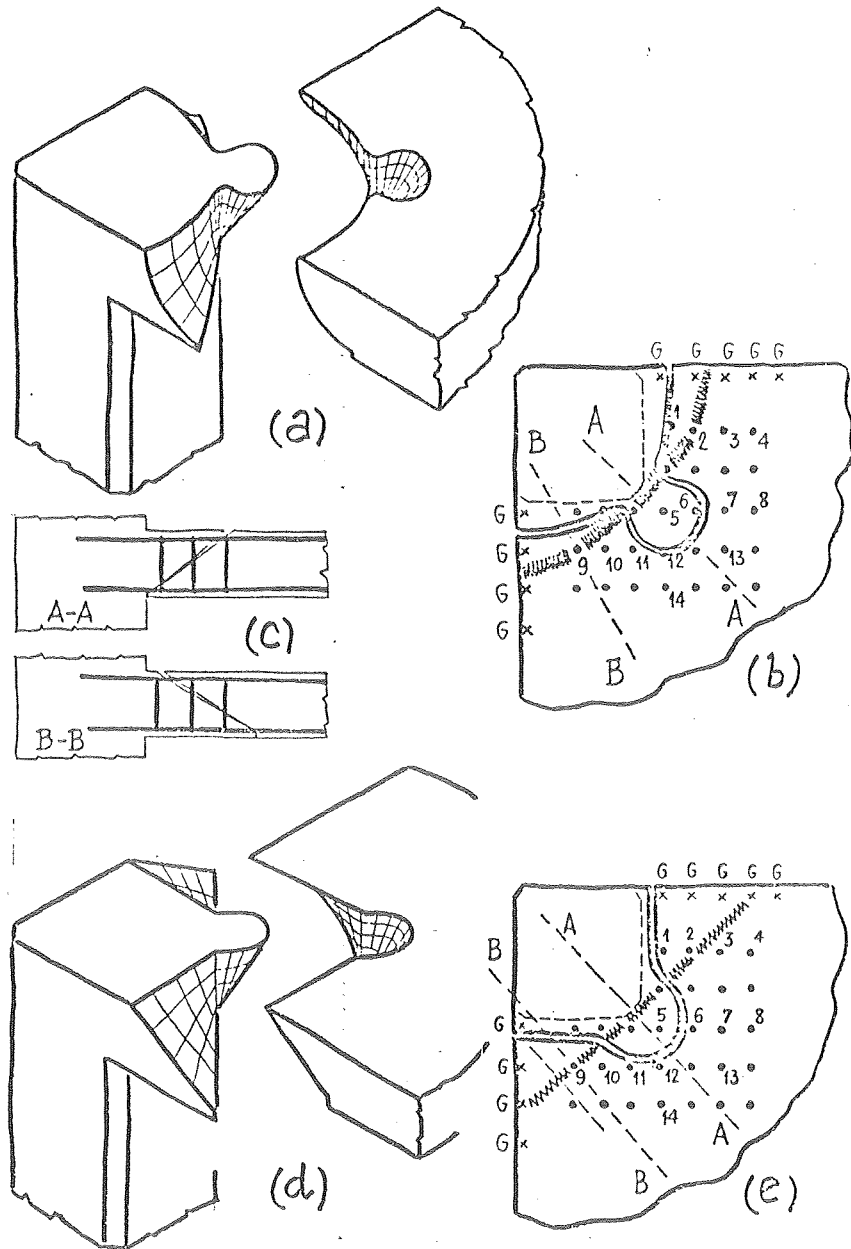


Figura 3.18: Análise dos Resultados
 (MARTINELLI,1974)

