

**PUNÇÃO EM LAJES-COGUMELO
DE CONCRETO DE ALTA
RESISTÊNCIA REFORÇADO COM
FIBRAS DE AÇO**

ELIOTH NEYL ZAMBRANA VARGAS

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

ORIENTADOR: Prof. Dr. João Bento de Hanai

São Carlos

1997

Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca - EESC-USP

Z24p Zambrana Vargas, Elioth Neyl
Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta
resistência reforçado com fibras de aço / Elioth
Neyl Zambrana Vargas. -- São Carlos, 1997.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia
de São Carlos-Universidade de São Paulo, 1997.
Área: Engenharia de Estruturas
Orientador: Prof. Dr. João Bento de Hanai

1. Lajes-cogumelo. 2. Punção. 3. Concretos de
alta resistência. 4. Concreto reforçado com
fibras. 5. Fibras de aço. I. Título

À minha esposa Monica, meu filho
Elioth Eduardo, meus pais Elio e
Blanca, e meus irmãos (Forças da
minha inspiração)

AGRADECIMENTOS

Ao professor João Bento de Hanai, pela zelosa orientação, incentivo e apoio durante a execução deste trabalho.

Ao amigo e colegas José Luiz Pinheiro Melges, pelo apoio, colaboração e sobre todo o incentivo em todas as fases de este trabalho.

Aos Professores Toshiaki Takeya, José Samuel Giongo e Libânio Miranda Pinheiro, pela sua dedicação à profissão.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES pela bolsa de estudo concedida.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo - FAPESP, pela bolsa de estudo e auxílio financeiro concedido.

Aos funcionários Mauri, Amauri, Valdir, Mario, Jorge e Luís do Laboratório de Estruturas do Departamento de Engenharia de Estruturas e Benedito do Departamento de Geotecnia, pelo auxílio e amizade.

Aos meus familiares, especialmente meus pais e sogros, pelo incentivo e apoio.

A meus amigos Juan Carlos Escobar e Patricia Torres por ter me dado abrigo e ter deixado compartilhar seu lar.

Aos professores da Escola de Engenharia de São Carlos, especialmente aos do Departamento de Engenharia de Estruturas, responsáveis pela minha formação profissional.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram na realização deste trabalho.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SIGLAS.....	v
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vi
RESUMO.....	xi
ABSTRACT.....	xii
1 INTRODUÇÃO.....	01
1.1 GENERALIDADES.....	01
1.2 OBJETIVOS	04
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	04
2 LAJES-COGUMELO	06
2.1 CARACTERÍSTICAS.....	06
2.2 VANTAGENS DAS LAJES-COGUMELO.....	07
2.3 DESVANTAGENS DAS LAJES-COGUMELO.....	10
2.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS ASSOCIADOS AS LAJES- COGUMELO	11
2.4.1 Lajes-cogumelo aliviadas.....	11
2.4.2 Lajes-cogumelo protendidas.....	12
2.4.3 Lajes-cogumelo com vigas nas bordas.....	12
2.4.4 Associação com sistemas pré-moldados.....	13
2.5 TIPOS DE RUÍNA.....	14
2.5.1 Ruína por flexão.....	14
2.5.2 Ruína por punção.....	14
2.5.3 Ruína por flexão associada à punção.....	15
2.6 MÉTODOS DE CÁLCULO.....	15
2.6.1 Método direto.....	15
2.6.2 Método dos pórticos equivalentes.....	16
2.6.3 Analogia de grelha.....	17
2.6.4 Métodos numéricos.....	18

3	PUNÇÃO.....	20
3.1	ANÁLISE DO FENÔMENO DA PUNÇÃO.....	20
3.2	PARÂMETROS QUE INTERFEREM NA PUNÇÃO.....	22
3.3	SUPERFÍCIE DE RUÍNA.....	25
3.3.1	Com relação à posição do pilar.....	25
3.3.2	Com relação à presença de armadura transversal.....	26
3.4	FORMAS DE AUMENTAR A RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR.....	28
3.5	ARMADURAS DE COMBATE À PUNÇÃO.....	29
3.5.1	Placa metálica.....	29
3.5.2	Estribos.....	30
3.5.3	Barras dobradas.....	31
3.5.4	“Shearheads”.....	32
3.5.5	Conectores tipo pino.....	34
3.5.6	Segmentos de perfis metálicos.....	35
3.5.7	Fibras de aço.....	35
3.6	MODELOS DE CÁLCULO.....	36
3.6.1	Modelo da superfície de controle.....	36
3.6.2	Modelo mecânico.....	37
3.6.3	Outros modelos.....	39
3.7	ANÁLISE DA PUNÇÃO PELAS NORMAS.....	40
3.7.1	TEXTO BASE DA NB1/94.....	40
3.7.2	EUROCODE N.2 (1992).....	46
3.7.3	MODE CODE 1990 - CEB/90.....	50
3.7.4	AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 318/89.....	55
4	CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS.....	60
4.1	CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA.....	60
4.1.1	Micro-estrutura do concreto.....	62
4.1.2.	Execução do concreto de Alta Resistência.....	66
4.1.2.1	A relação água/cimento e os superplastificantes....	66
4.1.2.2	A sílica ativa e a cinza volante.....	68
4.1.2.3	Os cimentos.....	68
4.1.2.4	Os agregados.....	69

