

CANTOS EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDOS A
TRAÇÃO NA SUA PARTE INTERNA


Anna Christina Cruz Dias


TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS
GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO,
COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE EM CIÊNCIA (M.Sc.).

Aprovada por:



Presidente





AGRADECIMENTOS

Aos Professores Lidia da C. Domingues e Yosiaki Nagato pela orientação neste trabalho.

A COPPE, através dos seus professores, pelos ensinamentos apreendidos.

A CAPES, COPPE e Fundação Politécnica da Bahia pelo apoio financeiro.

A Raimundo Dória Soares e funcionários do Laboratório de Estruturas por toda ajuda recebida.

RESUMO

O presente trabalho tem por finalidade o estudo de cantos em concreto armado quando submetidos a momento fletor positivo isto é, tração na sua parte interna.

Com esse objetivo foram ensaiados vinte modelos, utilizando-se como detalhe básico de armadura o formado por barras U, de uso frequente no Brasil, e fazendo-se variar os seguintes parâmetros:

- Percentagem de armadura longitudinal
- Percentagem de armadura inclinada
- Presença de mísula

Tendo por base os resultados obtidos nos ensaios, foram apresentadas conclusões quanto ao desempenho dos modelos nos estados limites último e de utilização.

ABSTRACT

This work is mainly concerned with the study of reinforced concrete corners when subjected to a positive bending moment, i.e., traction in the internal part.

For this purpose twenty models were experimented, using as reinforcement basic detail U bars, commonly used in Brazil, changing the following parameters:

- Percentage of longitudinal reinforcement
- Percentage of inclined reinforcement
- Haunch existence

Based on the results obtained, conclusions were formulated about model performance in predicting the limit states of service and ultimate load.

ÍNDICE

I	- INTRODUÇÃO	1
	1.1 - Objetivo da Pesquisa	1
	1.2 - Parâmetros Estudados	1
II	- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	3
	2.1 - Swann	3
	2.2 - Kordina e Fucks	5
	2.3 - Mayfield, Kong, Bennison e Davies	7
	2.4 - Balint e Taylor	10
	2.5 - Nilsson.....	13
	2.6 - Domingues	20
III	- PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO	23
	3.1 - Plano de Pesquisa e Dimensionamento	23
	3.2 - Disposições construtivas	30
IV	- ESTUDO DOS MATERIAIS	34
	4.1 - Concreto	34
	4.2 - Aço	42
V	- PARTE EXPERIMENTAL	47
	5.1 - Montagem	47
	5.2 - Modo de Carregamento	48
	5.3 - Medições Executadas a cada Etapa de Carregamento, Instrumentos Utilizados e Regiões de Medição	48

VI - RESULTADOS	55
6.1.- Resultados Teóricos	55
6.2 - Resultados Experimentais	57
6.3 - Análise dos Resultados	102
VII - CONCLUSÕES	110
BIBLIOGRAFIA	112
NOTAÇÕES	114
APÊNDICE	117

I - INTRODUÇÃO

1.1 - OBJETIVO DA PESQUISA

Grande parte dos colapsos existentes em estruturas de concreto armado deve-se a falhas no comportamento estrutural dos seus cantos quando sujeitos a flexão pois, em estruturas estaticamente determinadas, não há redistribuição de momentos para os membros adjacentes sendo, neste caso, muito importante a resistência do canto para a integridade da estrutura. No caso de estruturas estaticamente indeterminadas, o problema embora exista, pode ser de menor gravidade.

As forças externas podem atuar tendendo a abrir ou fechar o canto. O caso de momento fletor negativo (canto sendo fechado) não será abordado aqui já que os detalhes de armadura existentes para combatê-lo têm sido eficientes.

Os cantos submetidos a momento fletor positivo (canto sendo aberto, tração na sua parte interna) têm constituído o ponto fraco das estruturas e ocorrem frequentemente em obras correntes tais como reservatórios, diques, muros de arrimo, canais abertos e encontros de pontes. Por isso, é objetivo desta tese o estudo dos cantos assim solicitados, nos estados limites último e de utilização.

1.2 - PARÂMETROS ESTUDADOS

Este trabalho, dirigido a cantos em concreto armado submetidos a tração na sua parte interna, deu continuidade ao de

"Verificação da Eficiência de Armaduras de Canto", feito por Lídia da C. Domingues.

Tendo por base seus resultados, foi escolhido como detalhe básico de armadura do presente estudo, o formado por barras em U .

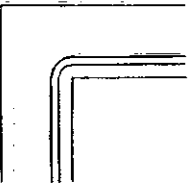
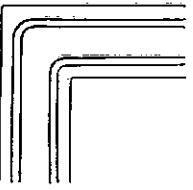
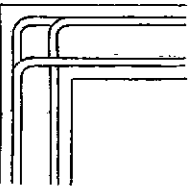
Tendo sido adotado o tipo de armadura a ser utilizado, foram executados vinte modelos, através dos quais se pesquisou a influência da percentagem geométrica de armadura, a percentagem de armadura inclinada mais conveniente e a influência da presença de mísula.

II - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

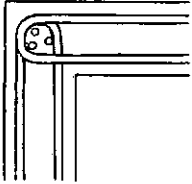
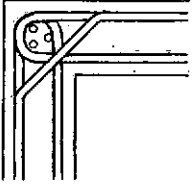
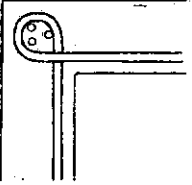
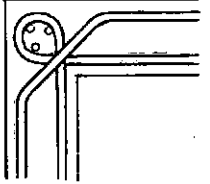
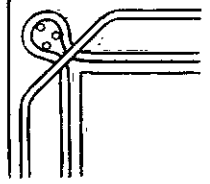
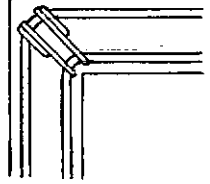
W.B. Cranston foi o primeiro a observar que os detalhes convencionais usados em cantos submetidos a flexão, nem sempre eram tão efetivos como se supunha, despertando com isso a atenção de vários pesquisadores para o assunto. Serão dados aqui resumos dos trabalhos desenvolvidos por alguns deles.

2.1 - R.A. SWANN

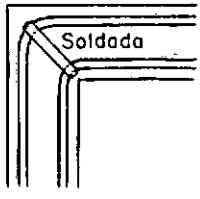
Ensaiou 10 tipos de armadura que, junto com suas eficiências, podem ser vistos no quadro 2.1. O aço utilizado foi do tipo doce com $f_y = 295 \text{ N/mm}^2$, sendo o diâmetro das barras igual a 19 mm.

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	EFICIÊNCIA (%)
 1	23,7	3,0	8,3
 2	29,9	3,0	10,1
 3	32,7	3,0	16,8

QUADRO 2.1 - DETALHES ENSAIADOS POR SWANN

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	EFICIÊNCIA (%)
 4	27,2	3,0	33,6
 5	27,5	3,0	36,2
 6	28,4	3,0	58,0
 7	27,6	3,0	64,7
 8	28,0	3,0	36,9
 9	27,0	3,0	80,7

QUADRO 2.1 - DETALHES ENSAIADOS POR SWANN

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	EFICIÊNCIA (%)
 10	27,5	3,0	86,8

QUADRO 2.1 - DETALHES ENSAIADOS POR SWANN

NOTAÇÕES:

ρ = percentagem de armadura longitudinal

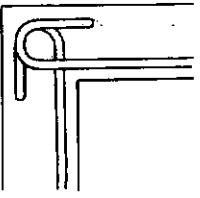
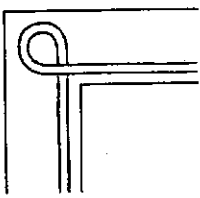
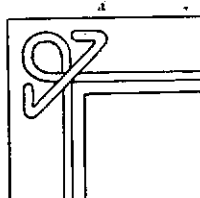
Eficiência = $\frac{\text{momento fletor \u00faltimo de ensaio}}{\text{momento fletor \u00faltimo de c\u00e1lculo}}$

f_{cc} = resist\u00eancia a compress\u00e3o do concreto

O detalhe 10 embora tivesse tido a melhor efici\u00eancia, apresentou grande abertura de fissura em carga de servi\u00e7o.

2.2 - K. KORDINA E G. FUCHS

Testaram 3 tipos de detalhes de armadura, empregando nas suas pe\u00e7as barras de a\u00e7o encruado com $f_{0,2} = 475$ N/mm² e di\u00e2metro de 12 mm .

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	EFICIÊNCIA (%)
 1	34,8	0,78	88
 2	28,6	0,78	95
 3	28,5	0,78	97,5

QUADRO 2.2 - DETALHES ENSAIADOS POR KORDINA E FUCHS

NOTAÇÕES:

ρ = percentagem de armadura longitudinal

Eficiência = $\frac{\text{momento fletor \u00faltimo de ensaio}}{\text{momento fletor \u00faltimo de c\u00e1lculo}}$

f_{cc} = resist\u00eancia a compress\u00e3o do concreto

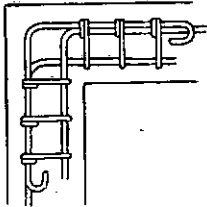
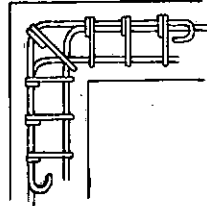
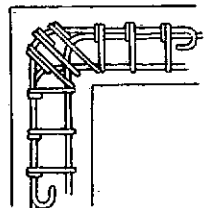
O detalhe 3, embora tenha apresentado o melhor desempenho, tem como inconveniente a dificuldade de dobramento da armadura inclinada.

2.3 - B. MAYFIELD, F. KONG, A. BENNISON E J. DAVIES

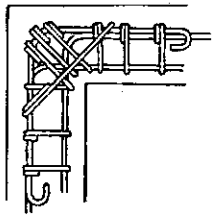
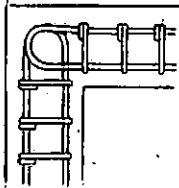
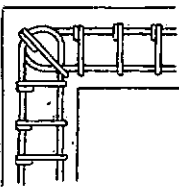
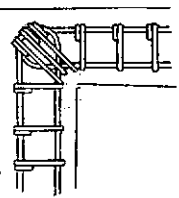
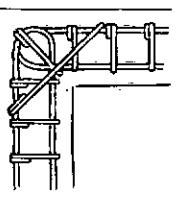
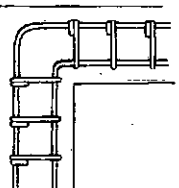
Estudaram diferentes detalhes de canto, obtidos de três tipos básicos pela variação da quantidade e posição dos estribos diagonais (estribos a 45° e 135°).

O concreto utilizado, de agregado leve, tinha densidade $1,76 \text{ t/m}^3$ e sua resistência a compressão é apresentada juntamente com outros dados obtidos, no quadro 2.3.

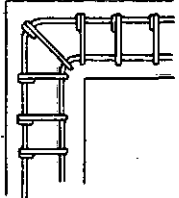
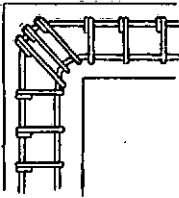
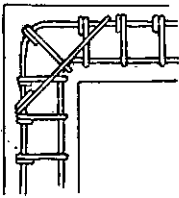
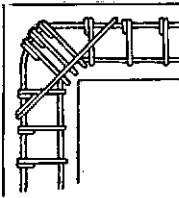
Para armadura principal fez-se uso de barras de aço encruado com $f_{0,2} = 382 \text{ N/mm}^2$ e para estribos, barras de aço doce com $f_y = 245 \text{ N/mm}^2$.

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	EFICIÊNCIA
 1	17,5	0,66	-	52
 2	17,5	0,66	-	63
 3	18,5	0,66	-	92

QUADRO 2.3 - DETALHES ENSAIADOS POR MAYFIELD E OUTROS

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	EFICIÊNCIA
 4	17,5	0,66	100	95
 5	16,0	0,66	-	78
 6	16,0	0,66	-	88
 7	15,0	0,66	-	78
 8	17,5	0,66	-	94
 9	19,5	0,66	-	47

QUADRO 2.3 - DETALHES ENSAIADOS POR MAYFIELD E OUTROS

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	EFICIÊNCIA
 10	19,5	0,66	-	59
 11	19,0	0,66	-	63
 12	22,5	0,66	36	81
	17,5	0,96	25	55
 13	15,5	0,66	36	106
	17,5	0,66	100	111
	17,5	1,70	14	39
	17,5	1,70	39	37

QUADRO 2.3 - DETALHES ENSAIADOS POR MAYFIELD E OUTROS

NOTAÇÕES:

ρ = percentagem de armadura longitudinal

ρ_i = $\frac{\text{área da seção transversal das barras inclinadas}}{\text{área da seção transversal das barras longitudinais}}$

Eficiência = $\frac{\text{momento fletor último de ensaio}}{\text{momento fletor último de cálculo}}$

f_{cc} = resistência a compressão do concreto

Verificou-se nesses ensaios que os estribos colocados a 135° aumentam a resistência do canto e que estribos a 45° reduzem as aberturas de fissuras e aumentam a ductilidade.

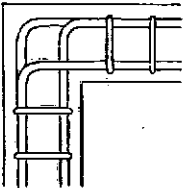
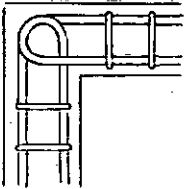
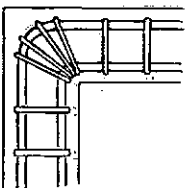
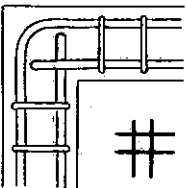
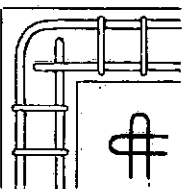
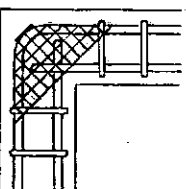
Embora também se tenha constatado que a colocação de estribos não rigorosamente a 135° pouco influi na resistência do canto, o uso desse tipo de estribos não é muito conveniente pois, além do problema de fixação, acarretam dificuldades na concretagem.

2.4 - P.S. BALINT, E H.P.J. TAYLOR

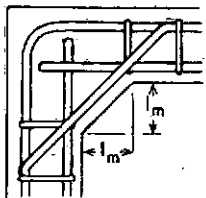
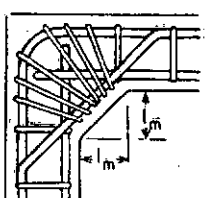
Os detalhes por eles ensaiados estão indicados no quadro 2.4, onde também pode-se encontrar a resistência do concreto utilizado. Foram empregados para as armaduras dois tipos de aço, quais sejam:

para malhas : $f_y = 620 \text{ N/mm}^2$

para demais armaduras: $f_y = 430 \text{ N/mm}^2$

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA (%)
 1	22,0	1,2			22,0
 2	42,0	1,2			57,2
 3	57,5 52,0	0,5(3 estribos); 1,2(6 estribos)			86,0 91,0
 4	31,0 42,1 27,6	0,42 0,78 1,35			60,0 46,7 44,7
 5	21,4	2,05			44,7
 6	31,0 30,4	1,35 1,35		15,0	72,5 108,1

QUADRO 2.4 - DETALHES ENSAIADOS POR BALINT E TAYLOR

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA (%)
 7	29,0	1,2	112	10,0	89,5
	48,0	1,2	112	10,0	106,0
	29,6	1,2	112	15,0	114,0
 8	34,4	1,35	100	10,0	85,2
	31,1	1,35	100	15,0	94,0

QUADRO 2.4 - DETALHES ENSAIADOS POR BALINT E TAYLOR

NOTAÇÕES:

ρ = percentagem de armadura longitudinal

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{A_s}$$

$$\text{Eficiência} = \frac{M_{obs}}{M_u}$$

f_{cc} = resistência a compressão do concreto

l_m = altura da mísula

Verificou-se que:

Dos modelos mais simples (1 a 5), a melhor eficiência ocorreu no detalhe 3 .

As peças providas de malhas tiveram a fissuração melhor distribuída.

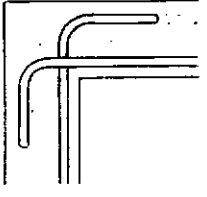
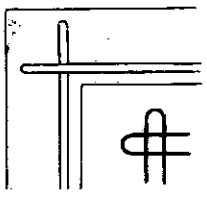
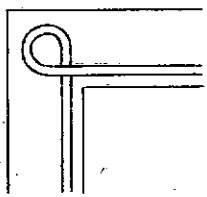
A presença de m \acute{e} sulas aumenta a resist \hat{e} ncia dos cantos, devendo, portanto, ser colocadas sempre que poss \acute{i} vel.

2.5 - INGVAR H.E. NILSSON

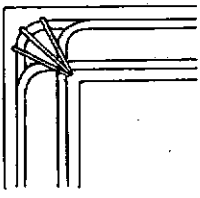
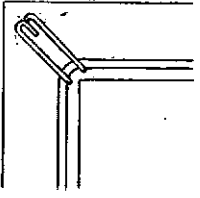
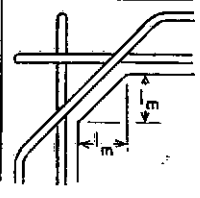
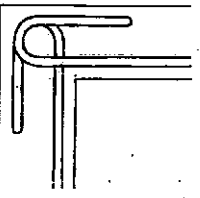
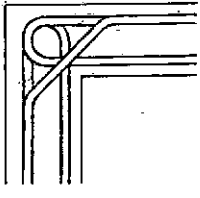
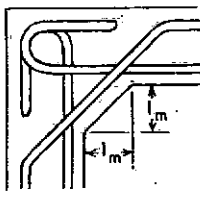
Nilsson testou v \acute{a} rios tipos de armadura que eram de comum uso na Su \acute{e} cia, al \acute{e} m dos detalhes por ele propostos.

Nos modelos, utilizou barras de a \acute{c} o encruado de $f_{0,2} = 400 \text{ N/mm}^2$ e $f_{0,2} = 600 \text{ N/mm}^2$ respectivamente.

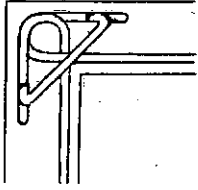
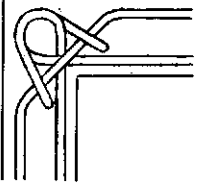
Seus resultados s \tilde{a} o apresentados no quadro 2.5.

DETALHE	$f_{0,2}$ (N/mm 2)	f_{cc} (N/mm 2)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICI \hat{E} NCIA (%)
 1	400	27,5	0,51			44
		33,9	0,75			32
		35,6	1,12			26
 2	400	38,4	0,51			76
		28,9	0,75			68
		30,5	1,11			55
 3	400	29,9	0,51			86
		35,5	0,75			77
		34,0	1,11			74

QUADRO 2.5.1 - DETALHES ENSAIADOS POR NILSSON

DETALHE	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA(%)
 4	400	27,2	0,75			79
 5	400	27,7	0,75			61
 6	400	34,5	0,75	100	5,0	98
		30,5		100	15,0	100
 7	400	30,5	0,51			95
	400	39,8	0,75			87
	600	26,9	0,75			72
	400	32,1	1,12			83
 8	600	37,2	0,38	64		119
	600	33,6	0,51	64		117
	400	33,5	0,75	100		114
	600	35,2	0,75	69		104
	400	29,2	0,75	69		115
	400	33,9	0,75	44		123
 9	400	27,7	0,76	100	5,0	106
		31,8		100	10,0	108

QUADRO 2.5.1 - DETALHES ENSAIADOS POR NILSSON

DETALHE	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA (%)
 10	600	29,8	0,38	64		110
 11	600	31,5	0,38	64		117

QUADRO 2.5.1 - DETALHES ENSAIADOS POR NILSSON

NOTAÇÕES:

ρ = percentagem de armadura longitudinal

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{A_s}$$

$$\text{Eficiência} = \frac{M_{obs}}{M_u}$$

f_{cc} = resistência a compressão do concreto

$f_{0,2}$ = tensão de escoamento convencional

l_m = altura da mísula

Dos resultados obtidos, concluiu-se que o melhor de talhe é o 8 (quadro 2.5.1) que, além de ser de fácil execução, apresentou convenientes resistência e abertura máxima de fissura.

Nilsson propõe que se use esse detalhe, com uma

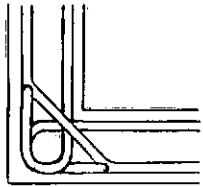
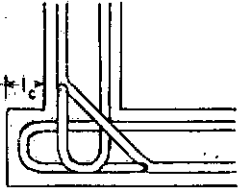
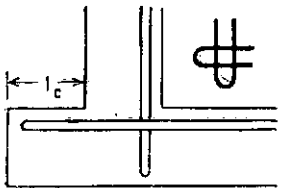
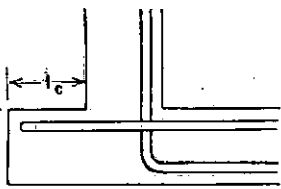
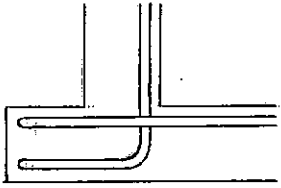
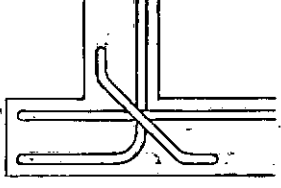
área de armadura inclinada igual a aproximadamente metade da área da longitudinal, e que se limite a percentagem da armadura longitudinal, de acordo com o aço usado. Para os aços com tensão de escoamento convencional igual a 400 e 600 N/mm², ele sugere os limites máximos de, respectivamente, 1,2 e 0,8% .

Observe-se que os limites foram estabelecidos a partir dos resultados obtidos em modelos com um concreto de resistência à compressão em torno de 30 N/mm² .

Essas recomendações foram anexadas às Especificações para Pontes da Norma Sueca de Estradas, em 1969.

Baseado nos resultados das suas experiências com cantos submetidos a momento fletor positivo, Nilsson procurou estudar uma melhor armadura para muros de arrimo com diferentes comprimentos de calcanhar. Quando este comprimento era pequeno (até, no máximo, igual a espessura da parede), o detalhe adotado era o mesmo proposto anteriormente. Para grandes comprimentos de calcanhar, procurou-se desenvolver um detalhe mais simples.

Um sumário dos resultados de Nilsson para muros de arrimo encontra-se esquematizado no quadro 2.5.2.

DETALHE	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_c (cm)	EFICIÊNCIA (%)
 1	600	33,6	0,51	64		117
 2	600 600	54,5 52,3	0,48 0,48	64 64	10 20	113 113
 3	600	30,1	0,48		40	71
 4	600	42,5	0,51		40	60
 5	600 600 600 600	33,7 33,0 32,8 26,2	0,51 0,51 0,51 0,49		10 20 30 40	94 99 94 101
 6	600	35,1	0,51	64	40	119

QUADRO 2.5.2 - DETALHES ENSAIADOS POR NILSSON PARA MUROS DE ARRIMO
COM DIFERENTES COMPRIMENTOS DE CALCANHAR

NOTAÇÕES:

ρ	=	percentagem geométrica de armadura
ρ_i	=	$\frac{A_{si}}{A_s}$
Eficiência	=	$\frac{M_{obs}}{M_u}$
f_{cc}	=	resistência à compressão do concreto
$f_{0,2}$	=	tensão convencional de escoamento
l_c	=	comprimento do calcanhar

Dos dados apresentados, vê-se que quando os cantos foram armados de maneira análoga a do autor, suficiente resistência era obtida.

O detalhe 5, com comprimento de calcanhar que permitisse boa ancoragem, apresentou eficiência próxima a 100%, embora tivessem sido observadas grandes aberturas de fissuras. Estas foram reduzidas pela adição de barras inclinadas, como se mostra no detalhe 6.

A sugestão que se segue foi apresentada por Fritz Leonhardt, baseada nos resultados de Nilsson, para melhorar o desempenho dos detalhes de cantos formando 90° .

Os detalhes cuja eficiência for menor que 100%, ao serem utilizados, devem ter a percentagem de armadura majorada para realmente suportarem o momento último previsto no cálculo.

A Figura 2.1, ilustra sua idéia fundamental.

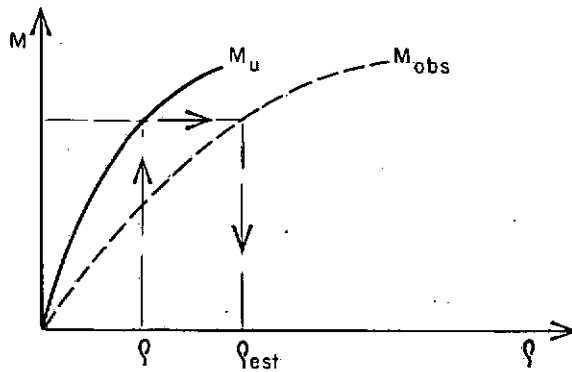


FIGURA 2.1 - MAJORAÇÃO DE ρ PARA QUE A PEÇA SUPORTE O MOMENTO \underline{U} LTIMO DE CÁLCULO

NOTAÇÕES:

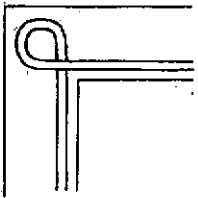
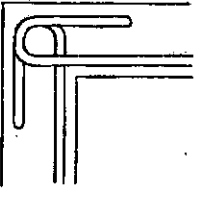
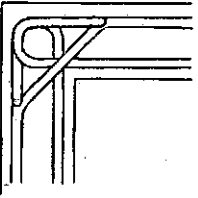
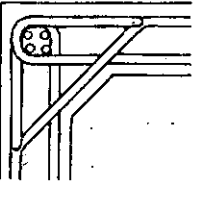
M_u = momento fletor último de cálculo

M_{obs} = momento fletor último de ensaio

ρ = percentagem geométrica de armadura longitudinal

ρ_{est} = percentagem a ser utilizada para se ter 100% de eficiência

No quadro 2.5.3 estão indicadas a distribuição de armadura e a fórmula para cálculo da percentagem de armadura a ser empregada.

DETALHE	EFICIÊN - CIA (%)	ρ (%)	ρ_{est} (%)
	< 100	$\leq 0,75$	$= 1,5 - \sqrt{2,25 - 3\rho}$ (%)
	< 100	$\leq 1,0$	$= 2 - \sqrt{4 - 4\rho}$ (%)
	≈ 100	$\leq 1,2$ com $\rho_i = 50\%$	$= \rho$
	≈ 100	$\leq 1,5$ com $\rho_i = 50\%$	$= \rho$

QUADRO 2.5.3 - PRINCIPAIS DETALHES ENSAIADOS POR NILSSON COM MAJORAÇÕES DE ρ SUGERIDAS POR LEONHARDT

Leonhardt enfatiza que mísula deve ser sempre usada para $1,2 \leq \rho \leq 1,5$.

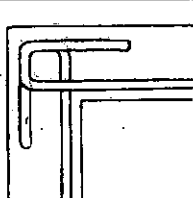
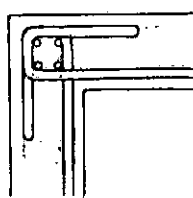
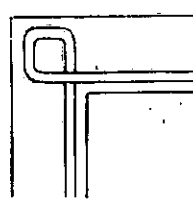
2.6 - LIDIA DA C. DOMINGUES

Desenvolveu seu estudo a partir dos dois detalhes básicos mais usados no Brasil, empregando nas suas peças aço en-

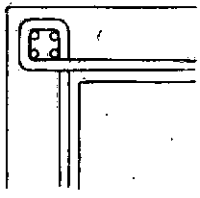
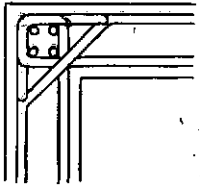
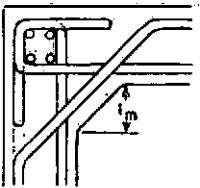
cruido com tensão convencional de escoamento, $f_{0,2} = 500 \text{ N/mm}^2$.

A resistência à compressão de concreto, juntamente com um resumo dos resultados obtidos, encontra-se no quadro 2.6.

Concluiu-se que a colocação de barras transversais aumentam efetivamente a resistência dos cantos e que, dos que foram ensaiados, o melhor detalhe é o de número 2, acrescido de armadura inclinada que, no caso da ausência de mísula, deve ter área aproximadamente igual à principal ($\rho_i = \frac{A_{si}}{A_s} = 100\%$, detalhe 5). Quando os modelos são providos de mísula (detalhe 6), a área da armadura inclinada pode ser reduzida para, aproximadamente, 50% da área da armadura longitudinal.

DETALHE	f_{cc} (N/mm^2)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA
 1	21	0,65			69
 2	24	0,65			80
 3	27	0,65			60

QUADRO 2.6 - DETALHES ENSAIADOS POR LIDIA DA C. DOMINGUES

DETALHE	f_{cc} (N/mm ²)	ρ (%)	ρ_i (%)	l_m (cm)	EFICIÊNCIA
 4	25	0,65			90
 5	22 21 23	0,65	41 63 100		92 90 105
 6	27 21 23	0,65	41 63 100	10,0 10,0 10,0	108 108 109

QUADRO 2.6 - DETALHES ENSAIADOS POR LIDIA DOMINGUES

III - PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO

3.1 - PLANO DE PESQUISA E DIMENSIONAMENTO

Para o estudo de cantos submetidos a tração na parte interna, que é o objetivo desta pesquisa, foram estudados vinte modelos cujas dimensões estão definidas na Figura 3.1. Como estes modelos são simétricos em relação ao eixo central, pôde-se ter dois ensaios idênticos por peça, embora completamente independentes um do outro, o que ocasionou maior quantidade de dados coletados.

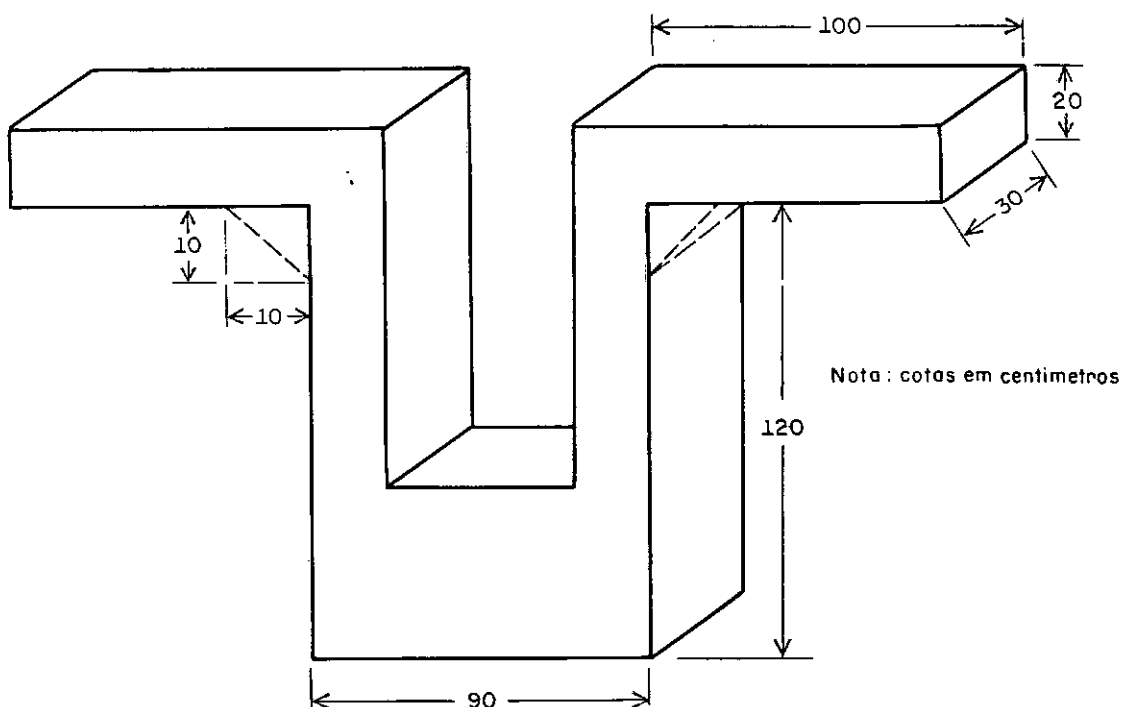


FIGURA 3.1 - DIMENSÕES DOS MODELOS EM cm.

Como detalhe básico de armadura, adotou-se o indicado pela figura 3.2 que, além de ter boa eficiência, não apresenta

dificuldades para execução em obra.

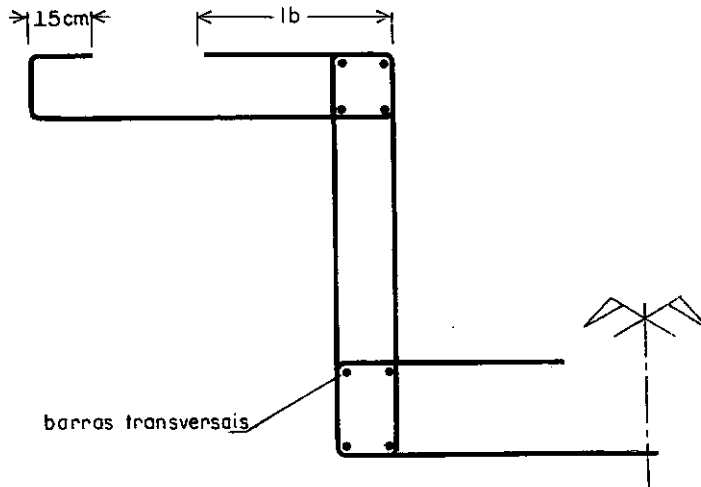


FIGURA 3.2 - DETALHE DE ARMADURA ADOTADO

O modo como as peças serão carregadas e as solicitações decorrentes do carregamento estão esquematizados na figura 3.3 e 3.4.

O peso próprio dos espécimes não foi levado em conta, já que tomou-se como origem de carga o zero do pulsador Amsler.

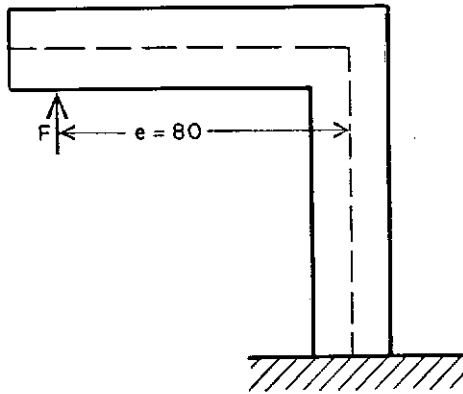
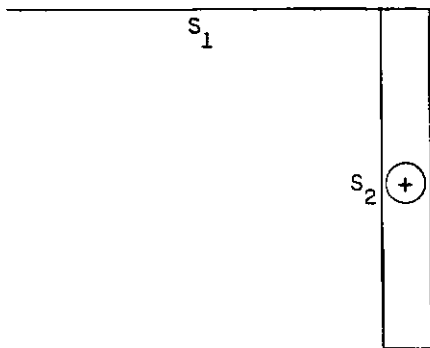
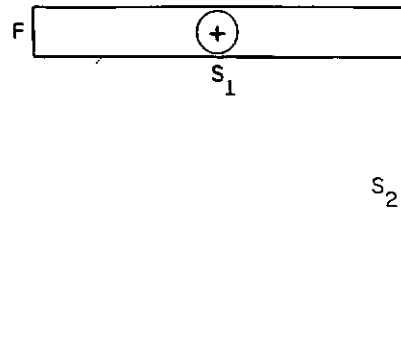


FIGURA 3.3 - ESQUEMA DE CARREGAMENTO

a) ESFORÇO NORMAL



b) ESFORÇO CORTANTE



c) MOMENTO FLETOR

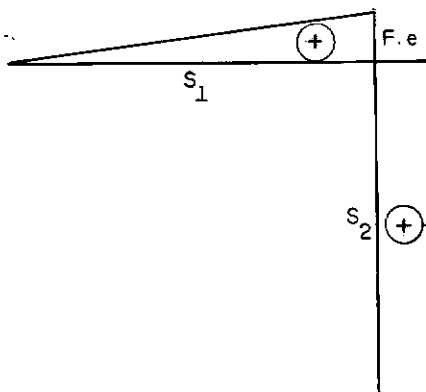


FIGURA 3.4 - SOLICITAÇÕES DECORRENTES DO CARREGAMENTO

Pode-se observar que a seção mais solicitada é a S_2 , da perna vertical, onde a combinação de esforços apresenta-se mais desfavorável. Por isso, toda a estrutura foi calculada considerando-se para esforços resistentes os esforços desta seção.

No cálculo dos esforços resistentes, feito à flexão composta, utilizou-se o diagrama simplificado do CEB.

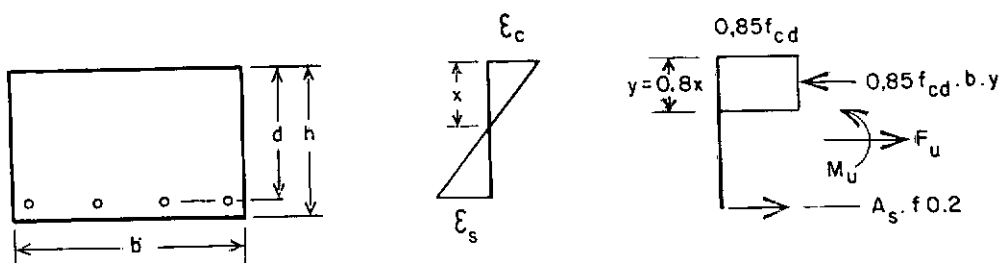


FIGURA 3.5 - DIAGRAMA SIMPLIFICADO DO CEB

As seguintes equações de equilíbrio são obtidas:

$$\Sigma F : F_u = A_s \cdot f_{0,2} - 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot y \quad (a)$$

$$\Sigma M : M_u = A_s \cdot f_{0,2} (d - 0,5 y) - F_u (0,5 h - 0,5 y) \quad (b)$$

Como $M_u = F_u \cdot e$, pode-se chegar a seguinte igualdade:

$$A_s \cdot f_{0,2} - 0,85 f_{cd} \cdot b \cdot y = \frac{A_s \cdot f_{0,2} (d - 0,5 y) - F_u (0,5 h - 0,5 y)}{e}$$

De onde vem,

$$y = (e + 0,5 h) - \sqrt{(e + 0,5 h)^2 - 2,353 \left(\frac{e + 0,5 h - d}{b} \right) \left(\frac{A_s \cdot f_{0,2}}{f_{cd}} \right)} \quad (c)$$

Com o valor de y determina-se a carga última e , em decorrência, o momento último.

Por se ter desejado que a ruptura das estruturas tivesse como causa primordial a deformação plástica excessiva da armadura (peças subarmadas), foi necessário obedecer à seguinte limitação:

$$\epsilon_s = \epsilon_c \left(\frac{d - x}{x} \right) > \epsilon_{so} = \frac{2}{1000} + \frac{f_{0,2}}{E}$$

para que o escoamento do aço não se desse simultaneamente ao esmagamento do concreto.

Respeitando-se a condição para peças subarmadas e tendo por base o detalhe adotado, foram variados os seguintes parâmetros:

- 1 - Percentagem de armadura longitudinal
- 2 - Percentagem de armadura inclinada
- 3 - Tamanho de mísula

Para cada valor da percentagem de armadura longitudinal, foram feitos modelos sem armadura inclinada e com armadura inclinada igual a 40% e 70% da longitudinal, colocada ou não em mísula.

Um resumo desta distribuição é apresentado na Tabe-

1a 3.1.

ρ =% armadura longitudinal	ρ_i =% armadura inclinada	l_m =altura da mísula (cm)	ρ =% armadura longitudinal	ρ_i =% armadura inclinada	l_m =altura da mísula (cm)
0,4	-	-	1,0	-	-
	40	-		40	-
	40	10		40	10
	70	-		70	-
	70	10		70	10
0,6	-	-	1,5	-	-
	40	-		40	-
	40	10		40	10
	70	-		70	-
	70	10		70	10

TABELA 3.1 - VARIAÇÃO DOS PARÂMETROS ESTUDADOS

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Notações:

$$\rho_i = \frac{A_{si}}{A_s}$$

Os diâmetros usados para atender a estas percentagens, bem como a forma final dos detalhes ensaiados para os diversos modelos, encontram-se sintetizados no quadro 3.1.

DETALHE CANTO	MODELO	ARMADURA LONGITUDINAL	ARMADURA INCLINADA
	M 1	3 ϕ 3/8"	-
	M 6	4 ϕ 3/8"	-
	M 11	4 ϕ 1/2"	-
	M 16	4 ϕ 5/8"	-
	M 2	3 ϕ 3/8"	3 ϕ 1/4 "
	M 4	3 ϕ 3/8"	3 ϕ 5/16"
	M 7	4 ϕ 3/8"	4 ϕ 1/4 "
	M 9	4 ϕ 3/8"	4 ϕ 5/16"
	M 12	4 ϕ 1/2"	4 ϕ 5/16"
	M 14	4 ϕ 1/2"	4 ϕ 3/8 "
	M 17	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 3/8 "
	M 19	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 1/2 "
	M 3	3 ϕ 3/8"	3 ϕ 1/4 "
	M 5	3 ϕ 3/8"	3 ϕ 5/16"
	M 8	4 ϕ 3/8"	4 ϕ 1/4 "
	M 10	4 ϕ 3/8"	4 ϕ 5/16"
	M 13	4 ϕ 1/2"	4 ϕ 5/16"
	M 15	4 ϕ 1/2"	4 ϕ 3/8 "
	M 18	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 3/8 "
	M 20	4 ϕ 5/8"	4 ϕ 1/2 "

QUADRO 3.1 - DETALHES DE ARMADURA PARA CADA MODELO E DIÂMETROS DE SUAS BARRAS

Quer-se salientar aqui que foi feita a verificação ao cortante sendo, quando necessário (modelos 16 a 20), colocados estribos para combatê-lo. Nas peças armadas com $\phi 1/2''$ (modelos 11 a 15), como a parcela de esforço cortante a ser absorvida pelos estribos era muito pequena, estes não foram usados.

3.2 - DISPOSIÇÕES CONSTRUTIVAS

3.2.1 - Recobrimento e Distância entre Barras

A disposição das barras longitudinais na seção transversal pode ser vista na figura 3.6.



FIGURA 3.6 - DISTRIBUIÇÃO DA ARMADURA QUANDO EM MODELOS COM 3 OU 4 BARRAS

Através da Tabela 3.2, são mostrados os recobrimentos e a distância livre entre barras para os diversos modelos.

MODELO	ϕ (pol)	c (cm)	d ℓ (cm)
M 1	3/8	2.55	10.10
M 2 e M 3	3/8	2.55	9.50
M 4 e M 5	3/8	2.55	9.30
M 6	3/8	2.55	7.05
M 7 e M 8	3/8	2.55	6.41
M 9 e M 10	3/8	2.55	6.25
M 11	1/2	2.35	5.46
M 12 e M 13	1/2	2.35	4.65
M 14 e M 15	1/2	2.35	4.51
M 16	5/8	2.20	4.82
M 17 e M 18	5/8	2.20	3.87
M 19 e M 20	5/8	2.20	3.55

TABELA 3.2 - RECOBRIMENTO E DISTÂNCIA LIVRE ENTRE BARRAS
PARA CADA MODELO

Estes valores satisfazem os estipulados pelo CEB/FIP e pela N.B1, quais sejam:

1) CEB/FIP

Restrições para recobrimento (R.51, 31):

2 cm

$c \geq 1,2$ vezes o diâmetro da barra mais grossa
diâmetro máximo do agregado

Restrições para distância entre barras (R.51, 21) :

1 cm

$d_{\ell} \geq$ o diâmetro da barra mais grossa

1,5 vezes o diâmetro máximo do agregado

2) N.B-1

Limitação para recobrimento:

Em vigas, pilares e arcos no interior de edifícios,

$$c \geq 1,5 \text{ cm}$$

Limitações na distância entre barras:

1,2 cm

$d_{\ell} \geq$

diâmetro das próprias barras

3.2.2 - Comprimentos de Ancoragem

O comprimento de ancoragem da armadura longitudinal foi calculado em concordância com o CEB/FIP, nas suas recomendações R.43, 513, onde :

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}}$$

sendo

$$\tau_{bd} = 0,9 \sqrt[3]{f_{ccd}^2} \quad \text{e} \quad f_{ccd} = \frac{f_{cc}}{\gamma_c} \quad (\text{R. 43, 512})$$

$\gamma_c = 1,4$ e as unidades de f_{ccd} , τ_{bd} e f_{yd} nas formulas acima estão em kgf/cm^2

Para as armaduras inclinadas, considerou-se o comprimento de ancoragem reduzido de 30%, conforme o CEB, em analogia com ancoragem de barras levantadas

$$l_{bi} = 0,7 \frac{\phi_i}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{\tau_{bd}} \quad (\text{R. 53, 423})$$

Na tabela 3.3, acham-se os diâmetros das barras empregadas nesta pesquisa e os respectivos comprimentos de ancoragem quando usadas como armadura principal ou inclinada. Estes valores foram obtidos usando-se $f_{cc} = 20 \text{ N/mm}^2$, resistência para a qual o concreto tinha sido dosado.