LAJE	Q_u	Q_m	$\frac{Q_u}{Q_m}$	\bar{s} c	Q'_m	$\frac{Q_u}{Q'_m}$	\bar{s}' c'	Q''_m	$\frac{Q_u}{Q''_m}$	\bar{s}'' c''
AX ₅	5247		0,963			0,963			0,963	
	5292	5447	0,972	0,038	5447	0,972	0,038	5447	0,972	0,038
	5584		1,025	0,062		1,025	0,062		1,025	0,062
	5663		1,040			1,040			1,040	
A ₁	6179		0,961			0,974			0,974	
	6370	6432	0,990	0,044		1,004			1,004	
	6550		1,018	0,072		1,032			1,032	
	6629		1,031			1,045	0,039		1,045	0,039
B ₁	6011		0,961		6345	0,947	0,073	6345	0,947	0,073
	6033	6258	0,964	0,046		0,951			0,951	
	6393		1,022	0,075		1,008			1,008	
	6595		1,054			1,039			1,039	
A ₂	6505		0,969			0,956			0,956	
	6550	6713	0,976	0,032		0,963			0,963	
	6865		1,023	0,052		1,009			1,009	
	6932		1,033			1,019	0,035		1,019	0,035
B ₂	6528		0,947		6802	0,960	0,065	6802	0,960	0,065
	6898	6890	1,001	0,038		1,014			1,014	
	7000		1,016	0,062		1,029			1,029	
	7134		1,035			1,049			1,049	
A ₃	6768		0,933			0,927			0,936	
	7244	7251	0,999	0,049		0,993			1,002	
	7376		1,017	0,080		1,011			1,021	
	7614		1,050		7298	1,043	0,035		1,054	
B ₃	7134		0,971			0,978	0,065		0,987	
	7337	7345	0,999	0,021		1,005			1,015	
	7438		1,013	0,034		1,019			1,029	
	7471		1,017			1,024			1,034	
A ₄	6719		0,976			0,936			0,930	
	6899	6888	1,002	0,017		0,961		7227	0,955	0,040
	6933		1,007	0,028		0,966			0,959	0,090
	7000		1,016			0,975			0,969	
B ₄	7235		0,983			1,008			1,001	
	7314	7362	0,994	0,015	7180	1,019	0,043		1,012	
	7415		1,007	0,025		1,033	0,087		1,026	
	7483		1,016			1,042			1,035	
A ₅	6888		0,945			0,959			0,953	
	7112	7289	0,976	0,053		0,991			0,984	
	7382		1,013	0,087		1,028			1,021	
	7775		1,067			1,083			1,076	
s			0,033			0,037			0,037	
2s			0,066			0,074			0,074	
3s			0,099			0,111			0,111	
c _{0,5}			0,083			0,093			0,093	

Tabela 3.3: Análise dos Resultados
(MARTINELLI,1974)