	4.1.2.5	Relação água/material cimentante.....	69
	4.1.2.6	Execução da mistura.....	69
4.1.3		Campos de aplicação do concreto de Alta Resistência.....	70
	4.1.3.1	Pilares de edifícios.....	70
	4.1.3.2	Estruturas de grande porte.....	71
	4.1.3.3	Pré-moldados.....	71
	4.1.3.4	Obras hidráulicas.....	72
	4.1.3.5	Reparos de obras de edifícios.....	72
	4.6.3.5	Outras aplicações.....	73
4.2		CONCRETO COM FIBRAS.....	74
	4.2.1	Generalidades.....	74
	4.2.2	Fibras.....	76
	4.2.3	Mecanismo de reforço: interação fibra-matriz.....	80
	4.2.3.1	Arrancamento das fibras.....	81
	4.2.3.2	Eficiência das fibras.....	86
	4.2.3.3	Comprimento da fibra.....	86
	4.2.3.4	Orientação da fibra.....	87
	4.2.4	Sistema com fibras de aço.....	89
5		ENSAIOS DOS MODELOS DE LAJE-COGUMELO.....	92
	5.1	CARACTERÍSTICAS DO MODELO.....	92
	5.2	PROGRAMA DOS ENSAIOS.....	95
	5.3	MATERIAL EMPREGADO NOS ENSAIOS.....	98
	5.3.1	Concreto.....	98
	5.3.2	Aço e fibras de aço.....	99
5.4		PROCEDIMENTO DOS ENSAIOS.....	101
5.6		RESULTADOS DOS ENSAIOS.....	105
	5.6.1	Materiais.....	105
	5.6.1.1	Concreto.....	105
	5.6.1.2	Aço.....	106
	5.6.2	Modelo das lajes-cogumelo.....	108
	5.6.2.1	Fissuras.....	108
	5.6.2.2	Modo de ruptura.....	122
	5.6.2.3	Carga de ruptura.....	124
	5.6.2.4	Deslocamento central.....	131

5.6.2.5	Deformações.....	140
5.6.2.5.1	Armadura de flexão e de punção.....	141
6	CONCLUSÕES.....	215
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	218

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Laje-cogumelo.....	006
Figura 2.2 - Laje-cogumelo nervurada.....	011
Figura 2.3 - Relações entre protensão e carga permanente (SCHMID, 1993).....	012
Figura 2.4 - Laje-cogumelo com vigas nas bordas.....	013
Figura 2.5 - "Lifted-Up Slabs".....	014
Figura 2.6 - Divisão de painéis para uso do método direto (FIGUEIREDO FILHO, 1989).....	016
Figura 2.7 - Divisão de um pavimento em pórticos paralelos às direções x e y (FIGUEIREDO FILHO, 1989).....	017
Figura 2.8 - Placa e grelha análoga.....	018
Figura 2.9 - Método dos Elementos de Contorno versus Método dos Elementos Finitos.....	019
Figura 3.1 - Punção.....	021
Figura 3.2 - Engrenamento dos agregados (FUSCO, 1981).....	023
Figura 3.3 - Efeito de pino (FUSCO, 1981).....	024
Figura 3.4 - Superfícies de ruína para pilares de canto e de borda.....	025
Figura 3.5 - Superfícies prováveis de ruína.....	026
Figura 3.6 - Capitéis.....	028
Figura 3.7 - Placa metálica.....	029
Figura 3.8 - Tipos de estribos.....	030
Figura 3.9 - Inclinação dos estribos.....	030
Figura 3.10 - Detalhe da ancoragem dos ganchos.....	031
Figura 3.11 - Ancoragem dos estribos.....	031
Figura 3.12 - Barras dobradas.....	032
Figura 3.13 - "Shearheads".....	033
Figura 3.14 - Detalhe dos conectores.....	034
Figura 3.15 - Superfície de controle.....	036
Figura 3.16 - Modelo mecânico (BRANCO, 1989).....	038
Figura 3.17 - Perímetro crítico em pilares internos.....	041
Figura 3.18 - Definição de A_{sw}	043

Figura 3.19 - Disposição da armadura de punção em planta.....	043
Figura 3.20 - Perímetro crítico externo.....	044
Figura 3.21 - Disposição da armadura de punção em corte.....	044
Figura 3.22 - Perímetro crítico (MELGES, 1995).....	047
Figura 3.23 - Armadura de punção efetiva.....	048
Figura 3.24 - Definição do perímetro crítico b_o	056
Figura 3.25 - Seções críticas externas à região armada.....	057
Figura 3.26 - Perímetros críticos recomendados por ANDRADE & GOMES (1994).....	058
Figura 4.1 - Variação da consistência com o volume de fibras para concretos com agregados de diferentes granulometrias (BENTUR & MINDESS).....	077
Figura 4.2 - Curva tensão-deformação baseada no modelo de ACK (BENTUR & MINDESS).....	078
Figura 4.3 - Distribuição de tensões tangenciais na interface e de tensões normais nas fibras durante o arrancamento (BENTUR).....	081
Figura 4.4 - Distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da fibra (BENTUR & MINDESS, 1990).....	082
Figura 4.5 - Trajetória da fissura na zona de transição (BENTUR & MINDESS, 1990).....	084
Figura 4.6 - Efeito da fibra e da resistência de aderência na força máxima e na tenacidade no ensaio de arrancamento (BENTUR & MINDESS, 1990).....	087
Figura 4.7 - Intercessão de uma fibra inclinada com a fissura.....	088
Figura 4.8 - Efeito da inclinação da fibra no arrancamento (SHAH & OUYANG, 1991).....	089
Figura 5.1 - Planta típica de um pavimento de Lajes-coguemlo.....	092
Figura 5.2 - Diagramas de momento.....	093
Figura 5.3 - Planta do Modelo Real e Reduzido.....	093
Figura 5.4 - Detalhes das armaduras.....	094
Figura 5.5 - Detalhe das armaduras do pilar.....	094
Figura 5.6 - Distribuição da Armadura Longitudinal Comprimida do Modelo.....	094
Figura 5.7 - Distribuição da Armadura Longitudinal Tracionada do Modelo.....	095