ϕ (pol.)	COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm)	
	ARMADURA PRINCIPAL	ARMADURA INCLINADA
$\frac{1}{4}$	-	25
$\frac{5}{16}$	-	30
$\frac{3}{8}$	45	35
$\frac{1}{2}$	50	35
$\frac{5}{8}$	70	-

TABELA 3.3 - COMPRIMENTOS DE ANCORAGEM PARA OS DIVERSOS DIÂMETROS

IV - ESTUDO DOS MATERIAIS

4.1 - CONCRETO

O concreto utilizado, cuja resistência mínima aos 28 dias deveria ser 20 N/mm^2 , foi obtido com:

Fator água-cimento = 0,65

Traço em peso = 1 : 2,5 : 3,5

Agregados : areia grossa e brita 1

Cimento : Portland marca MAUÁ, cujo consumo foi 310 kg/m^3 de concreto

Para um melhor conhecimento destas matérias primas, executou-se a análise da sua composição granulométrica, determinando-se os respectivos diâmetros máximos, módulos de finura e traçando-se as curvas de sua granulometria. Estes dados resultaram de três ensaios consecutivos, executados de acordo com as exigências dos Métodos e Especificações Brasileiras (M.B-7 e E.B-4), e são apresentados a seguir.

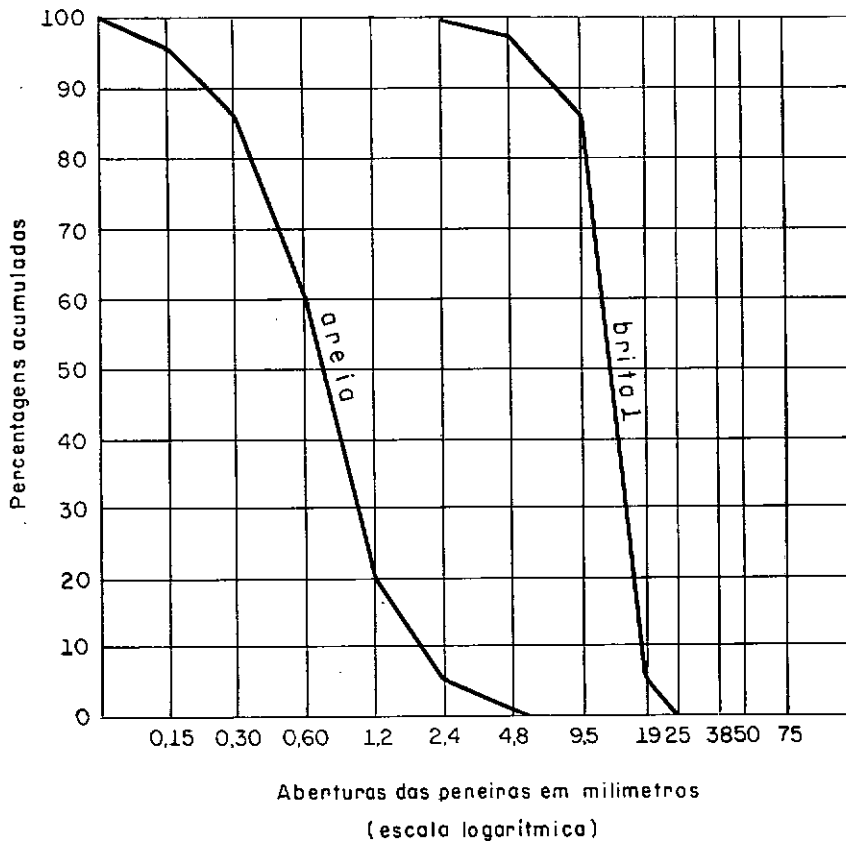


FIGURA 4.1 - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DOS AGREGADOS

Características dos agregados:

Areia : Diâmetro máximo = 2,4 mm

Módulo de finura = 3,69

Brita 1 : Diâmetro máximo = 19 mm

Módulo de finura = 7,79

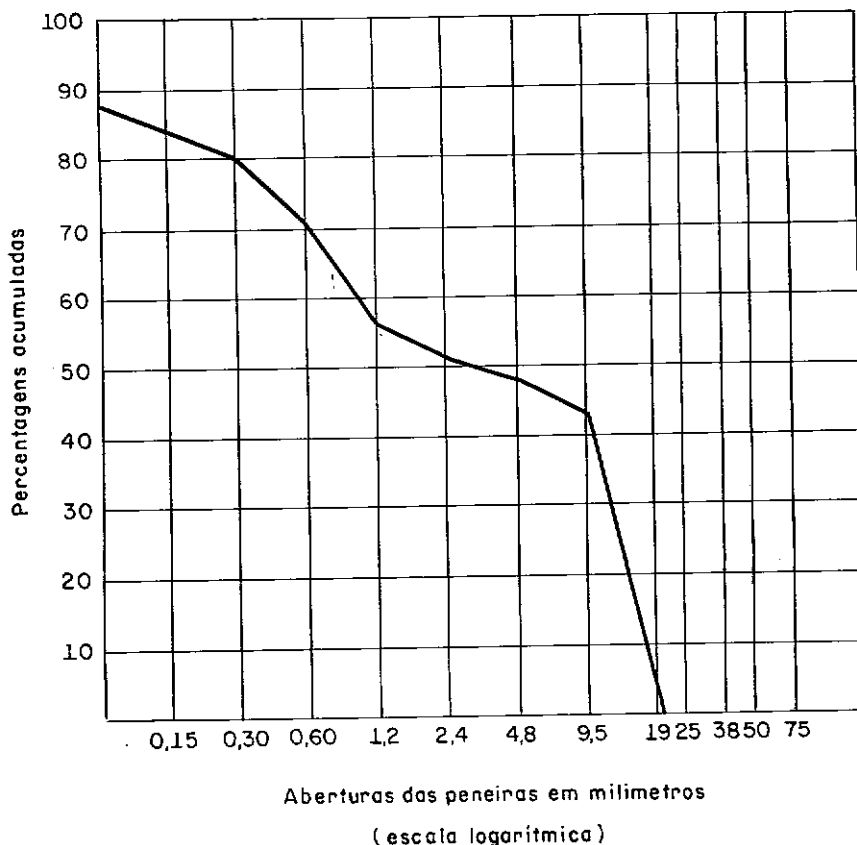


FIGURA 4.2 - COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA MISTURA CIMENTO AGREGADOS

Deve-se frisar que, na ocasião da concretagem, foi feito controle de umidade nos agregados para que, caso fosse necessário, se introduzisse uma correção no fator água cimento.

O concreto foi preparado em betoneira e adensado com vibrador de imersão tipo agulha, com diâmetro de 25 mm .

Para cada peça fizeram-se necessárias 3 betonadas, das quais retiraram-se oito corpos de prova que tiveram sua cura feita com imersão total em água durante um período de 7 dias e ao ar livre após esse período.

O controle do concreto, através de ensaios com corpos de prova, foi assim distribuído:

ENSAIOS DE COMPRESSÃO: - a 28 dias
 - na ocasião de ruptura da peça

ENSAIOS DE TRAÇÃO : - na ocasião de ruptura da peça

Para os corpos de prova ensaiados a compressão, além da massa específica e da resistência, determinaram-se os módulos de deformação longitudinal dinâmico e estático.

Obteve-se o módulo de deformação longitudinal dinâmico utilizando-se a fórmula abaixo:

$$E_d = (2 \cdot \ell \cdot f)^2 \cdot \gamma$$

sendo:

E_d	= módulo de deformação longitudinal dinâmico	N/mm ²
ℓ	= comprimento do C.P.	mm
f	= frequência natural de vibração	KC/s
γ	= massa específica	kg/m ³

Para se ter o módulo de deformação longitudinal estático, acoplou-se ao corpo de prova ensaiado na prensa hidráulica Amsler, um extensômetro elétrico também Amsler. Este por ser ligado a uma unidade traçadora de gráficos, fornecia a configuração da carga em função do encurtamento do concreto. O módulo de deformação longitudinal era então determinado pela tangente à curva, na origem.

Estes valores foram comparados com os do CEB/FIP na sua recomendação R. 12, 221, onde o módulo de deformação longi

tudinal tangente é dado, para concreto de agregados normais, por:

$$E_{cj} = 66.000 \sqrt{f_{cc,j}}$$

j significa a idade e E_{cj} e $f_{cc,j}$ são expressos em N/cm^2 .

Em seguimento apresentar-se-ã um dos diagramas carga x deformação do concreto, traçado pela Amsler, bem como as tabelas dos resultados dos corpos de prova para os diversos modelos.

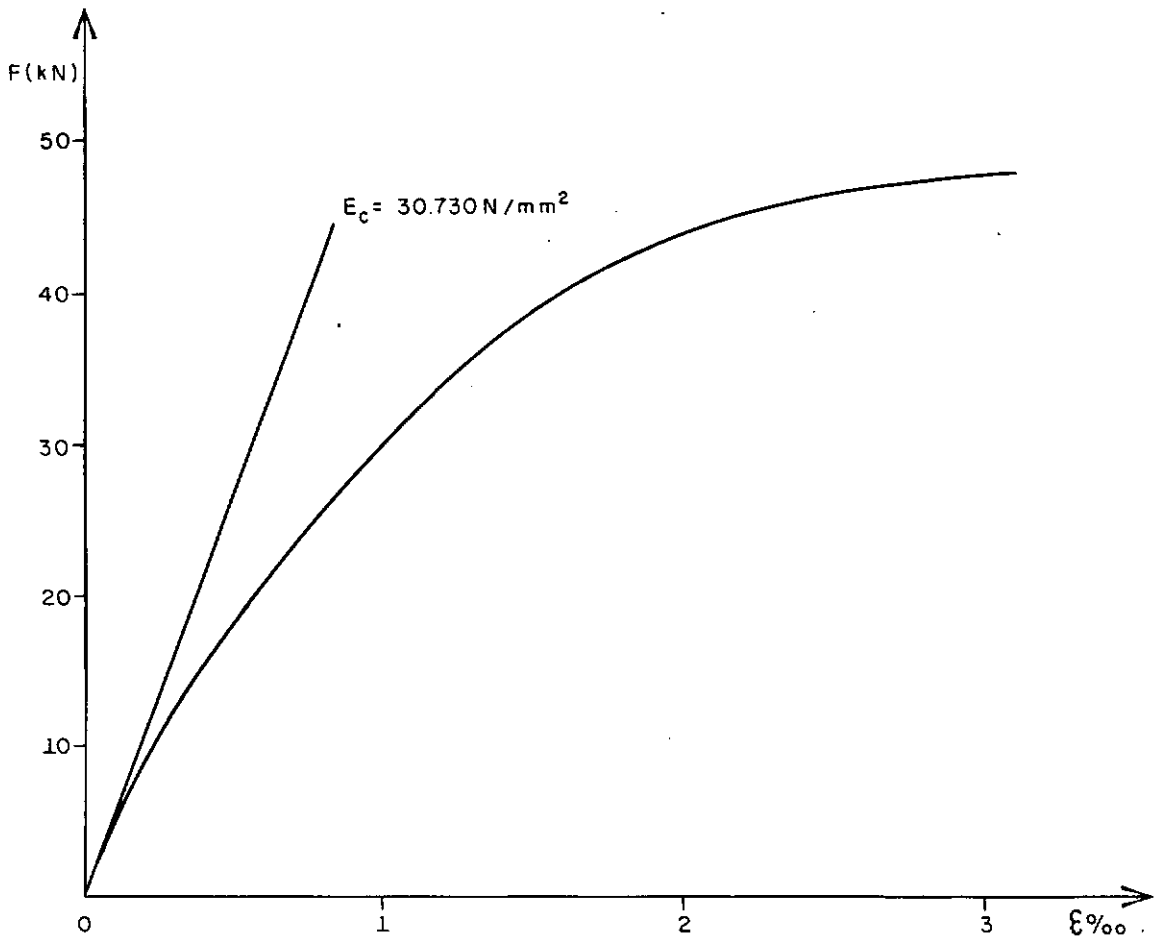


FIGURA 4.3 - GRÁFICO DE CARGA x DEFORMAÇÃO DO CONCRETO PARA O C.P. 526

MODELO	IDADE (DIAS)	γ (t/m ³)	$f_{ct,m}$ (N/mm ²)	MODELO	IDADE (DIAS)	γ_m (t/m ³)	$f_{ct,m}$ (N/mm ²)
M 1	36	2,4	3,1	M 11	48	2,3	2,9
M 2	57	2,3	3,0	M 12	127	2,3	2,6
M 3	160	2,4	2,8	M 13	142	2,3	2,9
M 4	61	2,4	2,9	M 14	142	2,3	3,1
M 5	66	2,3	3,2	M 15	151	2,3	3,0
M 6	64	2,3	3,1	M 16	87	2,3	2,5
M 7	73	2,3	3,0	M 17	116	2,3	2,5
M 8	112	2,4	3,0	M 18	56	2,3	3,3
M 9	208	2,3	3,2	M 19	99	2,3	2,7
M 10	194	2,3	2,4	M 20	109	2,3	3,1

TABELA 4.1 - RESULTADOS DOS CORPOS DE PROVA À TRAÇÃO (COMPRESSÃO DIÂMETRAL)

MODELO	IDADE (DIAS)	γ_m (t/m ³)	$f_{cc,m}$ (N/mm ²)	E_{dm} (N/mm ²)	E_{cm} (N/mm ²) ENSAIOS	E_{cm} (N/mm ²) CEB/FIB
M 1	28	2,4	30,0	32.700	30.700	35.200
	36	2,4	28,5	32.800		
M 2	28	2,4	28,0	32.600	30.400	35.500
	57	2,4	29,0	33.200		
M 3	28	2,4	25,0	33.200	31.100	35.500
	160	2,4	29,0	33.900		
M 4	28	2,4	26,5	33.600	32.300	35.200
	61	2,3	28,5	32.600		
M 5	28	2,4	27,5	33.900	31.400	35.800
	66	2,3	29,5	32.200		
M 6	28	2,3	26,0	31.700	32.100	34.600
	64	2,3	27,5	32.300		
M 7	28	2,3	28,5	32.400	32.200	34.300
	73	2,3	27,0	33.500		
M 8	28	2,3	26,0	31.600	30.700	37.300
	112	2,3	32,0	32.200		
M 9	28	2,3	25,0	32.100	32.300	36.700
	208	2,3	31,0	32.300		
M 10	28	2,3	24,5	32.000	30.200	34.900
	194	2,3	28,0	30.200	31.100	

TABELA 4.2 - RESULTADOS DOS CORPOS DE PROVA À COMPRESSÃO

MODELO	IDADE (DIAS)	γ_m (t/m ³)	$f_{cc,m}$ (N/mm ²)	E_{dm} (N/mm ²)	E_{cm} (N/mm ²) ENSAIOS	E_{cm} (N/mm ²) CEB/FIP
M 11	48	2,3	26,0	32.400	29.600	36.600
M 12	28	2,3	23,0	33.100		
	127	2,3	30,0	31.200	32.200	36.100
M 13	28	2,3	28,5	32.500		
	142	2,3	34,0	31.500	32.900	38.500
M 14	28	2,3	26,5	30.200		
	142	2,3	32,0	30.400	30.700	37.300
M 15	28	2,4	22,0	31.900		
	151	2,3	27,0	32.300	30.600	34.300
M 16	28	2,4	20,0	32.500		
	87	2,3	25,0	30.700	28.500	33.000
M 17	28	2,3	22,0	32.000		
	116	2,3	27,0	31.000	29.500	34.300
M 18	56	2,3	27,0	32.900	28.900	34.300
M 19	28	2,4	24,0	34.900		
	99	2,3	31,0	33.400	30.600	36.700
M 20	28	2,4	23,5	31.900		
	109	2,3	28,5	33.500	30.200	35.200

TABELA 4.2 - RESULTADOS DOS CORPOS DE PROVA À COMPRESSÃO

4.2 - AÇO

O aço empregado foi o encruado, com valor nominal da tensão de escoamento igual a 500 N/mm^2 , denominado comercialmente como CA-50 B. Para um melhor conhecimento do aço, retirou-se de todos os vergalhões uma amostra para ser submetida a ensaio de tração. Com base nos resultados destes ensaios, houve, para cada modelo, seleção de barras com características similares.

A tensão de escoamento convencional para cada amostra, correspondente a uma deformação residual de 2 %, determinava-se no gráfico carga-alongamento do aço. Esta curva foi fornecida pelo extensômetro elétrico de Amsler, anexado a unidade traçadora de gráficos e, sua configuração é mostrada na figura 4.4.

As características do aço encontram-se nas tabelas 4.3 e 4.4.

O diâmetro efetivo das barras foi calculado a partir do seu peso por unidade de comprimento e do peso específico do aço, sendo que isto se fez necessário devido a existência de nervuras.

MODELO	ϕ (po λ)	ϕ_e (mm)	A_e (mm ²)	E_s (N/mm ²)	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{st} (N/mm ²)	ϵ_{st} (‰)
M 1	$\frac{3}{8}$	10,2	82	211.200	508	628	130
M 2	$\frac{3}{8}$	10,2	82	211.200	512	616	140
M 3	$\frac{3}{8}$	10,2	83	210.000	525	655	150
M 4	$\frac{3}{8}$	10,3	83	208.000	527	645	120
M 5	$\frac{3}{8}$	10,3	83	210.000	541	631	120
M 6	$\frac{3}{8}$	10,3	83	208.500	533	636	130
M 7	$\frac{3}{8}$	10,2	82	210.000	529	640	110
M 8	$\frac{3}{8}$	10,3	83	208.000	545	651	110
M 9	$\frac{3}{8}$	10,2	82	210.000	572	654	115
M 10	$\frac{3}{8}$	10,2	83	210.000	553	659	145

TABELA 4.3 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO POR MODELO (ARMADURAS LONGITUDINAIS)

MODELO	ϕ (po ℓ)	ϕ_e (mm)	A_e (mm ²)	E_s (N/mm ²)	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{st} (N/mm ²)	ϵ_{st} (‰)
M 11	$\frac{1}{2}$	13,0	133	210.600	581	730	120
M 12	$\frac{1}{2}$	12,9	131	210.000	520	684	140
M 13	$\frac{1}{2}$	12,9	131	210.000	554	696	140
M 14	$\frac{1}{2}$	12,9	131	210.000	592	737	130
M 15	$\frac{1}{2}$	13,0	132	213.300	603	747	100
M 16	$\frac{5}{8}$	16,3	210	208.900	509	627	165
M 17	$\frac{5}{8}$	16,3	208	211.000	506	633	180
M 18	$\frac{5}{8}$	16,2	207	210.000	527	641	160
M 19	$\frac{5}{8}$	16,3	209	218.000	553	650	160
M 20	$\frac{5}{8}$	16,2	207	208.000	509	634	180

TABELA 4.3 - CARACTERÍSTICAS DO AÇO POR MODELO (ARMADURAS LONGITUDINAIS)

MODELO	ϕ (po ℓ)	ϕ_e (mm)	A_e (mm ²)	E_s (N/mm ²)	$f_{0,2}$ (N/mm ²)	f_{st} (N/mm ²)	ϵ_{st} (‰)
M 2	$\frac{1}{4}$	6,6	35	210.000	536	835	120
M 3	$\frac{1}{4}$	6,5	34	210.000	537	782	140
M 4	$\frac{5}{16}$	8,3	54	210.600	526	659	140
M 5	$\frac{5}{16}$	8,3	54	209.600	523	664	140
M 7	$\frac{1}{4}$	6,5	34	198.000	509	765	110
M 8	$\frac{1}{4}$	6,6	34	210.000	547	837	130
M 9	$\frac{5}{16}$	8,2	53	210.000	503	647	130
M 10	$\frac{5}{16}$	8,2	53	210.000	526	643	120
M 12	$\frac{5}{16}$	8,2	53	210.000	536	661	130
M 13	$\frac{5}{16}$	8,2	53	210.000	536	661	130
M 14	$\frac{3}{8}$	10,2	83	210.000	525	635	130
M 15	$\frac{3}{8}$	10,2	83	210.000	537	646	115
M 17	$\frac{3}{8}$	10,2	83	209.000	542	671	150
M 18	$\frac{3}{8}$	10,4	86	210.000	537	668	120
M 19	$\frac{1}{2}$	12,8	128	210.000	599	724	90
M 20	$\frac{1}{2}$	12,9	130	210.000	597	730	115

TABELA 4.4 - CARACTERÍSTICAS, POR MODELO, DO AÇO DAS ARMADURAS INCLINADAS

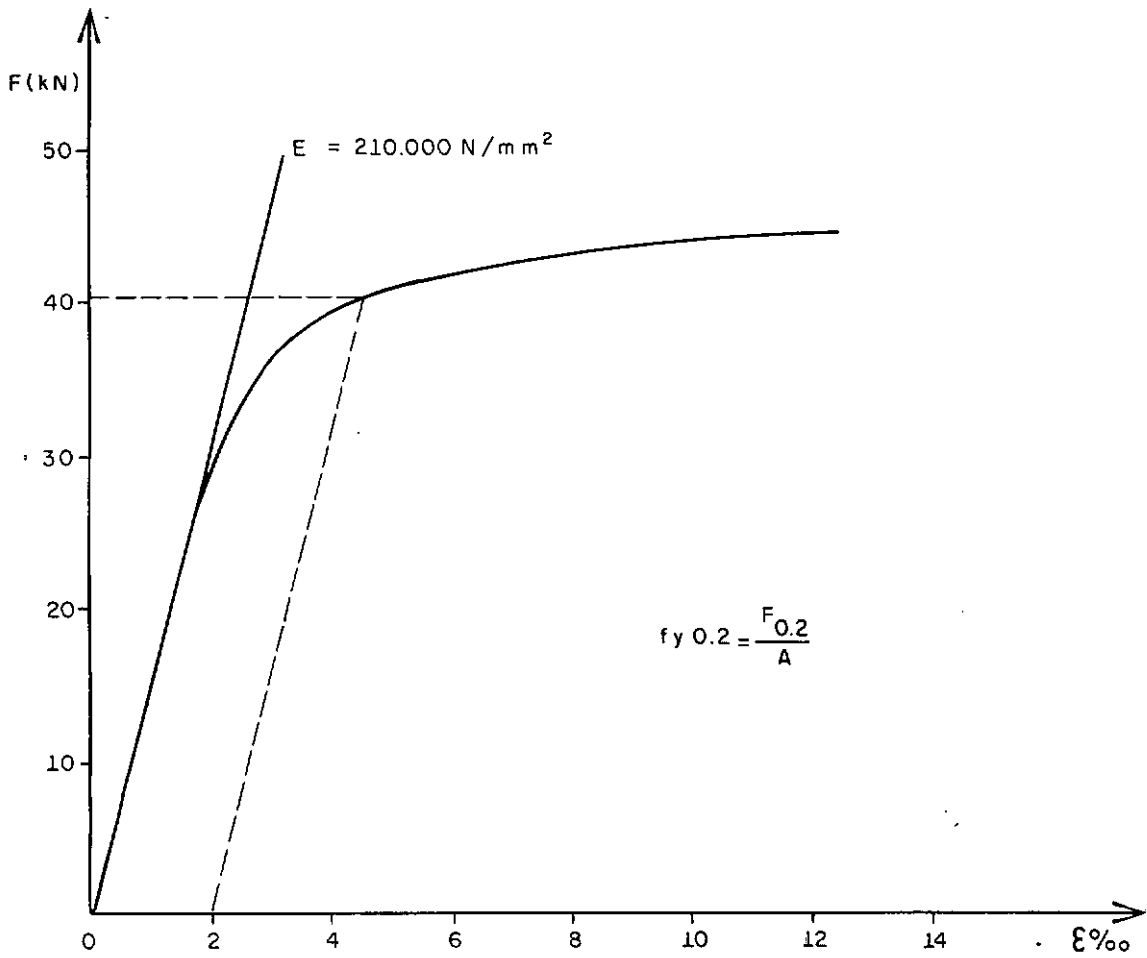


Figura 4.4 - Gráfico carga-deformação obtido para a barra 34

V - PARTE EXPERIMENTAL

5.1 - MONTAGEM

Para a realização dos ensaios fez-se uso de uma placa de reação, cuja capacidade era de 500 kN por furo, à qual os modelos foram fixados por um conjunto de dois perfis metálicos contraventados por cantoneiras e dois parafusos, de 7 cm de diâmetro, que passavam entre os perfis prendendo-os à placa de reação através dos furos da mesma, tornando possível o engastamento da peça.

A Figura 5.1 apresenta o esquema desta montagem.

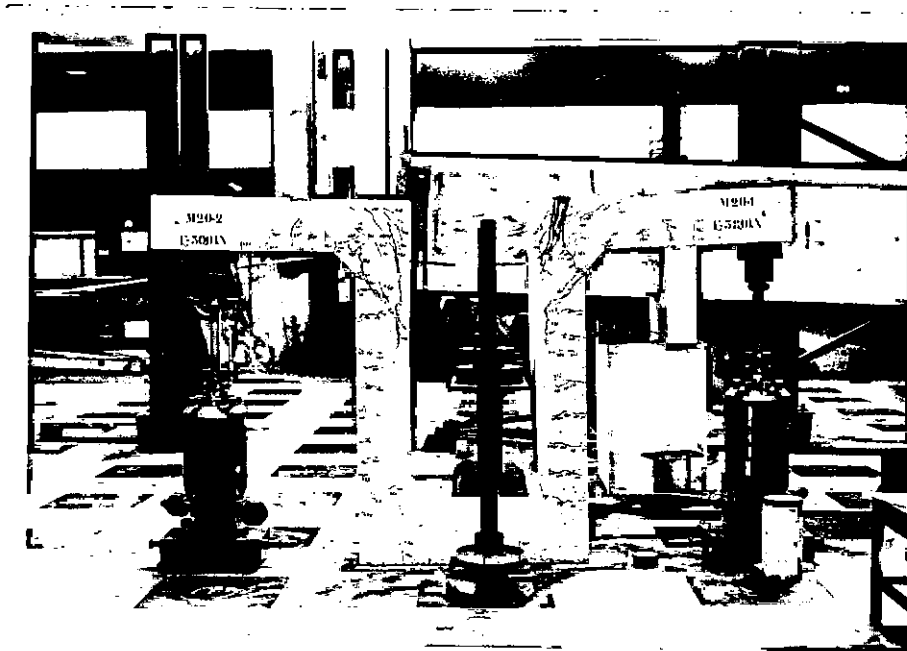


FIGURA 5.1 - ESQUEMA GERAL DA MONTAGEM

5.2 - MODO DE CARREGAMENTO

A carga foi aplicada às peças através de macacos hidráulicos atuando a 10 cm da extremidade da haste horizontal. Para uma melhor distribuição da carga ao longo da seção, colocou-se uma chapa de ferro por sobre o macaco e, acima desta uma placa de neoprene para acomodar as duas superfícies.

A Figura 5.1 (esquema geral da montagem) também mostra esta disposição.

5.3 - MEDIÇÕES EXECUTADAS A CADA ETAPA DE CARREGAMENTO, INSTRUMENTOS UTILIZADOS E REGIÕES DE MEDIÇÕES

5.3.1 - Deformações no Concreto

Foram obtidas por intermédio de defômetro (Tenso-tast Huggenberger), com base de medida igual a 5 cm . Para que a leitura se tornasse possível, foram utilizadas chapinhas de cobre coladas ao concreto.

A localização das bases de medida encontra-se esquematizada na Figura 5.2.

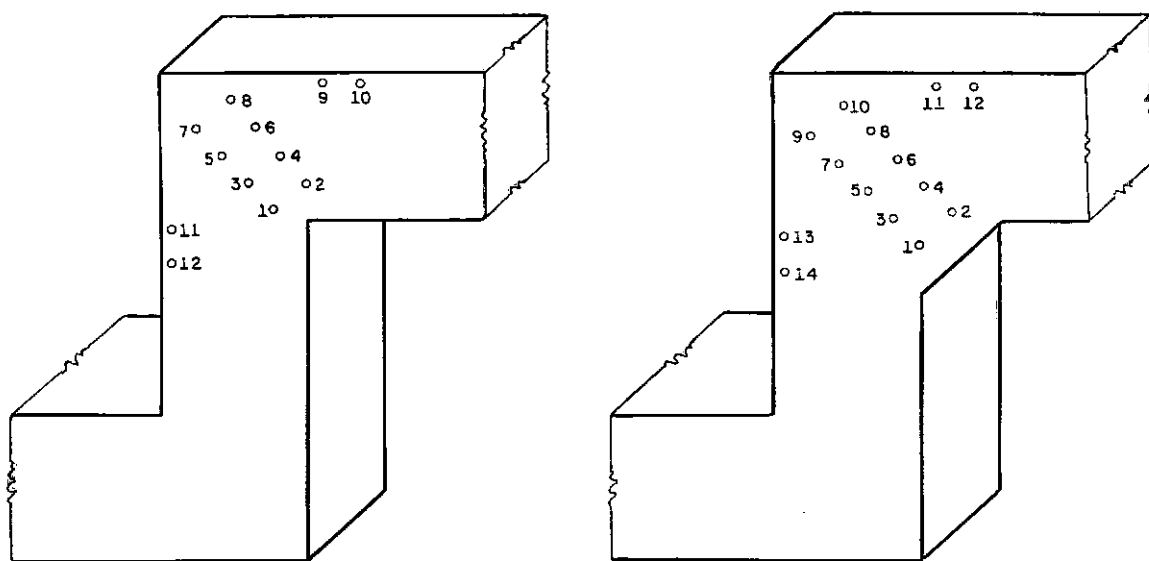


FIGURA 5.2 - ZONAS ONDE MEDIRAM-SE AS DEFORMAÇÕES DO CONCRETO, PARA MODELOS SEM MÍSULA E COM MÍSULA

5.3.2 - Deformações no Aço

Estas, foram fornecidas por extensômetros elétricos de resistência fabricados pela Kyowa, com resistência de $120 \pm 0,3 \Omega$, fator de extensômetro igual a 2,12 e 5 mm de base de medida.

As deformações, medidas somente no lado I de cada peça, têm seus locais de leitura indicados pela Figura 5.3.

Quer-se esclarecer aqui que a instrumentação foi feita em duas das barras, em cujos pontos de medição colocaram-se dois extensômetros elétricos de resistência situados em posições diametralmente opostas.

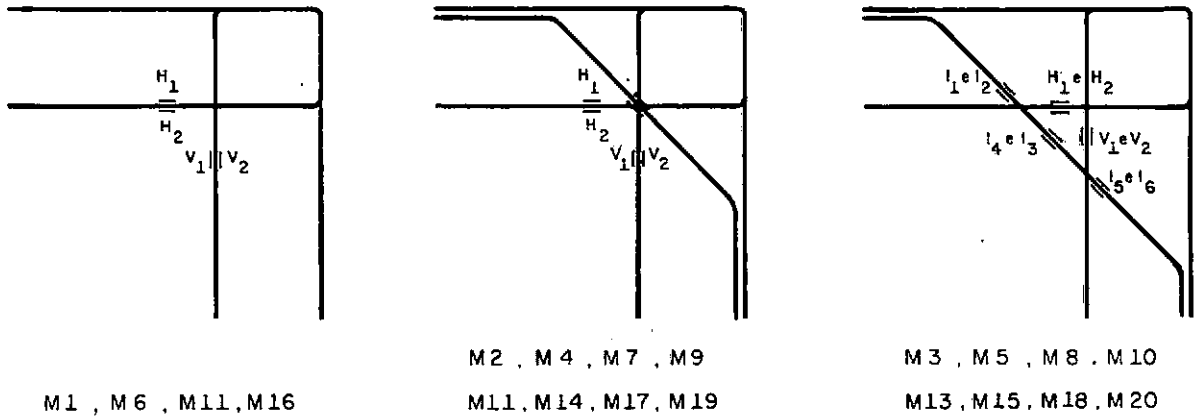


FIGURA 5.3 - DISPOSIÇÃO DOS EXTENSÔMETROS NAS ARMADURAS

A colagem dos extensômetros foi feita com Cascopox e, para que durante a concretagem o extensômetro não fosse afetado, fazia-se ao seu redor uma proteção de cera.

A Figura 5.4 ilustra o acima dito.

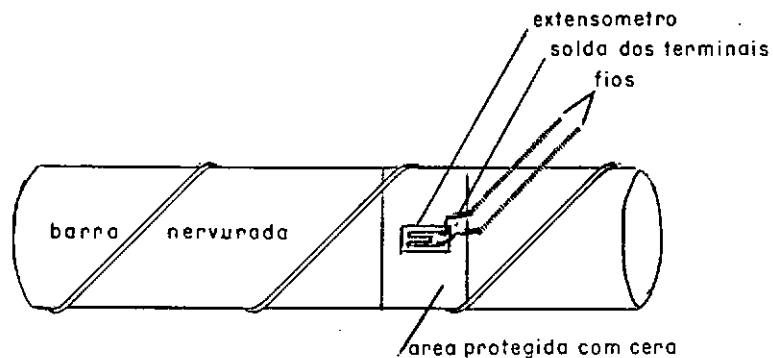


FIGURA 4.4 - INSTALAÇÃO E PROTEÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

Abaixo, mostra-se em fotografia a armadura de um dos modelos tendo seus extensômetros já protegidos.

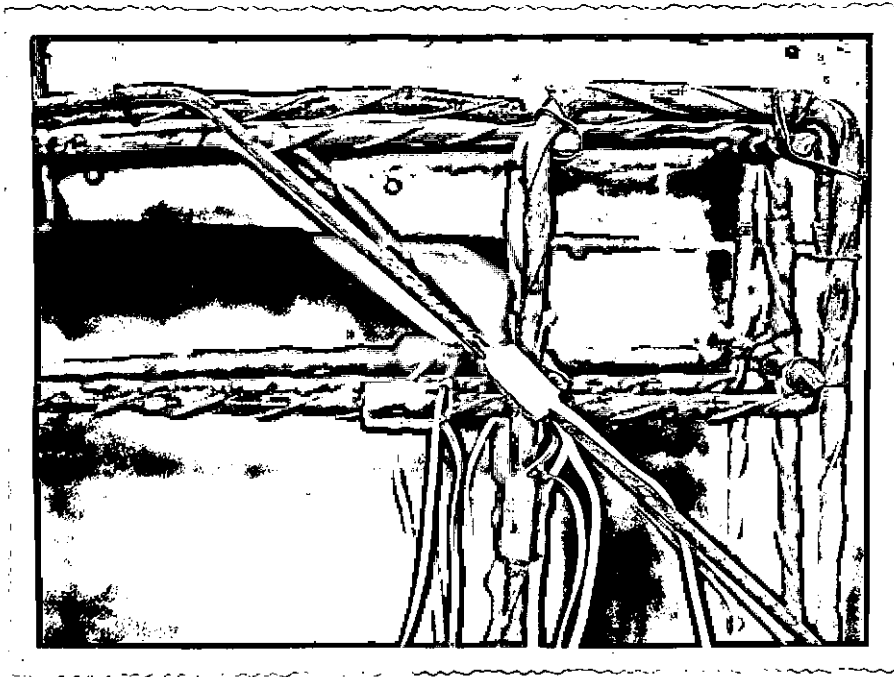


FIGURA 5.5 - DETALHE DOS EXTENSÔMETROS RECOBERTOS

5.3.3 - Deslocamentos

Os deslocamentos ou flechas representam o levantamento da haste horizontal do modelo em relação a um referencial fixo e foram tomados por defletômetros Huggenberger dos dois lados desta haste, nos locais indicados a seguir.

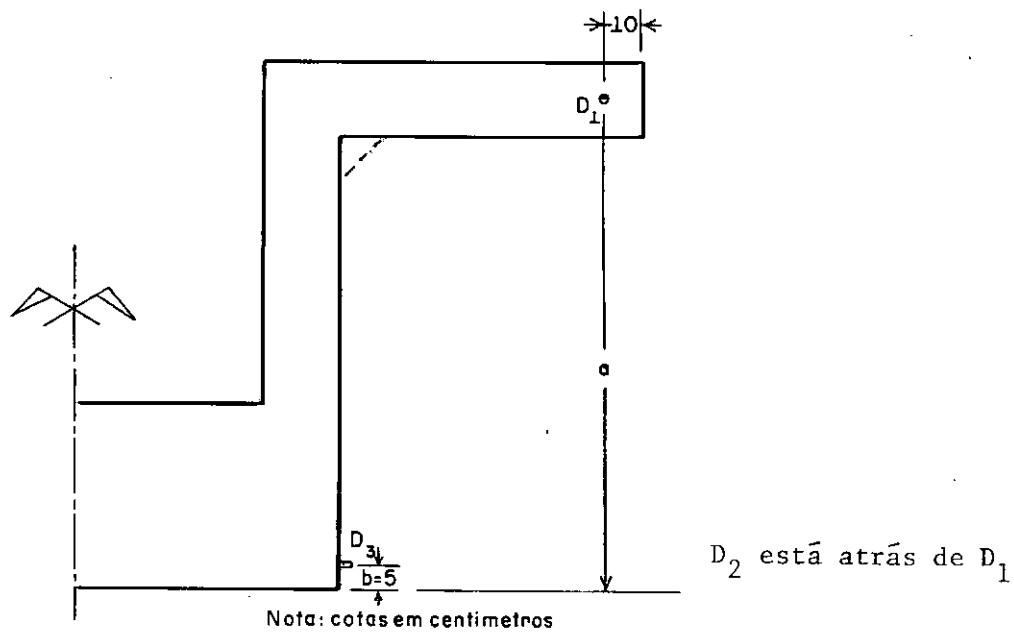


FIGURA 5.6 - SITUAÇÃO DOS DEFLETÔMETROS

A variação da média das leituras de D_1 e D_2 em relação a \underline{a} , nos deu o deslocamento sofrido pelo modelo.

Por precaução, um terceiro defletômetro, D_3 , foi colocado a 5 cm da base do modelo, com a finalidade de registrar qualquer eventual levantamento da mesma.

5.3.4 - Variação no Ângulo do Canto

A variação no ângulo do canto era dada como a diferença das variações entre as leituras de dois clinômetros de bolha Stoppani, colocados nas hastes horizontal e vertical respectivamente.

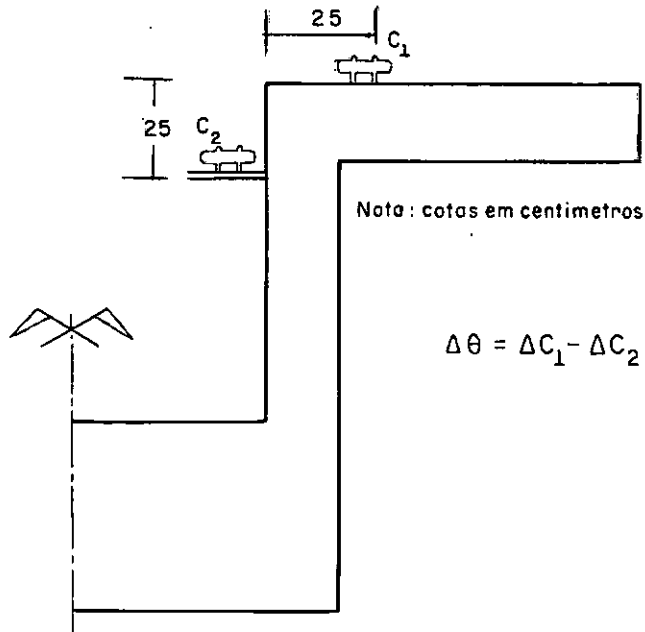


FIGURA 5.7 - POSIÇÃO DOS CLINÔMETROS PARA MEDIÇÃO DA ROTAÇÃO

5.3.5 - Aberturas de Fissuras

Foram medidas através de um fissurômetro, até o estágio de carga anterior à ruptura, em duas posições distintas, dando as aberturas ocorridas no canto e na haste vertical.

Apresenta-se a seguir um quadro dos instrumentos em pregados nos ensaios e suas sensibilidades.

MEDIÇÃO	INSTRUMENTOS	SENSIBILIDADE
Deformação no Concreto	Defômetro	20×10^{-6}
Deformação no Aço	Extensômetro Elétrico de Resistência	10×10^{-6}
Deslocamentos	Defletômetro	0,05 mm
Rotações	Clinômetro	1"
Abertura de Fissuras	Fissurômetro	0,1 mm

QUADRO 5.1 - SÍNTESE DAS MEDIÇÕES REALIZADAS E SENSIBILIDADE DOS RESPECTIVOS INSTRUMENTOS

VI - RESULTADOS

Apresentar-se-ã uma sãrie de tabelas e diagramas que tãem a finalidade de fornecer subsãdios para comparaãõ do comportamento dos diferentes modelos.

Frisa-se aqui que os modelos são diretamente comparãveis, visto que tãem o mesmo tipo de aão e concreto com similar resistãncia ã compressão.

6.1 - RESULTADOS TEÓRICOS

Para a obtenãõ dos resultados teóricos, fez-se uso das fãormulas (a), (b) e (c) indicadas no Capãtulo III, ítem 1 , que fornecem os esforãos últimos previstos.

Aplicando-se ao concreto e ao aão os coeficientes de minoraãõ $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$, foram encontrados os esforãos últimos de cãlculo. Estes, ao serem divididos por $\gamma_f = 1,5$, sofrendo outra minoraãõ, deram origem aos esforãos permitidos em servião, aqui denominados por esforãos caracterãsticos.

Na tabela 6.1 são encontrados os valores destes esforãos.

MODELO	ESFORÇOS ÚLTIMOS		ESFORÇOS ÚLTIMOS DE CÁLCULO		ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS	
	F_u (kN)	M_u (kN x m)	F_d (kN)	M_d (kN x m)	F_k (kN)	M_k (kN x m)
1	22,5	18,0	19,4	15,5	12,9	10,3
2	23,2	18,6	19,7	15,8	13,1	10,5
3	23,5	18,8	20,2	16,2	13,5	10,8
4	23,7	19,0	20,1	16,1	13,4	10,7
5	24,1	19,3	21,0	16,8	14,0	11,2
6	31,8	25,4	27,1	21,7	18,1	14,5
7	31,0	24,8	26,5	21,2	17,7	14,2
8	32,4	25,9	27,9	22,3	18,6	14,9
9	33,5	26,8	28,8	23,0	19,2	15,4
10	32,9	26,3	28,1	22,5	18,7	15,0
11	52,5	42,0	44,3	35,4	29,5	23,6
12	47,6	38,0	40,3	32,2	26,8	21,4
13	51,0	40,8	43,1	34,5	28,7	23,0
14	54,0	43,2	45,3	36,2	30,2	24,2
15	54,0	43,2	45,7	36,6	30,5	24,4
16	69,3	55,4	57,3	45,8	38,2	30,6
17	69,2	55,4	57,5	46,0	38,3	30,6
18	71,4	57,1	59,2	47,4	39,4	31,5
19	76,5	61,2	63,7	51,0	42,5	34,0
20	69,6	55,7	59,8	47,8	39,9	31,9

TABELA 6.1 - ESFORÇOS ÚLTIMOS PREVISTOS E DE CÁLCULO E ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS

6.2 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

6.2.1 - Relativos à Resistência

Os dados quanto à resistência serão apresentados em duas tabelas. Na Tabela 6.2, vêm-se os valores das cargas últimas observadas nos ensaios e, na 6.3, as eficiências e cargas admissíveis dos diversos modelos.