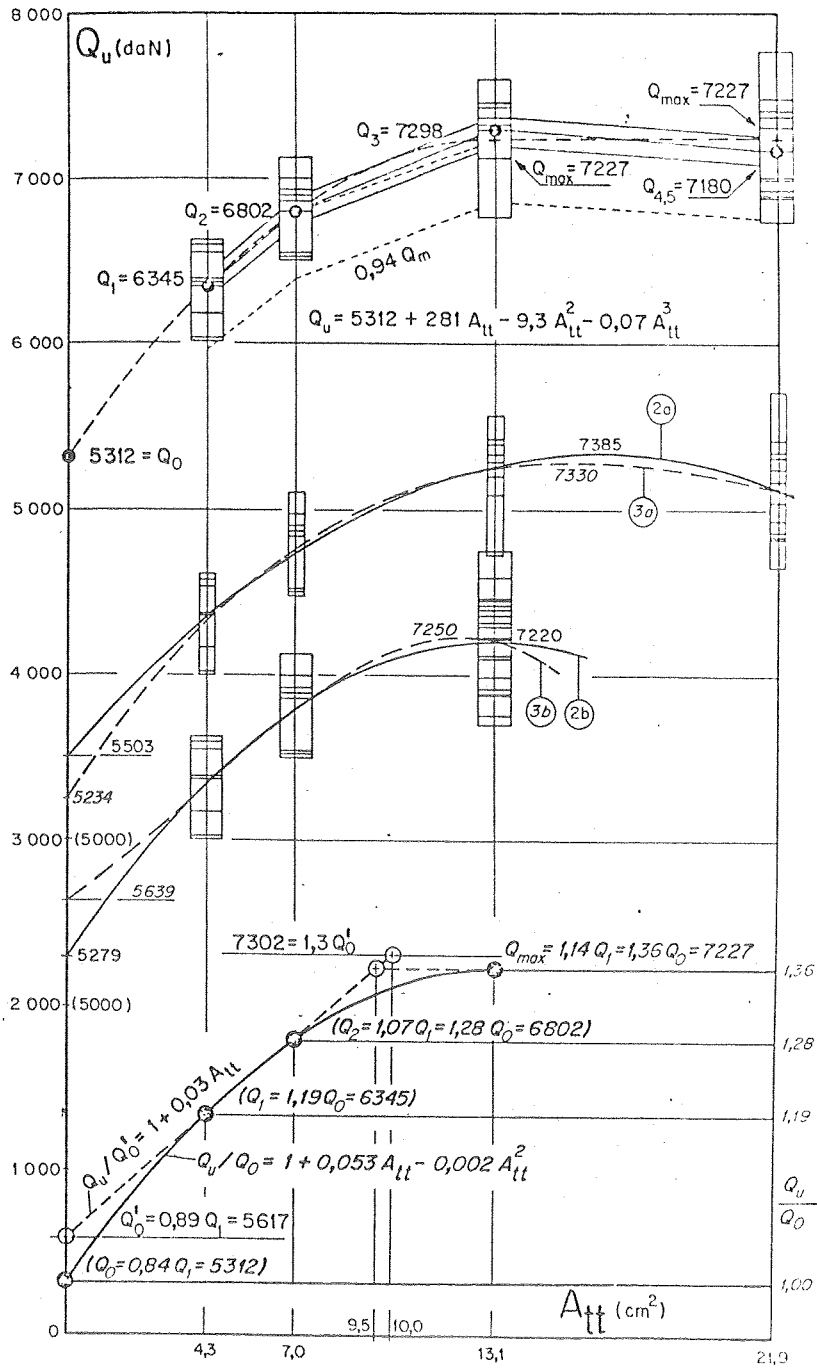


Figura 3.19: Análise dos Resultados (MARTINELLI, 1974)

Quanto às deformações das armaduras transversais, deve ser inicialmente lembrado que, sob esse ponto de vista, as lajes estudadas podem ser divididas em quatro grupos:

- a) lajes A_1 e B_1 , sem estribos;
- b) lajes A_2 e B_2 , com poucos estribos ($A_t=2,7 \text{ cm}^2$), dispostos apenas nos nós centrais da "região crítica";
- c) lajes A_3 e B_3 , com muitos estribos ($A_t=8,8 \text{ cm}^2$), um em cada nó da "região crítica";
- d) lajes A_4 , B_4 e A_5 , "duplamente estribadas" ($A_t=17,6 \text{ cm}^2$), com dois estribos iguais aos das A_3 e B_3 em cada nó da "região crítica".

Além disso, todas as peças têm uma armadura transversal suplementar constituída pelos ganchos da armadura de flexão localizados na "região crítica" (afinal, não mais do que três ganchos por face, o que porém fornece uma seção transversal suplementar de $A_g=4,3 \text{ cm}^2$, pois se trata de barras de diâmetro $3/8$ ").

Observe-se então, primeiramente, o comportamento dos estribos das lajes A_2 e B_2 , nas quais o acréscimo de resistência diante das A_1 e B_1 deve ser atribuído a essa armadura transversal. Na laje A_2 , pode dizer-se que todos os estribos contribuem sensivelmente da mesma forma. Por outro lado, na laje B_2 - algo mais deformável que a A_2 , pela menor importância da armadura comprimida - os estribos já se diferenciam conforme sua localização, de maneira bem análoga à que logo se observará nas outras lajes, e são algo mais solicitados que os da A_2 , o que concorda com o valor ligeiramente maior da carga de ruína Q_{B2} em relação a Q_{A2} .

Passando ao exame dos estribos das lajes com maior armadura transversal ($A_3 - B_3$; $A_4 - B_4 - A_5$), nota-se imediatamente que poderiam até mesmo ser subdivididos em quatro grandes categorias, distinguindo-os pela intensidade de sua solicitação. Notam-se claramente dois grupos extremos:

- a) os estribos 1-2-5-9-10-11, muito solicitados, justamente os que atravessam a superfície regradada de separação a que já se fez menção;
- b) e os estribos 4-7-8-13-14, que já definem uma faixa onde a armadura transversal tem ação nitidamente mais reduzida, novamente em concordância com as configurações de ruína observadas.

Nota-se também a coerência entre os alongamentos máximos nas lajes "duplamente estribadas" (-0,08%) e os das lajes A_3-B_3 , "simplesmente estribadas" (-0,13%); nota-se que esse aço, apesar de CA-24, apresentou $f_y = 29$ daN/mm².

Os ganchos também exibem a mesma coerência, comportando-se como a média dos estribos. Discrepam os das lajes A_2-B_2 , na fase final, mas a discrepância é apenas aparente, pois nessa fase os ganchos, pela sua posição, passam subitamente a ser solicitados.