Figura 5.8 - Dimensões da fibra.....	100
Figura 5.9 - Pórtico de reação e bloco de concreto.....	101
Figura 5.10 - Desenho esquemático do modelo.....	102
Figura 5.11 - Modelo instrumentado montado no pórtico.....	102
Figura 5.12 - Posição dos transdutores.....	103
Figura 5.13 - Transdutores	103
Figura 5.14 - Instrumentação das armaduras dos modelos.....	107
Figura 5.15 - Vista superior da Laje 01.....	110
Figura 5.16 - Vista inferior da Laje 01.....	110
Figura 5.17 - Vista superior da Laje 02.....	111
Figura 5.18 - Vista inferior da Laje 02.....	111
Figura 5.19 - Vista superior da Laje 03.....	112
Figura 5.20 - Vista inferior da Laje 03.....	112
Figura 5.21 - Vista superior da Laje 04.....	113
Figura 5.22 - Vista inferior da Laje 04.....	113
Figura 5.23 - Vista superior da Laje 05.....	114
Figura 5.24 - Vista inferior da Laje 05.....	114
Figura 5.25 - Vista superior da Laje 06.....	115
Figura 5.26 - Vista superior da Laje 06.....	115
Figura 5.27 - Vista inferior da Laje 07.....	116
Figura 5.28 - Vista inferior da Laje 07.....	116
Figura 5.29 - Vista superior da Laje 08.....	117
Figura 5.30 - Vista inferior da Laje 08.....	117
Figura 5.31 - Vista superior da Laje 09.....	118
Figura 5.32 - Vista inferior da Laje 09.....	118
Figura 5.33 - Vista superior da Laje 10.....	119
Figura 5.34 - Vista inferior da Laje 10.....	119
Figura 5.35 - Vista superior da Laje 11.....	120
Figura 5.36 - Vista inferior da Laje 11.....	120
Figura 5.37 - Vista superior da Laje 12.....	121
Figura 5.38 - Vista inferior da Laje 12.....	121
Figura 5.39 - Perímetro crítico médio experimental.....	122
Figura 5.40 - Medidas das distâncias médias das superfícies de ruína e o ângulo de inclinação.....	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Principais características das fibras.....	079
Tabela 5.1 - Detalhes dos modelos.....	096
Tabela 5.2 - Concreto com resistência aproximada de 30 MPa.....	098
Tabela 5.3 - Concreto com resistência aproximada de 85 MPa.....	099
Tabela 5.4 - Características do concreto.....	105
Tabela 5.5 - Características das barras de aço CA-50A.....	106
Tabela 5.6 - Número de fissuras nos modelos.....	108
Tabela 5.7 - Distâncias médias da superfície de ruína e ângulo de inclinação.....	123
Tabela 5.8 - Resultado experimentais.....	124
Tabela 5.9 - Valores da força média resistente experimental e das normas.....	128
Tabela 5.10 - Valores das forças resistentes médias experimentais comparada aos valores de norma.....	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute
CEB	- Comité Euro-International du Béton
EC-2	- EUROCODE N.2
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
LE-EESC	- Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos
NB	- Norma Brasileira
NBR	- Norma Brasileira Registrada

LISTA DE SÍMBOLOS

η	ângulo definido na Figura , utilizado no cálculo de μ_n , que, por sua vez, refere-se a uma disposição de conectores em cruz; coeficiente definido pelo EUROCODE N.2;
θ	ângulo definido na Figura, utilizado no cálculo de μ_n , que por sua vez, refere-se a uma disposição de conectores em cruz;
ϕ	coeficiente de minoração da resistência da ligação, definido pelo ACI 318/89;
ξ	coeficiente definido pelo CEB/90 e calculado em função da altura útil;
β	coeficiente definido pelo EUROCODE N.2, que leva em conta os efeitos da excentricidade da carga; coeficiente utilizado pelo CEB/90 para definir a distância entre a linha homotética que passa pela armadura transversal mais próxima do pilar e a face desse pilar; ângulo utilizado na definição do perímetro crítico U;
μ'	perímetro crítico reduzido, definido pelo texto base da NB1/94;
ρ, ρ_1	taxa de armadura de flexão;
ΣA_{sw}	somatória das áreas dos conectores localizados dentro da região limitada pelo perímetro crítico u que, por sua vez, é definido pelo EUROCODE N.2.
γ_c	coeficiente de minoração da resistência do concreto;
β_c	coeficiente definido pelo ACI 318/89 e que representa a razão entre os lados mais longos e mais curto do pilar;
μ_n	perímetro crítico referente a uma disposição dos conectores em cruz, externo à região armada; novo perímetro crítico, localizado a 2d além da linha homotética ao pilar e que passa pela armadura transversal mais afastada da face deste pilar, definido com base nas recomendações do texto base da NB1/94;
μ_n^*	novo perímetro crítico reduzido, definido externamente à região armada, utilizado na verificação baseada nas recomendações do texto base da NB1/94;
τ_{Rd}	tensão resistente de cálculo definida pelo texto base da NB1/94; tensão nominal resistente definida pelo CEB/90; tensão resistente de cálculo definida pelo EUROCODE N.2;

τ_{Rd1}	tensão resistente de cálculo, definida pelo texto base da NB1/94;
τ_{Rd2}	parâmetro definido pelo texto base como sendo igual ao produto $v f_{cd}$;
α_s	coeficiente utilizado pelo ACI 318/89;
τ_{Sd}	tensão atuante de cálculo definida pelo texto base da NB1/94; tensão nominal atuante definida pelo CEB/90;
τ_{Sdn}	nova tensão atuante de cálculo, referente ao novo perímetro crítico, externo à região armada, utilizada na verificação baseada nas recomendações do texto base da NB1/94;
γ_v	coeficiente definido pelo ACI 318/89, que fornece a parcela do momento fletor a ser transferida pela excentricidade da força cortante;
ρ_w	taxa de armadura transversal mínima, definida pelo EUROCODE N.2;
ρ_x, ρ_y	taxas de armadura segundo as direções x e y;
A	comprimento de um trecho do perímetro crítico U;
a	comprimento de um trecho do perímetro crítico reduzido μ' , referente a um pilar de borda, definido segundo o texto base da NB1/94; maior lado do pilar, definido segundo o EUROCODE N.2;
A_c	área da superfície crítica definida segundo ACI 319/89
A_c'	área da superfície crítica, externa à região armada e calculada pelo produto do perímetro crítico U pela altura útil d;
A_{crit}	área da região definida pelo EUROCODE N.2 e limitada pelo perímetro crítico u;
A_{pilar}	área do pilar;
A_s	armadura de flexão inferior, que atravessa a projeção da área em que se aplica a reação de apoio, definida pelo texto base da NB1/94 e pelo CEB/90; área de armadura calculada segundo as recomendações do EUROCODE N.2, para dimensionar uma determinada faixa da laje à flexão;
A_{sw}	área da armadura de cisalhamento numa linha de armadura homotética a C';
A_{sy}	área do pino;
A_v	área da armadura de punção dentro da distância s;
b	lado do pilar interno, menor lado do pilar, definido segundo o EUROCODE N.2;