MODELO	CARGA OBSERVADA (kN)		MODELO	CARGA OBSERVADA (kN)	
	F _{obs} LADO 1	F _{obs} LADO 2		F _{obs} LADO 1	F _{obs} LADO 2
1	22,6	24,0	11	38,0	38,0
2	26,0	25,0	12	40,0	42,5
3	32,5		13	52,0	54,0
4	27,5	25,0	14	42,0	42,5
5	28,5	29,0	15	44,0	42,0
6	31,0	27,5	16	43,0	50,0
7	34,0	35,0	17	44,5	50,0
8	39,5	41,0	18	50,0	50,0
9	34,0	36,0	19	46,0	46,0
10	41,0	38,0	20	58,0	50,0

TABELA 6.2 - CARGAS ÚLTIMAS OBSERVADAS NOS ENSAIOS

MODELO	EFICIÊNCIA (%)		E_{fm} (%)	F_{adm} (kN)
	E_f LADO 1	E_f LADO 2		
1	100	107	103	12,9
2	112	108	110	13,1
3	138		138	13,5
4	116	105	110	13,4
5	118	120	119	14,0
6	97	86	91	16,5
7	110	113	111	17,7
8	122	127	124	18,6
9	101	107	104	19,2
10	125	116	120	18,7
11	72	72	72	21,2
12	84	89	86	23,1
13	102	106	104	28,7
14	78	79	78	23,6
15	81	78	79	24,1
16	62	72	67	25,6
17	64	72	68	26,0
18	70	70	70	27,6
19	60	60	60	25,5
20	83	72	77	30,7

TABELA 6.3 - EFICIÊNCIAS E CARGAS ADMISSÍVEIS

Entende-se aqui como eficiência a razão entre a carga última observada no ensaio e a carga última prevista por cálculo, ou seja:

$$E_f = \frac{F_{obs}}{F_u}$$

A carga admissível, que é a que deveria ser considerada como carga de serviço, foi obtida multiplicando-se a carga característica pela eficiência do modelo. Nos casos em que esta era maior que 100%, a carga admissível foi calculada com $E_f = 100\%$.

Então,

$$F_{adm} = E_f \cdot F_k \quad \text{para } E_f \leq 100\%$$

$$F_{adm} = F_k \quad \text{para } E_f > 100\%$$

Como para cada modelo foram feitos dois ensaios, considerou-se como eficiência do seu detalhe a média das eficiências obtidas nesses dois ensaios, a não ser no modelo 3 onde só se ensaiou um lado.

6.2.2 - Relativos à Fissuração

Apresentar-se-á a seguir uma tabela onde são mostrados:

- A carga em que surgiu a primeira fissura, como percentagem da carga última observada: F_{w1}
- O valor da carga na qual verificou-se a abertura de fissura

limite ($w_{\text{lim}} = 0,3 \text{ mm}$), também como percentagem da carga última observada: $F_{w_{\text{lim}}}$.

- As aberturas de fissura correspondentes às cargas característica e admissível.

MODELO	F_{w1}/F_{obs} (%)	$F_{w_{\text{lim}}}/F_{\text{obs}}$ (%)	w na F_k (mm)	w na F_{adm} (mm)
1	19,4	40,0	0,7	0,7
2	15,7	45,0	0,6	0,6
3	19,5	45,5	0,4	0,4
4	17,1	42,5	0,6	0,6
5	26,6	61,0	0,2	0,2
6	17,7	38,0	1,0	0,8
7	13,1	38,0	0,6	0,6
8	16,2	52,0	0,25	0,25
9	11,5	46,0	0,5	0,5
10	16,5	53,5	0,3	0,3
11	16,7	43,5	1,8	0,5
12	17,0	50,0	0,7	0,4
13	16,0	48,5	0,5	0,5
14	16,6	45,0	1,0	0,6
15	16,3	53,5	0,7	0,3
16	15,2	43,0	2,6	0,7
17	14,7	46,5	1,5	0,4
18	14,0	60,0	0,7	0,2
19	15,2	52,5	2,5	0,4
20	16,1	56,5	0,7	0,4

TABELA 6.4 - DADOS REFERENTES À FISSURAÇÃO

Os dados apresentados na Tabela 6.4 são a média dos valores obtidos em cada peça.

Os diagramas da Figura 6.1 mostram a relação entre a máxima abertura de fissura e a carga como percentagem da carga última observada para os dois lados dos modelos. As aberturas de fissura foram medidas no canto e na haste vertical, designadas nos gráficos por (c) e (v) respectivamente.

A configuração destas fissuras na ocasião da ruptura bem como sua evolução, poderá ser vista nas figuras A.5 a A.43 do Apêndice (Ilustração Fotográfica).

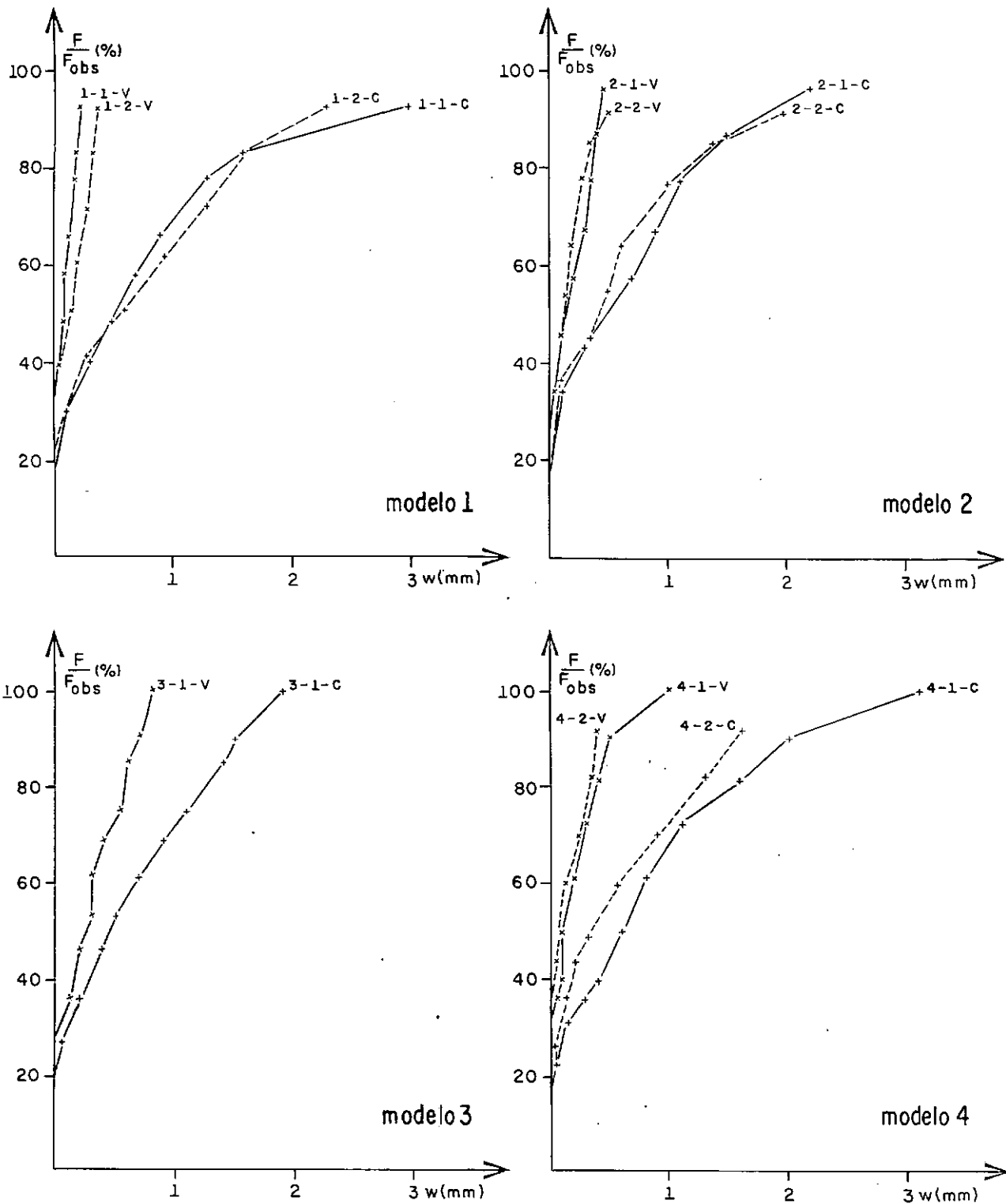


Figura 6.1 - Gráficos carga-abertura de fissura

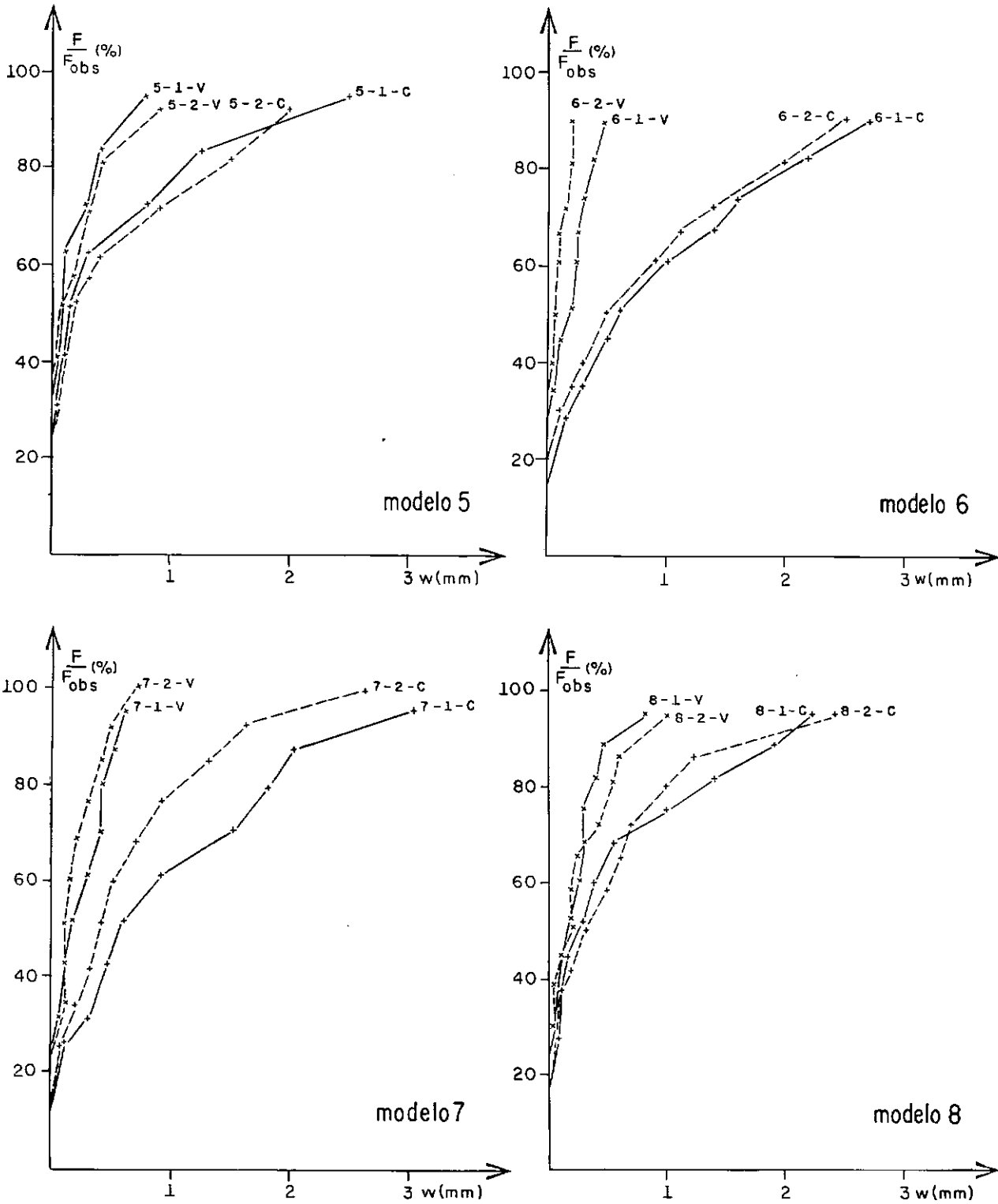


Figura 6.1- Gráficos carga-abertura de fissura

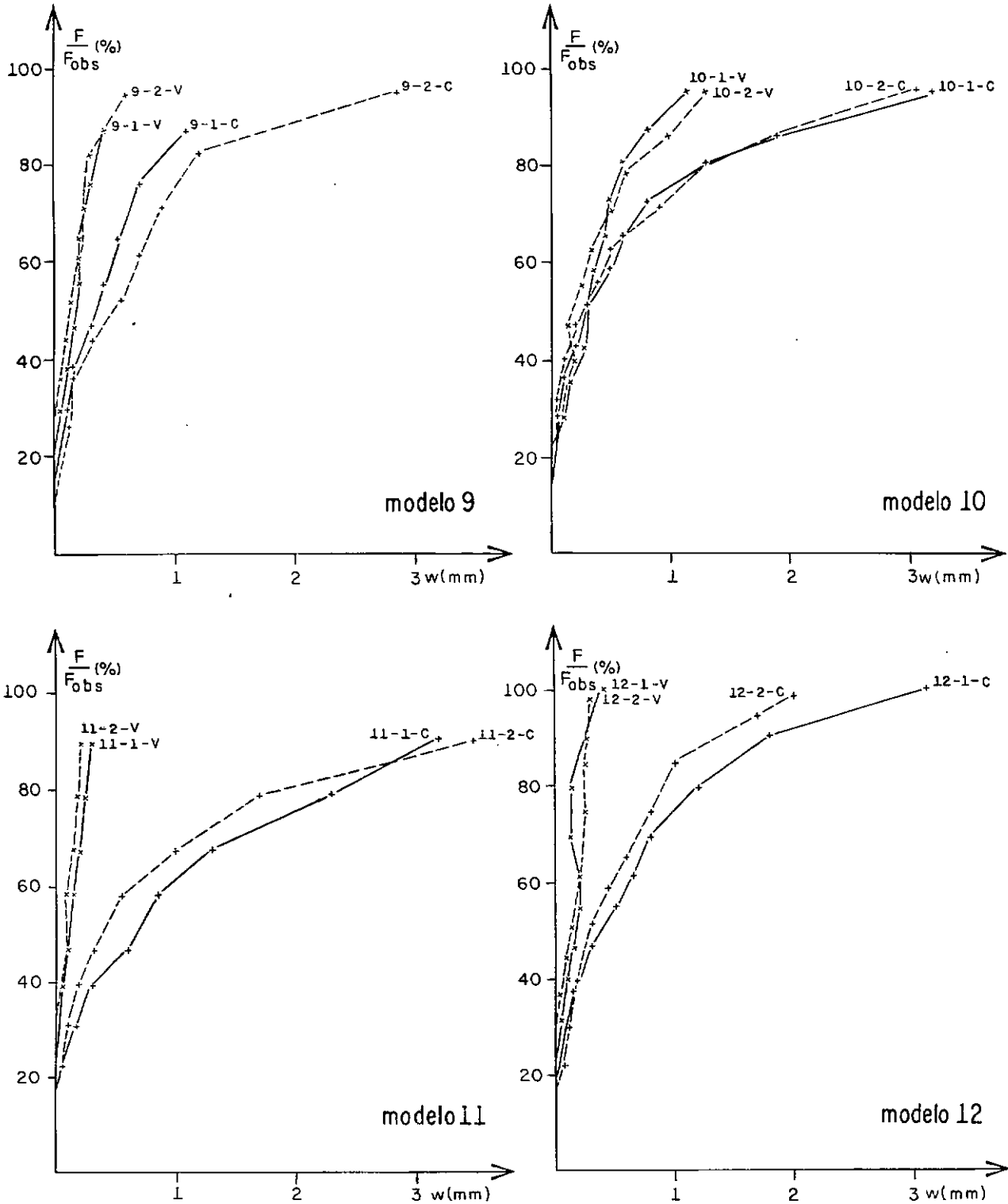


Figura 6.1- Gráficos carga-abertura de fissura

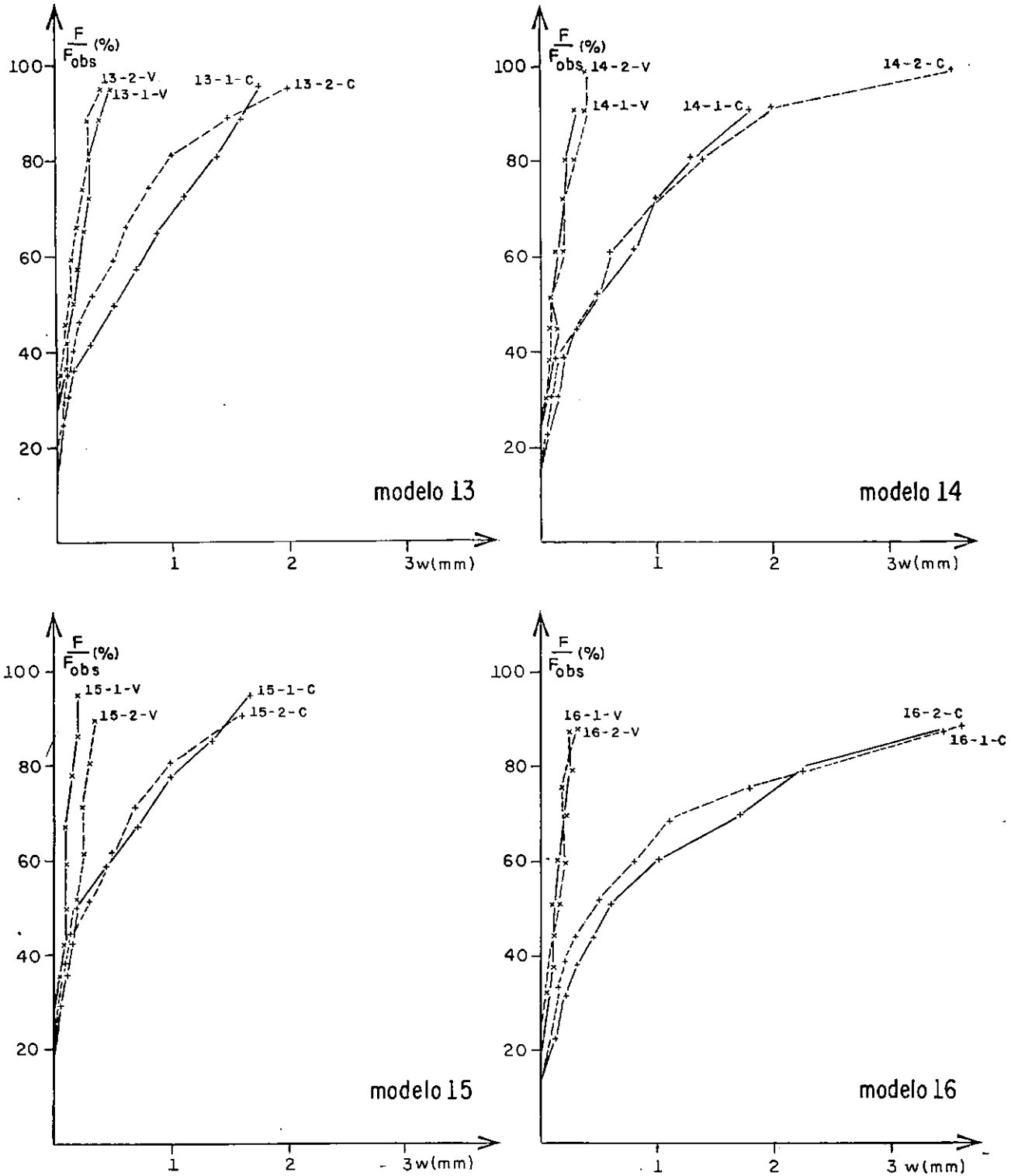


Figura 6.1- Gráficos carga abertura de fissura

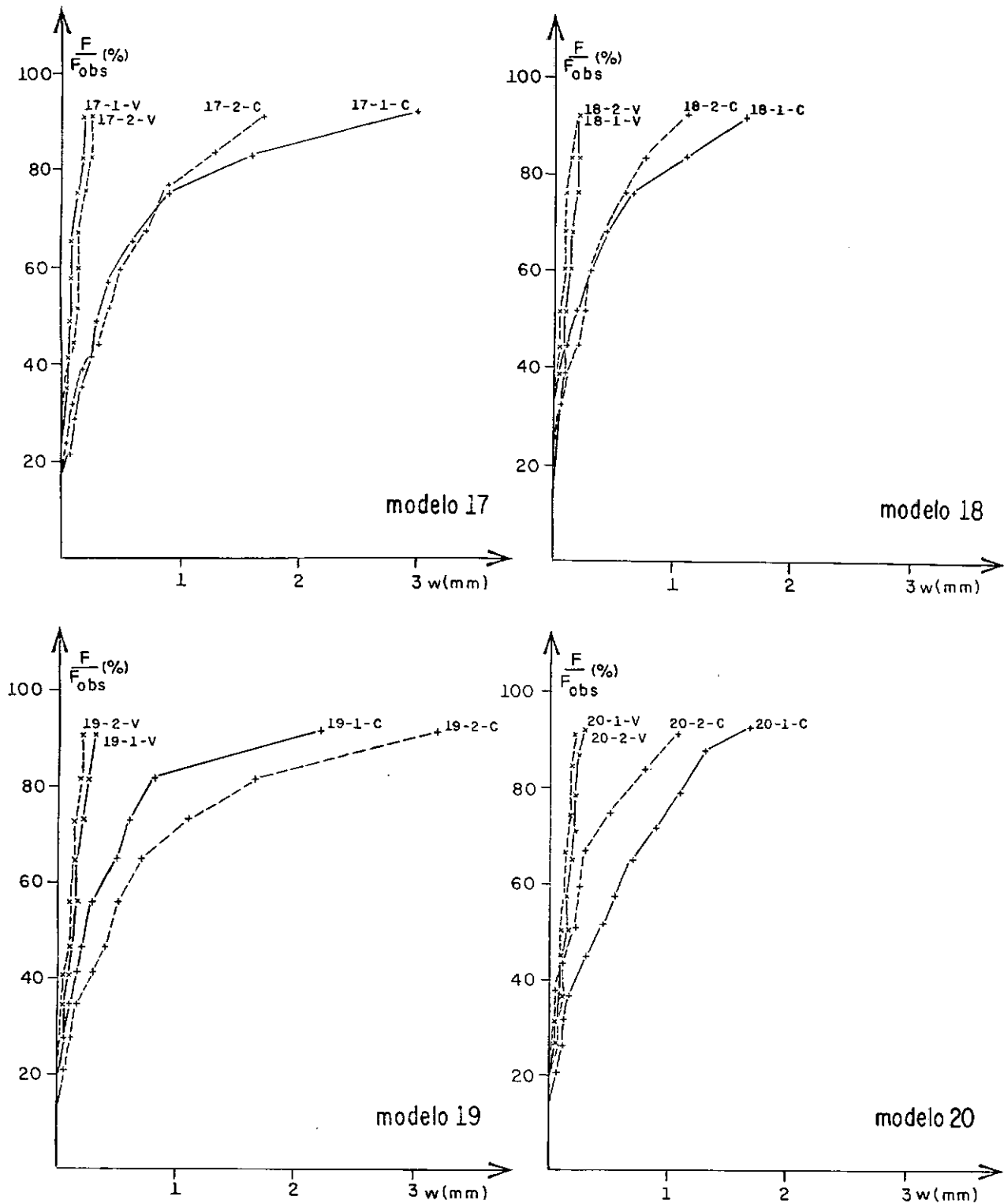


Figura 6.1-Gráficos carga-abertura de fissura

6.2.3 - Relativos à Rigidez

Para se avaliar a rigidez dos cantos, levou-se em consideração as variações do seu ângulo, ou seja, a rotação relativa entre as hastes horizontal e vertical de cada peça. Foram também, com esta finalidade, observados os deslocamentos verticais da haste horizontal.

Nas tabelas 6.5 e 6.6, são fornecidos respectivamente os valores destas rotações e deslocamentos para as cargas características e admissível.

MODELO	ROTAÇÕES (rad. x 10 ⁻³)			
	Δ θ para F _k		Δ θ para F _{adm}	
	LADO 1	LADO 2	LADO 1	LADO 2
1	4,0	6,0	4,0	6,0
2	2,5	3,0	2,5	3,0
3	0,8		0,8	
4	4,5	5,0	4,5	5,0
5	0,5	1,0	0,5	1,0
6	9,5	9,0	7,5	7,0
7	5,8	4,6	5,8	4,6
8	1,6	2,5	1,6	2,5
9	2,6	2,4	2,6	2,4
10	1,9	1,5	1,9	1,5
11	15,3	13,6	5,4	5,1
12	5,3	3,5	4,8	3,0
13	2,5	1,6	2,5	1,6
14	7,5	6,7	4,5	3,8
15	2,6	3,4	1,5	2,2
16	19,4	14,2	6,5	5,1
17	12,5	9,4	5,5	4,5
18	3,5	3,1	1,4	1,1
19	18,5	11,2	3,3	3,7
20	2,5	4,1	1,6	2,2

TABELA 6.5 - DADOS RELATIVOS À RIGIDEZ (ROTAÇÕES)

MODELO	DESLOCAMENTOS (cm)			
	Δ a para F_k		Δ a para F_{adm}	
	LADO 1	LADO 2	LADO 1	LADO 2
1	1,6	1,0	1,6	1,0
2	1,4	1,8	1,4	1,8
3	1,8		1,8	
4	1,2	1,3	1,2	1,3
5	1,0	1,2	1,0	1,2
6	1,7	1,8	1,4	1,5
7	1,8	1,5	1,8	1,5
8	1,2	1,3	1,2	1,3
9	1,8	1,6	1,8	1,6
10	1,4	1,4	1,4	1,4
11	3,3	3,0	1,8	1,6
12	2,1	2,0	1,7	1,6
13	2,2	2,0	2,2	2,0
14	2,8	2,9	1,9	2,0
15	2,3	2,6	1,5	1,7
16	-	3,0	1,8	1,3
17	2,5	2,5	1,2	1,45
18	3,5	2,2	1,4	1,2
19	3,6	4,5	1,3	1,6
20	2,5	2,6	1,6	1,7

TABELA 6.6 - DADOS RELATIVOS À RIGIDEZ (DESLOCAMENTOS)

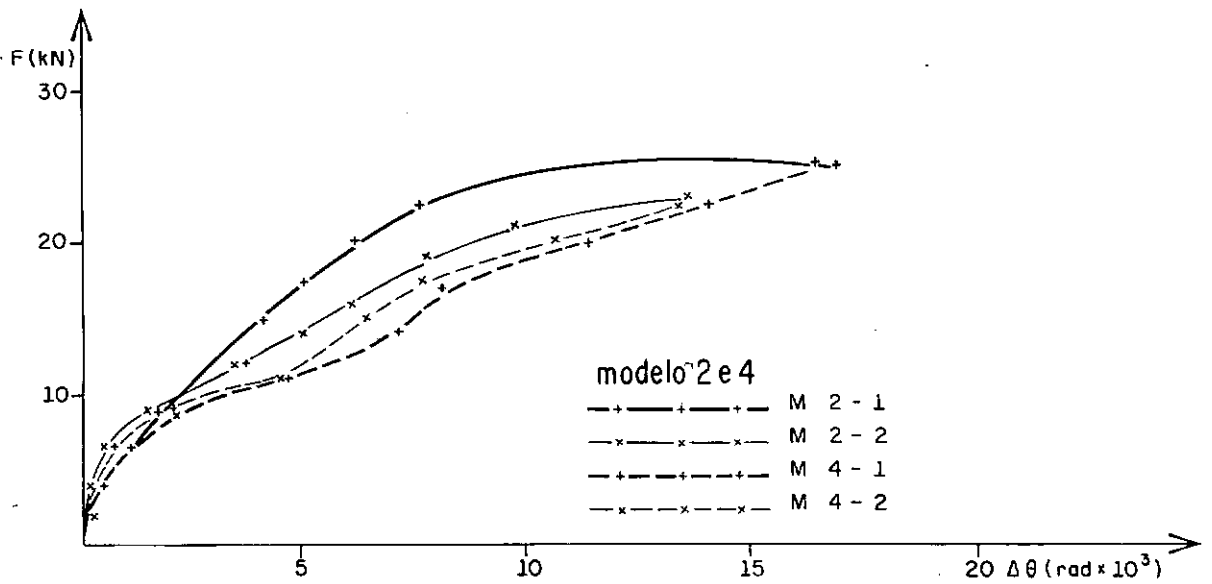
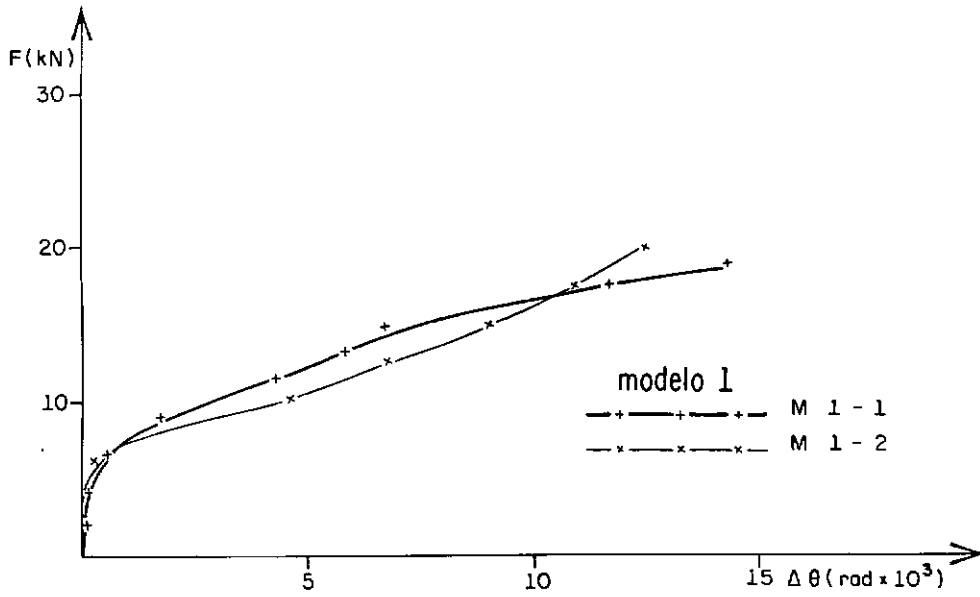


Figura 6.2 - Gráficos carga-rotação

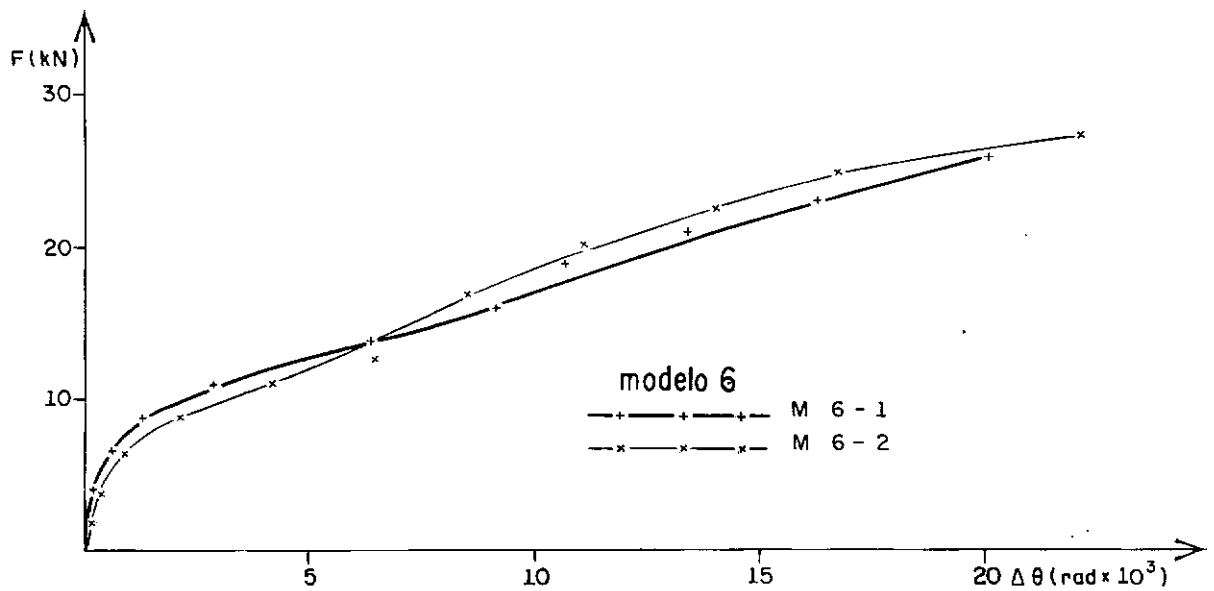
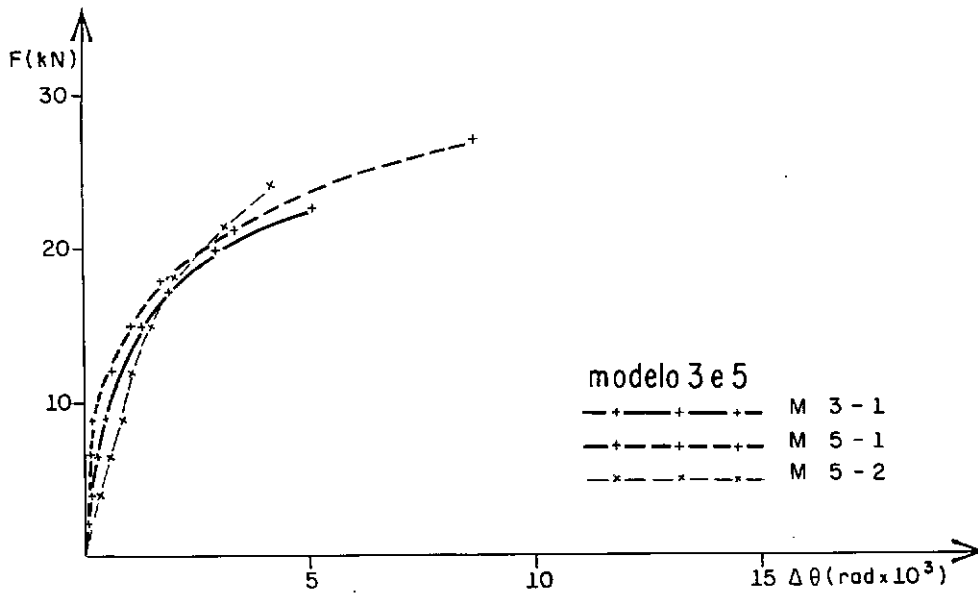


Figura 6.2 - Gráficos carga-otação

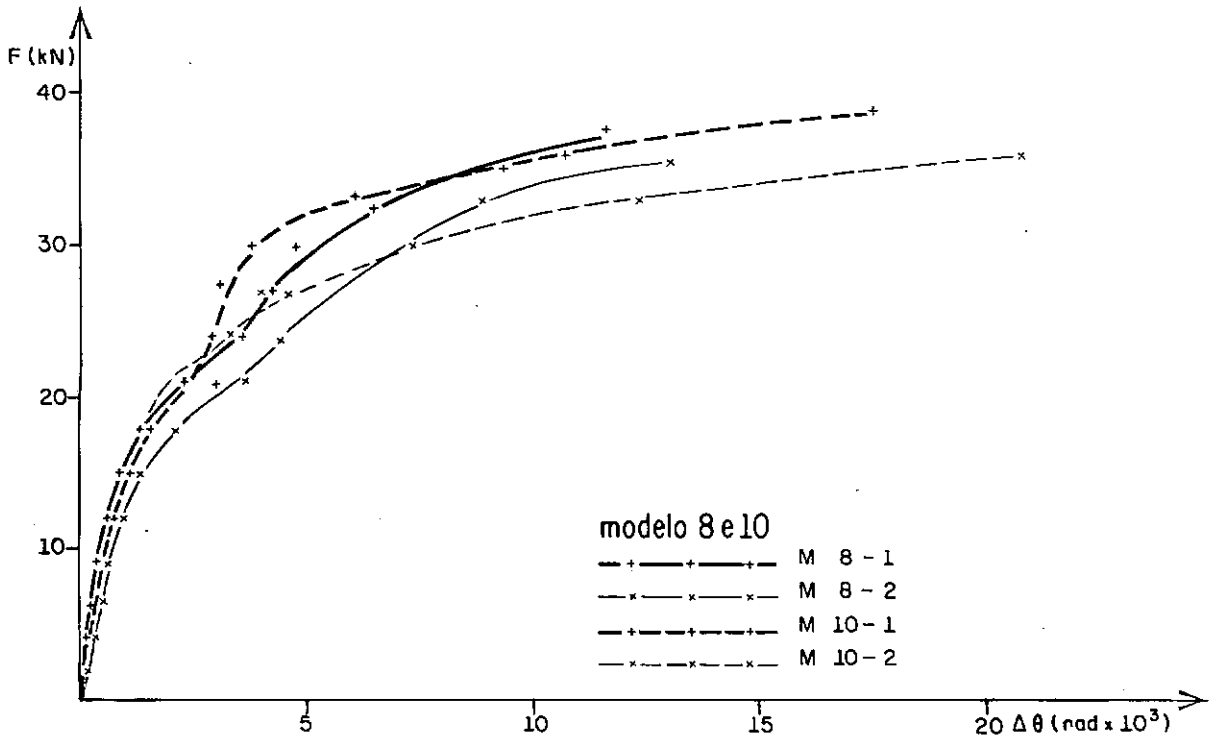
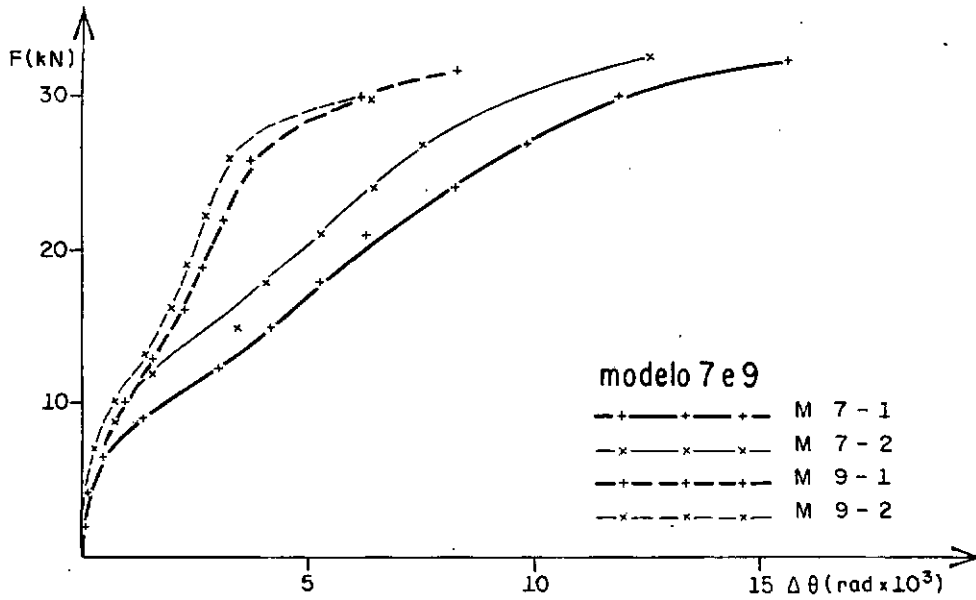


Figura 6.2 - Gráficos carga-rotação

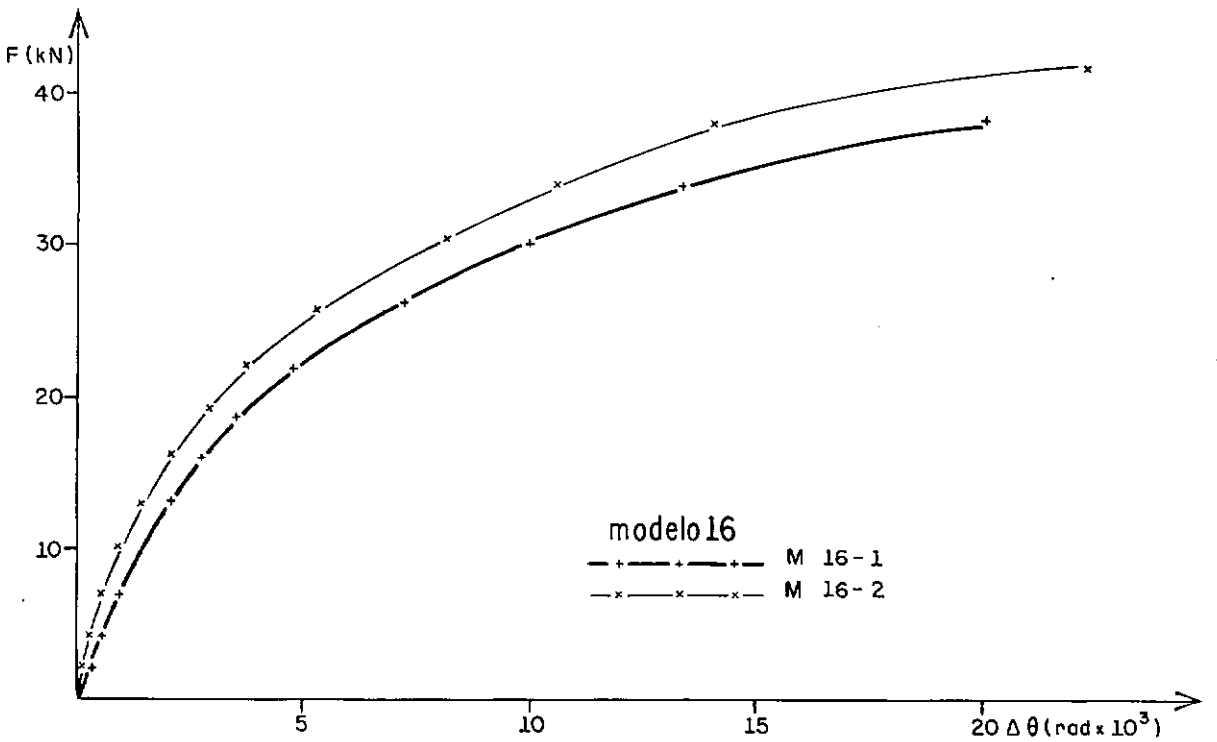
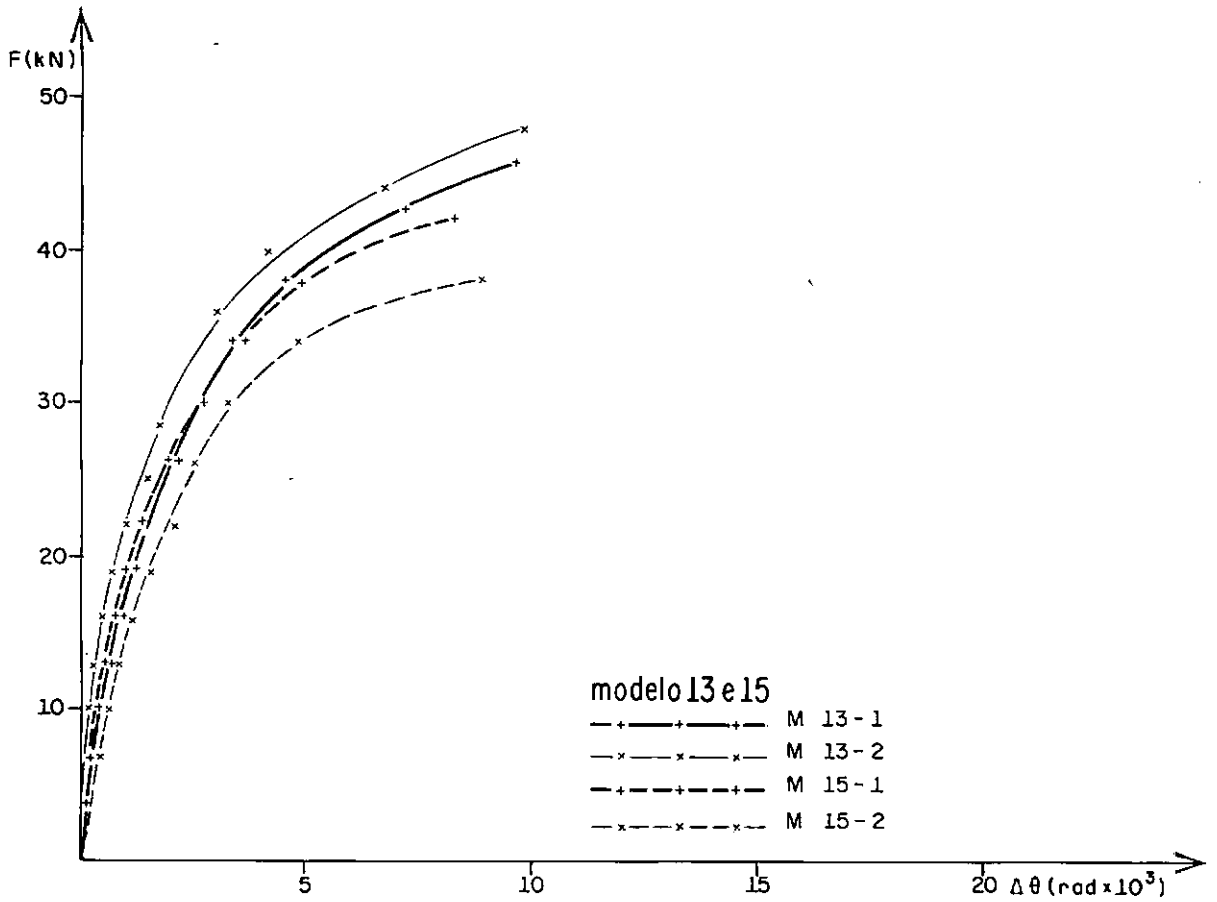


Figura 6.2 - Gráficos carga-rotação .