Quanto ao comportamento global, a figura 3.20 mostra as médias dos deslocamentos transversais medidos.

3.5 Considerações Finais

Com o exemplo resumidamente mostrado neste capítulo, pretendeu-se demonstrar a viabilidade e a utilidade dos modelos físicos como meio de construir e verificar modelos matemáticos.

Assim, ficaram claramente demonstrados os aspectos fundamentais a serem examinados e respeitados, a confiabilidade e a representatividade dos modelos e a preocupação com a rapidez e a economia.

Obviamente que para cada pesquisa projetada ter-se-á uma variedade de aspectos particulares a serem considerados. No entanto, os conceitos gerais acima emitidos são sempre válidos.

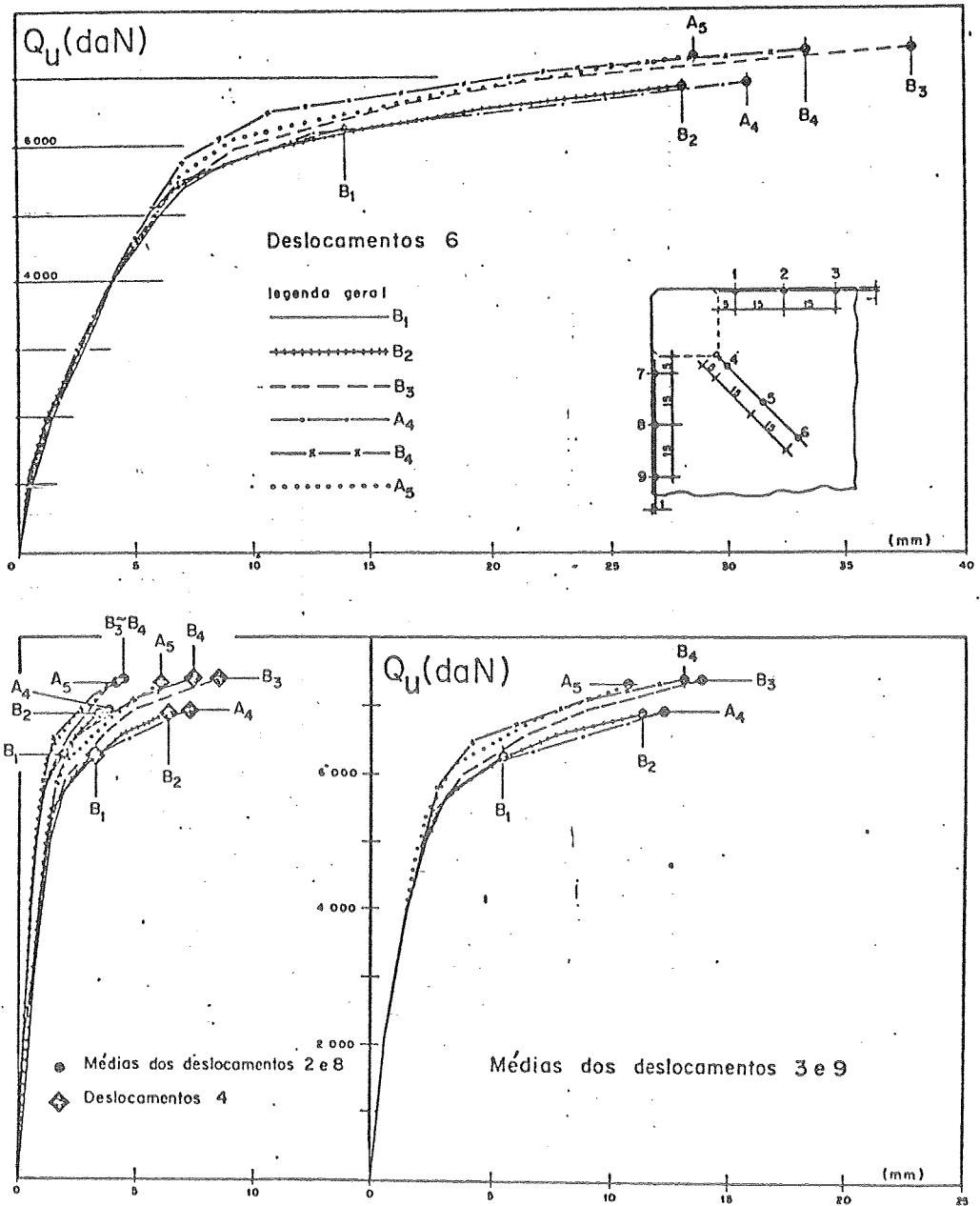


Figura 3.20: Análise dos Resultados (MARTINELLI, 1974)

4. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

As conclusões e recomendações do presente trabalho são a seguir alinhadas.