b_0	comprimento do perímetro crítico definido pelo ACI 318/89, localizado a $d/2$ do contorno do pilar;
c	comprimento do lado de um pilar interno quadrado;
C	contorno do pilar ou da área carregada;
C'	contorno do perímetro crítico μ ;
d	altura útil; altura útil a ser considerada no perímetro definido pelo contorno C'_2 , definido pelo texto base da NB1/94;
D	diâmetro do conector do pino;
d_x, d_y	alturas úteis segundo duas direções ortogonais definidas através dos eixos x e y ;
f_c	resistência à compressão média do concreto obtida nos ensaios;
f'_c	resistência à compressão do concreto, definida pelo ACI 318/89;
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto à compressão;
f_{cd2}	parâmetro definido pelo CEB/90, utilizado na verificação da região adjacente ao pilar;
f_{ck}	resistência característica do concreto à compressão;
F_{Rm}	força resistente média calculada pelas normas, sem consideração dos coeficientes de segurança, utilizando-se o f_c ;
$F_{Rm,exp}$	força resistente média obtida nos ensaios;
F_{sd}	carga ou reação concentrada de cálculo, definida pelo texto base da NB1/94; reação de apoio;
f_y	tensão de escoamento da armadura de punção, definida pelo ACI 318/89;
f_{yd}	tensão de escoamento da armadura de flexão, definida pelo texto base da NB1/94 e pelo CEB/90; tensão de escoamento da armadura de punção definida pelo EUROCODE N.2;
f_{ywd}	resistência de cálculo da armadura de cisalhamento, definida pelo texto base da NB1/94 e pelo CEB/90;
h	espessura da laje;
j	distância entre a face do pilar e o novo perímetro crítico μ_n ;
k	coeficiente definido pelo EUROCODE N.2, dado em função da altura útil;
n	distância circunferencial entre os conectores mais externos; número total de espaçamentos radiais em uma linha de armadura de punção;
P_r	carga total que atua na laje;

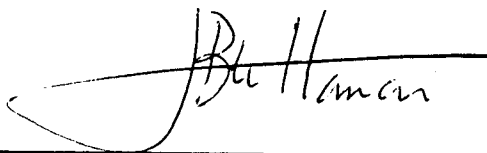
P_{rd}	capacidade de resistência de uma laje sem armadura de punção;
P_{Sd}	reação de apoio do pilar, definida pelo CEB/90;
s	espaçamento da armadura de punção, definida pelo ACI 318/89 e não podendo ser superior a $d/2$;
s_o	distância entre a face do pilar e a linha homotética que passa pela armadura transversal mais próxima do pilar;
s_r	espaçamentos radiais entre linhas de armadura de cisalhamento, homotéticas ao pilar, não maiores que $0,75d$;
u	perímetro crítico definido pelo EUROCODE N.2, localizado a $1,5d$ do contorno do pilar;
U, U'	perímetros críticos externos à região transversal armada, utilizados na aplicação das recomendações dadas pelos ACI 318/89;
u'	novo perímetro crítico, externo a região armada e utilizado na verificação baseada nas recomendações do EUROCODE N.2;
u_1	comprimento do perímetro crítico definido pelo CEB/90, análogo a μ ;
\dot{u}_1	perímetro crítico reduzido, definido pelo CEB/90, análogo a $\dot{\mu}$;
$u_{n,ef}$	novo perímetro crítico localizado a $2d$ da região armada, adotado pelo CEB/90 e análogo a μ_n ;
$\dot{u}_{n,ef}$	novo perímetro crítico reduzido, definido pelo CEB/90 e análogo a $\dot{\mu}_n$;
u_o	perímetro definido pelo CEB/90 e utilizado na verificação da região adjacente ao pilar;
v	coeficiente mencionado pelo texto base da NB1/94;
V	força concentrada;
v_c	resistência obtida através da contribuição do concreto, conforme definição feita pelo ACI 318/89;
v_n	tensão nominal resistente, definida pelo ACI 318/89
V_{Rd1}	esforço resistente de cálculo, definido pelo EUROCODE N.2 e dado por unidade de comprimento do perímetro crítico u , referente a uma laje sem armadura de punção;
V_{Rd2}	resistência de cálculo máxima, dada por unidade de comprimento do perímetro crítico u , definida pelo EUROCODE N.2 para ligações com armadura de punção;

V_{Rd3}	resistência de cálculo definida pelo EUROCODE N.2 e dada por unidade de comprimento do perímetro crítico u , para lajes com armadura de punção;
V_s	contribuição da armadura de punção na resistência da ligação, dada segundo as recomendações do ACI 318/89;
V_{Sd}	esforço cortante de cálculo, definido pelo EUROCODE N.2, dado por unidade de comprimento de um perímetro crítico u , localizado a $1,5d$ do contorno do pilar;
V_{Sd}	reação de apoio do pilar;
V_u	força cortante; reação de apoio do pilar;
v_u	tensão nominal atuante, definida pelo ACI 318/89;
v_u'	tensão nominal atuante, utilizada na verificação da região externa à região transversalmente armada, baseada nas recomendações do ACI 318/89;
V_x	força cortante;
x'	distância entre a linha de conectores mais próxima do canto do pilar e o eixo que passa pelo centro do pilar e que é paralelo ao lado c_1 ;
x	posição de um ponto, em relação ao eixo de um pilar; distância entre a linha de armadura mais próxima do canto do pilar e este canto; eixo de referência;
y'	distância entre a linha de conectores mais próxima do canto do pilar e o eixo que passa pelo centro do pilar e que é paralelo ao lado c_2 ;
y	eixo de referência, perpendicular ao eixo de referência x ;
z	braço de alavanca dos momentos internos;