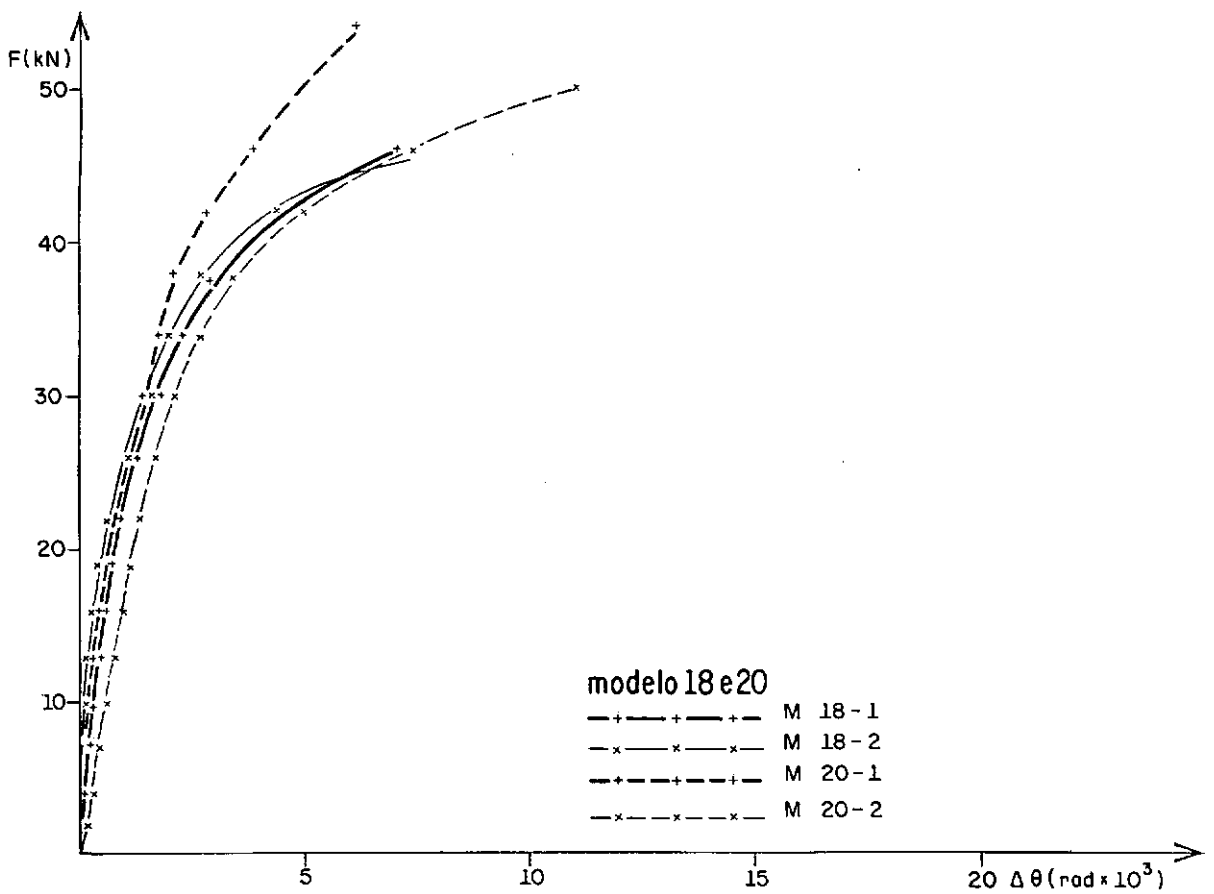
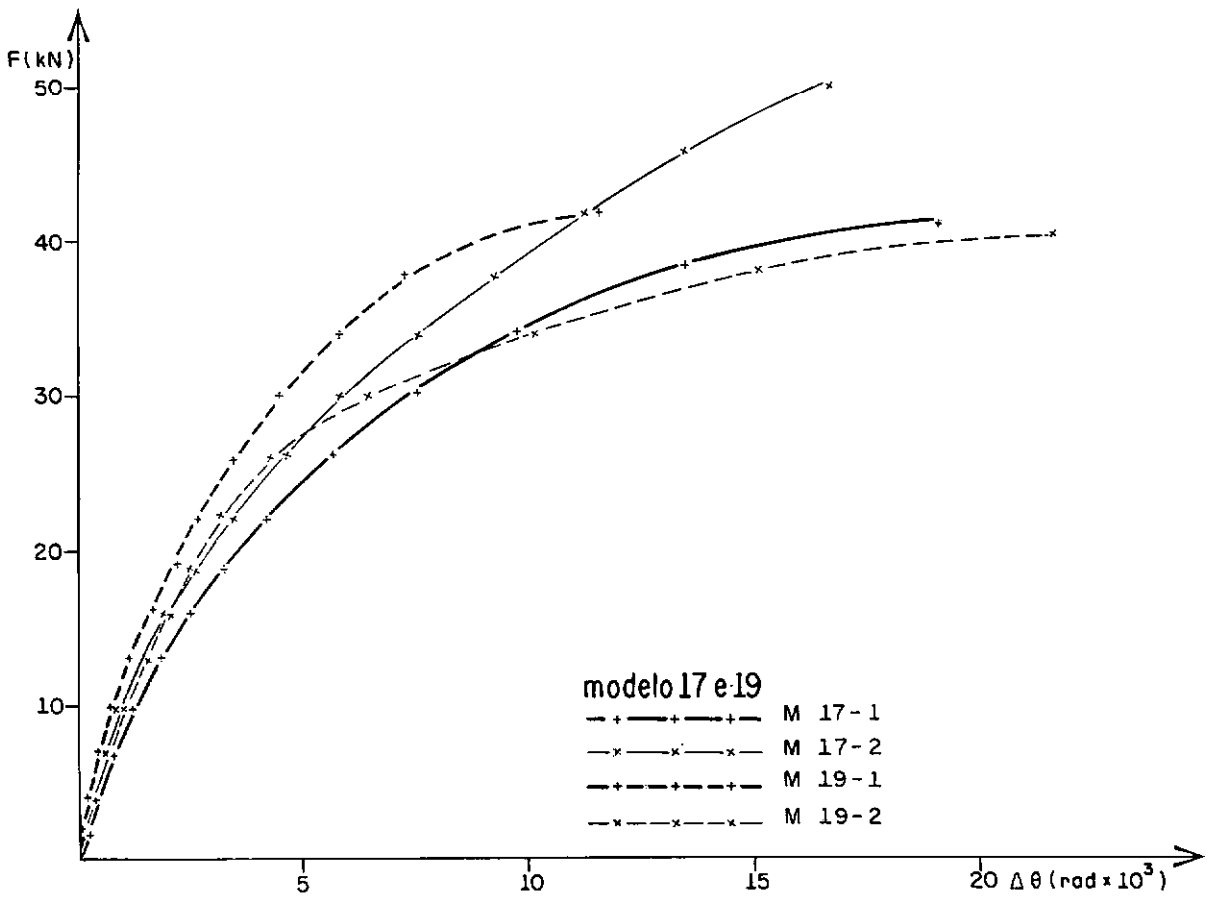


Figura 6.2 - Gráficos carga-rotação

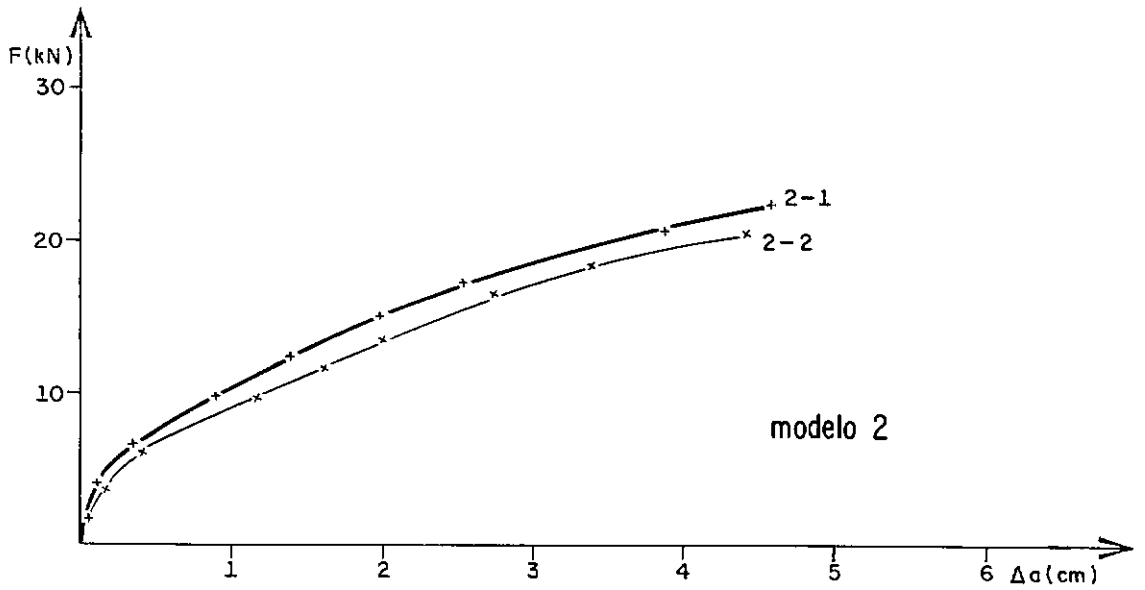
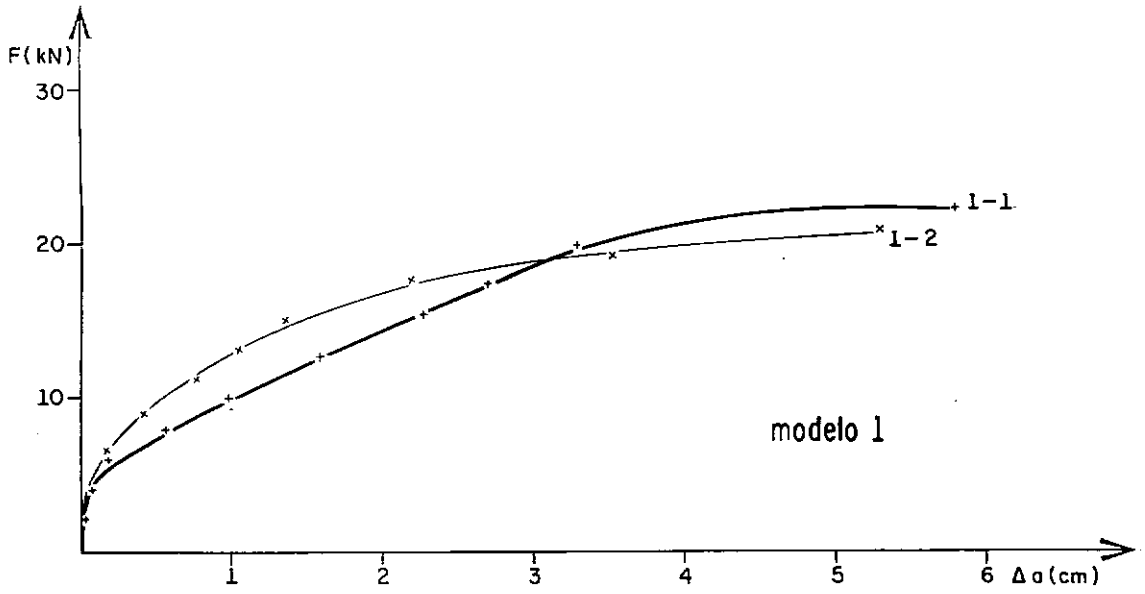


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

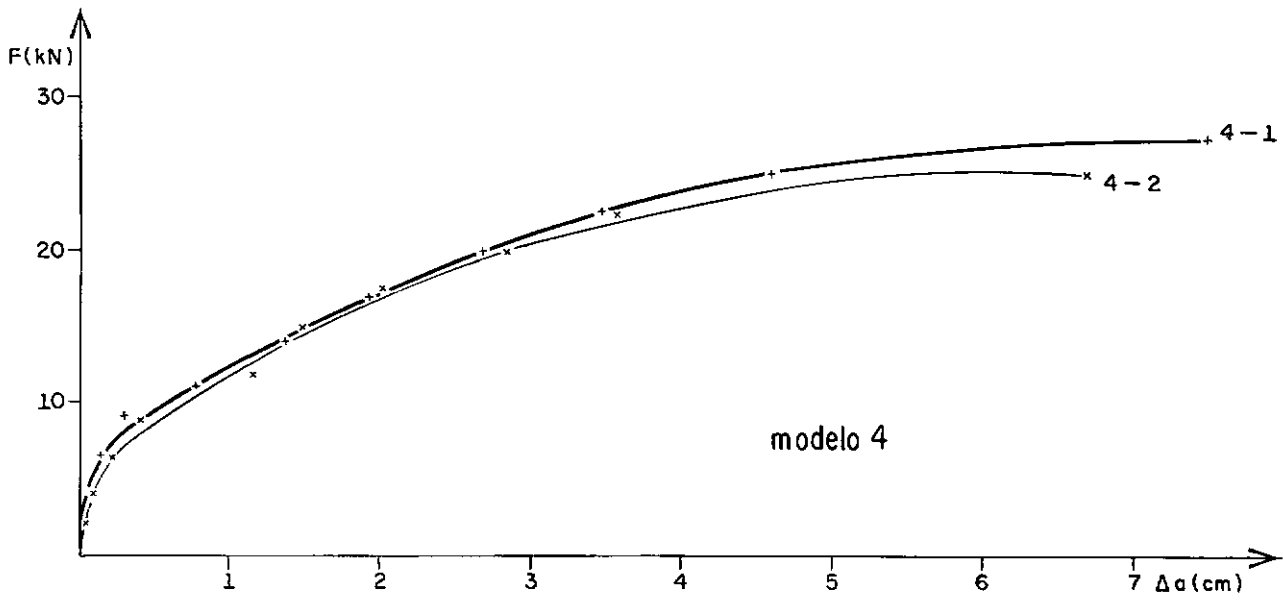
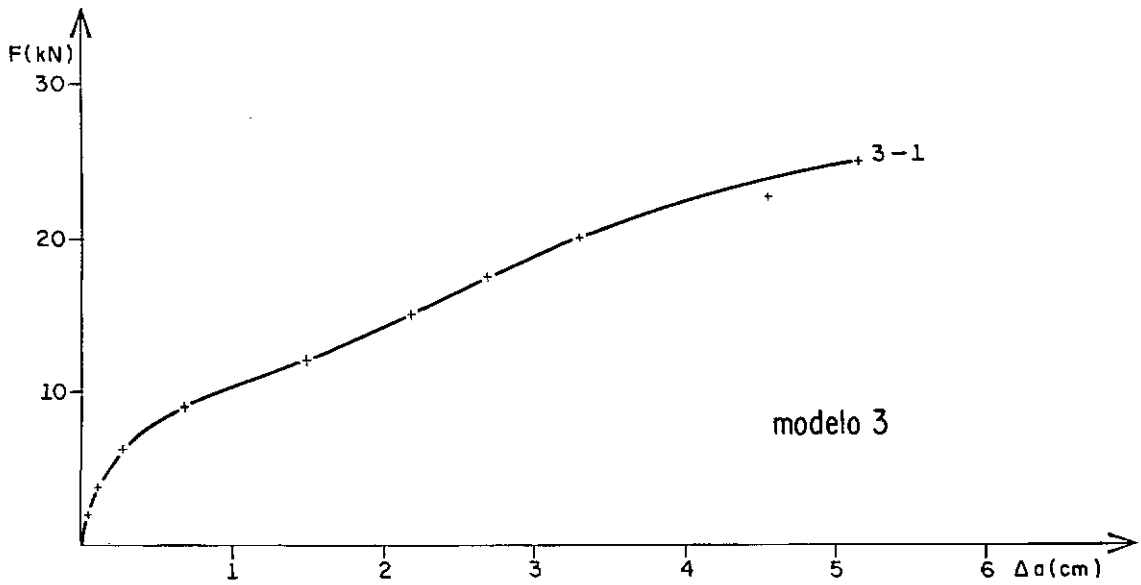


Figura 6.3—Gráficos carga-deslocamento

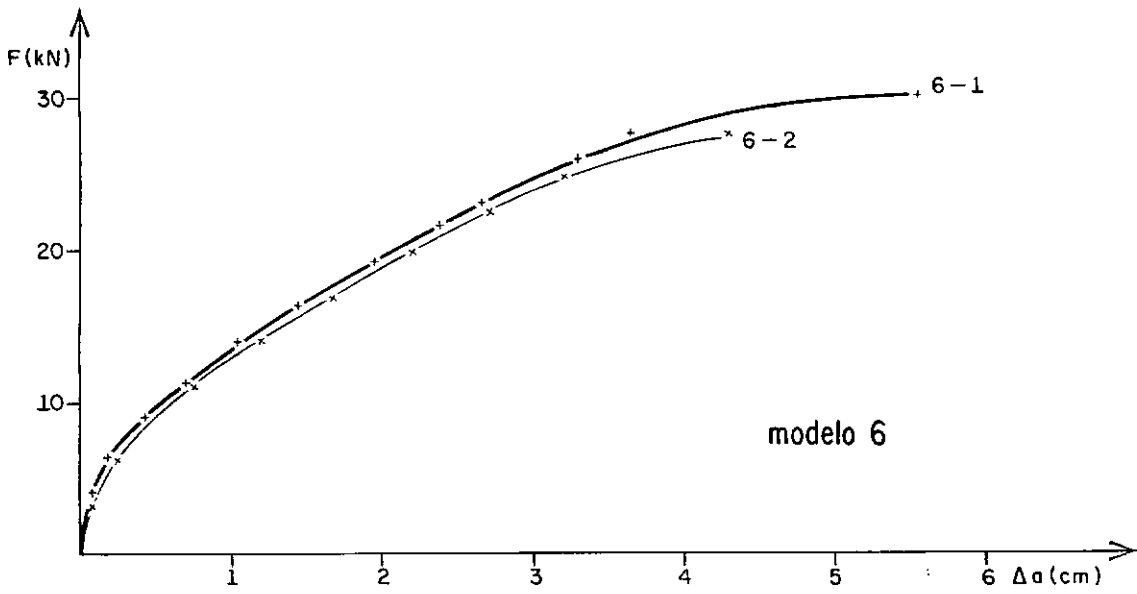
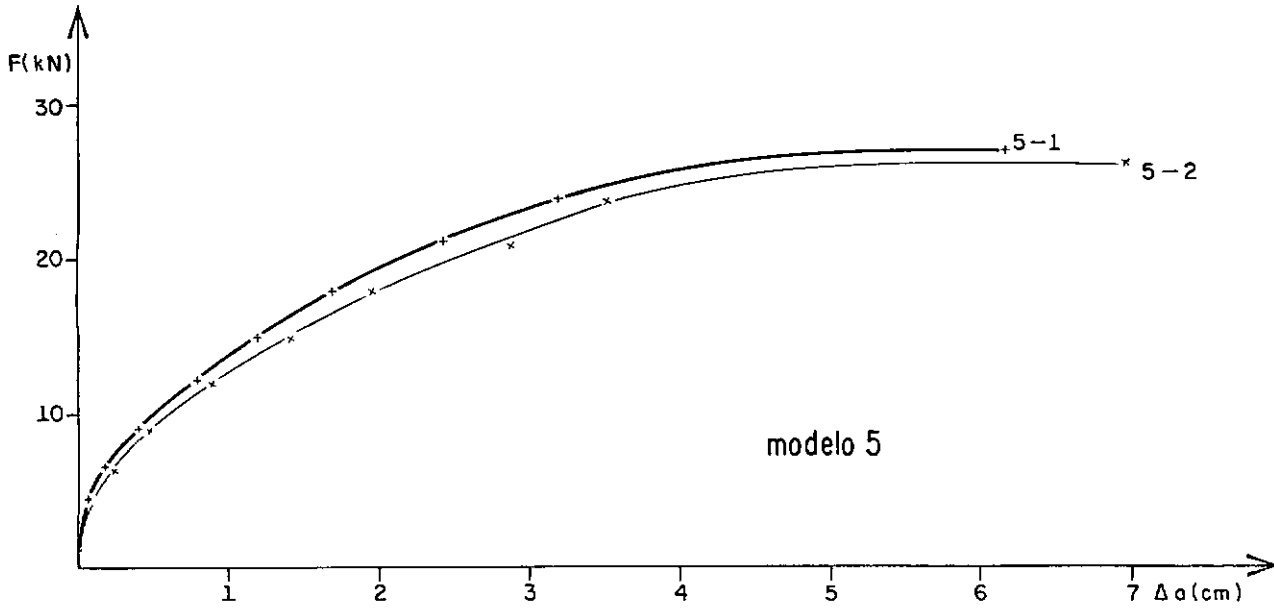


Figura 6.3 Gráficos carga desplazamiento

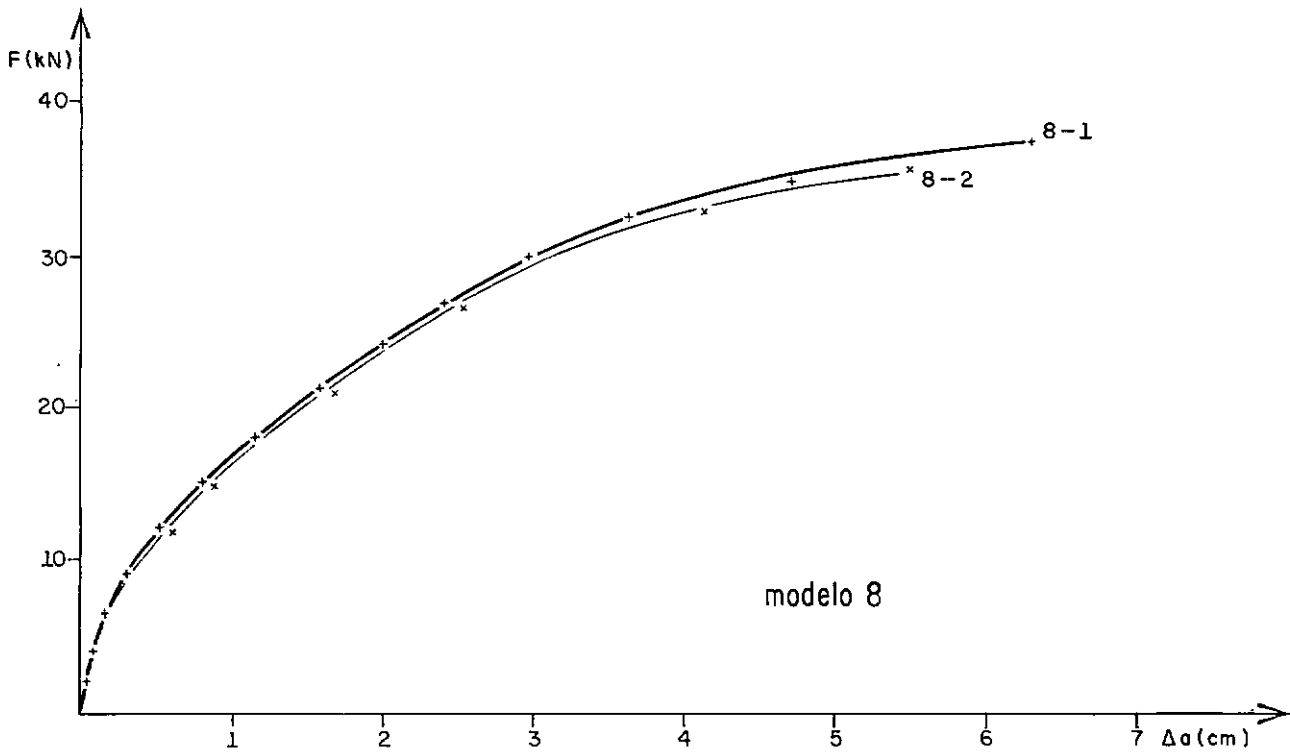
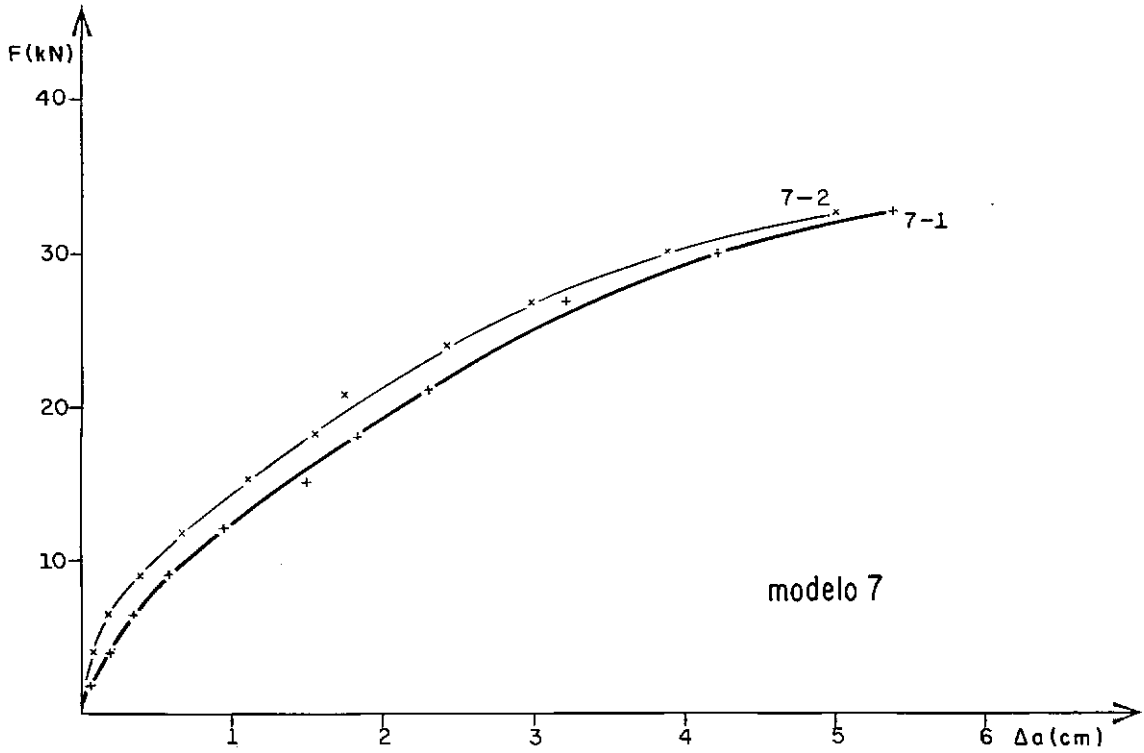


Figura 6.3 - Gráficos carga - deslocamento

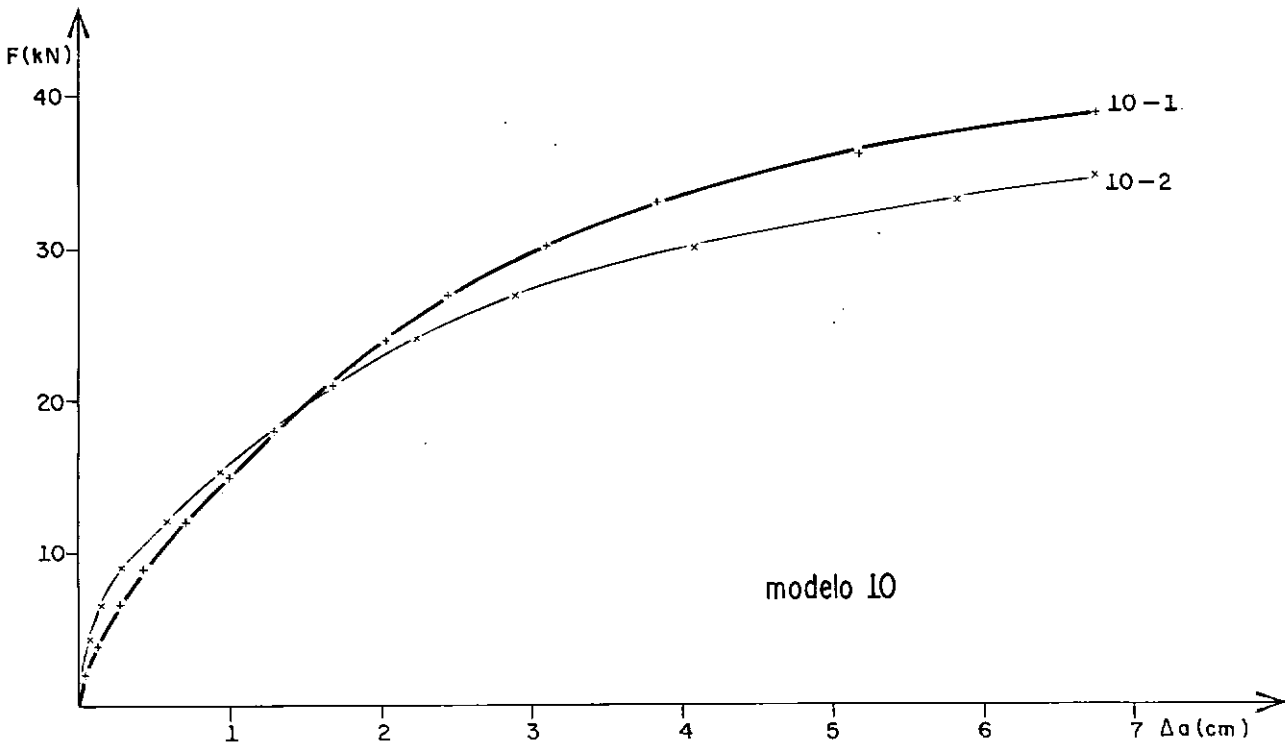
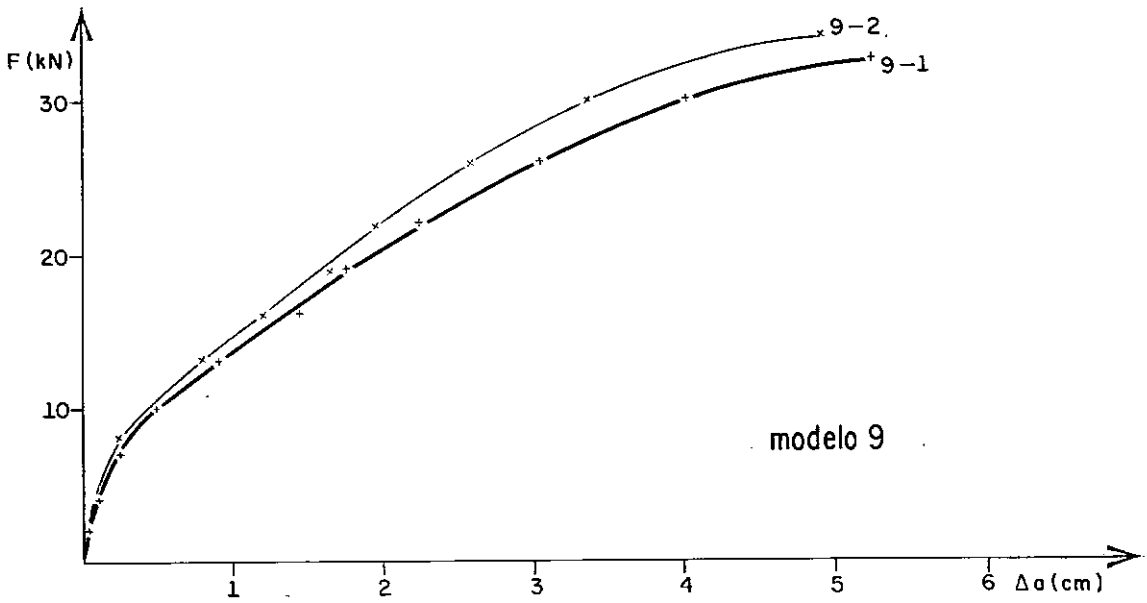


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

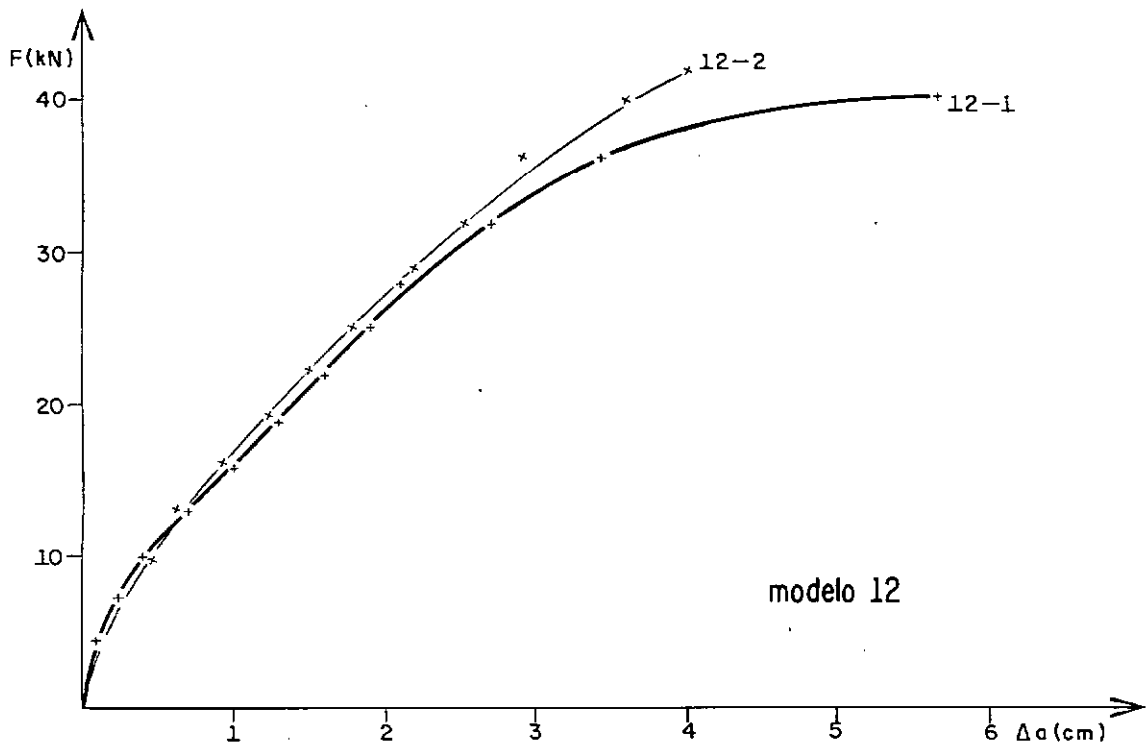
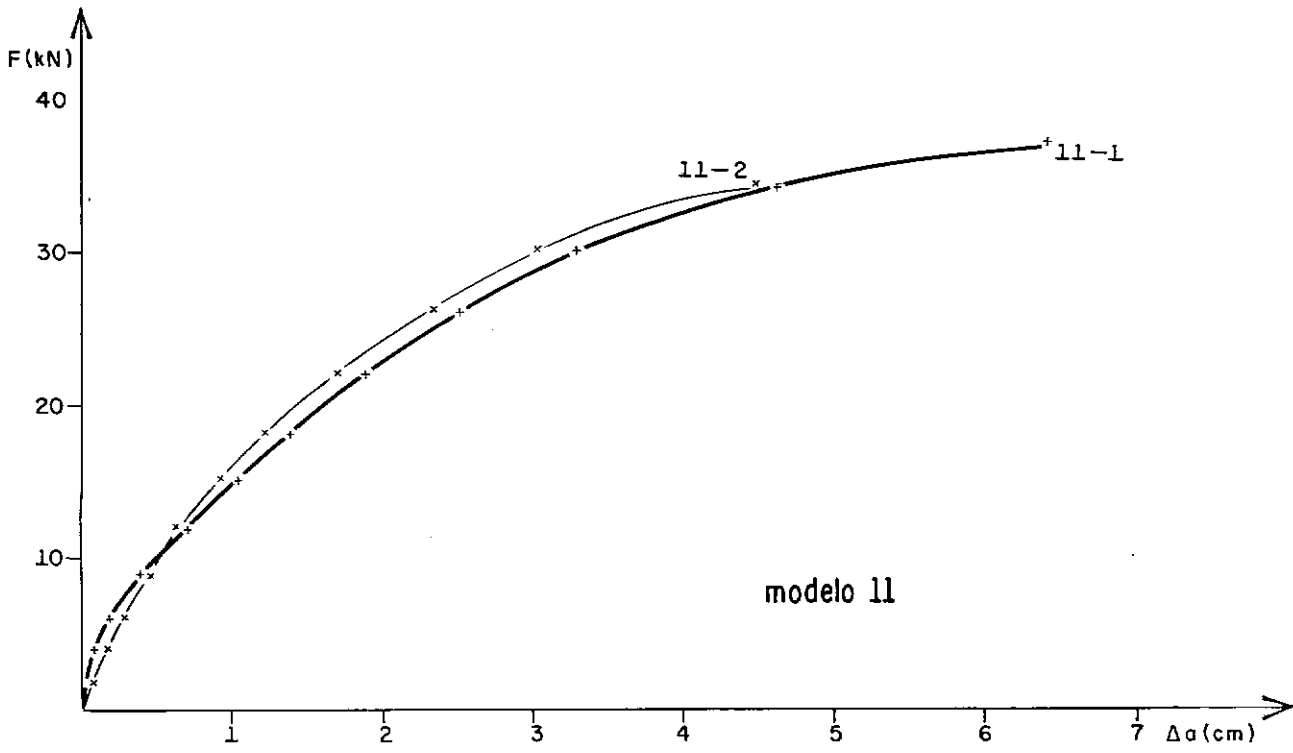


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

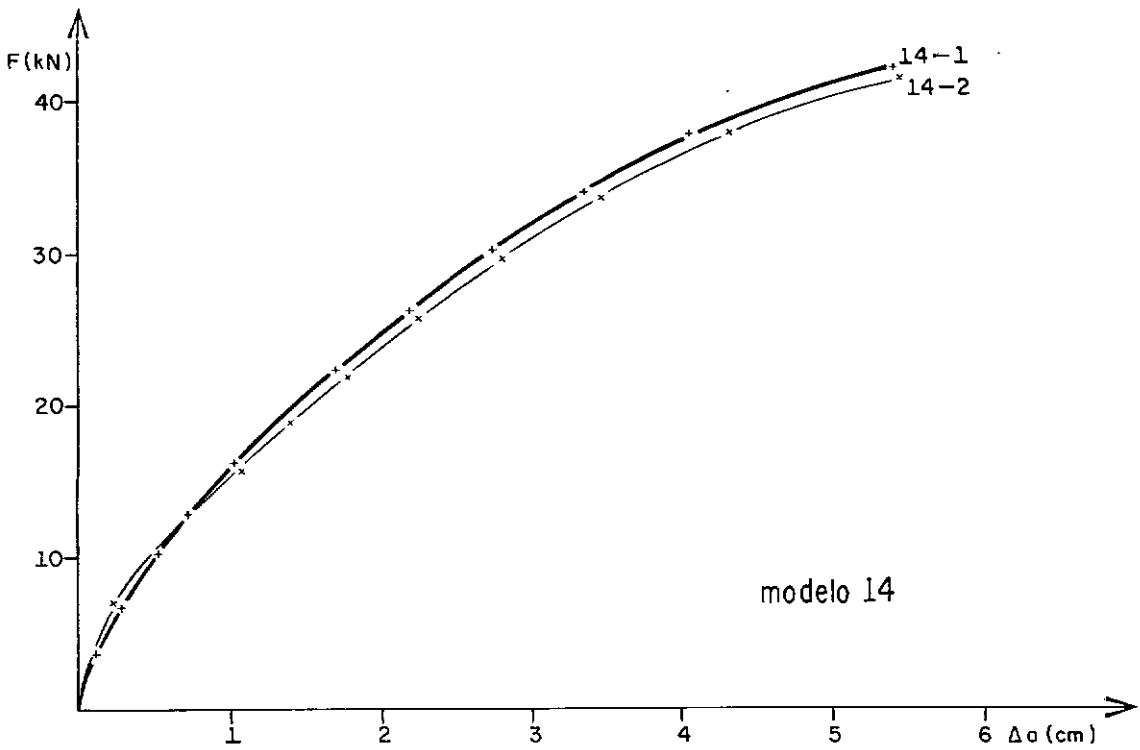
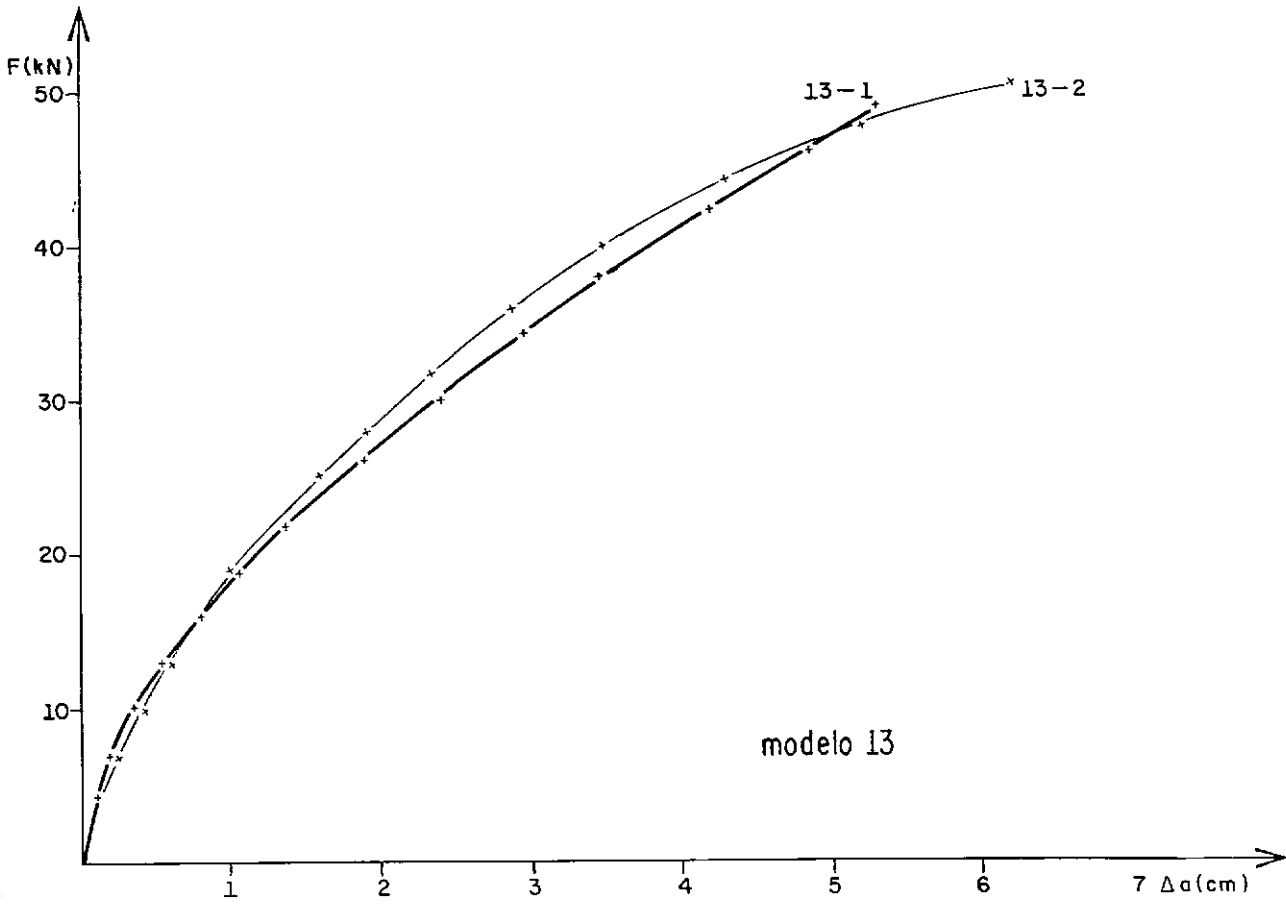