Conclui-se que os Modelos Físicos simulam adequadamente os protótipos e, portanto, são confiáveis.

Conclui-se que os Modelos Físicos têm interesse permanente -ou mesmo perene- no que concerne à utilização no ensino e na construção e verificação de modelos matemáticos.

Conclui-se que os Modelos Físicos como instrumento de projeto têm interesse muito pequeno, salvo no caso de características excepcionais do projeto e de grande complexidade estrutural.

Conclui-se que a amostra isolada tem grande interesse para o Ensino; já para a Pesquisa (construção e verificação de modelos matemáticos), a amostra isolada somente poderá ser usada após verificação do padrão de qualidade experimental com que se está trabalhando.

Como se disse, era esse o objetivo principal. Pretendeu-se registrar idéias que foram amadurecendo ao longo da atividade experimental do autor, iniciada em 1972.

Verificada e registrada essa conceituação caberá, em futuro próximo, passar ao registro de uma metodologia coerente com essa conceituação, produzindo-se texto atualizado, cuja esquematização se faz a seguir, em 12 capítulos.

Introdução , na qual se resumirá a conceituação atual aqui exposta.

O capítulo dois , será um resumo dos principais processos já utilizados na construção e nos ensaios de Modelos Físicos de Estruturas, remetendo, na maior parte dos casos, à extensa bibliografia especializada existente e alinhada ao final do trabalho. Nesse capítulo, tentar-se-ia fazer uma breve resenha sobre a importância dos diversos fatores intervenientes tais como os materiais a serem utilizados, as diversas maneiras de representar as ações, a instrumentação, os aparelhos de medida, etc.

O capítulo três será ocupado com informações sobre os diversos tipos de estruturas a serem discutidas. Não se pretenderá discutir, evidentemente, o projeto dessas estruturas. O objetivo será alinhar, para alguns tipos de estruturas, as possibilidades de representação em Modelos Físicos e sua utilidade quer para o ensino, quer para a pesquisa, quer para a verificação da adequação de modelos matemáticos simuladores do comportamento das estruturas.

A correta visão dos problemas que se pretende estudar ("o que se quer ver e o que se quer obter") é muito importante para que se saiba qual é o produto final e quais são os subprodutos resultantes de um determinado estudo com a utilização dos Modelos Físicos. Esse será o assunto do capítulo quatro.

No capítulo cinco serão estudadas as relações do Modelo Físico com a Estrutura Real (protótipo) que se pretende simular. Essas relações de "homotetia" geométrica e mecânica são diferentes conforme o problema que se está estudando e de sua correta utilização depende a correta interpretação dos resultados obtidos.

No capítulo seis, em continuação ao assunto tratado no capítulo anterior, serão discutidas as simplificações a serem introduzidas na estrutura de tal forma a permitir a sua representação em um Modelo Físico. A análise dessas simplificações é que determinará se o modelo está representando adequadamente o protótipo ou se as simplificações atingem um tal grau que irão prejudicar os resultados obtidos e, então, a definição do que realmente estaria sendo prejudicado.

O capítulo sete pretenderá apresentar uma breve resenha das propriedades físicas e mecânicas dos diversos materiais passíveis de representação e como isso seria possível. Novamente, será uma continuação do capítulo cinco na medida em que dessa simulação dos materiais do protótipo depende todo o sucesso da experimentação. Além disso, o conhecimento das propriedades dos materiais do protótipo permitirá a correta avaliação dos resultados obtidos principalmente quando se está estudando a segurança de uma determinada estrutura.

O capítulo oito será ocupado pelo estudo das ações a serem simuladas, suas simplificações e sua representação. Breve discussão sobre as cargas fornecidas por normas e critérios de projeto será feita, tendo em conta que em diversos tipos de estudo com modelos é necessária uma majoração do valor normal de carga, o que nem sempre deve ser feito diretamente sobre todas as ações envolvidas. Então, a discussão da majoração de ações, necessária principalmente quando se está procurando a ruína de uma determinada estrutura, será aqui feita, para alguns tipos particulares de estruturas.