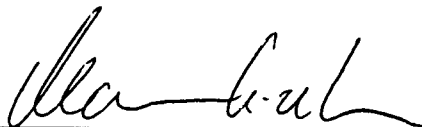
FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Engenheiro **ELIOTH NEYL ZAMBRANA VARGAS**

Dissertação defendida e aprovada em 16-6-1997
pela Comissão Julgadora:



Prof. Titular **JOÃO BENTO DE HANAI (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
(Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo)



Prof. Doutor **RONALDO BARROS GOMES**
(Universidade Federal de Goiás)



Prof. Associado **MOUNIR KHALIL EL DEBS**
Coordenador da Área de Engenharia de Estruturas



JOSÉ CARLOS A. CINTRA
Presidente da Comissão de Pós-Graduação

RESUMO

ZAMBRANA VARGAS, E.N. (1997) *Punção em lajes-cogumelo de concreto de alta resistência reforçado com fibras de aço*. São Carlos, 223p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Neste trabalho investiga-se o comportamento resistente de lajes-cogumelo de concreto armado, analisando-se as possibilidades de melhoria de desempenho com relação ao fenômeno de punção, pelo emprego de concreto de alta resistência, pelo reforço com fibras de aço e pelo uso de armaduras transversais de combate à punção, através de ensaios de modelos de lajes-cogumelo quadradas que representam a ligação laje-pilar para o caso do pilar interno. Apresenta-se também uma revisão de conhecimentos sobre as lajes-cogumelo, o seu comportamento estrutural com ênfase no fenômeno da punção, e os principais conceitos sobre os concretos de alta resistência e os compósitos constituídos de matriz de cimento reforçada com fibras.

Doze modelos de laje-cogumelo foram ensaiados com diferentes combinações de concreto de alta resistência, concreto de resistência convencional, armadura transversal e volume de fibras (0%, 0,75% e 1,5%). Um acréscimo significativo de resistência à punção foi observado, devido ao uso de concreto de alta resistência e à adição de fibras. A combinação de concreto de alta resistência com 1,5% de volume de fibras e armadura transversal proporcionaram o dobro de aumento na resistência à punção em relação ao modelo de concreto convencional sem armadura transversal e sem adição de fibras. A adição de fibras é a suposta responsável por cerca de 50% de acréscimo de resistência e o aumento da ductilidade. Outras comparações incluindo as previsões teóricas (Texto Base da NB1/94, CEB/90, ACI 318/89 e EUROCODE N.2) são comentadas.

Palavras-Chave: lajes-cogumelo, punção, concretos de alta resistência, concreto reforçado com fibras, fibras de aço.

ABSTRACT

ZAMBRANA VARGAS, E.N. (1997) *Punching shear in high-strength concrete flat slabs reinforced with steel fibre*. São Carlos, 223p. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.

This work investigates the behavior of reinforced concrete flat slabs, analysing the possibility of performance improvement, in relation to punching shear phenomenon, regarding to the use of high strength concrete, the addition of steel fibres and the use of transversal steel reinforcement against punching shear, through tests of flat slab square models that represent the slab-column connection, for the case of an interior column. It introduce a revision of knowledge of flat slabs, their structural behavior with emphasis on the punching shear phenomenon, and the main concepts about high strength concretes and the composites made of cement matrix reinforced with fibres.

Twelve flat slab models were tested in different combinations of high strength concrete, ordinary strength, shear reinforcement and steel fibre volume fraction (0%, 0,75% e 1,5%). A significant increase in the punching shear strength was observed, either due to the use of high strength and the addition of steel fibres. The combination of high strength concrete with 1,5% fibre volume fraction and shear reinforcement provide twice the punching shear resistance of na ordinary concrete strength model without shear reinforcement and without fibre. Fibre addition is supposed to be responsible by about 50% of the resistance improvement and the increase of ductility. Other comparisons including theoretical previsions (Texto Base da NB1/94, CEB/90, ACI 318/89 e EUROCODE N.2) are commented.

Keywords: Flat slabs, punching shear, high strength concrete, fibre reinforced concrete, steel fibre.

1 INTRODUÇÃO

1.1 GENERALIDADES

Na construção de edifícios de múltiplos andares tem-se utilizado com certa frequência sistemas estruturais de lajes sem vigas (placas de concreto armado ou protendido apoiadas diretamente sobre os pilares), comumente denominadas lajes-cogumelo.

Além de atender às exigências dos arquitetos no que concerne a forros lisos e à redução da altura dos pisos, quando bem dimensionadas, essas lajes podem resultar também econômicas em relação aos pavimentos com vigas, pela simplificação de fôrmas. A execução das armaduras torna-se menos trabalhosa, favorecendo uma diminuição do material, da mão-de-obra e do tempo de execução.

A eliminação das vigas introduz algumas desvantagens que devem ser analisadas, pois são importantes e podem inviabilizar o uso das lajes-cogumelo em certas situações. As desvantagens que possuem maior relevância são a instabilidade global do edifício, os deslocamentos transversais das lajes e o problema principal a ser analisado, que é o da punção.

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

A ruptura por punção em lajes-cogumelo ocorre sem aviso prévio, com a formação de uma superfície de ruína tronco-cônica ou tronco-piramidal, dependendo da seção transversal do pilar, partindo do contorno da área carregada na face da placa em que atua a força concentrada, e estendendo-se até a outra face, com uma inclinação aproximadamente de 30° a 35° em relação ao plano da laje.