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

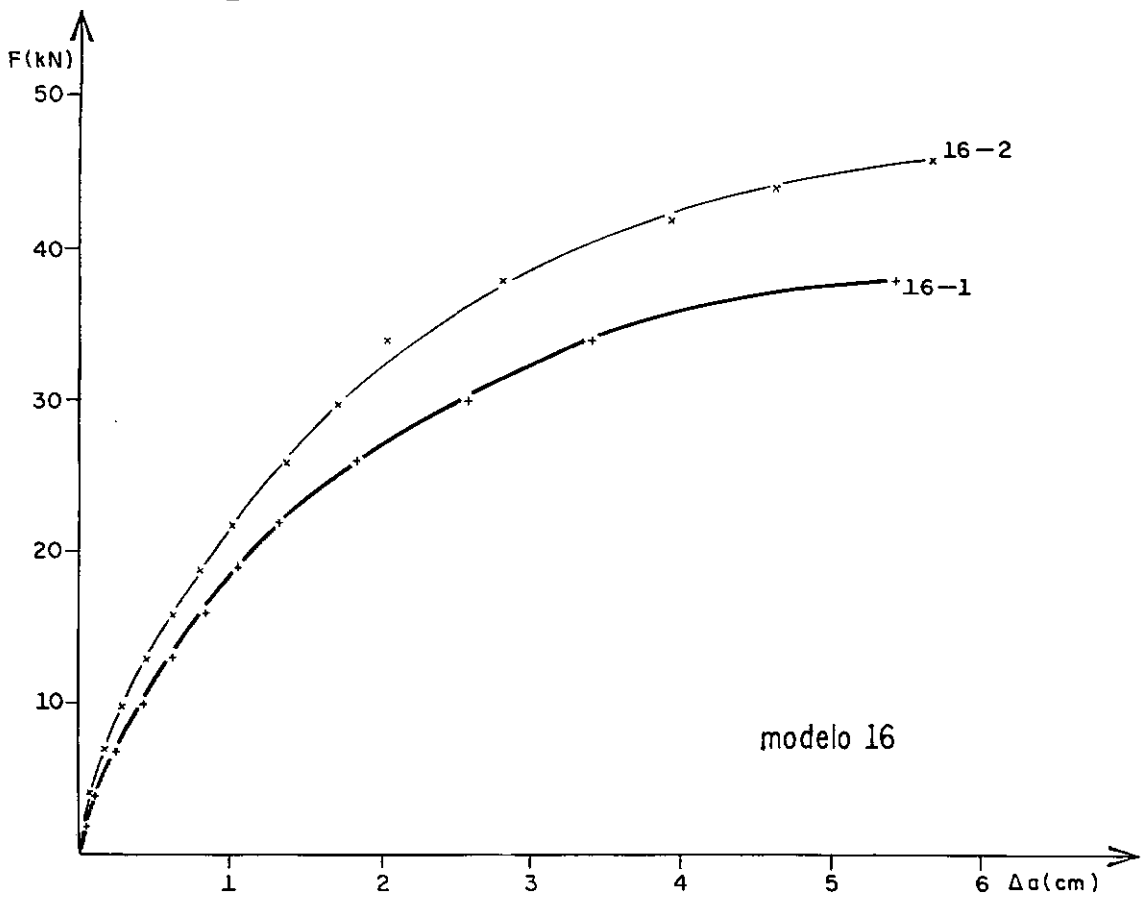
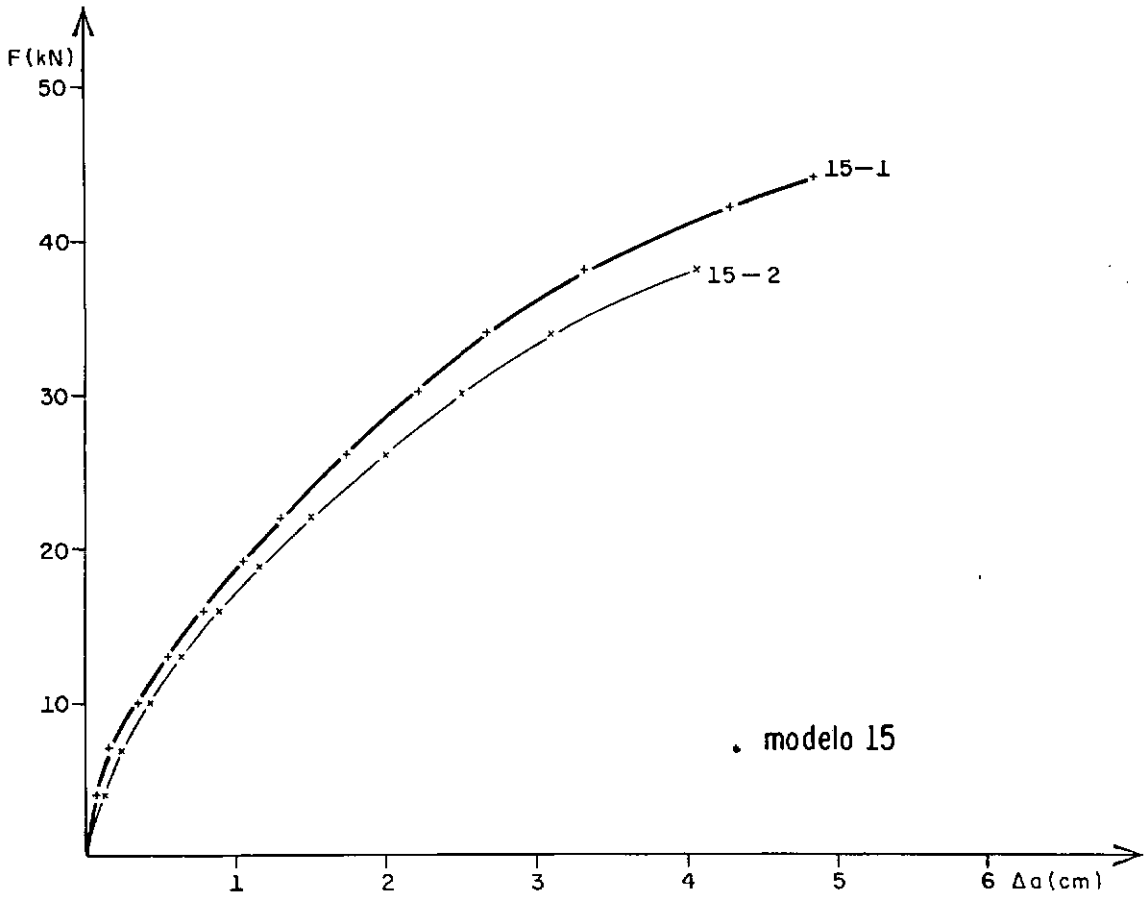


Figura 6.3 - Gráficos carga - desplazamiento

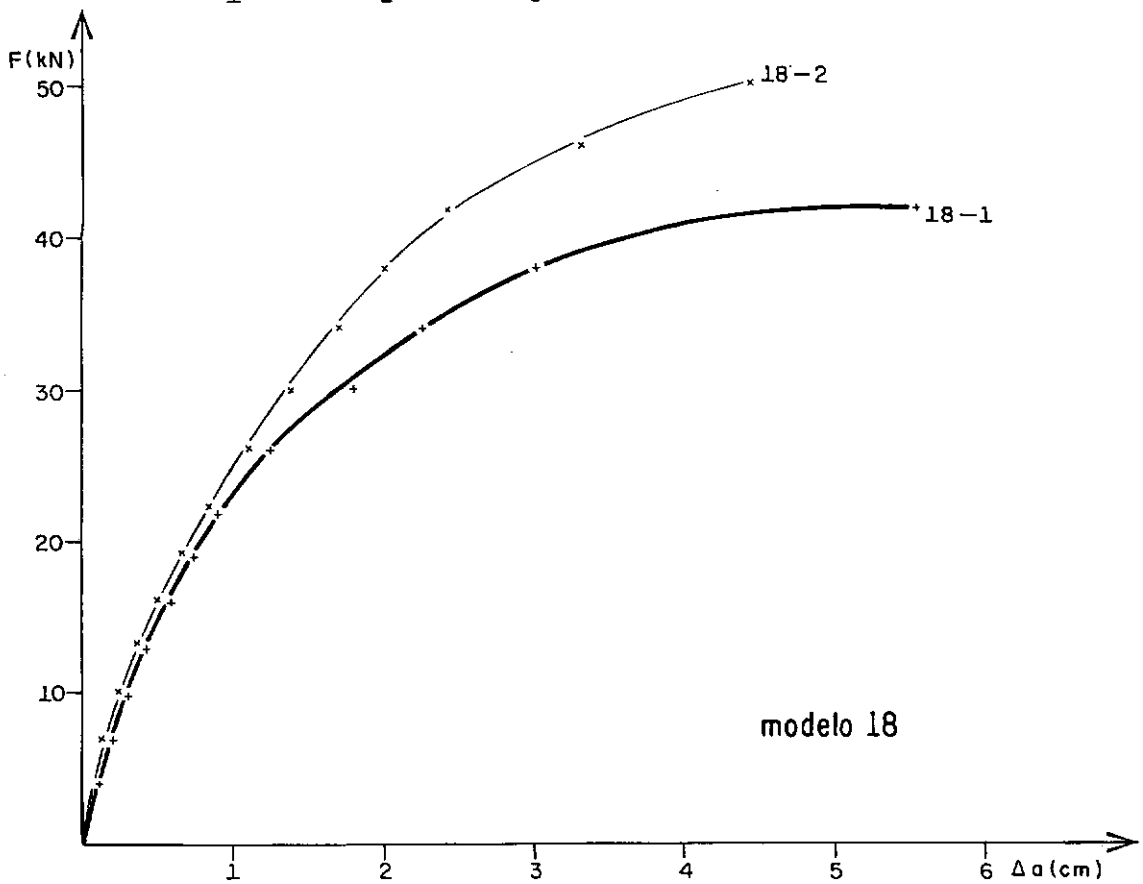
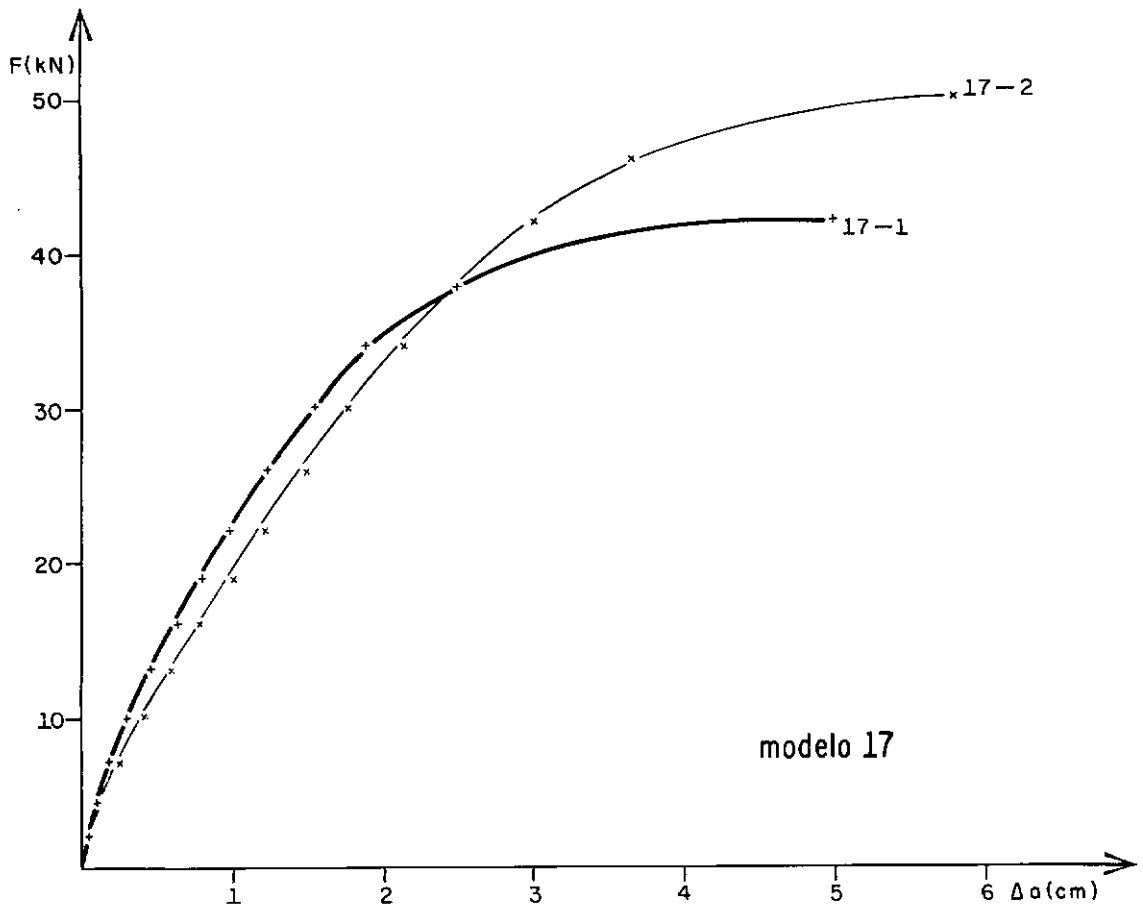


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

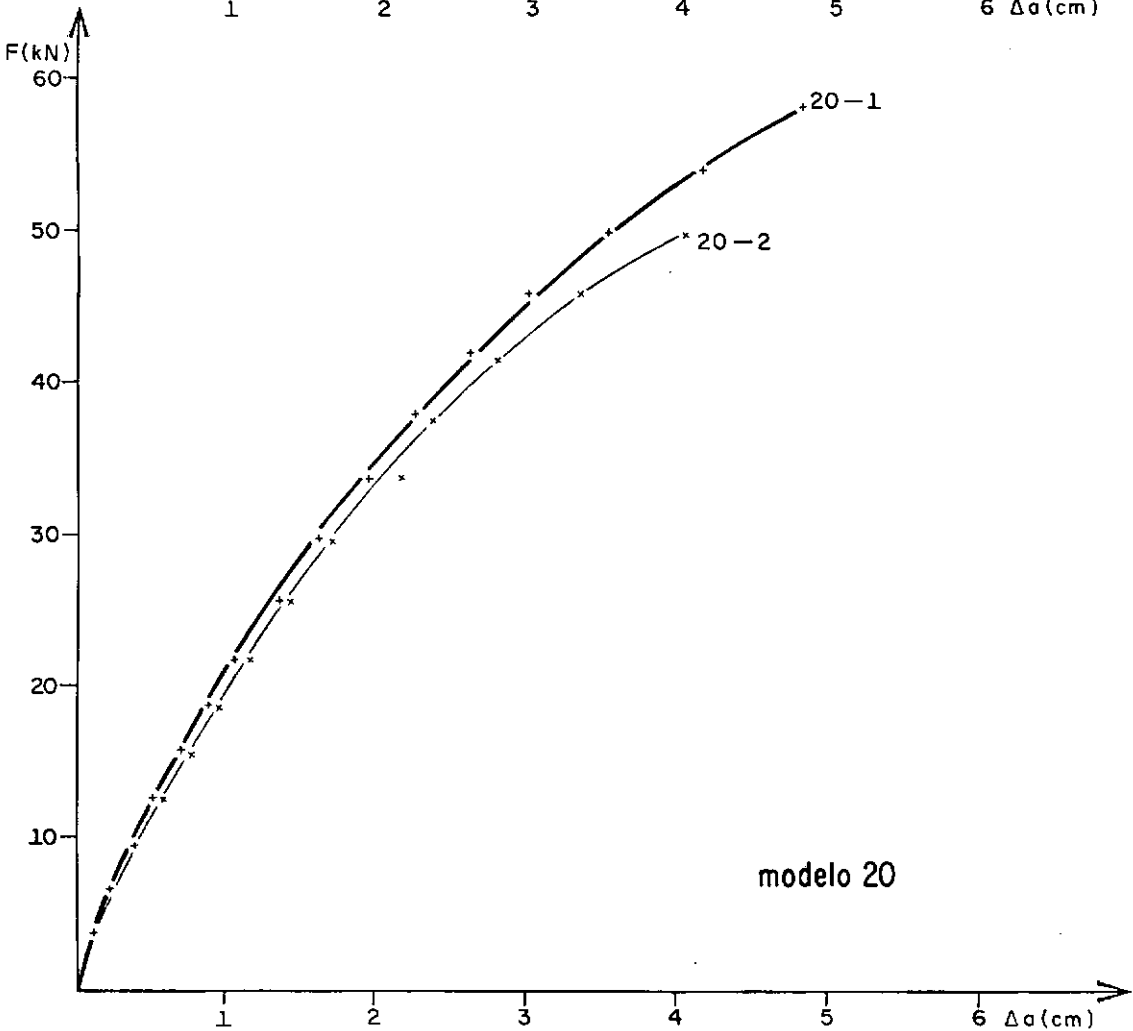
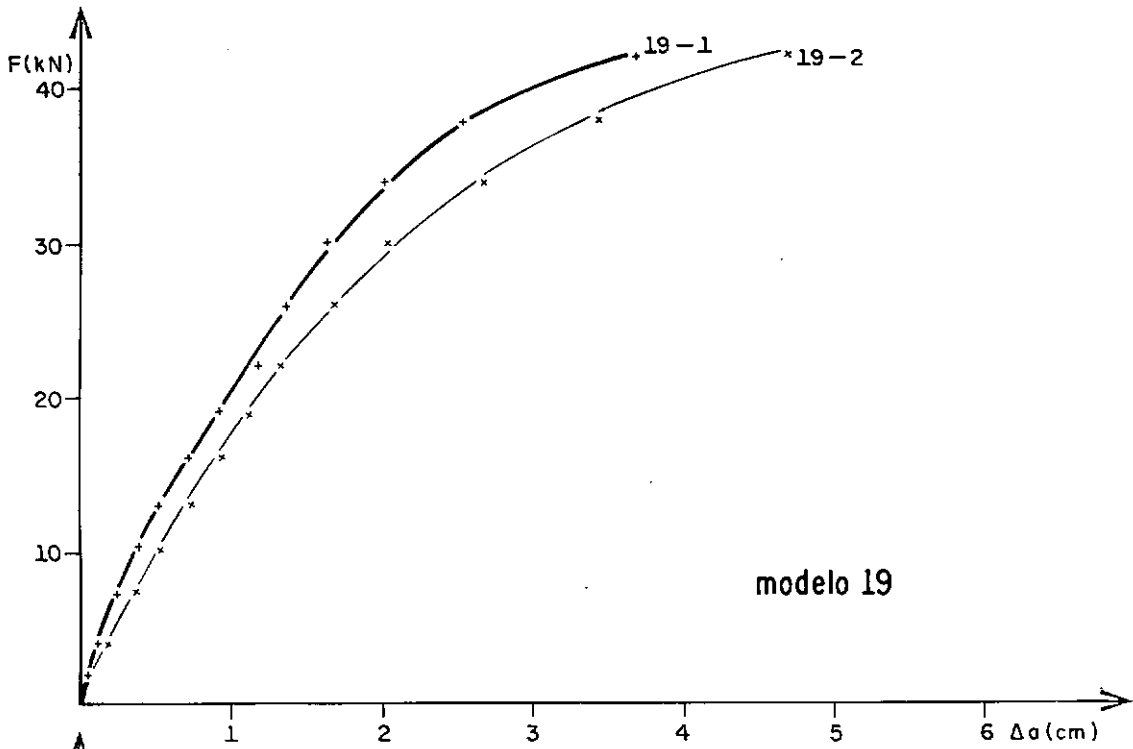


Figura 6.3 - Gráficos carga-deslocamento

6.2.4 - Relativo à Deformação

Os resultados quanto à deformação são apresentados em duas partes:

a - Deformação no Concreto

Seus valores, em função da carga, podem ser observados nos diagramas da figura 6.4. Nestes, a linha cheia representa o lado 1 e a tracejada o lado 2 dos modelos. Os numerais colocados próximos às linhas, indicam os locais onde foram feitas as leituras (ver figura 5.2).

b - Deformações no Aço

Os alongamentos do aço, em função da carga, são apresentados nos gráficos 6.5. Os locais onde se realizaram as medidas são os já indicados no Capítulo V, figuras 5.3, e as convenções são as que se seguem:

H - extensômetro colocado na armadura do elemento horizontal

V - extensômetro colocado na armadura do elemento vertical

IS - extensômetro na parte superior da armadura inclinada

IM - extensômetro na parte média da armadura inclinada

II - extensômetro na parte inferior da armadura inclinada

As deformações no aço foram medidas apenas no lado 1 de cada peça.

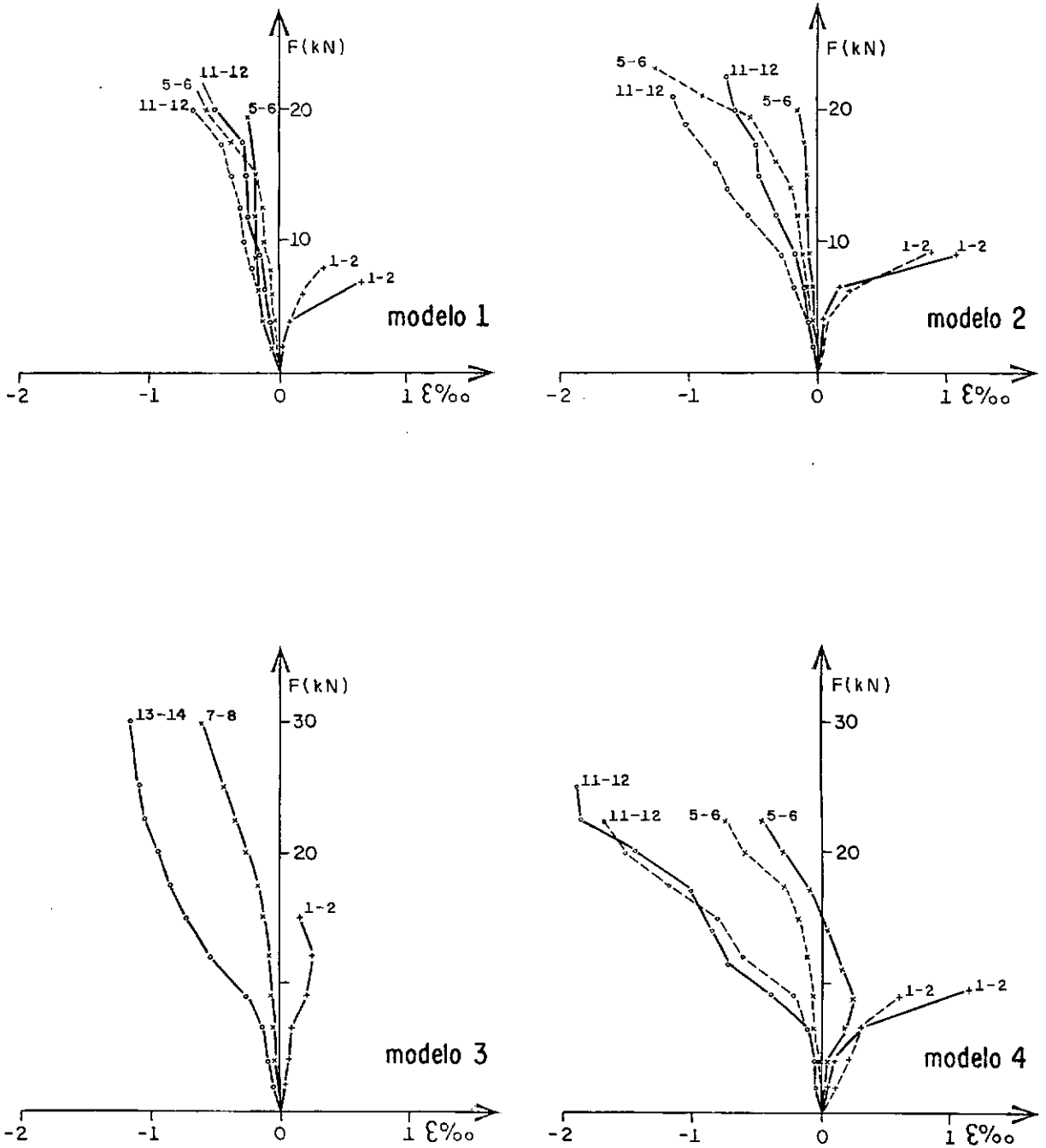


Figura 6.4- Gráficos carga-deformação no concreto

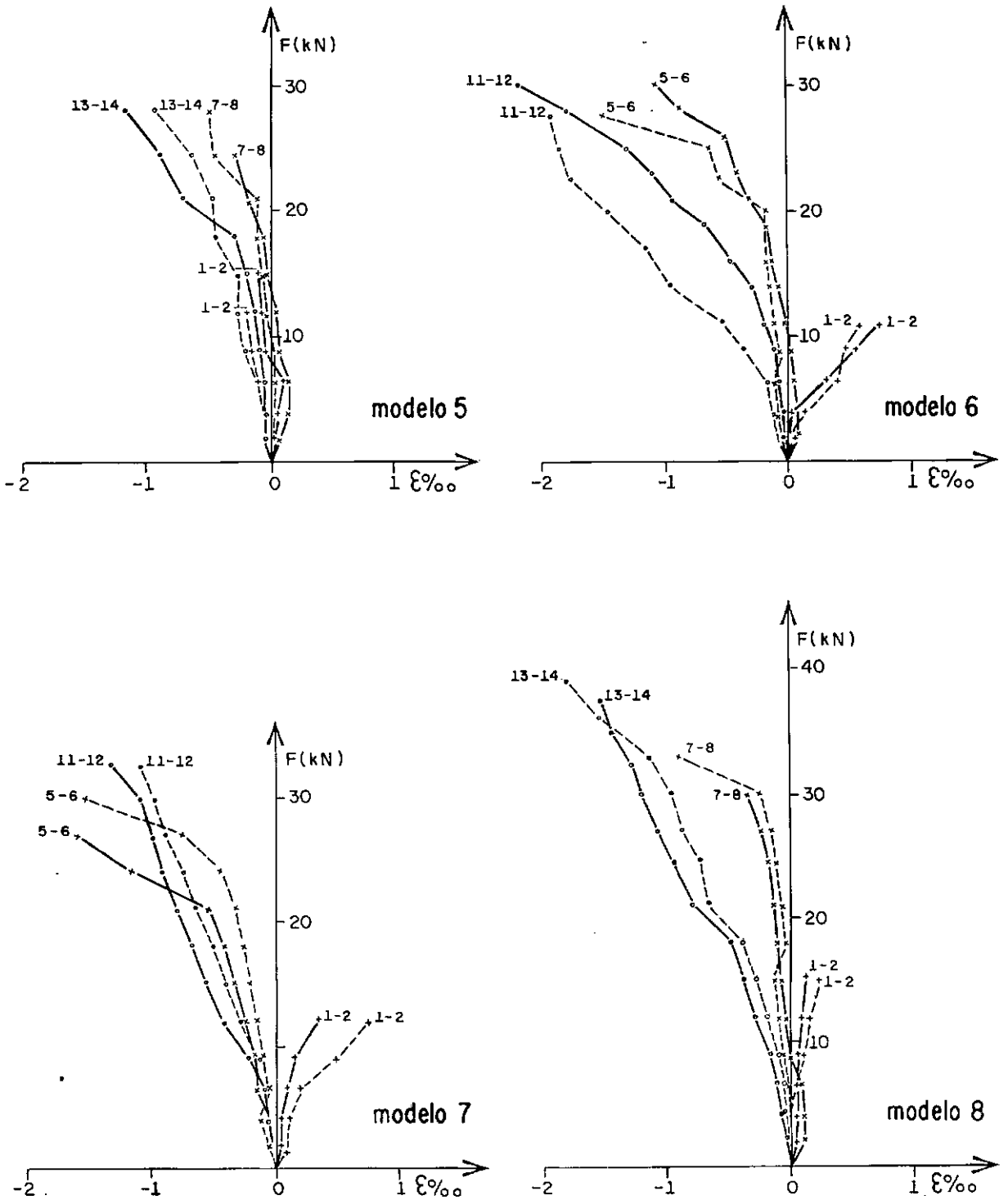


Figura 6.4- Gráficos carga-deformação no concreto

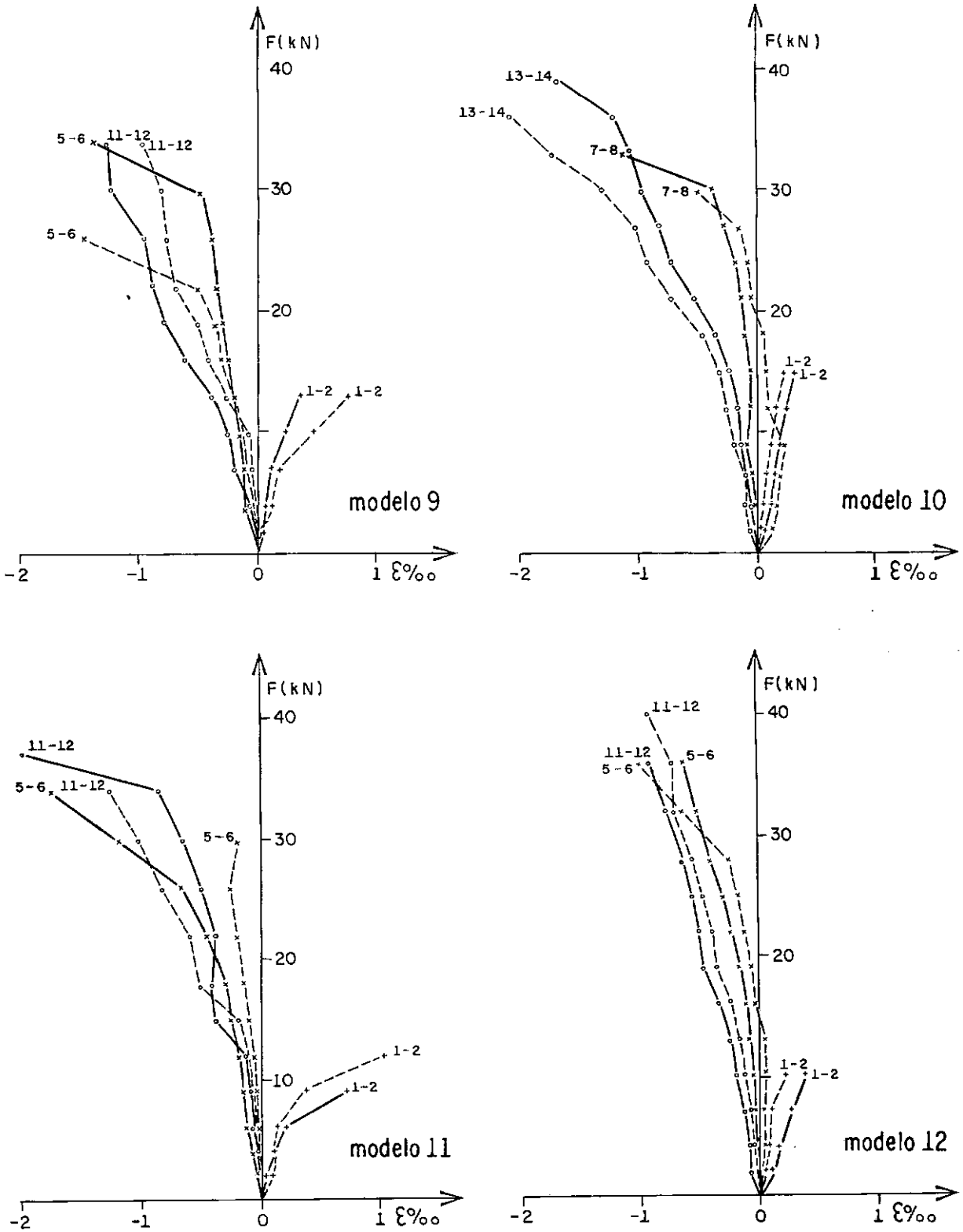


Figura 6.4 - Gráficos carga-deformação no concreto

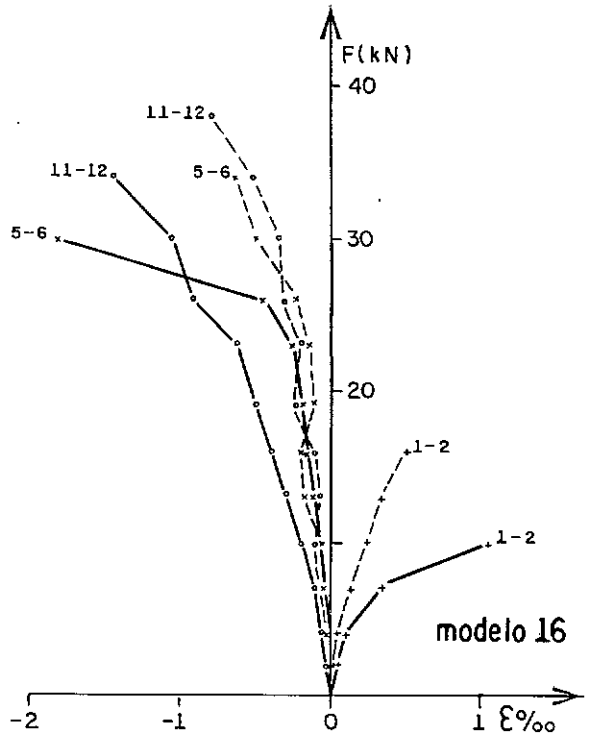
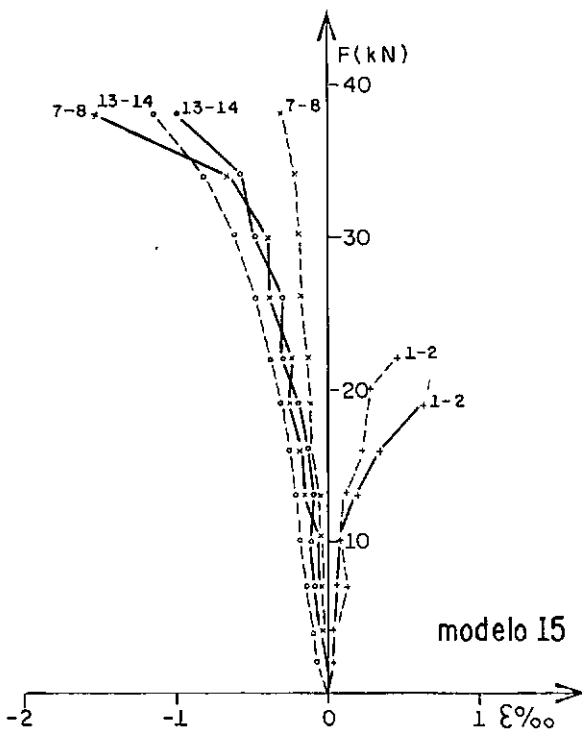
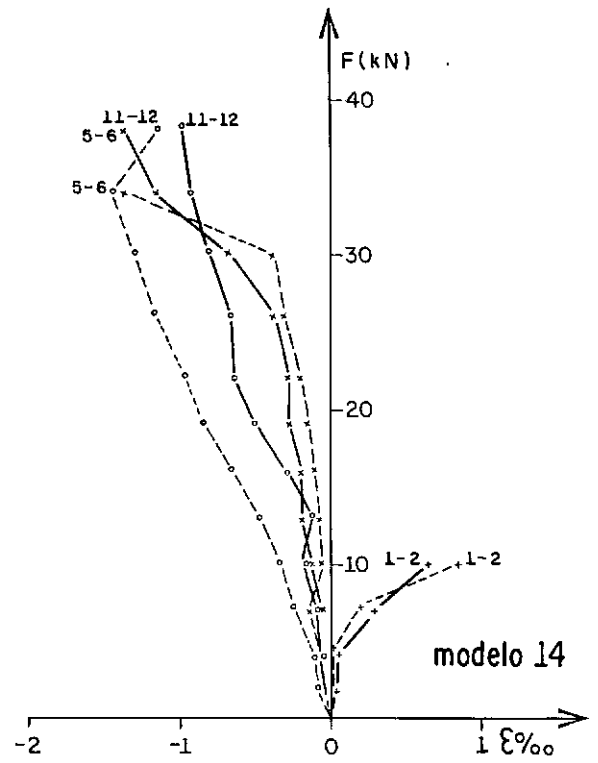
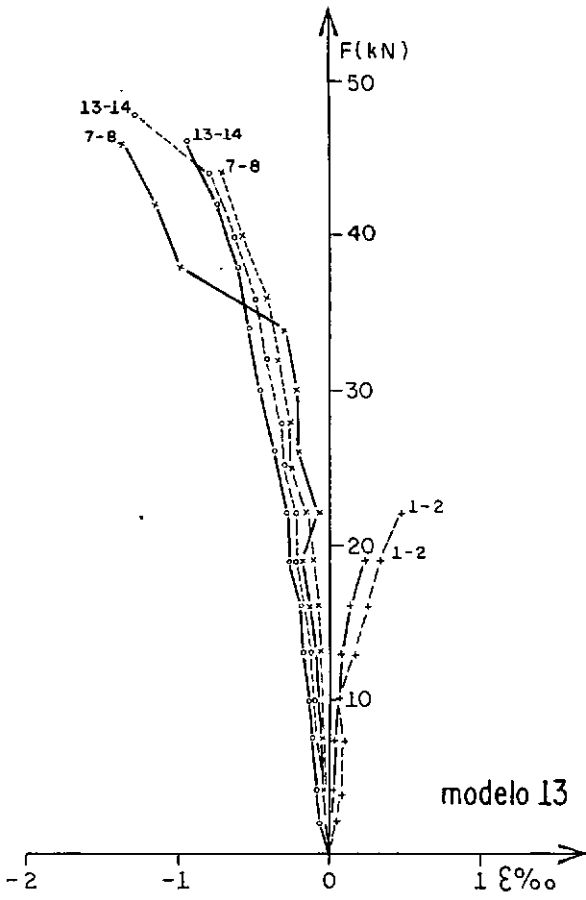


Figura 6.4- Gráficos carga-deformação no concreto

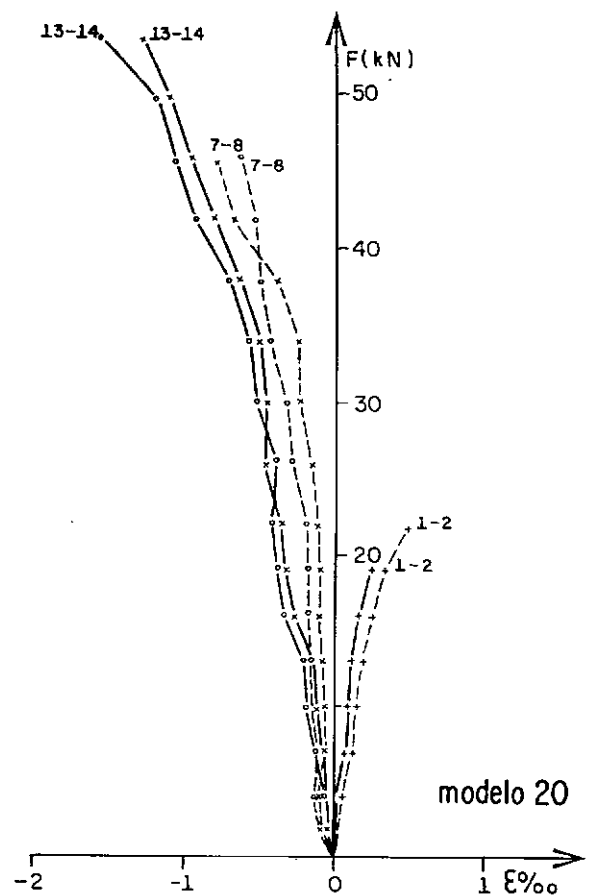
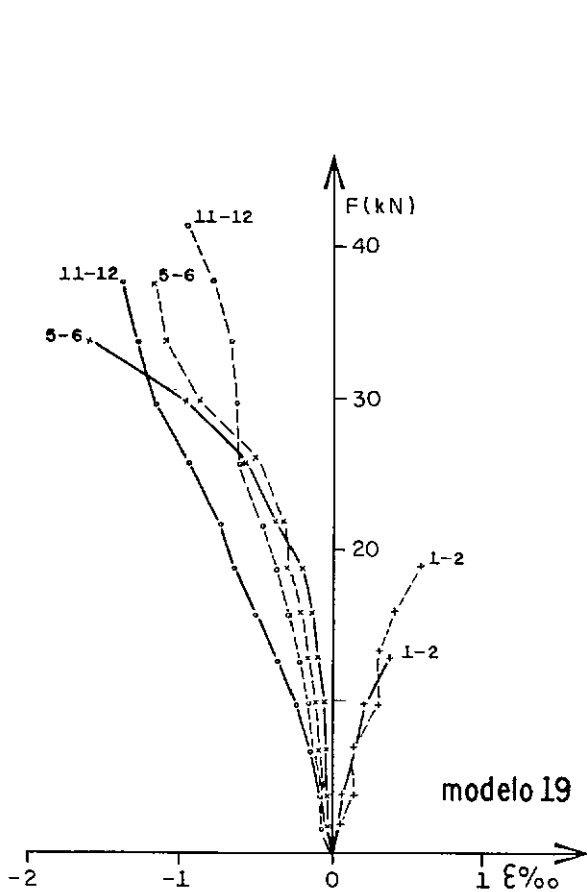
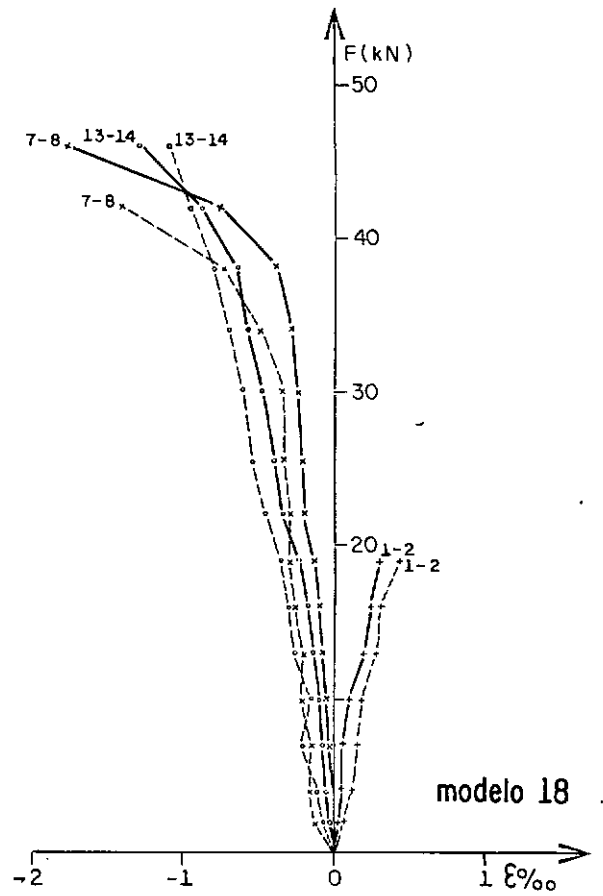
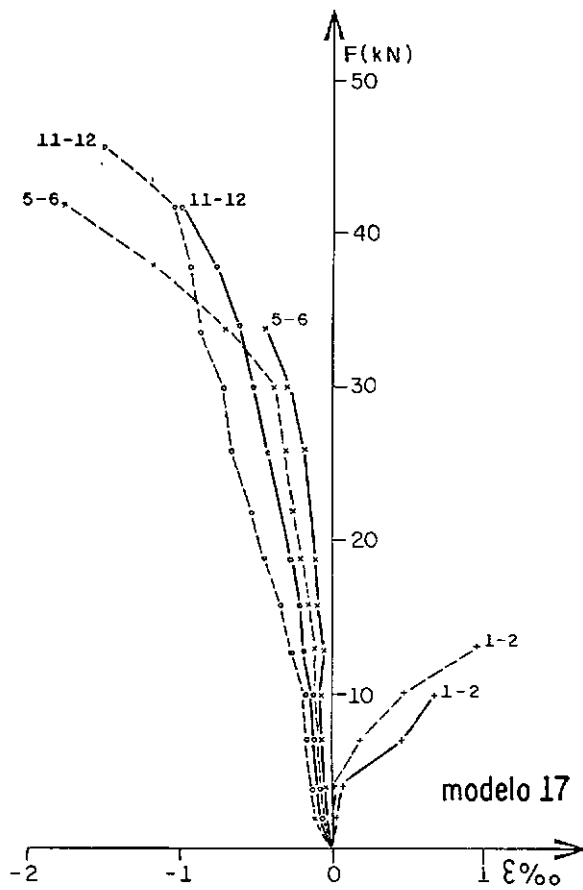