No capítulo nove serão examinados a instrumentação e os aparelhos de medida e de aquisição de dados. Quanto a aparelhos de medida e de aquisição de dados, alguns tipos serão apresentados ligando-os, principalmente, a materiais para a construção de modelos, à escala geométrica e aos tipos de ensaios que se estaria executando. Quanto a instrumentação, esta se liga muito mais aos objetivos de cada ensaio, ao tipo de estrutura sob estudo, a aspectos econômicos e de análise dos resultados.

O capítulo dez será dedicado à análise dos diversos esquemas de ensaio, conforme a estrutura e conforme o tipo de ensaio. De importância, serão discutidos o fator tempo, os incrementos de carga para cada caso, a observação e as medidas durante o ensaio.

O capítulo onze será dedicado ao preparo dos resultados e sua análise. Obtidos os resultados de uma experimentação em Modelo Físico, a primeira etapa é uma depuração dos resultados com consequente verificação de sua coerência. Após, os resultados devem ser preparados segundo critérios ligados aos objetivos da experimentação, de tal forma a permitir diretamente sua análise, sem que para isso seja necessário uma total verificação e rearranjo. Um descuido na preparação dos resultados pode acarretar uma má interpretação e, portanto, causar erros de análise e de julgamento. Para a análise dos resultados deve-se ter sempre em mente os objetivos da experimentação. Esses serão os temas deste capítulo.

No capítulo doze serão apresentadas as conclusões do trabalho, bem como algumas recomendações e sugestões àqueles que trabalham com Experimentação Estrutural ou que porventura venham a ter em suas mãos resultados experimentais para julgar e analisar.

BIBLIOGRAFIA

- BILLINGTON, D.P., Thin Shell Concrete Structures, McGraw-Hill, New York, 1965.
- FAVRE, R., KOPRNA, M., JACCOUD, J.-P., Étude et Essais sur Modèle d'un Caisson de Réacteur en Béton Précontraint, à Cavités Multiples - Partie III - Essai sur Modèle d'un Caisson en Béton Précontraint à Cavités Multiples, Mémoires AIPC 36-II, Zurich, 1976.
- FERRY BORGES, J., ARGALIMA, J., Crack and Deformation Similitude in Reinforced Concrete, Memória n°. 162, LNEC, Lisboa, 1961.
- FRANZ, G., Tratado del Hormigón Armado, Gustavo Gili, Barcelona, 1971.
- FUMAGALLI, E., Matériaux pour Modèles Réduits et Installations de Charge, Publication Nr. 13, ISMES, Bergamo, 1959.
- FUMAGALLI, E., Statical and Geomechanical Models, Springer, Viena, 1973.
- FUMAGALLI, E., Geomechanical Models - Notes on the State of the Art, Publication Nr. 109, ISMES, Bergamo, 1978.
- LAFITTE, R., VUILLEUMIER, F., MARCHAND, J.D., Étude et Essais sur Modèle d'un Caisson de Réacteur en Béton Précontraint, à Cavités Multiples - Partie I - Projet du Caisson et du Modèle, Mémoires AIPC 36-II, Zurich, 1976.
- LAFITTE, R., SAUGY, B., VUILLEUMIER, F., Étude et Essais sur Modèle d'un Caisson de Réacteur en Béton Précontraint, à Cavités Multiples - Partie IV - Synthèse des Calculs et des Essais sur Modèle, Mémoires AIPC 36-II, Zurich, 1976.
- LIMA, R.L.R., Contribuição ao Estudo Experimental da Ruína de Estruturas Laminares, Tese de Doutorado, Publicação n°. 188, São Carlos, 1974.