O dimensionamento das lajes-cogumelo é normalmente governado pela resistência à punção nas ligações dos pilares com a laje e por isto deve ser dada a devida atenção à resistência e à ductilidade do elemento de concreto.

O problema da punção pode ser solucionado adequando a espessura das lajes e as dimensões dos pilares, ou utilizando armadura específica para o cisalhamento.

O uso de fibras como reforço em lajes-cogumelo não é novidade, sabendo-se que a introdução de fibras proporciona um aumento na resistência à flexão e da ductilidade, e melhor controle da fissuração.

A idéia de se reforçar a matriz frágil de concreto para torná-la mais homogênea e mais dúctil vem desde o século passado, ganhando maior impulso após 1960. A introdução de fibras curtas melhora a característica da ductilidade, a resistência ao impacto e à fadiga, o controle da fissuração, o comportamento pós-fissuração e, em alguns casos, a resistência à tração (FURLAN, 1995).

Segundo AGOPYAN (1993), as fibras, em quantidade, comprimento e formato adequados, podem incorporar à matriz deformações plásticas significativas, adequando-a para o uso na Construção Civil, já que pode alterar o comportamento pós-fissuração e tornar menos súbita a ruptura do material.

Por ser descontínua, a fibra é menos eficiente que a armadura de fios e barras na função de resistir aos esforços de tração e de cisalhamento. No entanto, em função do espaçamento reduzido entre elas, sua atuação como obstáculo ao desenvolvimento das fissuras é superior.

Quando as fibras são combinadas com armadura contínua, ambos se tornam mais eficientes, pelo efeito sinérgico. Além de "costurar" as fissuras, as fibras melhoram a aderência do concreto com a armadura, inibindo a fissuração na região de transferência de forças. Desta forma, ao invés de substituir a armadura, as fibras podem constituir um reforço adicional (BENTUR & MINDESS, 1990).

Segundo HARAJLI et al. (1994), as fibras de aço aumentam a resistência à punção das lajes. Adicionando-se em torno de 2% (fração de volume) de fibras de aço do tipo com gancho, há um aumento de resistência ao cisalhamento nas lajes de cerca de 36%. A presença das fibras de aço nas lajes não somente proporciona uma considerável melhoria na ductilidade e na resistência ao colapso por cisalhamento, como também pode modificar o tipo de colapso, de punção pura para flexão pura, ou para um tipo combinado de punção-flexão.

A resistência à fissuração das vigas é aumentada quando as fibras são adicionadas. A primeira fissura pode até ser retardada e a abertura da fissura reduzida. Em comparação com as fissuras das lajes de concreto armado sem reforço de fibras, as fissuras das lajes com fibras são formadas de muitas fissuras finas (HOUGHES & XIAO, 1995).

A presença de fibras pode retardar a formação da fissura inclinada característica de cisalhamento nas ligações laje-pilar. Também se observa que as fibras podem transformar uma punção frágil e repentina numa ruína dúctil. Com uma razoável redução do valor da tração e da compressão do concreto, as fibras de aço também podem ajudar para que ao invés da ruína ser por punção esta ocorra por flexão, sem perder a sua capacidade resistente (THEODORAKOPOULOS & SWAMY, 1993).

É neste sentido que a pesquisa será encaminhada, considerando que a utilização das fibras de aço como reforço para o concreto pode ser importante no combate à punção nas lajes-cogumelo. Além das vantagens decorrentes do controle da fissuração e do aumento de resistência proporcionado por elas, há uma melhoria nas características de ductilidade do elemento de concreto.

Com relação ao concreto de alta resistência, estudos têm mostrado que ele é mais frágil que o concreto convencional. Fissuras no concreto de alta resistência, ao contrário do convencional, se propagam através dos agregados, e uma superfície de ruptura mais ou menos lisa é formada. Sendo esta superfície menos efetiva para transmitir as tensões de cisalhamento. Conseqüentemente, o problema da punção se torna mais grave no concreto de alta resistência, mas afortunadamente uma forma eficiente de aumentar a ductilidade e a tensão de cisalhamento, é a adição de fibras de aço (IMAM & VANDEWALLE, 1996).

Como a utilização de concreto de alta resistência é uma alternativa para o melhor desempenho das ligações laje-pilar, também serão feitos alguns ensaios comparativos tentando identificar vantagens e desvantagens que este pode acarretar no caso da punção. Além disso, os concretos de alta resistência, quando reforçados com fibras de aço, deverão passar a ter maior capacidade de absorção de energia, tornando-se assim a ligação mais dúctil.

Utilização do concreto de alta resistência nos pilares pode ser estendida à ligação laje-pilar. Proporciona-se também a continuidade do material ao longo dos pilares nos diversos andares.

O uso de concreto de alta resistência combinado com fibras de aço também está sendo feito para pilares, para aumento da tenacidade do material e melhor controle das deformações transversais.

1.2 OBJETIVOS

Dentro do contexto apresentado, os principais objetivos deste trabalho são:

- Avaliar as possibilidades de melhoria de desempenho (resistência, fissuração, deformações e ductilidade, etc.), com ênfase na punção, pelo reforço do concreto com adição de fibras de aço. Deverá também ser analisada a possibilidade de utilização de concreto de alta resistência na região da ligação laje-pilar.
- Realizar ensaios de laboratório em caso de punção centrada e fornecer indicações sobre a avaliação da resistência à punção, incorporando conclusões sobre o efeito das fibras e do uso de concreto de alta resistência, e sobre a possibilidade de redução de armadura de cisalhamento.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Além da introdução e contextualização apresentadas neste primeiro capítulo, o trabalho está estruturado em outros cinco capítulos, cujos conteúdos são brevemente descritos a seguir.

No Capítulo 2 faz-se uma breve descrição e apresentação do sistema estrutural denominado laje-cogumelo, explicando-se o porquê desta terminologia e fazendo-se um histórico do desenvolvimento deste sistema.

Ainda neste capítulo apresentam-se algumas das principais vantagens e desvantagens das lajes-cogumelo e a possibilidade de sua associação com outros sistemas estruturais.