Figura 6.4 - Gráficos carga-deformação no concreto

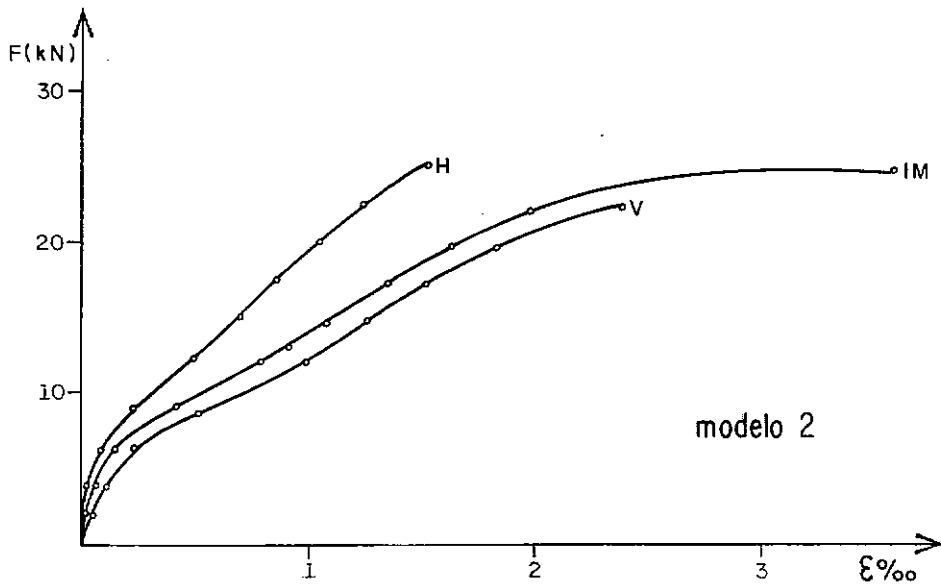
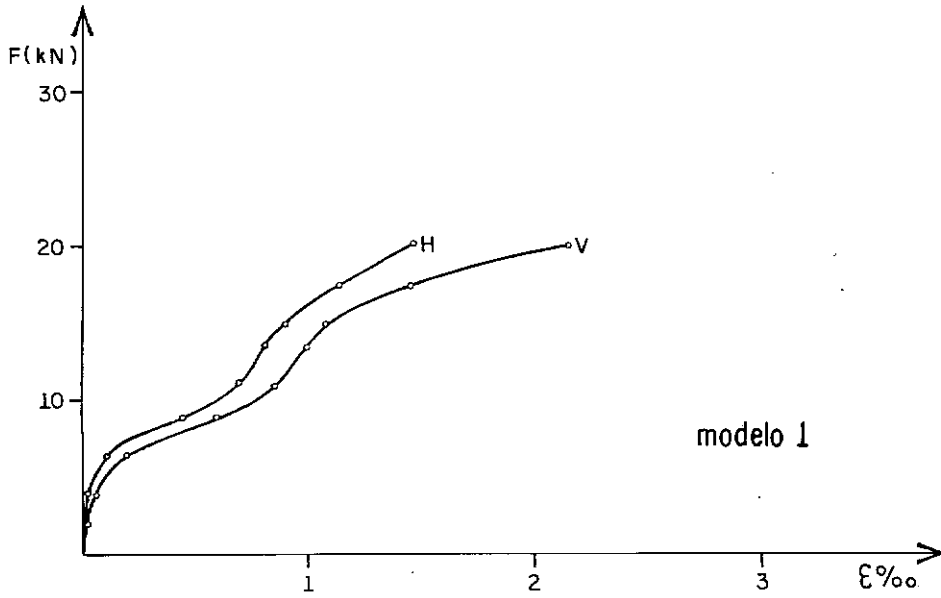


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

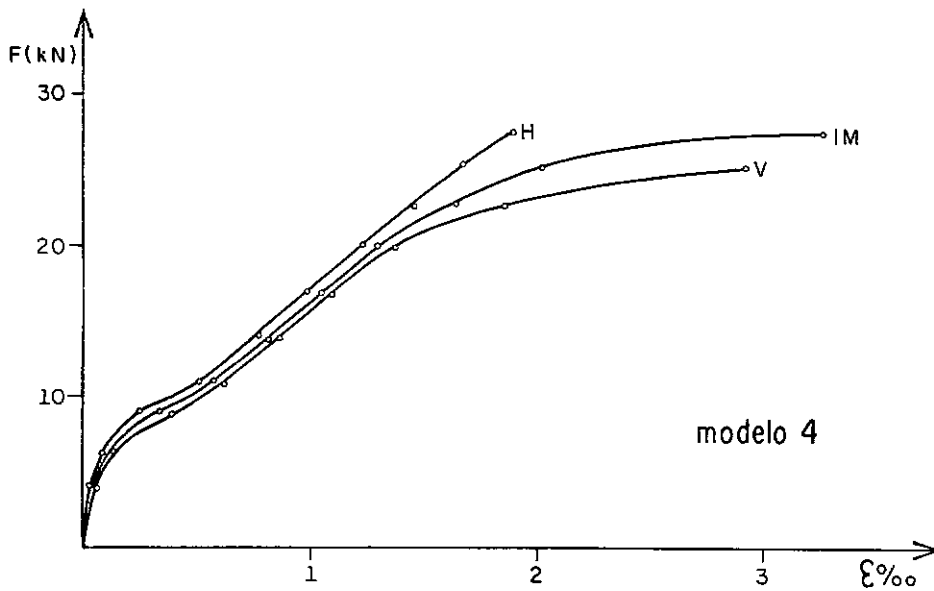
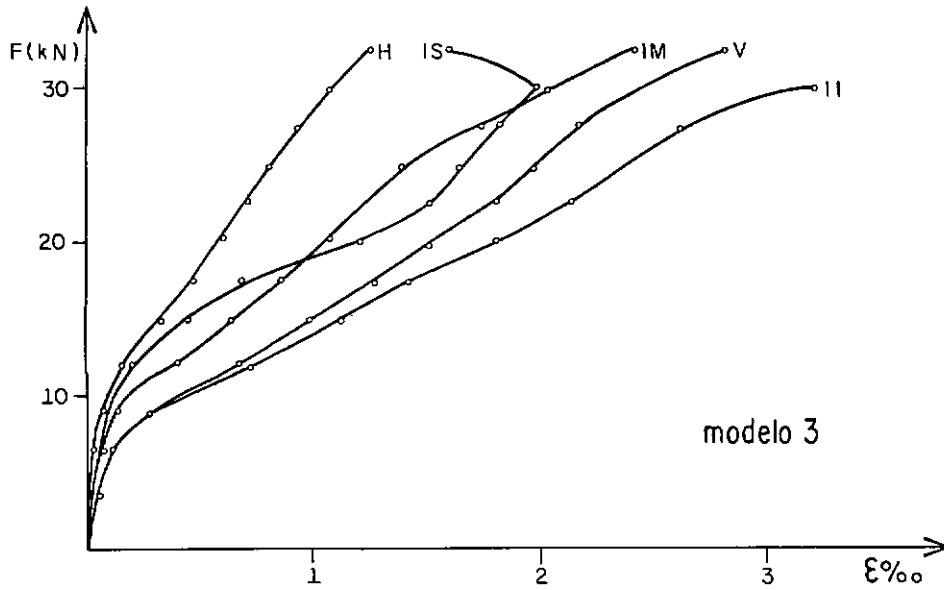


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

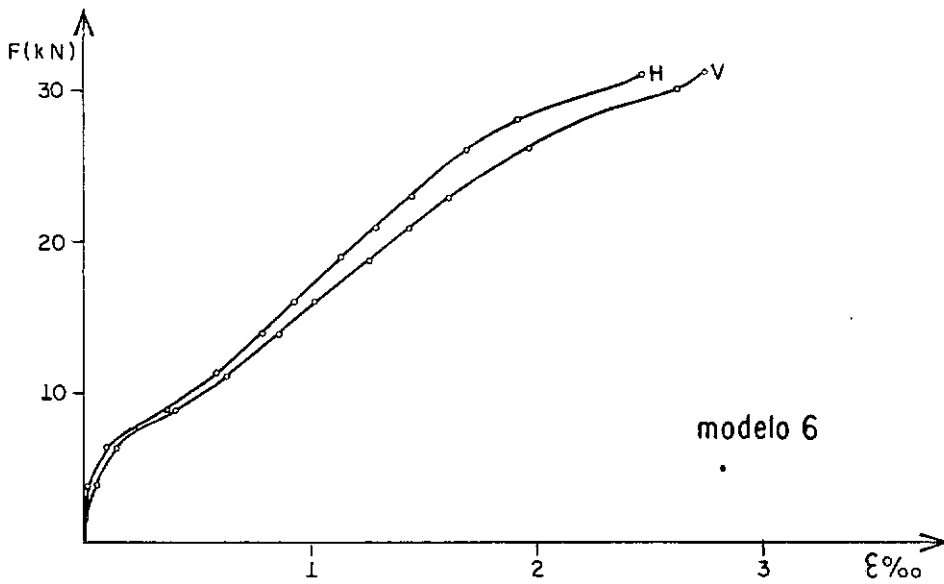
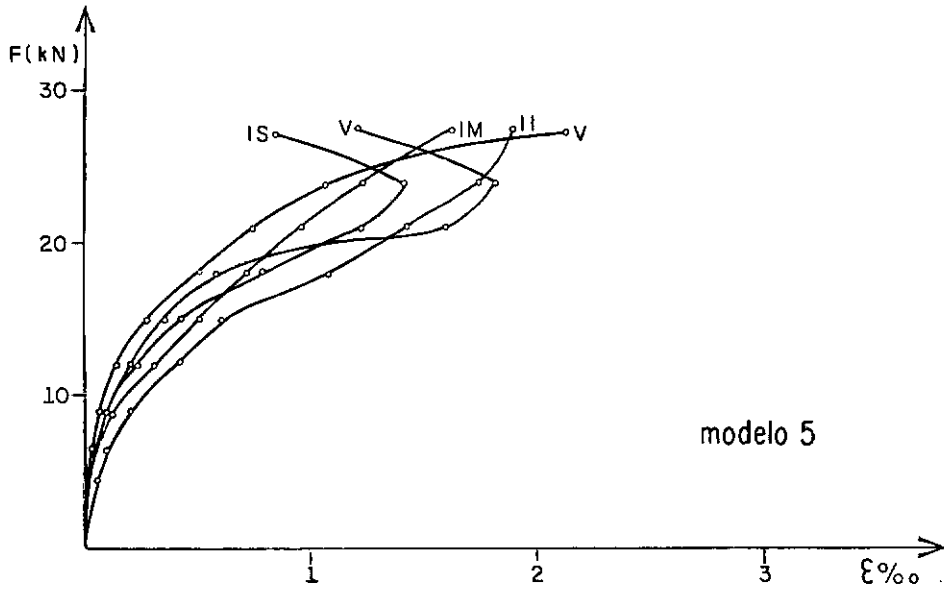


Figura 6.5- Gráficos carga-deformação no aço

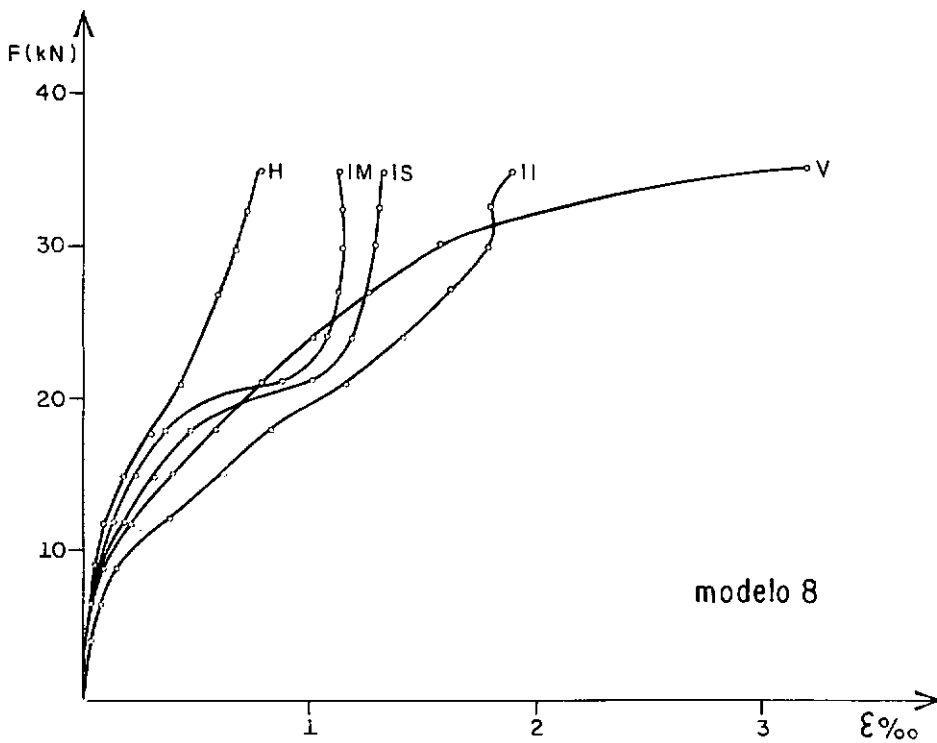
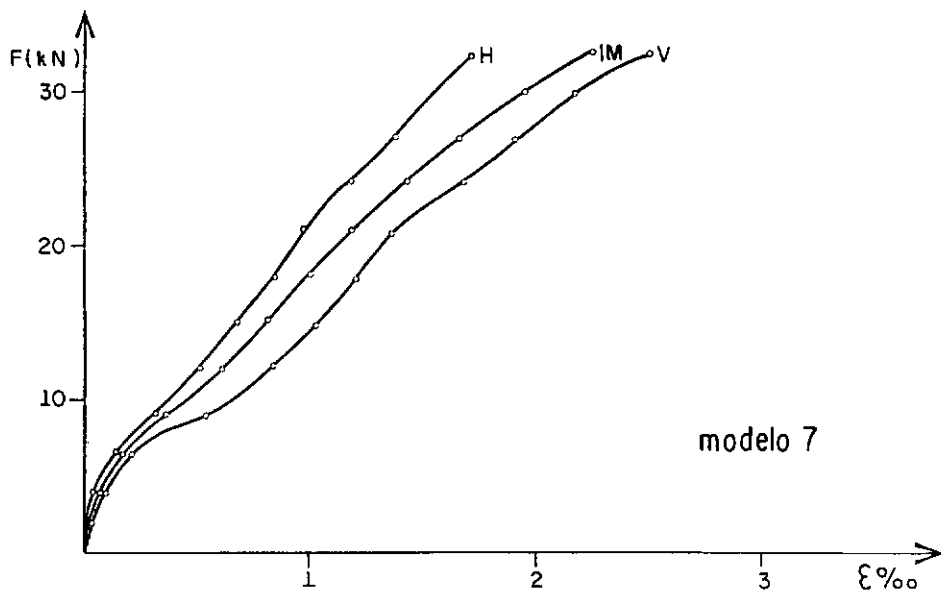


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

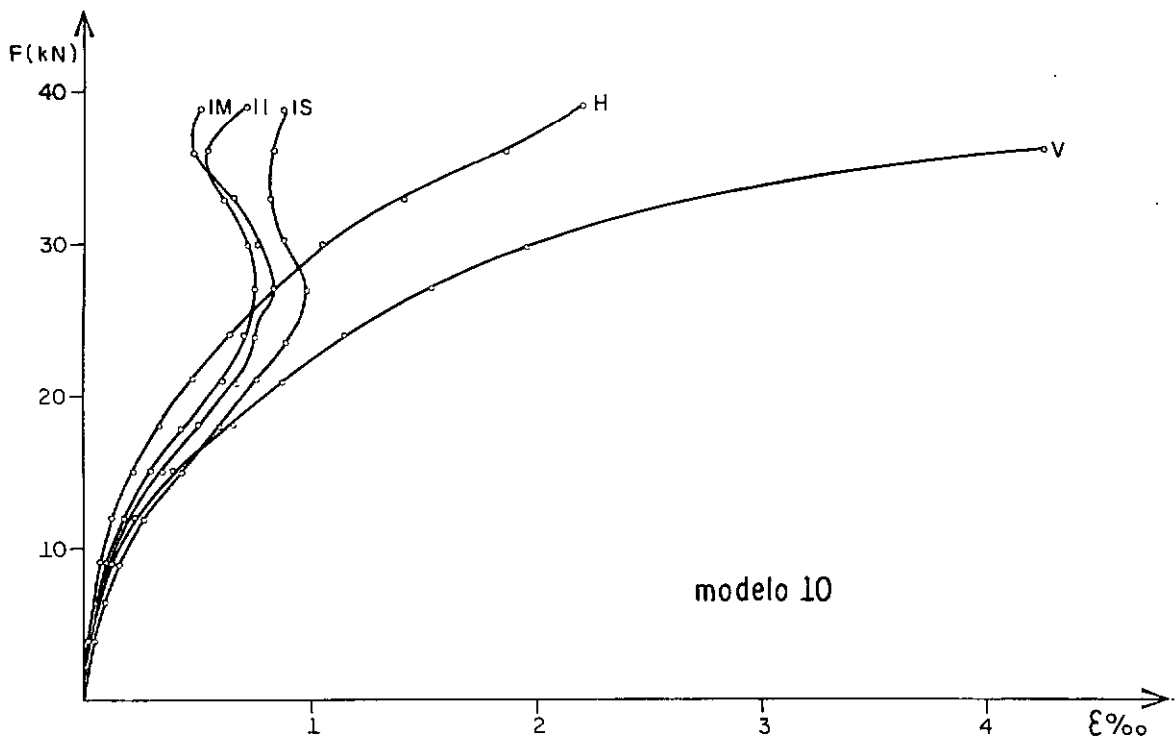
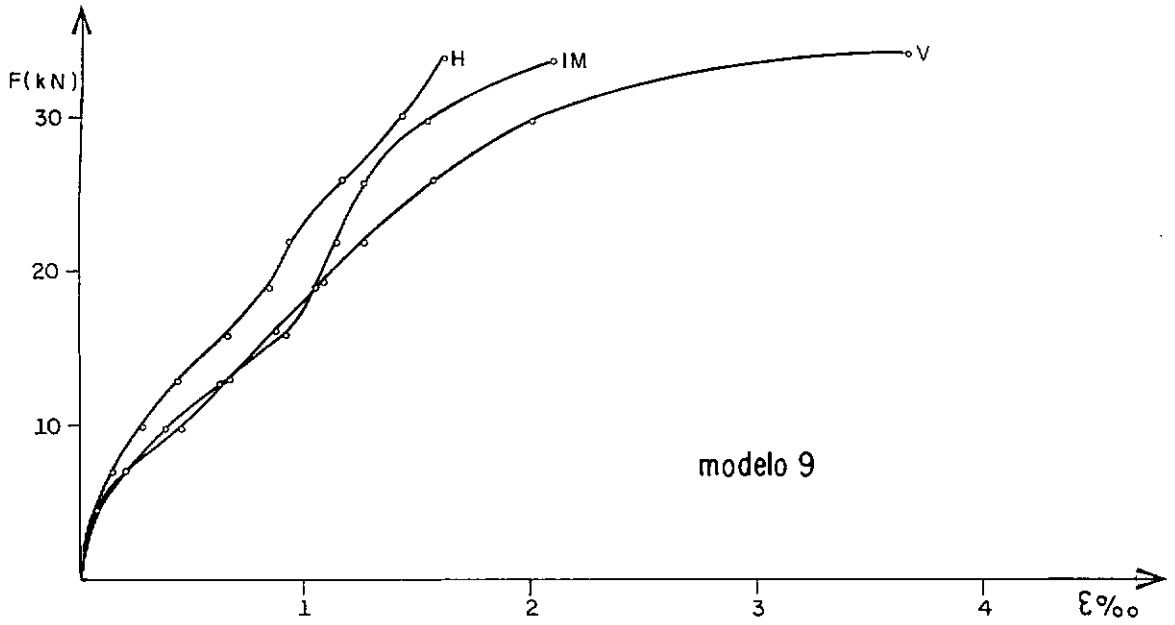


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

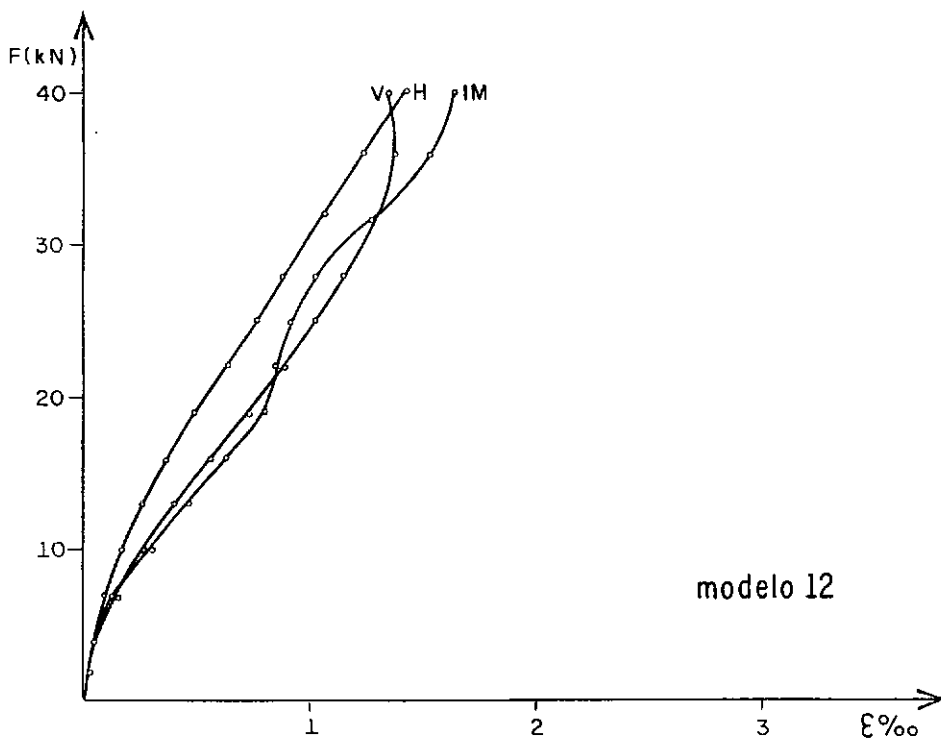
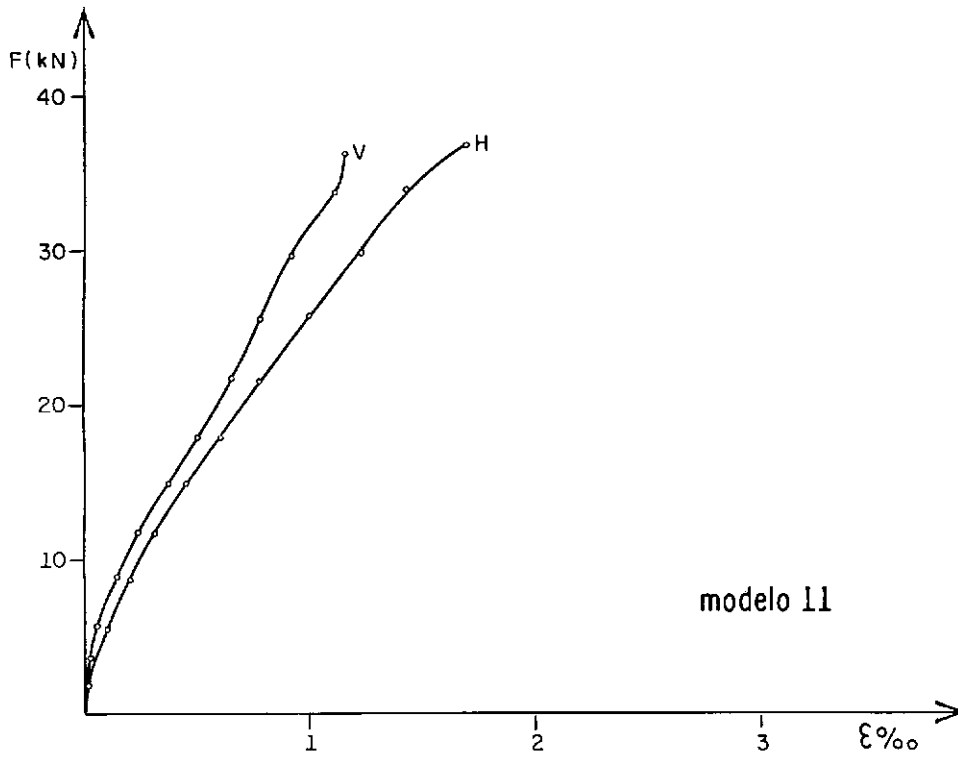


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

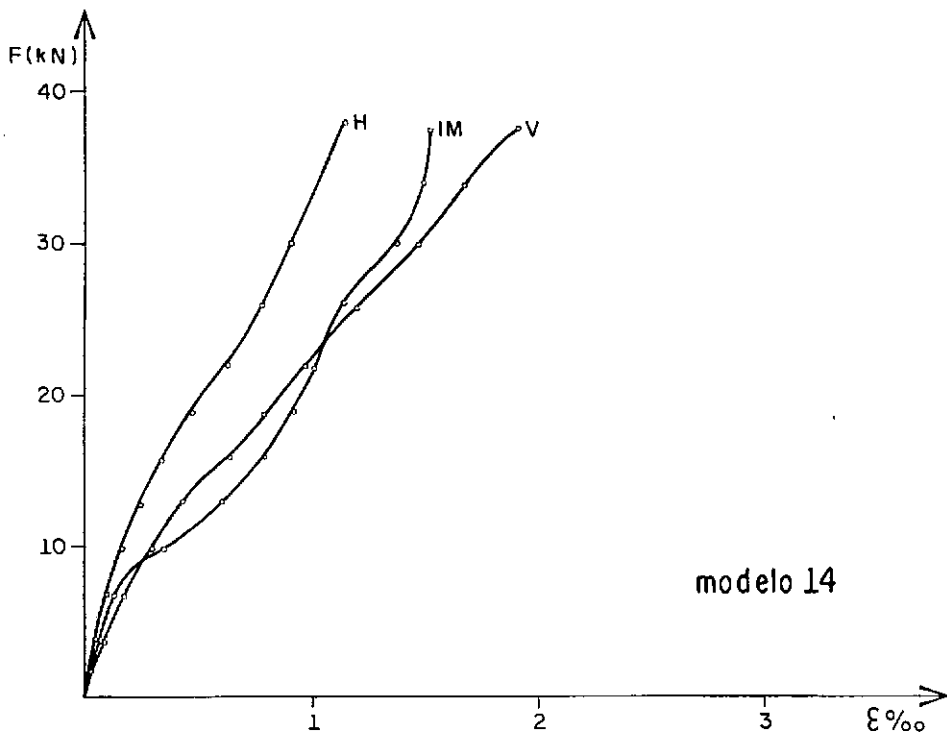
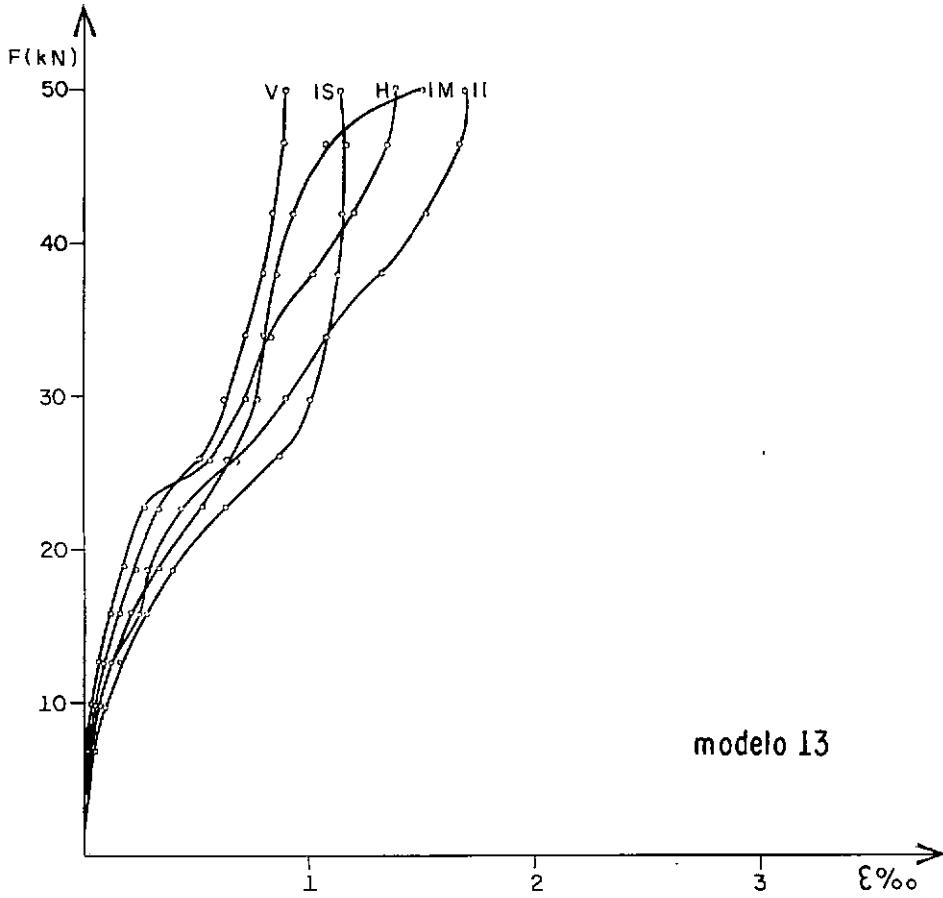


Figura 6.5- Gráficos carga-deformação no aço

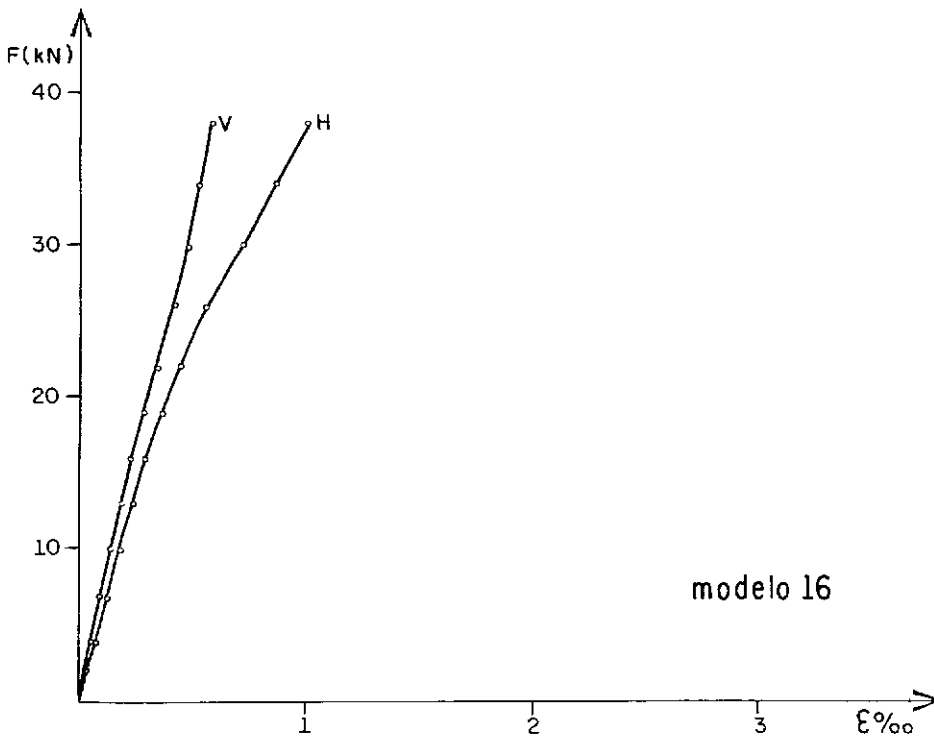
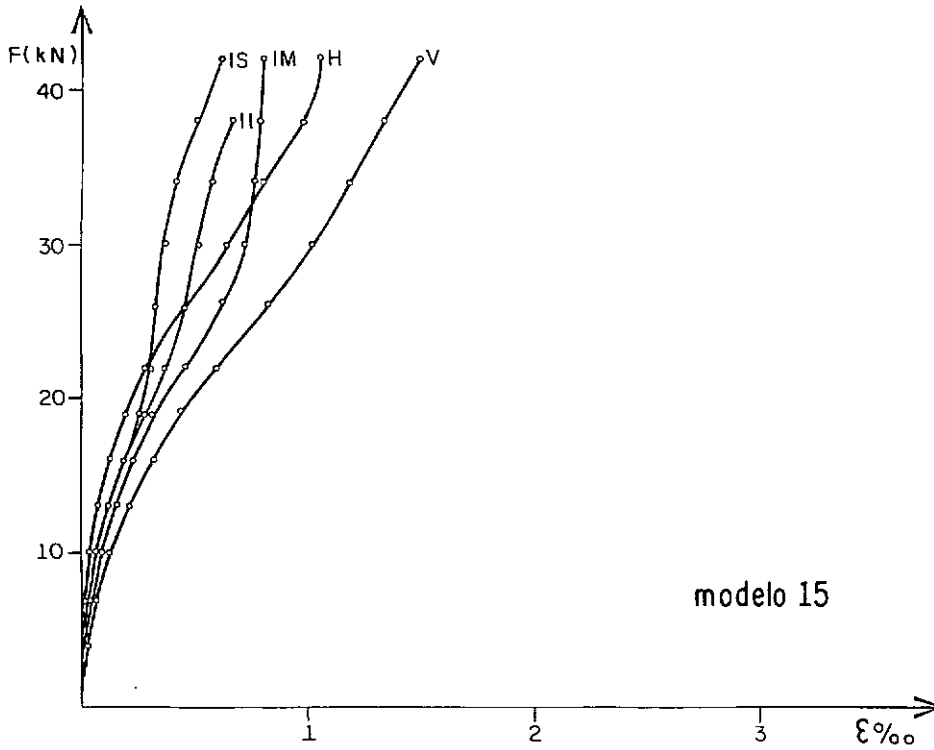


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

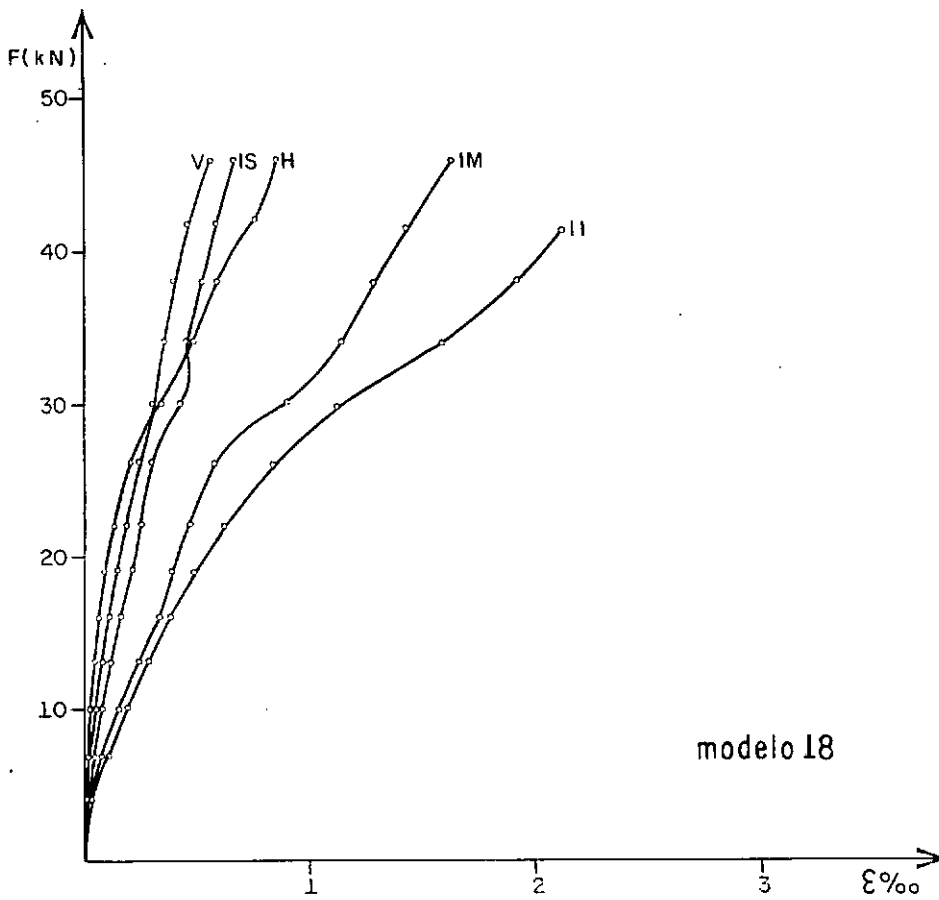
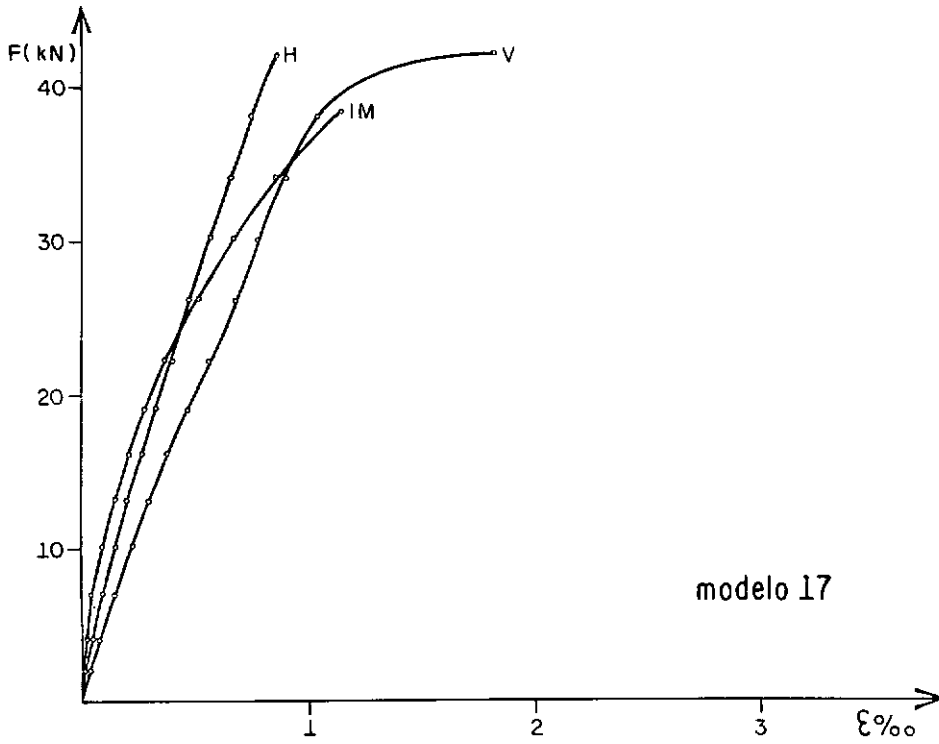


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

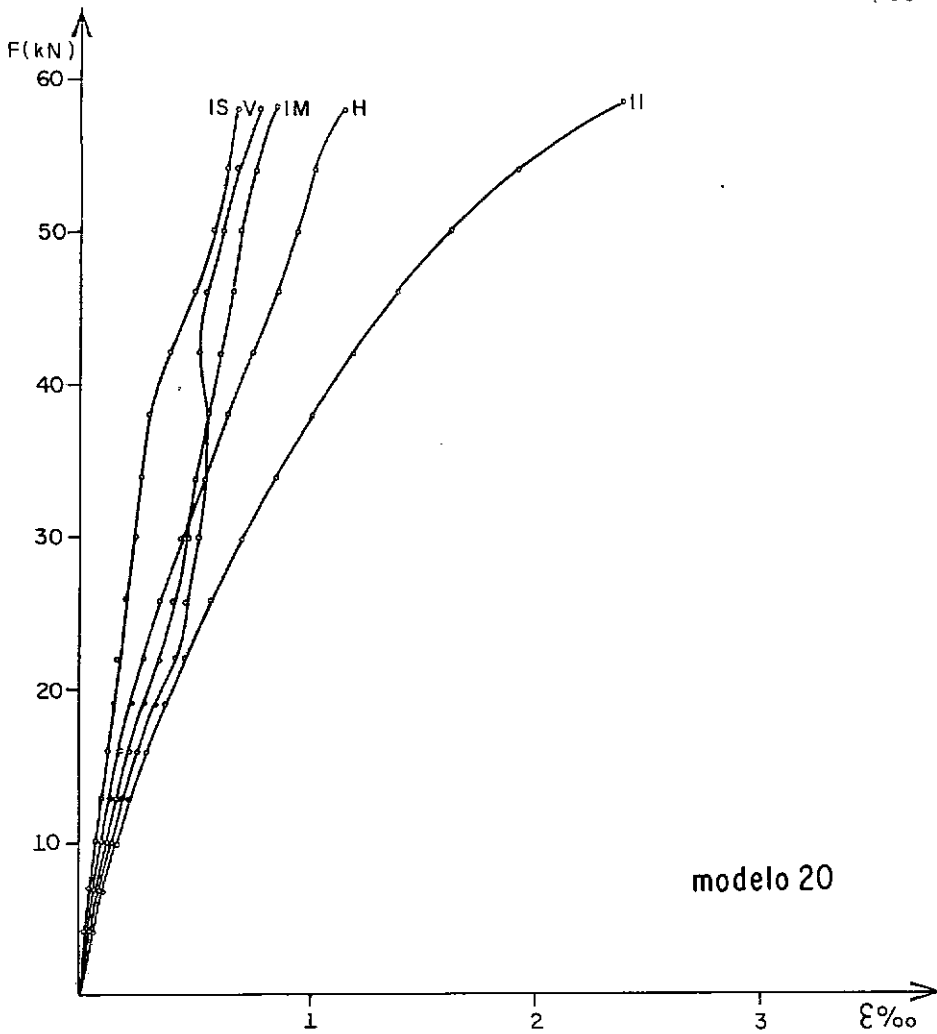
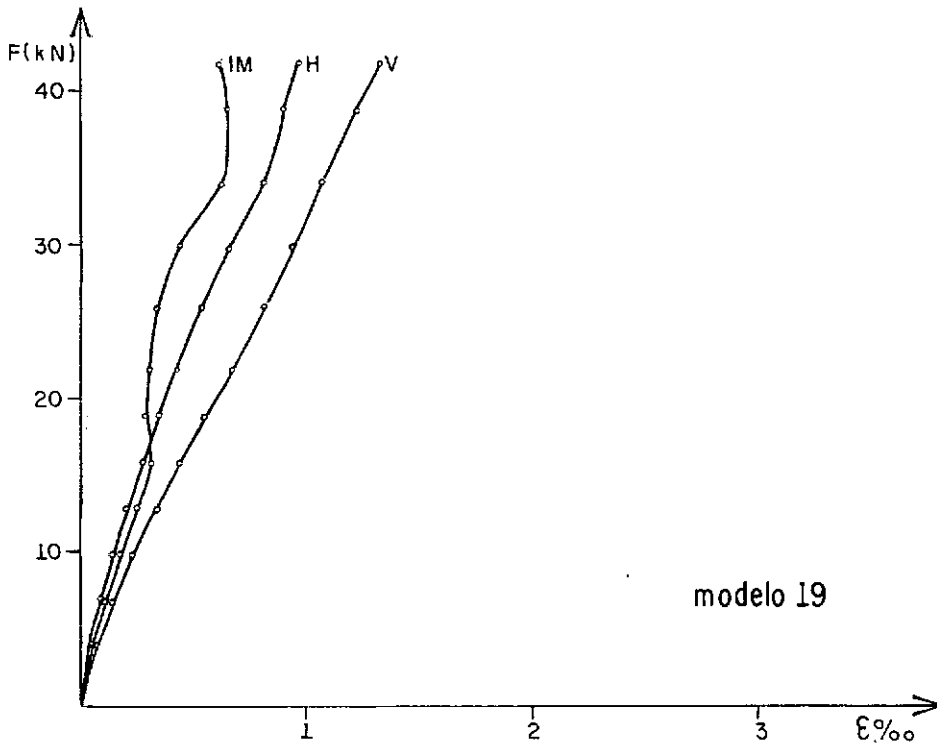


Figura 6.5 - Gráficos carga-deformação no aço

6.3 - ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.3.1 - Quanto à Resistência

Observando-se os dados na tabela 6.3, pode-se ver que quase todos os modelos sem armadura inclinada (M6, M11 e M16), romperam com carga menor que a de cálculo. A eficiência relativamente alta do modelo 1 é explicada pela pequena percentagem de armadura longitudinal, o que torna significativa a resistência do concreto à tração para a resistência à flexão da peça.

Comparando-se estes mesmos dados, nota-se que o acréscimo de barras inclinadas acarreta uma maior capacidade última nos modelos ensaiados.

Na figura 6.6, serão apresentados gráficos onde, torna-se possível a apreciação do relacionamento entre a eficiência dos modelos e sua percentagem de armadura longitudinal. A Figura 6.7 engloba as configurações da 6.6 permitindo uma maior facilidade de comparação.