- MARTINELLI, D.A.O., Sobre a Ruína das Ligações Laje-Pilar nos Cantos de Lajes-Cogumelo, Tese de Livre-Docência, Publicação n.º.187, São Carlos, 1974.
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T., Punção em Cantos e Bordas de Pavimentos sem Vigas, XVII Jornadas Sul-Americanas 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 Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Salvador, 1976.
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., Possibilidades dos Modelos Físicos Estruturais Diante de Estruturas de Centrais Nucleares, Conferência sobre Análise, Projeto e Construção de Estruturas de Centrais Nucleares, Porto Alegre, 1978.
- MARTINELLI, D.A.O., FERREIRA, J.C., TAKEYA, T., FIGUEIREDO FILHO, J.R., DA SILVA, D.R., Sumário Preliminar de Estudos Experimentais da Resistência de Ligações Laje-Pilar, IV Jornadas Luso-Brasileiras de Engenharia Civil, Recife e Salvador, 1979 (adiadas "sine-die").
- MONTANARI, I., Estudo Analítico e Experimental de uma Grelha Trapezoidal, Revista Engenharia, 1964.
- OBERTI, G., La Ricerca Sperimentale Su Modelli Come Contributo al Progetto delle Grandi Costruzioni, Pubblicazione n.9, Politecnico di Milano, Milão, 1950.
- PAPANONI, M., BAEZ, J., Efecto de Escala en Modelos de Vigas de Concreto Armado, Instituto de Materiales y Modelos Estructurales - IMME da Facultad de Ingeniería da Universidad Central de Venezuela, Caracas, 1966.
- PIPPARD, A.J.S., The Experimental Study of Structures, Arnold, Londres, 1947.
- PAQUET, M., REBORA, B., ZIMMERMANN, T.TH., Étude et Essais sur Modèle d'un Caisson de Réacteur en Béton Précontraint, à Cavités Multiples - Partie II - Analyse Numérique non Linéaire du Modèle du Caisson, Mémoires AIPC 36-II, Zurich, 1976.

- ROCHA, M., FERRY BORGES, J., A Utilização de Modelos no Dimensionamento das Estruturas - Aplicações Diversas, Memória n. 92, LNEC, Lisboa, 1956.
- ROCHA, M., O Papel dos Laboratórios na Engenharia Civil, Memória n. 371, LNEC, Lisboa, 1970.
- TAKEYA, T., Primeiro e Segundo Relatórios de Iniciação Científica II da FAPESP, São Carlos, 1974.

ANEXO

O presente capítulo ANEXO contém o texto original em italiano dos trechos conceituais do trabalho do Prof. G. OBERTI, de 1951, intitulado "La Ricerca Sperimentale su Modelli come Contributo al Progetto delle Grandi Costruzioni". A tradução para o português encontra-se no item 1.5 anterior.

"...Ma particolarmente preziosa si manifesta la ricerca sperimentale su modelli in fase di progetto. Una più che decennale esperienza mi ha dimostrato in molti casi di importanza eccezionale - grandi dighe a gravità o ad arco, condotte forzate, ponti, coperture, volte - come si riesca in tali casi a illuminare la via al progettista: favorendone le più sane intuizioni, controllando l'attendibilità e le previsioni dei calcoli, rilevando infine le inevitabili discrepanze tra realtà e teoria. Ogni progetto ben fatto è sempre frutto di successivi tentativi, assai gravosi da seguire nello sviluppo teorico. Il modello con la sua adattabilità facilita e sprona - direi - la successione di quei tentativi e mantiene sempre la mente del progettista aderente alla realtà .

Nessun progetto di nuove importanti strutture dovrebbe farsi senza ricorrere preliminarmente al modello che interpreta bene il comportamento elastico della costruzione effettiva - comunque complessa sia la sua configurazione spaziale - e può talora consentire di prevederne anche il comportamento in regime elastoplastico, adottando materiali convenienti.

Le spese fatte saranno largamente remunerate dalla possibilità di indirizzare e disciplinare i progetti futuri su ipotesi più razionali e circostanziate in quanto più aderenti alla realtà. Nell'Istituto Sperimentale di Bergamo, recentemente fondato col contributo di varie importanti Società Italiane, si intende appunto concretare i criteri sopra riassunti ponendo a disposizione del progettisti e degli studiosi un laboratorio bene attrezzato per lo studio sperimentale su modelli delle grandi costruzioni...

...Giustamente si chiede l'economia nella costruzione. Ma per raggiungere questo scopo, se pure occorre basarsi - come è giusto - sulla genialità statica, sull'ardimento del progettista e sul progresso dei materiali, si impone che le nuove soluzioni siano indirizzate e guidate, confermate o corrette, con tutti i mezzi che la scienza pone a nostra disposizione.

Il matematico afferma che può fornirci la soluzione differenziale del problema statico di una struttura: sia assumendo quale incognita fondamentale il vettore che individua lo spostamento del punto generico sia invece considerando come tale il tensore, doppio simmetrico, che caratterizza la sollecitazione esistente in quel punto. Ma per questo egli deve supporre la struttura idealizzata in un corpo continuo omogeneo e isotropo, di materiale perfettamente elastico e deve in ogni punto precisare le azioni che la cimentano e i vincoli che la costringono. Inoltre, l'integrazione dei sistemi di equazioni differenziali a derivate parziali al quali perviene (o la soluzione di equazioni integrali equivalenti), risulta nella generalità dei casi estremamente laboriosa e in pratica quindi raramente affrontabile.