No Capítulo 3 apresenta um estudo mais detalhado sobre o fenômeno da punção. Primeiramente é apresentada a sua definição e quais os principais parâmetros envolvidos. A seguir, é mostrado como alguns destes parâmetros podem ser analisados para aumentar-se a resistência da ligação laje-pilar. Faz-se também uma breve descrição dos principais fatores que influenciam a superfície de ruína e são mencionados modelos de cálculo utilizados para a verificação da punção.

Também são apresentado neste capítulo as recomendações das normas e códigos (texto base da NB-1/94, EUROCODE N.2 1992, CEB/90 e ACI 318/89), para o caso de pilar interno e a previsão de força resistente média à punção.

No Capítulo 4, estuda-se o reforço do concreto pela adição de fibras, apresentando-se uma conceituação geral dos compósitos formados pela matriz de cimento reforçada com fibras. Efetua-se uma análise da micro-estrutura do concreto e a descrição das principais características das fibras.

Neste capítulo também se apresenta alguns dos principais conceitos relativos ao Concreto de Alta Resistência.

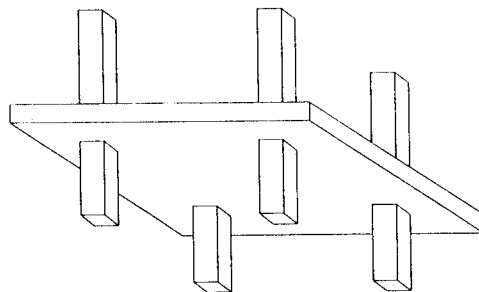
O Capítulo 5 é dedicado à parte experimental. Além da metodologia e do planejamento dos ensaios, descreve-se com detalhes a etapa da execução dos modelos das lajes-cogumelo. A análise dos resultados enfoca principalmente a fissuração, os deslocamentos verticais, a ruptura, a resistência e as deformações no concreto, na armadura longitudinal e na armadura transversal.

No Capítulo 6 apresentam-se as conclusões do trabalho, comentando-se as lacunas que não foram preenchidas com estes ensaios e perspectivas de trabalhos futuros nesta área.

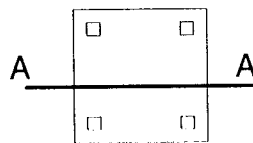
2 LAJES-COGUMELO

2.1 CARACTERÍSTICAS

As lajes sem vigas, comumente chamadas de lajes-cogumelo, são lajes que se apoiam diretamente sobre os pilares, estando a eles rigidamente ligadas, como mostra a Figura 2.1. Os pilares podem ou não ter um engrossamento de sua seção transversal próximo da ligação com a laje, que é chamado de capitel e serve de união entre a laje e o pilar, e que tem como finalidade principal diminuir as tensões de cisalhamento nessa região, evitando o puncionamento da laje pelo pilar. Também as lajes podem ter sua espessura aumentada na região da ligação, sendo que neste caso essa parte é chamada de pastilha e tem a mesma finalidade do capitel.



a) Vista em perspectiva



b) Planta



c) Corte A-A

Figura 2.1 - Laje-cogumelo

As lajes-cogumelo surgiram nos Estados Unidos em 1905, através da iniciativa pioneira de TURNER¹ (apud TAKEYA, 1981). Seu método de cálculo causou uma enorme polêmica entre os especialistas da época, devido ao fato de existirem grandes variações entre as taxas de armadura obtidas por ele e as relativas a outros métodos. Sendo assim, alguns edifícios construídos por TURNER acabaram sendo submetidos a provas de carga e apresentaram um desempenho considerado satisfatório. O fato é que, com a construção de edifícios em Moscou (1908) e em Zurique (1910), a técnica acabou por se difundir ao redor do mundo. Mas em 1911, a utilização indevida deste sistema estrutural provocou um desabamento em Indianápolis, nos Estados Unidos, que resultou na morte de nove pessoas e ferimentos graves em outras vinte. Verificou-se então a necessidade de se conhecer melhor o comportamento deste sistema estrutural, de modo a obter formas de se projetar com segurança e economia (MELGES, 1995).

2.2 VANTAGENS DAS LAJES COGUMELO

Conforme indicado por FIGUEIREDO FILHO (1989), os sistemas de lajes sem vigas apresentam uma série de vantagens em relação àqueles de lajes, vigas e pilares.

A adaptabilidade a diversas formas ambientais por apresentar tetos lisos o sistema oferece ampla liberdade na definição de espaços internos, e como conseqüência outras vantagens podem ser relacionadas:

- permitem grande possibilidade de reformas e modificações futuras do espaço interno, pois as divisórias (de alvenaria ou outras) não estão condicionadas à rígida localização das vigas do piso (normais e invertidas) e das do teto;
- racionalização de vedações e aberturas, com uniformização de alturas, eliminando a necessidade de recortes, e coincidência de divisórias com

¹ TURNER, C. A. P. (1905) Discussion of reinforced concrete warehouse for northwest knitting co. Minneapolis. *Engineering News*, v.54, n.15, p.383 apud TAKEYA, T. (1981) Estudo experimental da ruína de ligações laje - pilar em bordas de lajes - cogumelo. São Carlos. Dissertação (mestrado), EESC-USP.

vigas e, conseqüentemente, o espaçamento de revestimentos para uniformização de espessuras de paredes e vigas;

- possibilita execução de fachadas com grande liberdade, quando não existem vigas nas bordas exteriores de painéis externos, com participação ou não da estrutura.

A simplificação das fôrmas é conseqüência direta da ausência de vigas, o que permite substancial redução de custo das fôrmas, essencialmente em razão dos seguintes aspectos:

- menor consumo de materiais que os sistemas convencionais, em razão da menor área de fôrma por metro quadrado de piso ou forro;
- as fôrmas apresentam um plano contínuo sem obstáculos, com recortes apenas na ligação com os pilares, o que acarreta menos corte de material e conseqüentemente menor desperdício;
- as espessuras das lajes podem ser uniformizadas se houver uma certa regularidade dos vãos dos painéis, o que também simplifica as fôrmas;
- as fôrmas das lajes sem vigas são montadas e desmontadas com mais facilidade, portanto com pouca danificação, levando a um maior índice de reaproveitamento;
- menor incidência de mão-de-obra na execução;
- permite racionalização e padronização de cimbramentos, devido aos tetos lisos de altura constante.