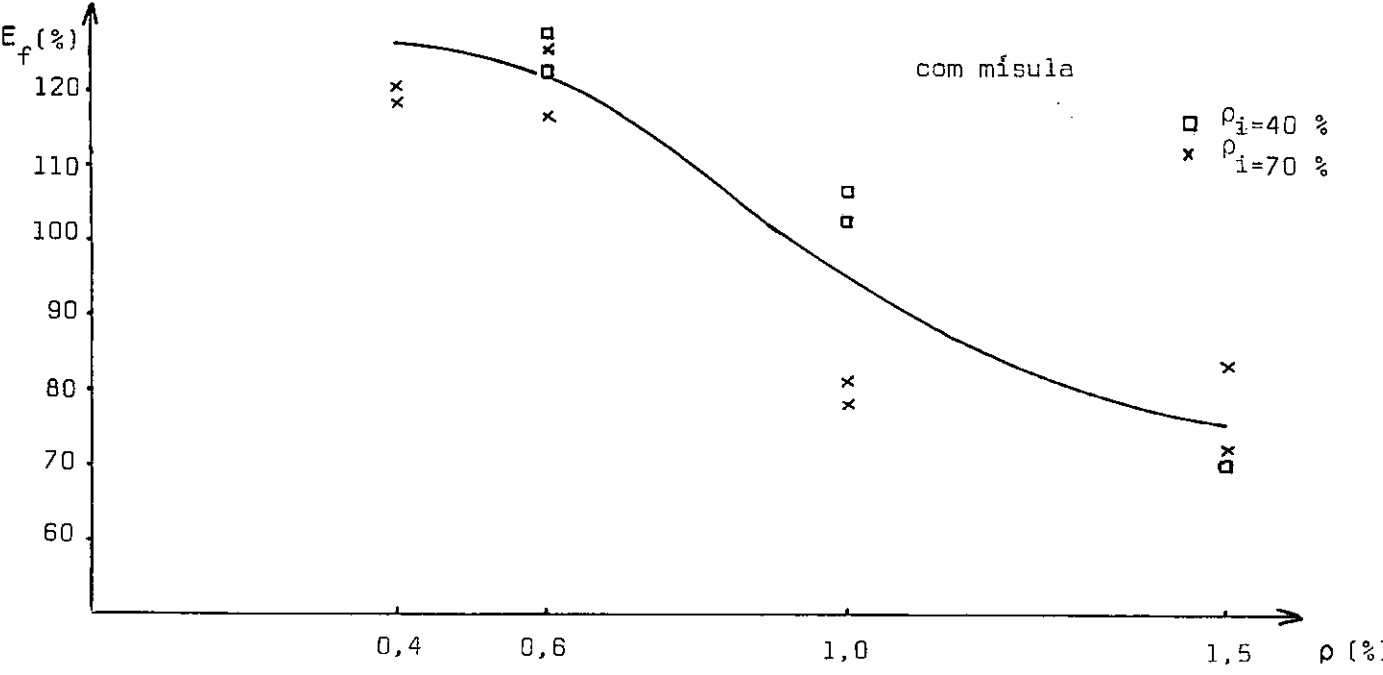
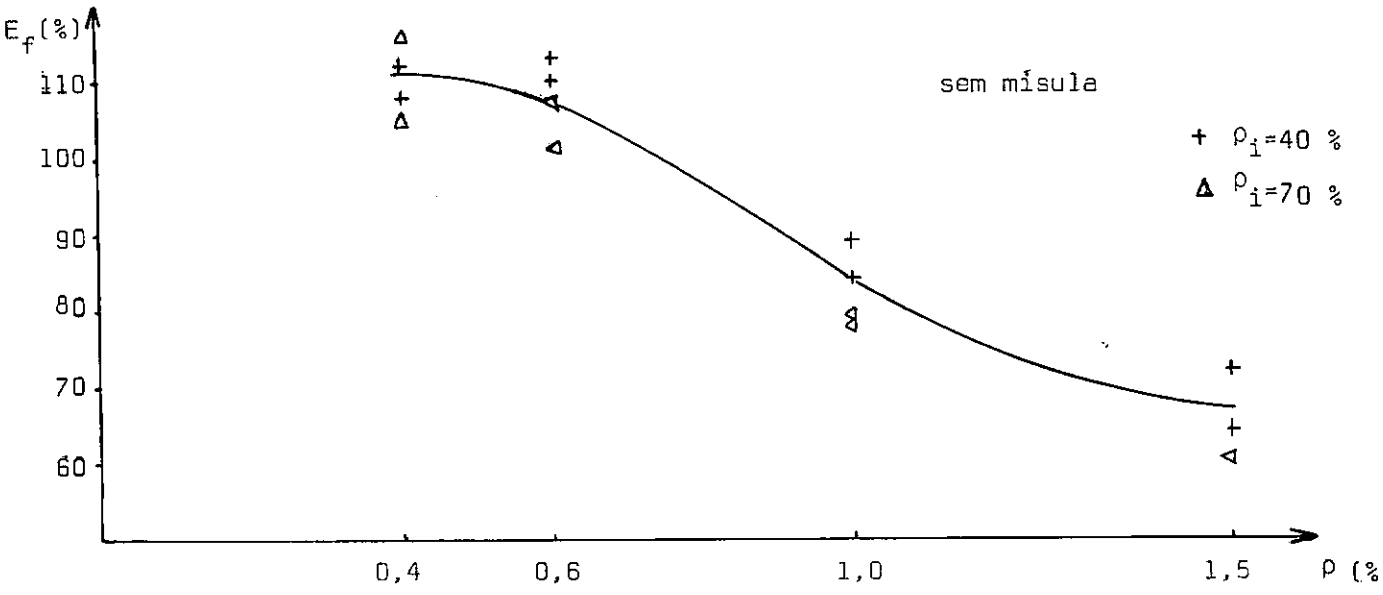
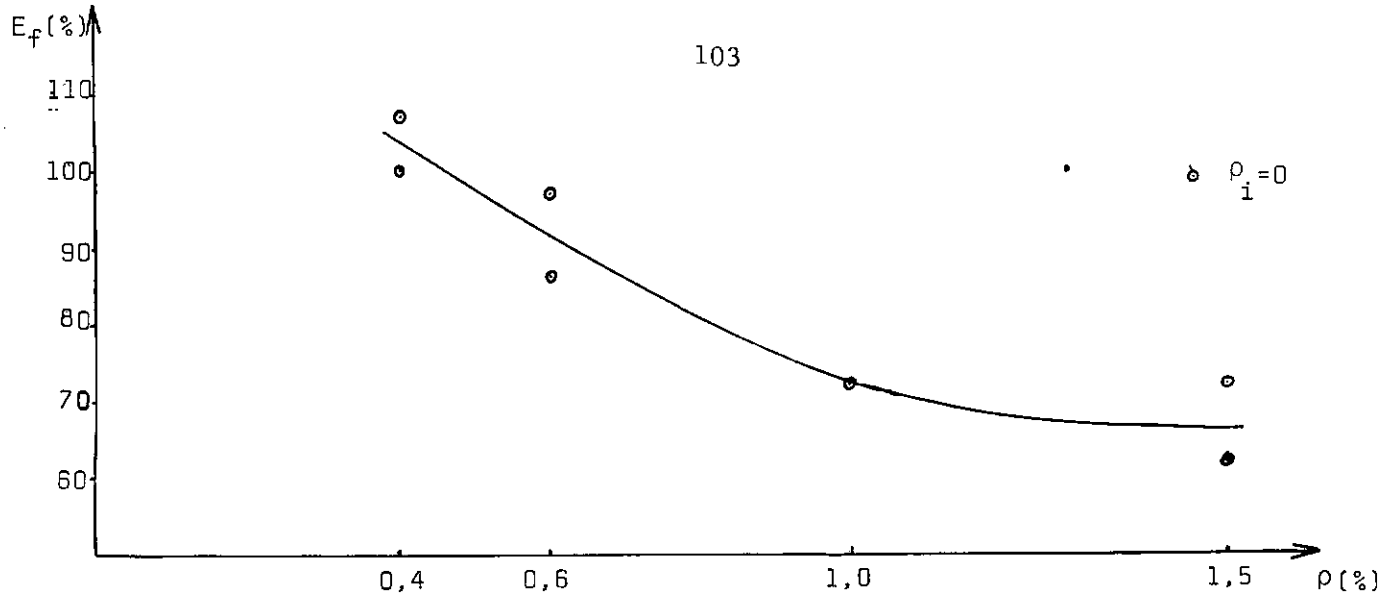
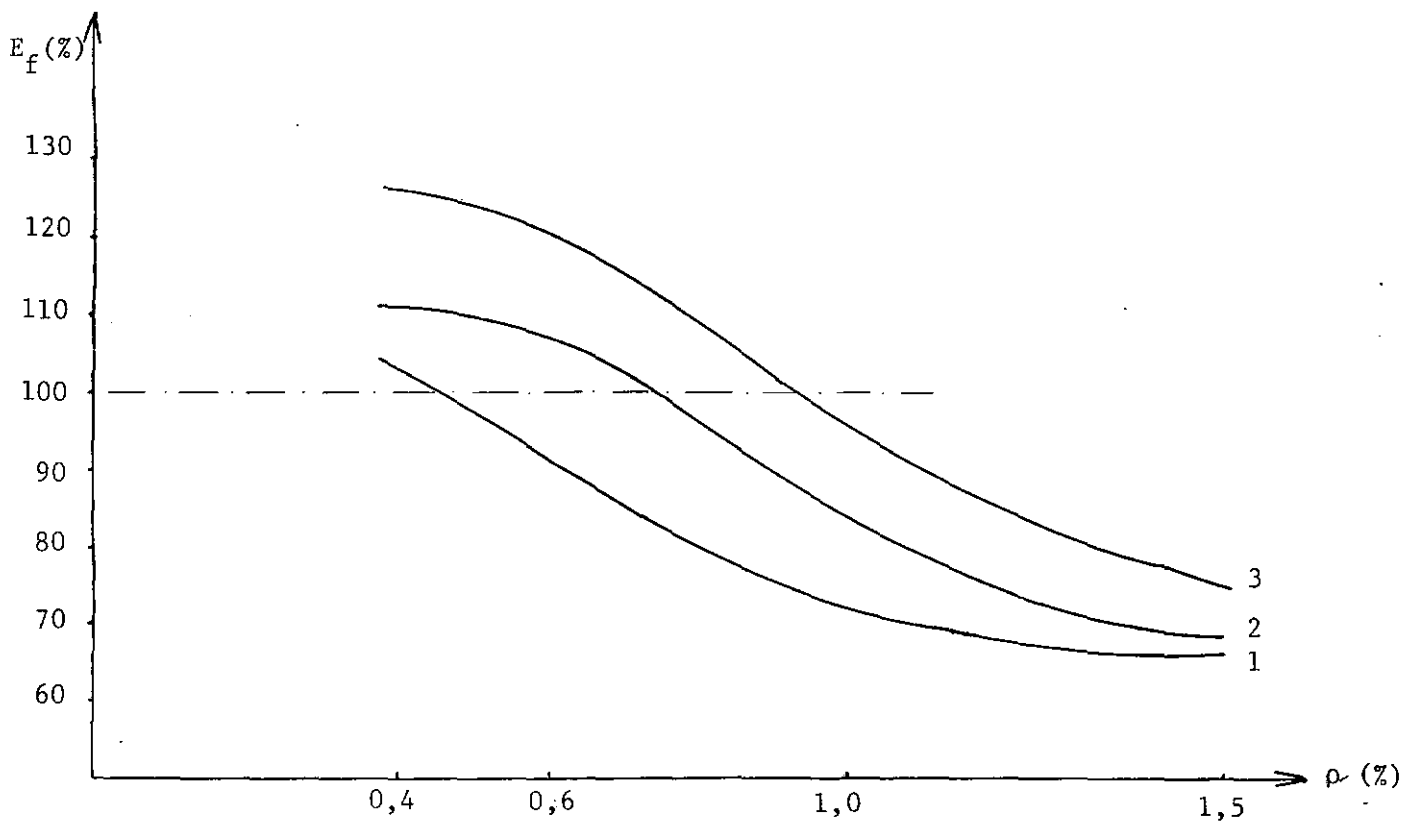


FIGURA 6.6 - GRAFICOS EFICIENCIA X PERCENTAGEM DE ARMADURA LONGITUDINAL



Curvas: 1- $\rho_i = 0$

2- $\rho_i = 40\%$, 70% , sem mísula

3- $\rho_i = 40\%$, 70% , com mísula

FIGURA 6.7 - COMPARAÇÃO DAS EFICIÊNCIAS PARA AS DIVERSAS PORCENTAGENS DE ARMADURA

Nos gráficos 6.6, as percentagens de armadura inclinada $\rho_i = 40\%$ e $\rho_i = 70\%$ estão representadas por uma única curva, já que conduziam à eficiências muito próximas.

No diagrama 6.7 pode-se observar o aumento da eficiência nos diversos modelos pela adição de barras inclinadas e pela presença de mísula.

6.3.2 - Quanto à Fissuração

A abertura de fissura limite ocorria nos modelos sem armadura inclinada a baixos valores de carga, se propagando rapidamente e alcançando grandes proporções próximo a carga última.

A presença de barras inclinadas, principalmente quando colocadas em mísula, retardava o aparecimento da fissura limite ($w = 0,3$ mm), além de permitir menores aberturas às fissuras ocorridas no canto.

Em todos os modelos, a fissura diagonal esquematizada à seguir, surgiu para valores de carga compreendidas entre 70 e 80% do valor da carga última observada nos ensaios.

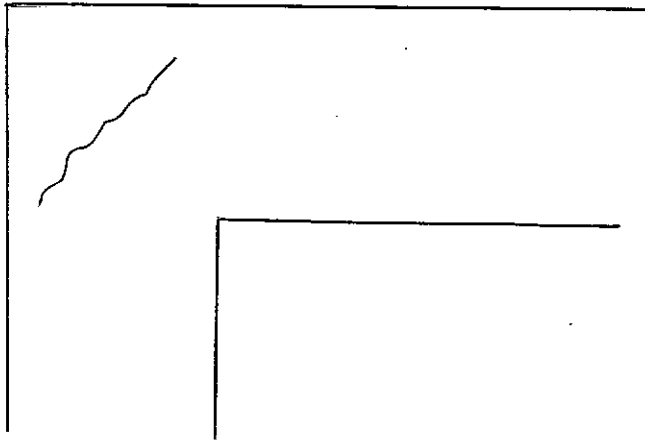


FIGURA 6.8 - ESQUEMA DA FISSURA DIAGONAL

O fato de peças armadas com ferro de maior diâmetro terem tido pequenas aberturas de fissura na carga admissível pode ser esclarecido pelo CEB/FIP, nas suas recomendações R.42, 332, como também pela menor eficiência, o que reduz o valor da carga admissível.

Diz o CEB/FIP:

Para aços de alta aderência e, em casos de cargas não repetidas,

$$w_{\text{máx}} = \left(1,50c + \frac{16\phi}{\rho_r}\right) \cdot \left(\sigma_s - \frac{300}{\rho_r}\right) \cdot 10^{-7} \leq w_{\text{lim}}$$

(unidades em cm e N/cm²).

onde:

- $w_{\text{máx}}$ = abertura máxima de fissura
- σ = tensão do aço na seção fissurada
- c = recobrimento
- ϕ = diâmetro do aço

Daí, pode-se deduzir que:

- Para a mesma percentagem de armadura longitudinal, quanto maior o diâmetro do ferro empregado, maiores as aberturas de fissuras.
- Para diferentes percentagens do aço longitudinal, decorrentes de diferentes diâmetros, e mesmo numero de barras, menores aberturas de fissuras são obtidas para maiores percentagens de armadura.

Essa segunda parte da dedução do CEB/FIP se aplica aos modelos utilizados, justificando portanto a ocorrência de menores aberturas de fissura em peças com maior diâmetro de armadura.

6.3.3 - Quanto à Rigidez

De um modo geral os cantos se comportaram de maneira dúctil, visto terem apresentado considerável rotação antes do colapso.

Os modelos que dispunham de armadura inclinada se mostraram mais rígidos que os sem barras inclinadas. Esse acréscimo foi ainda mais acentuado nos modelos onde as barras inclinadas se encontravam colocadas em mísula. Não se notou grande diferença entre a adição de rigidez fornecida pelas duas percentagens de armadura inclinada.

6.3.4 - Quanto à Deformação

a - Deformação do Concreto

Através da observação dos gráficos 6.4, é possível constatar que, mesmo para baixos valores de carga, foram obtidas grandes deformações na parte interna do canto (deformações de tração), o que indica ter havido aí grande concentração de tensões.

Para se ter a forma da distribuição de tensões na fase elástica, traçaram-se na figura 6.9, as curvas das deformações para um determinado estágio de carregamento.

Adotaram-se as seguintes convenções:

ϵ_x - deformações na direção x , perpendicular a \overline{AB}

ϵ_y - deformações na direção y , ao longo de \overline{AB}

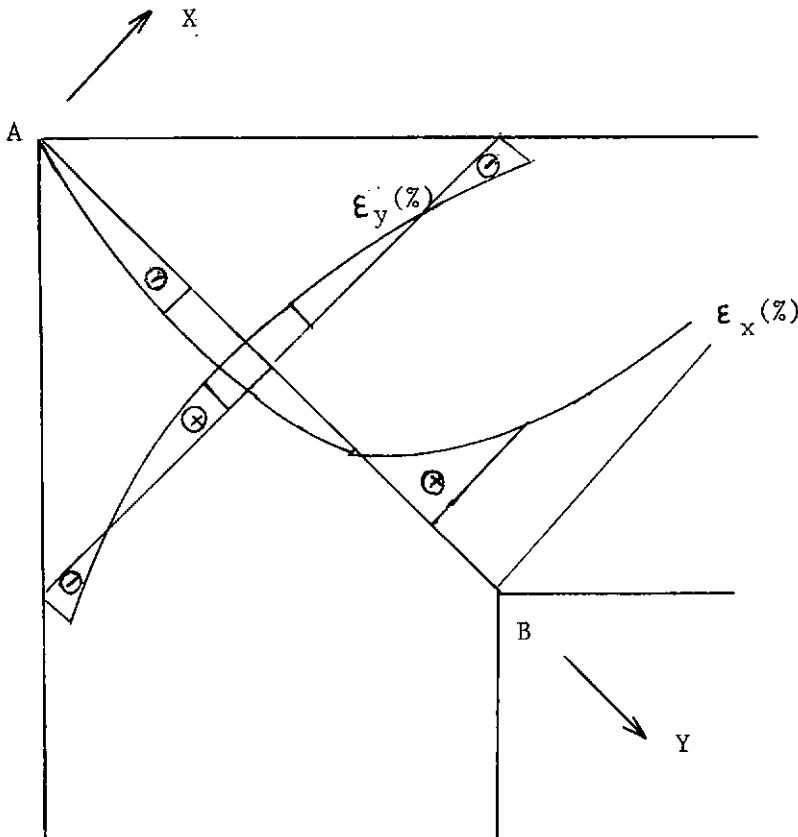


FIGURA 6.9 - CONFIGURAÇÃO DAS DEFORMAÇÕES PARA O ESTÁGIO DE CARREGAMENTO ANTERIOR À PRIMEIRA FISSURA

A figura 6.9 obtida de dados experimentais anteriores a fissuração. (fase elástica), fornece a configuração das deformações e conseqüentemente, das tensões no interior do canto. Pode-se ver que esta configuração se aproxima bastante da proposta pela Teoria da Elasticidade.

b - Deformação do Aço

Pode-se notar pelos diagramas que, antes da fissuração, a contribuição do aço para a resistência das peças aos esforços atuantes é mínima, tornando-se porém efetiva após a fissuração ter-se dado.

Constatou-se em todos os casos que a presença da armadura inclinada reduziu, sensivelmente, as deformações da armadura longitudinal. Isso indica ter a armadura inclinada funcionado adequadamente, absorvendo uma parcela dos esforços que no caso da sua ausência só era combatido pelas barras longitudinais.

Não foi observada nenhuma influência decorrente da ausência de estribos para combater o cortante, nos modelos de $\rho = 1,0\%$.

6.4 - RUPTURA

Em concordância com os dados obtidos nos ensaios, chegou-se a conclusão que a ruptura dos modelos se deu em decorrência da perda gradativa de aderência entre o concreto e o aço. Também influenciou na ruptura o aparecimento da fissura diagonal.

VII - CONCLUSÕES

Com base nos resultados obtidos nos ensaios e apresentados no Capítulo VI, foram possíveis as seguintes conclusões com relação à armadura para cantos em ângulo reto com tração na parte interna:

- 1 - A armadura em barras U, conforme o detalhe estudado, não deve ser utilizada sem barras inclinadas pois, embora seja eficiente para percentagens de armadura longitudinal muito baixas, apresenta excessivas aberturas de fissuras.
A sugestão de Leonhardt para majoração de ρ não é válida neste caso por só ter levado em consideração a resistência final dos cantos e não o seu comportamento em carga de serviço.
- 2 - O detalhe adotado, acrescido de armadura inclinada para combater as tensões diagonais, fornece muito bons resultados, com eficiência em torno de 100%, podendo ser usado para percentagens de armadura longitudinal menores que 0,9 %.

No quadro 7.1. podem-se ver as percentagens de aço longitudinal recomendadas para que se obtenha altas eficiências, com armadura inclinada de 40% ou 70%, em função da presença ou não de mísula.

VALORES POSSÍVEIS DE ρ (%) PARA $\rho_i = 40\%$ ou 70%	
Sem mísula	$\rho \leq 0,75$
Com mísula	$\rho \leq 0,9$

QUADRO 7.1 - PERCENTEGENS GEOMÉTRICAS DE ARMADURA RECOMENDADAS

Os valores acima foram deduzidos da figura 6.7.

- 3 - Em obras onde se necessita um limite mais rígido em relação às aberturas de fissura, aconselha-se o uso da armadura inclinada disposta em mísula.
- 4 - Das armaduras inclinadas adotadas, houve muito pequena diferença entre os valores de resistência alcançados para $\rho_i=40\%$ e $\rho_i=70\%$. Recomenda-se aqui o uso das barras inclinadas de menor diâmetro, $\rho_i=40\%$, por serem mais econômicas.

Quer-se frisar aqui que na obtenção dos resultados foram utilizados:

- concreto com resistência média à compressão de 27 N/mm^2
- aço com tensão convencional de escoamento em volta de 500 N/mm^2

As percentagens geométricas de armação empregadas foram: 0,4; 0,6; 1,0; 1,5; isto equivale a dizer terem sido usadas quatro percentagens mecânicas de armadura, ou sejam: 7,5; 11,0; 19,0 e 28,0 (%). Observa-se que também foram colocados barras transversais em todos os modelos, com diâmetro igual ao da armadura transversal.

No caso de empregar-se concreto e aço diferentes dos descritos, sugere-se o uso de percentagem mecânica de armadura menor ou no máximo, igual a 17%, que conduzirá a eficiência maior que 100%.

BIBLIOGRAFIA

- 1 - AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - "Manual of Standard Practice for Detailing Reinforced Concrete Structures" - Detroit, 1970.
- 2 - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICA - "N.B-1, E.B-3, E.B-4, M.B-7" - 1967.
- 3 - BALINT, P.S.; TAYLOR, H.P.J. - "Reinforcement Detailing of Frame Corner Joints with Particular Reference to Opening Corners" - London, Cement and Concrete Association, 1972.
- 4 - COMITÉ EUROPÉEN DU BETON - "Bulletin D'information n° 84" - Paris, Mai 1972.
- 5 - DIN 1045 - "Beton Kalender" - Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn, 1975.
- 6 - DOMINGUES, L.C. - "Verificação da Eficiência de Armaduras de Canto" - Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, junho de 1974.
- 7 - LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. - "Vorlesungen über Massivbau-Grundlagen zum Bewehren im Stahlbetonbau" - Springer, Verlag, 1974.
- 8 - MANNING, G.P. - "Concrete Reservoirs and Tanks Concrete Publications Limited" - London, 1967.
- 9 - MAYFIELD, B.; KONG, F.; BENNISON, A. e DAVIES, J.C.D.T. - "Corner Joint Details in Structural Lightweight Concrete" - ACI Journal, May 1971.
- 10 - MAYFIELD, B.; KONG, F.; BENNISON, A. - "Strength and Stiffness of Lightweight Concrete Corners" - ACI Journal, July 1972.
- 11 - NILSSON, I.H.E. - "Reinforced Concrete Corners and Joints Subjected Bending Moment" - National Swedish Building Research, 1973.

- 12 - NILSSON, I.H.E. - "Ramhörn av Armerad Betong med Positivt Moment" - Göteborg. maj 1968.
- 13 - NILSSON, I.H.E. - "Reinforced Concrete Frame Joints Subjected to Positive Moment-Design of Rigid Frame Joints Subjected to Tensile Stress on the Inside" - Stockholm, 1969.
- 14 - NILSSON, I.H.E. - "KS 60 Armerad Ramhörn med Positivt Moment" - Göteborg, Oktober 1969.
- 15 - NILSSON, I.H.E. e LOSBERG, A. - "Discussion of Opportunities in Bond Research" - ACI Journal, November 1970.
- 16 - SOMERVILLE, G.; TAYLOR, H.P.J. - "The Influence of Reinforcement Detailing on the Strength of Concrete Structures" - The Structural Engineer, January 1972.
- 17 - SWANN, R.A. - "Flexural Strength of Corners of Reinforced Concrete Portal Frames" - London, Cement and Concrete Association, 1969.
- 18 - TAYLOR, H.P.J.; CLARKE, J.L. - "Some Detailing Problems in Concrete Frame Structures" - The Structural Engineer, January 1976.

NOTAÇÕES

A_s	= área da seção da armadura longitudinal
A_{si}	= área da seção da armadura inclinada
A_e	= área efetiva das barras de aço utilizado
b	= base
c	= recobrimento
d	= altura útil da seção de concreto
d_ℓ	= distância livre entre barras
E_c	= módulo de deformação longitudinal estático
E_{cm}	= módulo de deformação longitudinal estático médio
E_d	= módulo de deformação longitudinal dinâmico
E_{dm}	= módulo de deformação longitudinal dinâmico médio
E_f	= eficiência
E_{fm}	= eficiência média
E_s	= módulo de deformação longitudinal de aço
e	= excentricidade
F	= carga aplicada
F_{adm}	= carga admissível
F_d	= carga de cálculo
F_k	= carga característica
F_{obs}	= carga última observada nos ensaios
F_u	= carga última prevista
F_{w1}	= carga onde ocorreu a primeira fissura
F_{wlim}	= carga onde ocorreu a fissura limite
f_{cc}	= resistência a compressão do concreto
f_{cd}	= resistência a compressão, de cálculo, do concreto
f_{ct}	= resistência a tração do concreto

f_y	= tensão de escoamento do aço
f_{yd}	= tensão de escoamento, de cálculo, do aço
$f_{0,2}$	= tensão de escoamento convencional do aço
f_{st}	= tensão de ruptura do aço
h	= altura total da seção de concreto
l_b	= comprimento de ancoragem das barras longitudinais
l_{bi}	= comprimento de ancoragem das barras inclinadas
l_m	= altura da mísula
M	= momento fletor
M_d	= momento fletor de cálculo
M_{obs}	= momento fletor último observado nos ensaios
M_u	= momento fletor último previsto
w	= abertura de fissura
w_1	= primeira fissura
w_{lim}	= abertura de fissura limite
x	= altura da linha neutra
ϵ	= deformação
ϵ_c	= deformação do concreto
ϵ_s	= deformação do aço
ϵ_{st}	= deformação do aço na ruptura
Δ_a	= deslocamento
Δ_θ	= variação no ângulo do canto
ϕ	= diâmetro nominal das barras de aço
ϕ_e	= diâmetro efetivo das barras de aço
ϕ_i	= diâmetro das barras da armadura inclinada
ρ	= percentagem geométrica de armadura longitudinal
ρ_i	= percentagem geométrica de armadura inclinada

- γ_c = coeficiente de minoração da resistência do concreto
- γ_f = coeficiente de ponderação relativo às solicitações
- γ_m = massa específica
- γ_s = coeficiente de minoração da resistência do aço.
- τ_{bd} = tensão de aderência de cálculo

APÊNDICE

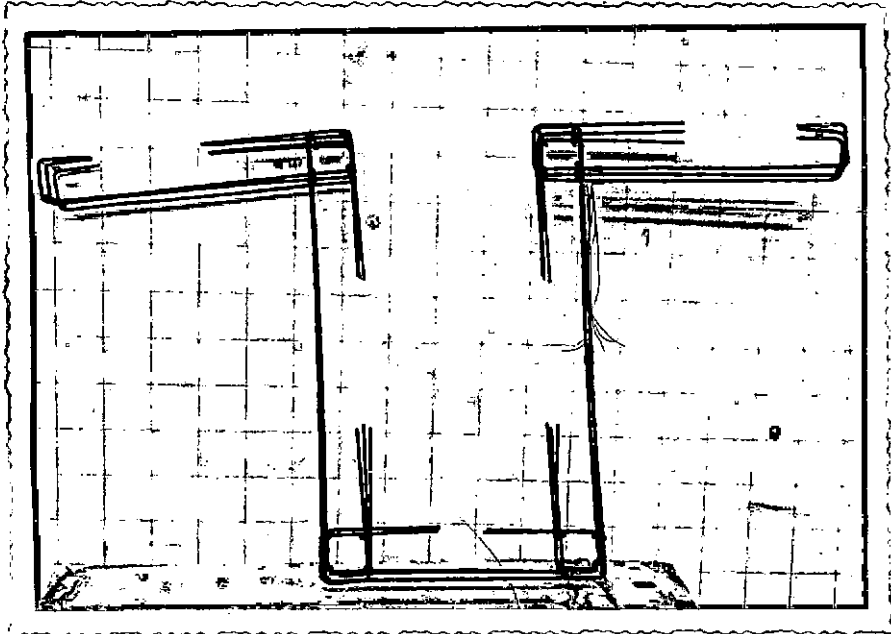
ILUSTRAÇÃO FOTOGRÁFICA

FIGURA A.1 - ASPECTO GERAL DAS ARMADURAS

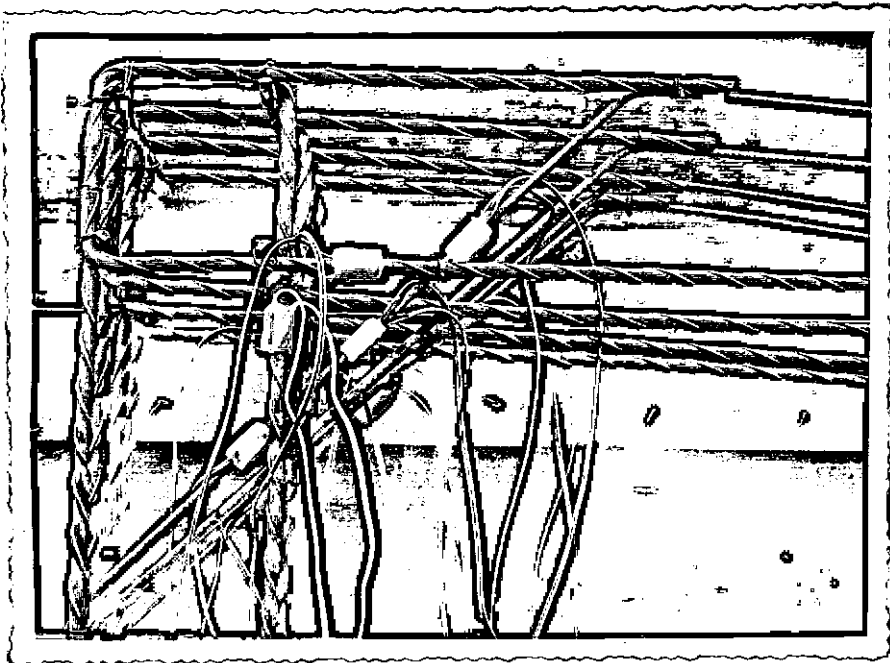


FIGURA A.2 - DETALHE DE COLOCAÇÃO E PROTEÇÃO DOS EXTENSÔMETROS

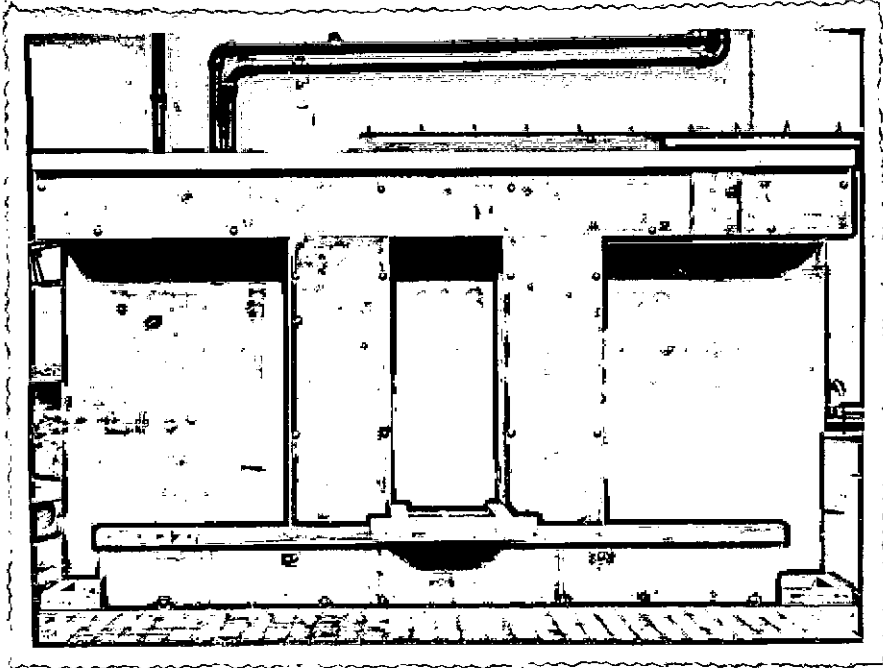


FIGURA A.3 - VISÃO FRONTAL DAS FORMAS

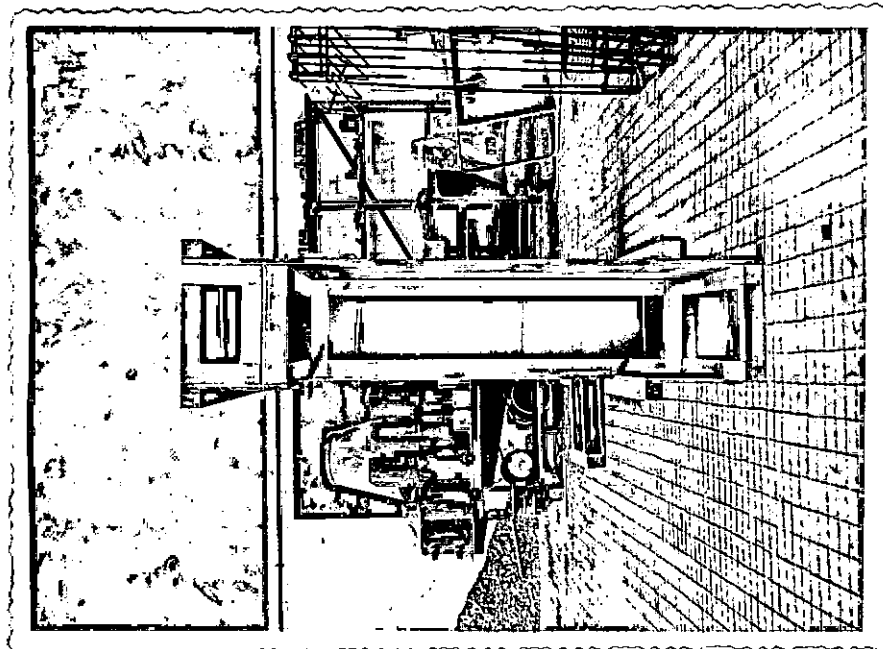
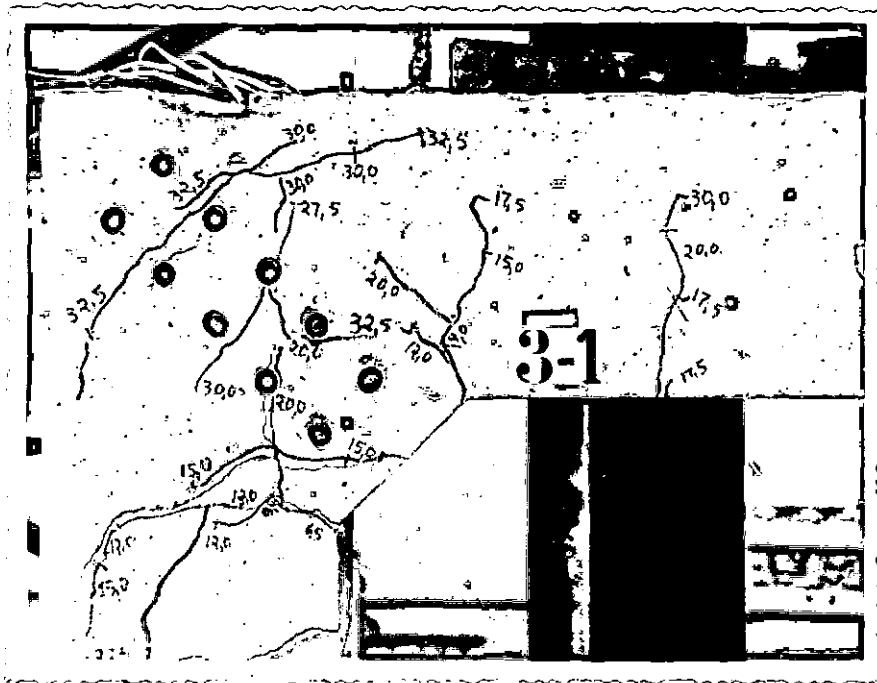
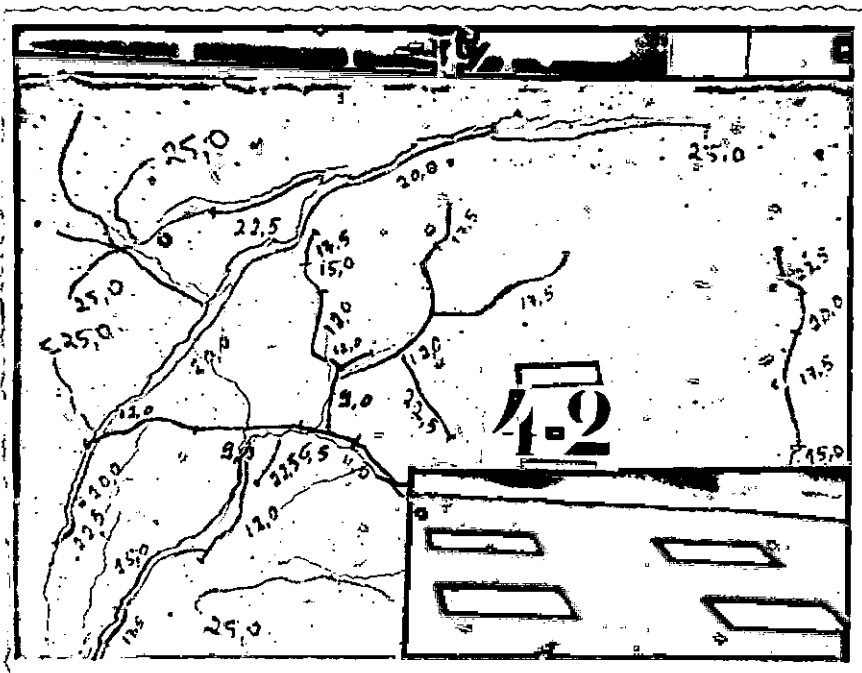
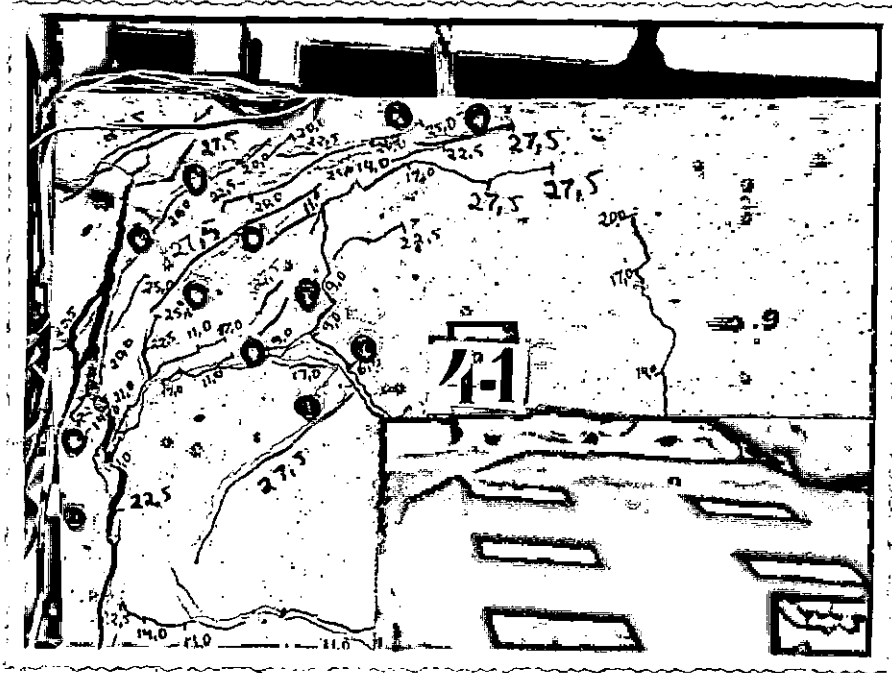


FIGURA A.4 - VISÃO LATERAL DAS FORMAS

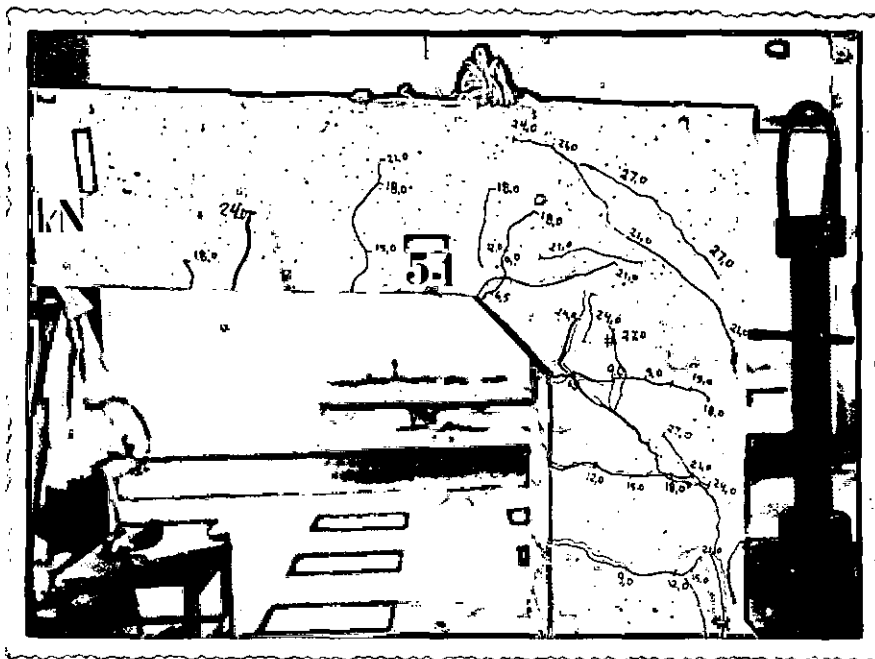
FIGURA A.9 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUPTURA DO MO
DELO 3



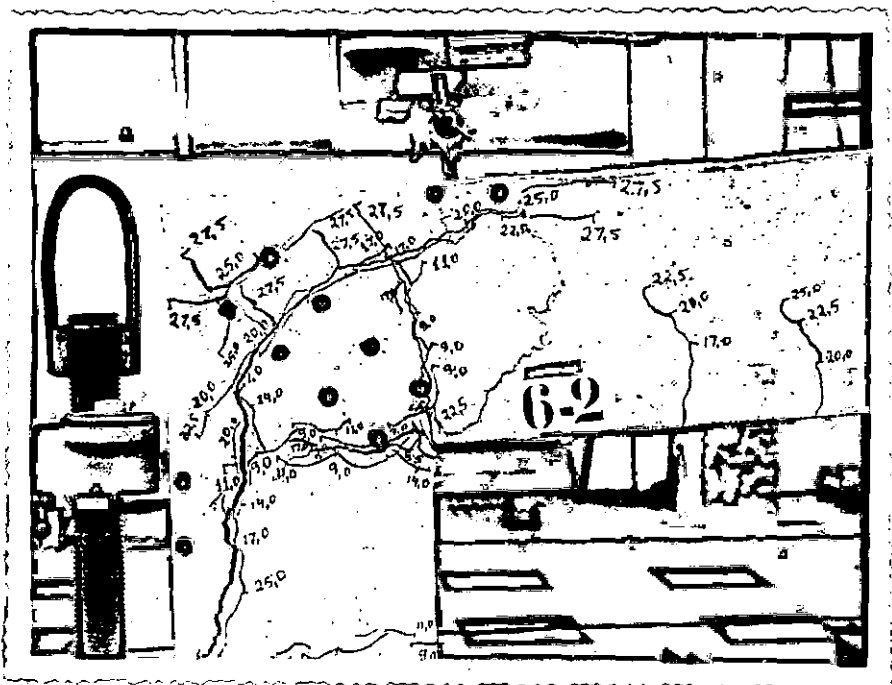
FIGURAS A.10 E A.11 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 4



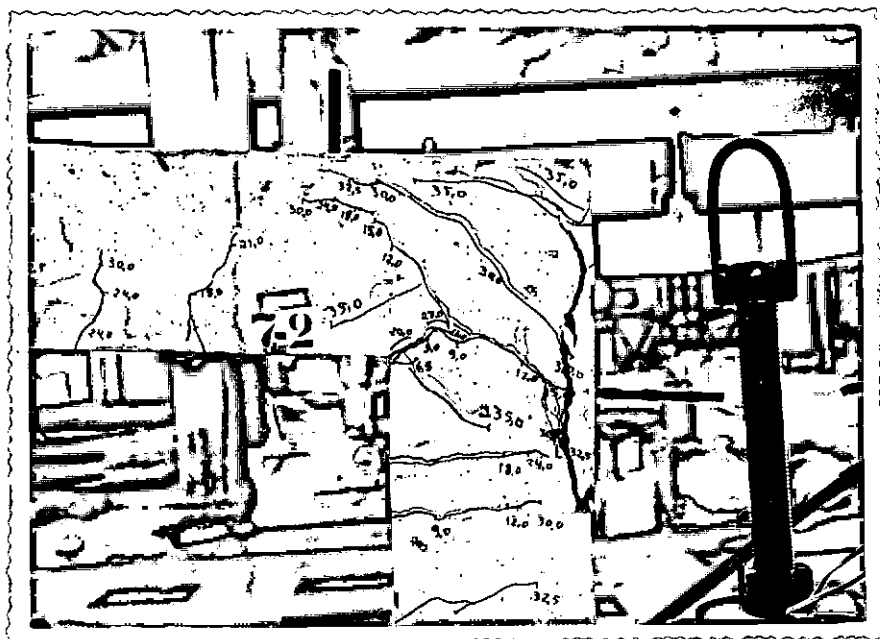
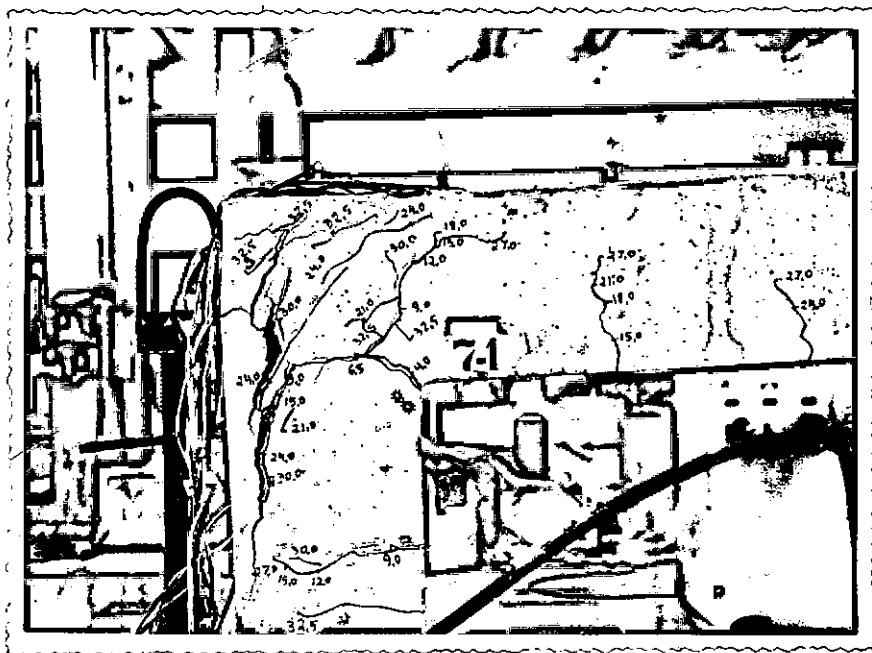
FIGURAS A.12 e A.13 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 5.