Le ulteriori schematizzazioni e ipotesi introdotte allora per giungere al risultato numerico, al quale pur sempre l'ingegnere deve forzatamente tendere, allontanano dalla realtà e fanno sorgere gravi dubbi sulla attendibilità di soluzioni che nella pratica si estendono a strutture ben altrimenti complesse di quelle rigorosamente perseguibili con la teoria: fanno legittimamente ritenere che le opere così avallate possano riuscire sovente esuberanti per rispetto a logici margini di sicurezza o comunque, e peggio, essere mal proporzionate.

Ma vi è di più: di regola quei calcoli non considerano che la struttura allo stato naturale possa essere comunque in autotensione, possano cioè in essa sussistere regimi di sforzi preesistenti, indipendenti dai carichi che noi contiamo successivamente di affibbiarle. Ora è noto invece che quasi tutte le nostre costruzioni (iperstatiche o no) sono pervase da coazioni di tal genere: quelle metalliche per le operazioni tecnologiche subite dai profilati nella lavorazione, per effetto delle saldature, per le successive operazioni di montaggio; quelle cementizie per effetto del quasi mai uniforme ritiro o rigonfiamento (se in acqua) dell'agglomerante. Istituire calcoli? In effetti la teoria sugli stati di coazione esiste ma per applicarla occorre conoscere i dati di partenza ossia, in luogo delle forze, le distorsioni globali o locali che di quelle autotensioni sono la causa e che di regola invece non abbiamo.

E, ancora, a costruzione eseguita, altre autotensioni entrano in gioco: dovute a cedimenti dei vincoli, alle azioni termiche e infine all'azione di quella plasticità del materiale che è lecito dimenticare se vogliamo veramente portarci avanti nelle realizzazioni costruttive. Ma anche qui la teoria, per potersi, sia pure in virtù di schematizzazioni, estendere alle strutture elastoplastiche, deve trovare la sua giustificazione nell'esame delle opere già eseguite; inoltre, con essa, sostituiamo all'univoca soluzione basata sulla congruenza elastica quella scelta dall'intuito del calcolatore tra infinite tutte possibili, in quanto equilibrate e rese congruenti dalla adattabilità plastica. Intuito che dovrà essere confermato o corretto dall'esperienza, la quale sola potrà dire se la soluzione proposta approssima

veramente quella reale.

Siamo così spontaneamente portati a ricercare un'altra via che consenta di affiancare, integrare, e se possibile, superare quella consueta del calcolo: è questa l'indagine sperimentale alla quale da tempo, logicamente, si è pensato.

Le ricerche possono esplicarsi sia in sito, su costruzioni già eseguite sia in laboratorio sopra elementi costruttivi o su modelli. Le prime allo scopo di "collaudare", cioè controllare o precisare il comportamento statico delle strutture meglio di quanto non sappiano fare i calcoli e in particolare raccogliere elementi di raffronto, coi calcoli e con teoria nuove, valutare nella realtà l'effetto di quelle azioni dalle quali si prescinde nella impostazione medesima dei calcoli. Le seconde invece costituiscono una preziosa guida già in fase di progetto. Il modello può inoltre successivamente rappresentare un efficace mezzo per verificare la stabilità progettata con un metodo che presenta il pregio di svilupparsi per vie ben distinte da quelle perseguite dal calcolo, riuscendo, quando questi si rilevi comunque insufficiente, a completarlo e talora a sostituirlo.

Entrambe le ricerche, anche se circoscritte ad un caso o problema costruttivo specifico, possono condurre a risultati che, sagacemente valorizzati, influiranno fecondamente sugli studi e sui progetti delle nuove costruzioni, oltre che su quella in oggetto, e consentiranno di raggiungere sagge economie, nel senso di aumentare realmente "il rendimento statico" della costruzione.

La ricerca sperimentale non è mai fine a sè stessa ed è anzi l'analisi acuta e la critica obiettiva dei risultati conseguiti che costituiscono la parte più utile e feconda per lo sviluppo futuro della scienza delle costruzioni. "