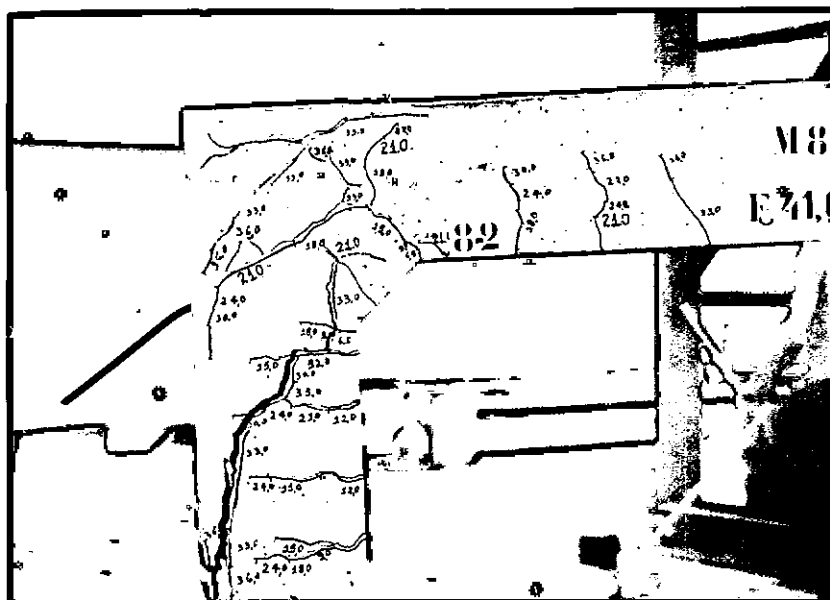
FIGURAS A.14 E A.15 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 6.



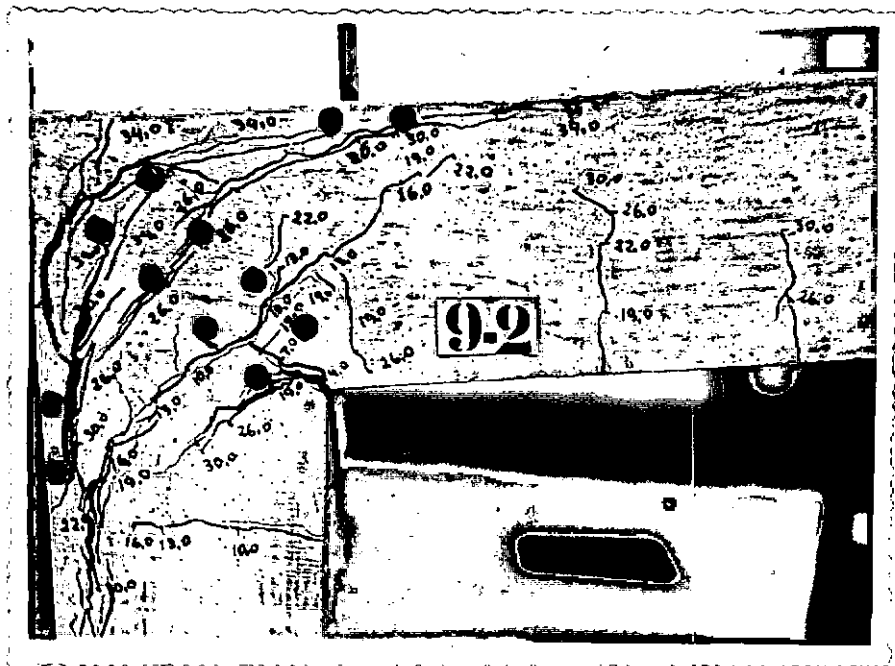
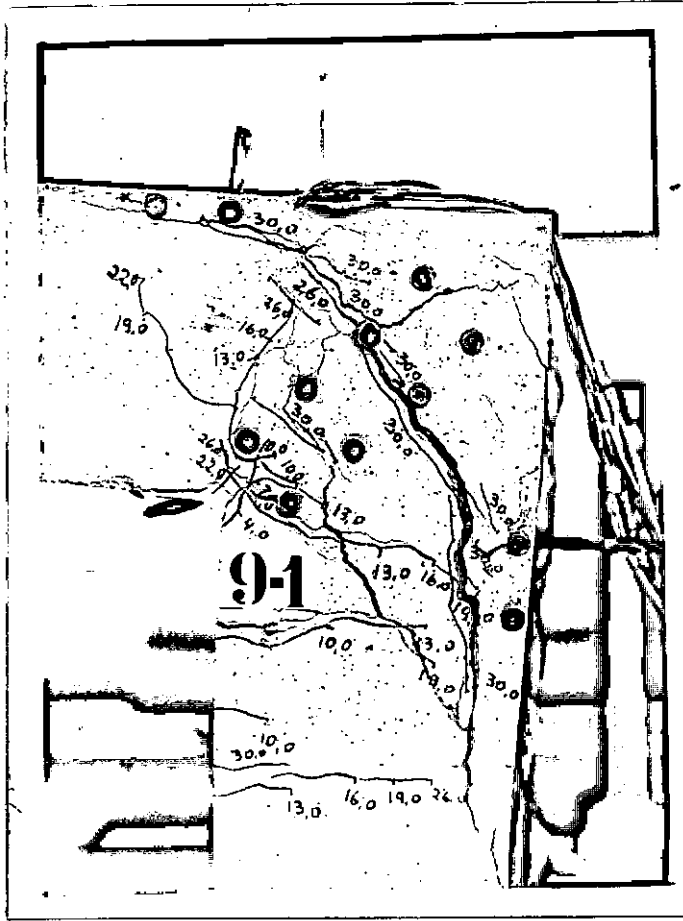
FIGURAS A.16 E A.17 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 7.



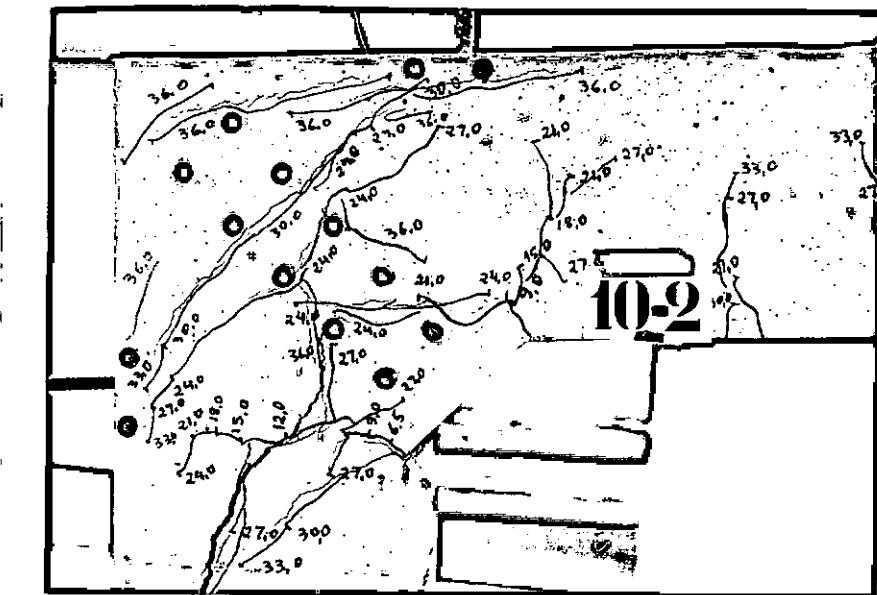
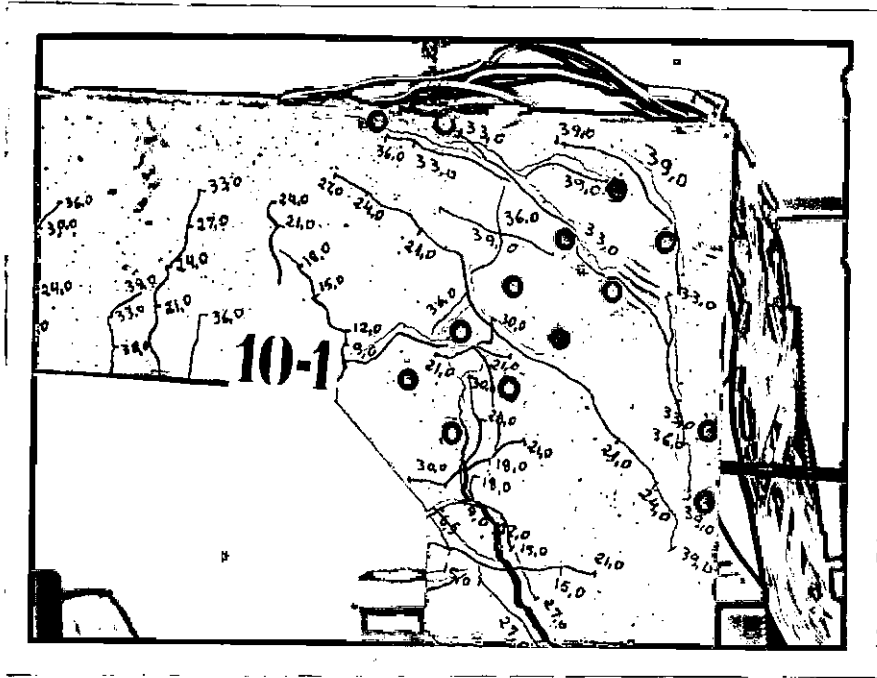
FIGURAS A.18 E A.19 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 8



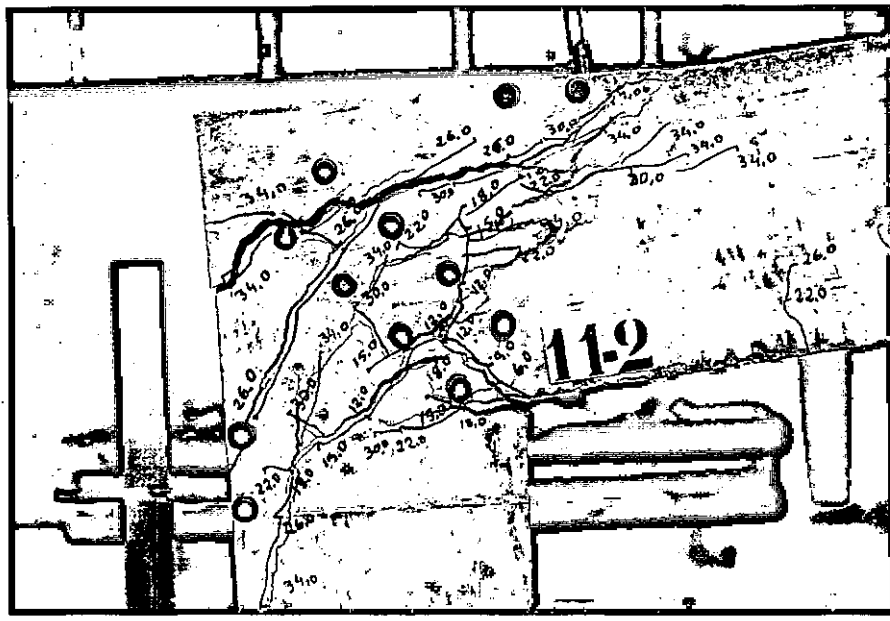
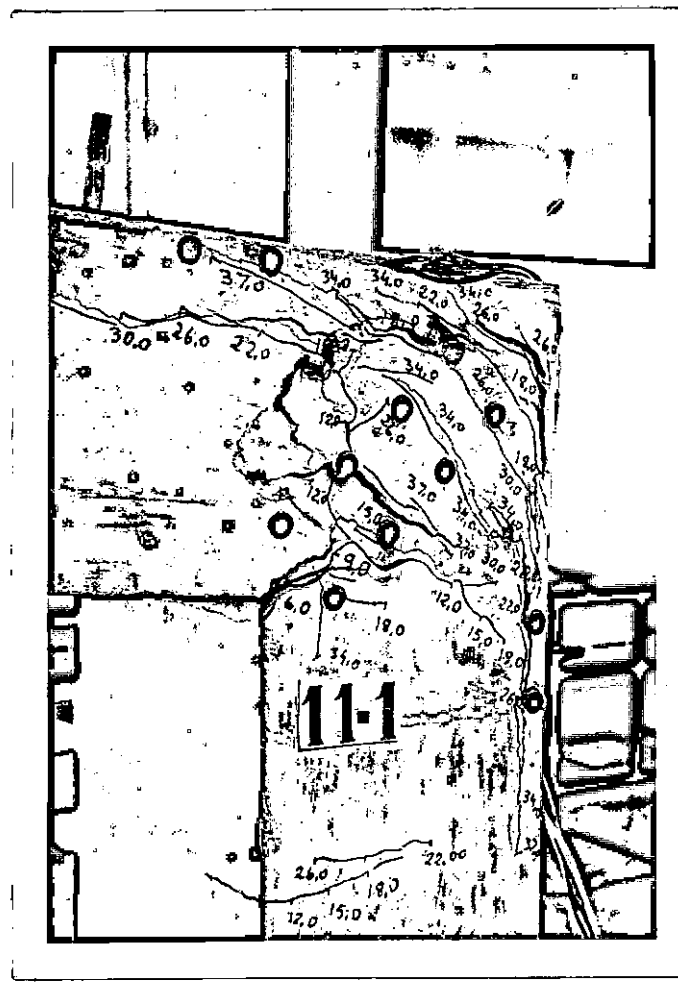
FIGURAS A.20 E A.21 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 9



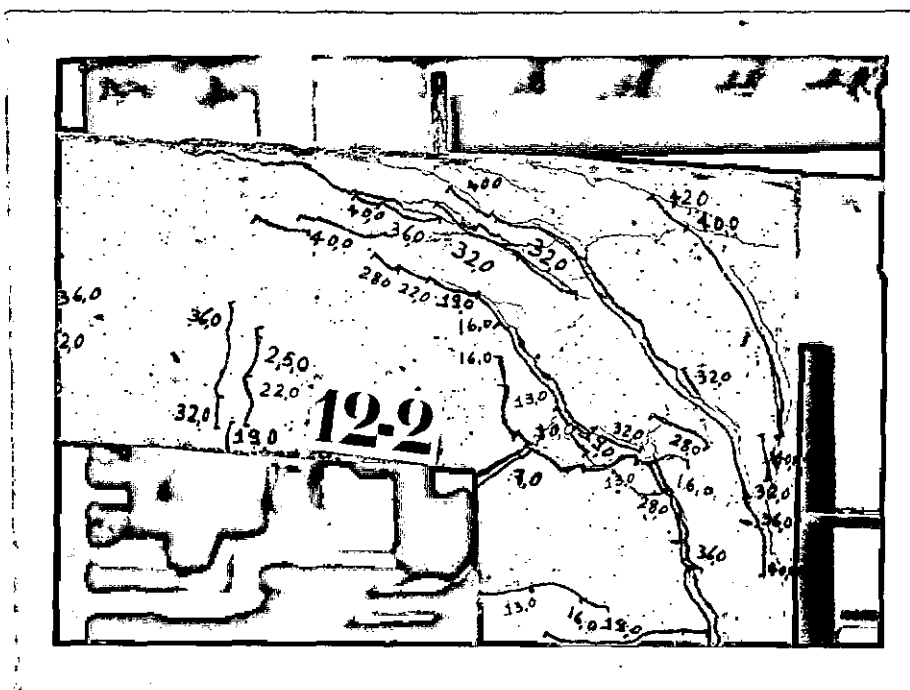
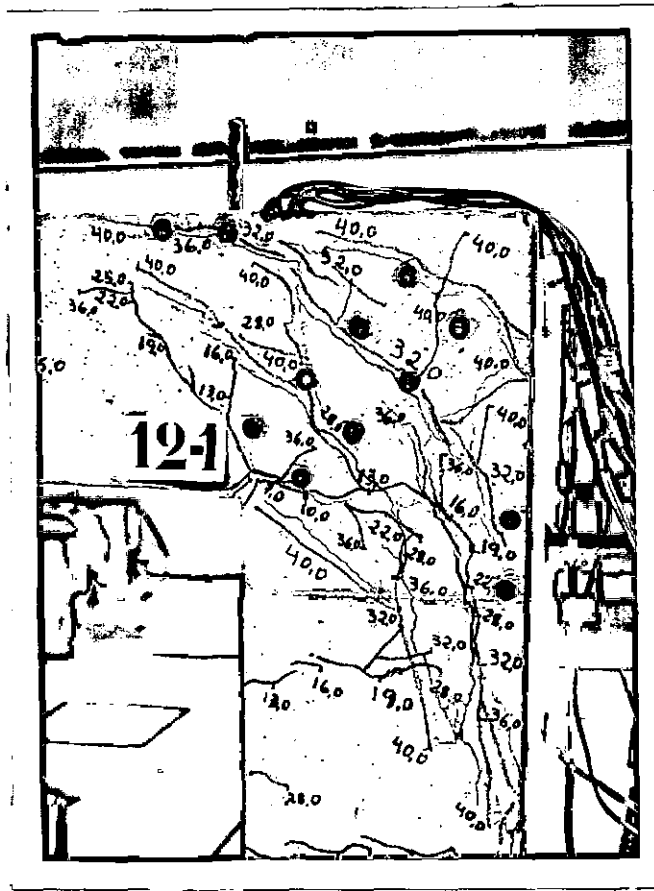
FIGURAS A.22 E A.23 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 10



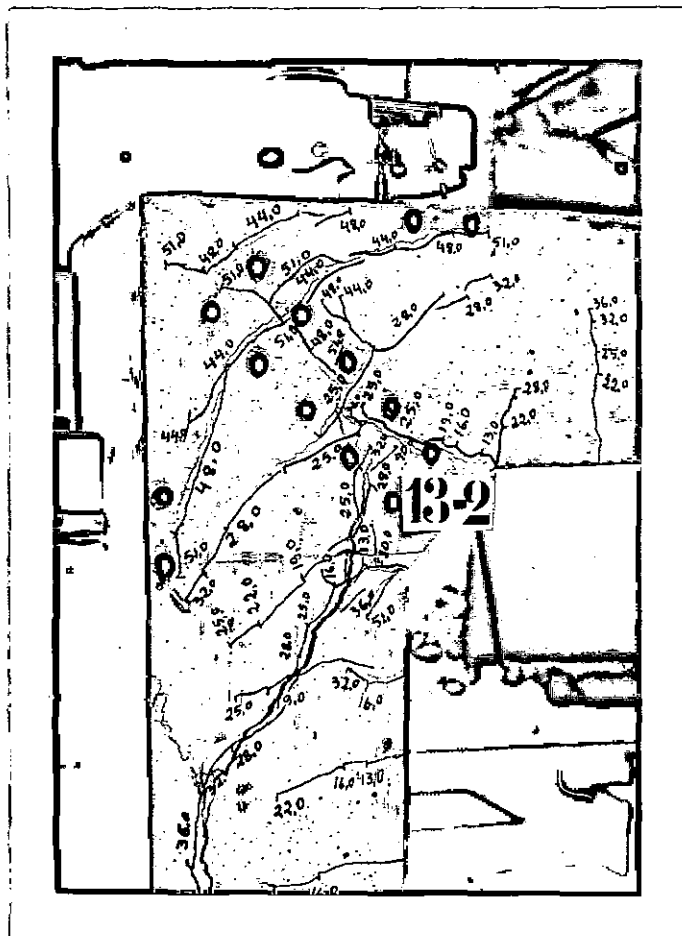
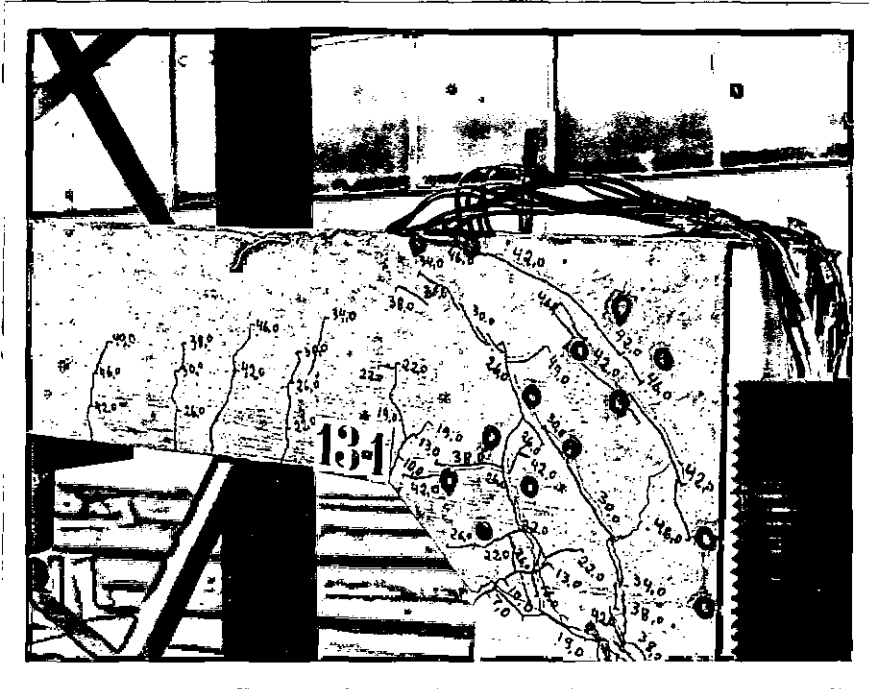
FIGURAS A.24 E A.25 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 11



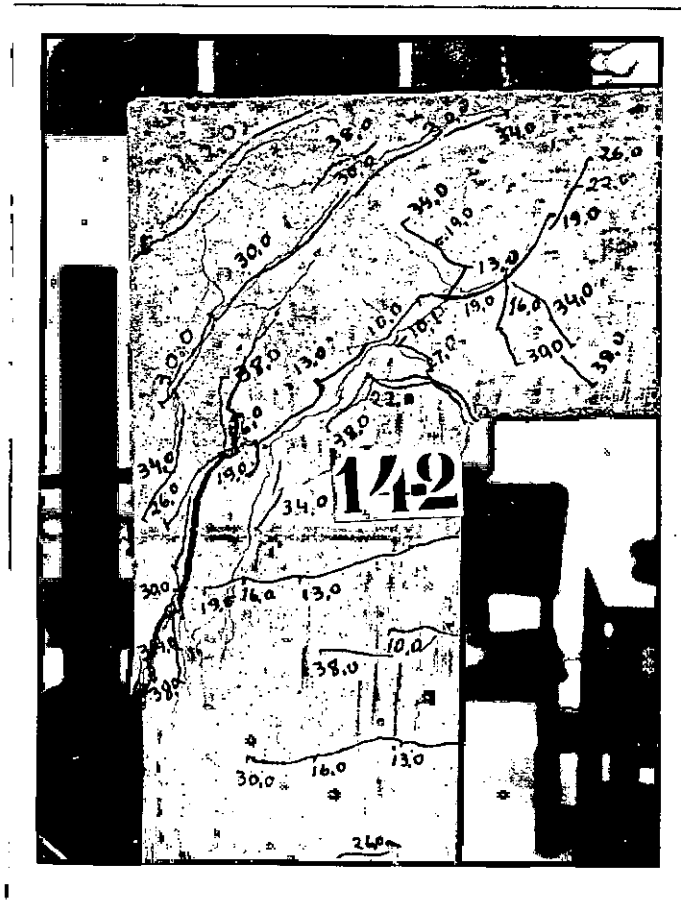
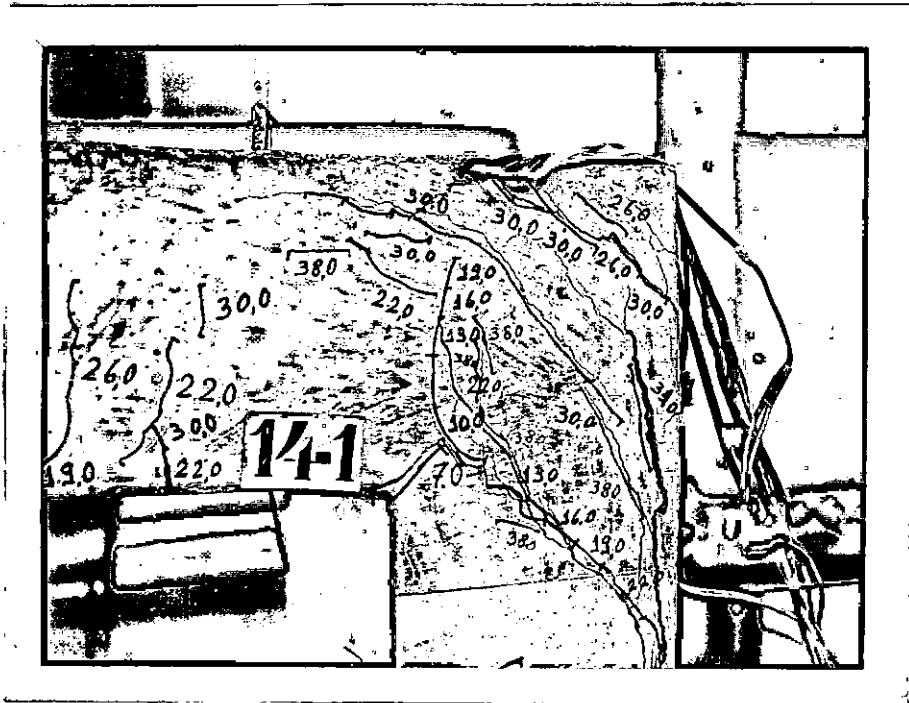
FIGURAS A.26 E A.27 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 12.



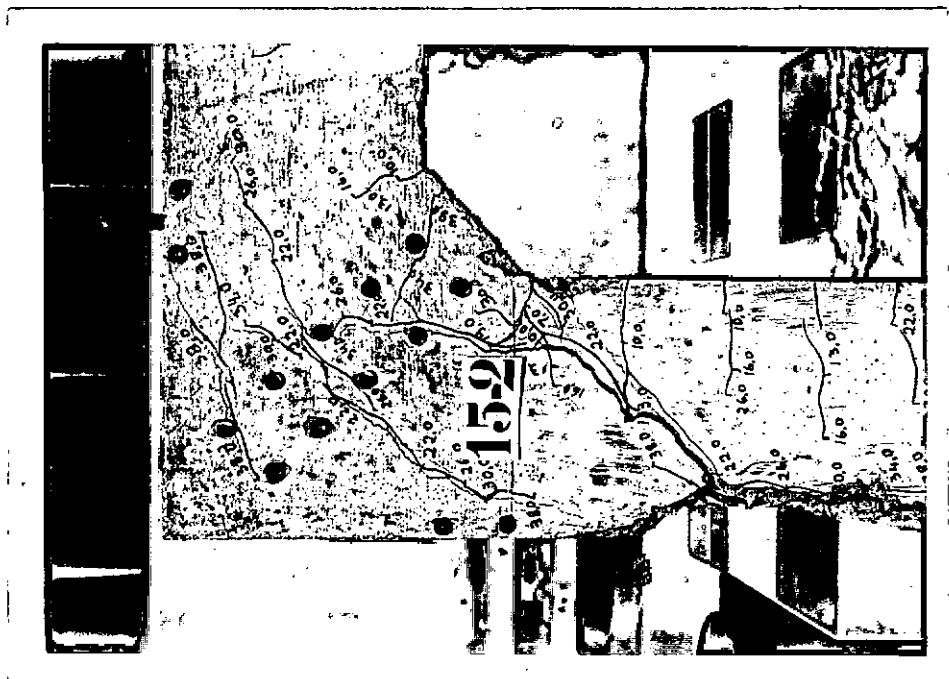
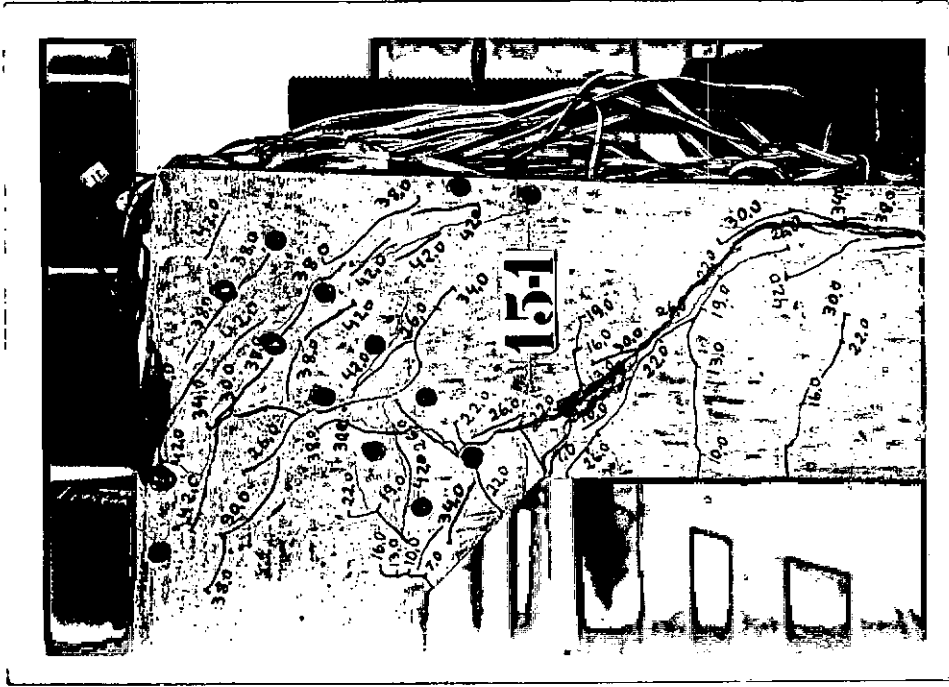
FIGURAS A.28 E A.29 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-
TURA DO MODELO 13



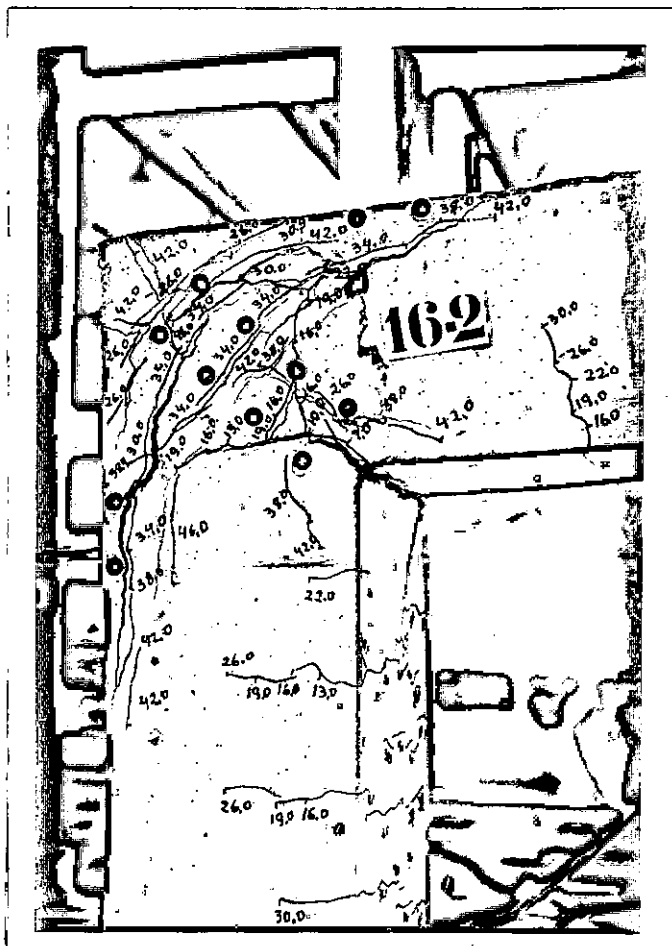
FIGURAS A.30 E A.31 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 14



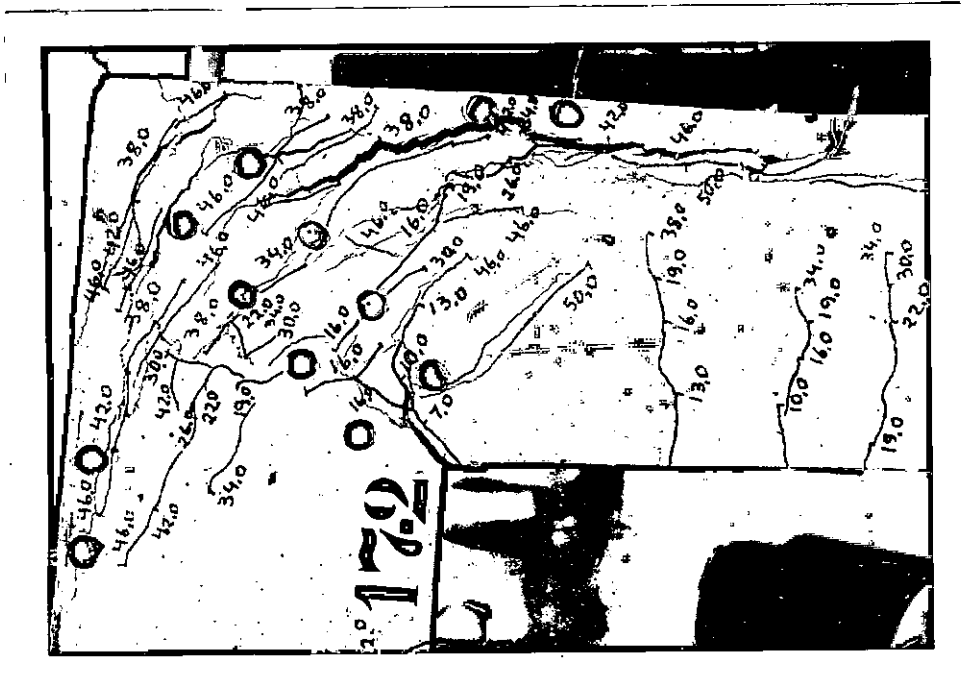
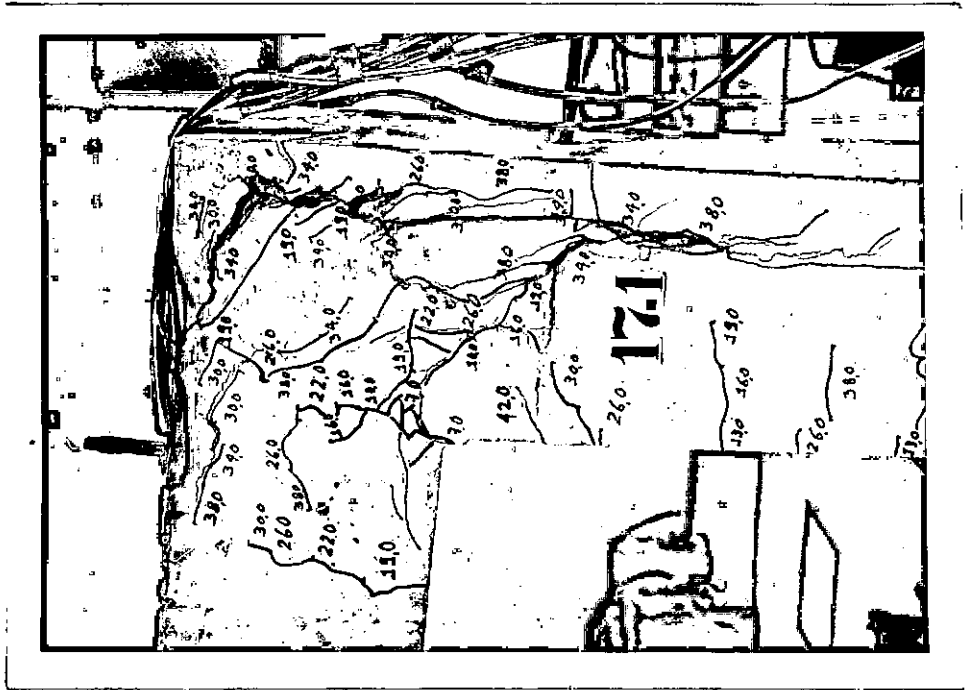
FIGURAS A.32 E A.33 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-
TURA DO MODELO 15



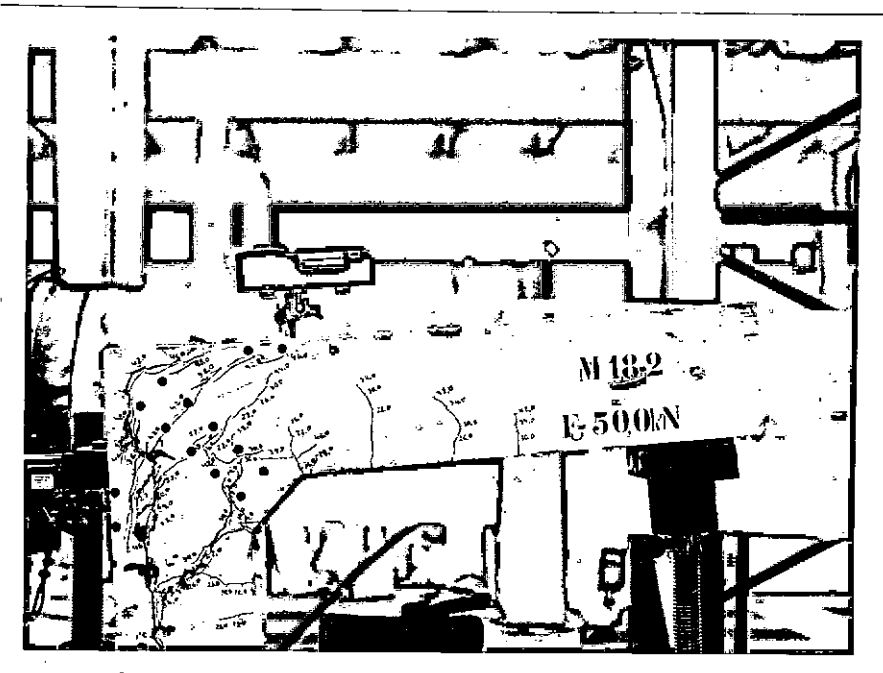
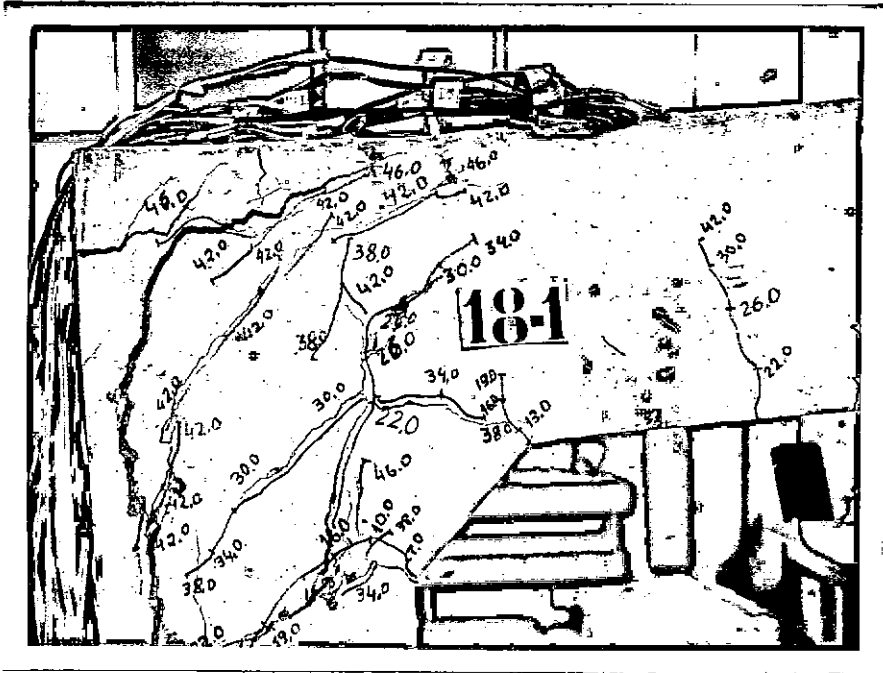
FIGURAS A.34 E A.35 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 16.



FIGURAS A.36 E A.37 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-
TURA DO MODELO 17



FIGURAS A.38 E A.39 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-TURA DO MODELO 18



FIGURAS A.42 E A.43 - EVOLUÇÃO DAS FISSURAS E CONFIGURAÇÃO DE RUP-
TURA DO MODELO 20