A simplificação das armaduras também é conseqüência direta da ausência de vigas, pois são eliminadas todas as armaduras correspondentes, simplificando ou eliminando diversas tarefas; armaduras transversais de combate à punção, quando são necessárias, ocorrem em uma pequena região próxima aos pilares, e normalmente não causam dificuldades sérias de execução. Também em função da ausência de vigas, pode ser bastante interessante o uso de telas soldadas como armadura de flexão, que podem ser facilmente estendidas sobre as fôrmas, sem interferência da armadura das vigas. Cabe ainda destacar que:

- na preparação das armaduras são simplificadas as operações de corte, dobramento, montagem e posicionamento, que correspondem apenas às armaduras das lajes;
- com a redução das operações de corte e eliminação de estribos, há uma maior racionalização do uso das armaduras, com melhor aproveitamento dos vergalhões e menores desperdício;

- haverá uma maior facilidade de inspeção e conferência.

A concretagem é facilitada por existirem poucos recortes, os quais, quando presentes, dificultam o acesso a determinadas regiões, mesmo de vibradores; assim é reduzida a probabilidade de aparecimento de falhas (vazios, ninhos), melhorando o acabamento final.

Com a simplificação das fôrmas, armaduras e concretagem, é possível obter-se estruturas com ótimo acabamento, dispensando revestimentos. No caso deles serem necessários, com a ausência das vigas a superfície a ser revestida é diminuída; também as dificuldades para revestir superfícies planas são menores. A redução do consumo de materiais e mão-de-obra é consequência direta.

Na concretagem de sistemas convencionais onde haja grande incidência de vigas, pode ser necessário um concreto mais fluido do que no caso de lajes sem vigas. Desse modo, a relação água-cimento do concreto dessas últimas pode ser menor e, para uma mesma resistência, a quantidade de cimento por metro cúbico de concreto é reduzida.

Se em uma determinada região houver, por imposição de um código de obras, a limitação da altura de um edifício, as lajes sem vigas possibilitam a diminuição da altura total ou o aumento do número de pavimentos (VASCONCELOS, 1988).

O projeto e a execução de instalações são facilitados, pois diminui a quantidade de curvas e elimina a perfuração de vigas, com as seguintes implicações positivas:

- menor quantidade de condutos e fios necessários;
- menor incidência de cortes e emendas e, portanto, menor desperdício de material;
- redução da mão-de-obra;
- melhor qualidade do produto final, diminuindo e simplificando reparos e correções necessários ao início de operação;
- modificações futuras são facilitadas, assim como a manutenção;
- racionalização das tarefas, permitindo também o emprego de “kits” hidráulicos e elétricos;
- possibilidade de perfuração da laje para passagem de tubulação, bem como a presença de dutos em seu interior, devido à maior capacidade de redistribuição de esforços, desde que com conhecimento de projetista.

Na melhoria das condições de habitabilidade o sistema estrutural de lajes sem vigas também apresenta certas vantagens em relação aos demais, pois a ausência de vigas facilita a insolação e ventilação dos ambientes, diminuindo a umidade e tornando os ambientes mais saudáveis, o que é desejável tanto no caso de depósitos como no caso de habitações. Por outro lado, nos tetos lisos e planos diminuem as regiões recortadas que são propícias ao acúmulo de poeira e insetos, melhorando a higiene, facilitando e reduzindo as operações de limpeza e manutenção.

Em função das simplificações das tarefas de execução de fôrmas, armaduras, concretagem e instalações, há uma considerável redução no tempo de construção da estrutura e do edifício.

2.3 DESVANTAGENS DAS LAJES COGUMELAS

A eliminação das vigas introduz algumas desvantagens que devem ser analisadas, pois são importantes e podem inviabilizar o uso das lajes-cogumelo em certas situações. As desvantagens que possuem maior relevância são a instabilidade global do edifício, os deslocamentos transversais das lajes e o problema principal a ser analisado, que é o da punção.

Segundo FIGUEIREDO FILHO (1989), no caso de edifícios altos, a ausência de vigas diminui a estabilidade global devido às ações horizontais tornando-se necessário vincular as lajes em núcleos rígidos ou paredes estruturais, como poços de elevador ou escadas.

O deslocamento transversal no meio do vão das lajes sem vigas é maior do que aquele encontrado nas lajes sobre vigas e no caso de painéis externos há um deslocamento no centro do vão das bordas exteriores das lajes considerando-se que estas lajes possuem a mesma rigidez em ambos os sistemas estruturais.

A punção das lajes é um dos problemas principais que se dá na ligação entre o pilar e a laje sendo esta geralmente a região mais crítica desses sistemas estruturais em termos de resistência, pois aí atuam forças cortantes de altas intensidade, que podem ocasionar a ruína.

2.4 SISTEMAS ESTRUTURAIS ASSOCIADOS AS LAJES-COGUMELO

As lajes-cogumelo podem estar associadas a outros sistemas estruturais de forma a se buscar ampliar o seu campo de aplicação diminuindo algumas de suas restrições.

2.4.1 LAJES-COGUMELO ALIVIADAS

As lajes-cogumelo podem ser aliviadas de modo que o seu peso próprio seja diminuído, levando a uma redução do consumo de concreto e proporcionando um alívio nos esforços solicitantes tornando-as mais econômicas. As zonas aliviadas não devem incluir a região dos apoios, pois aí há uma grande concentração de esforços, principalmente os de cisalhamento.

As lajes aliviadas são empregadas principalmente nos casos em que as ações ou vãos exigem lajes de grande espessura, caso das lajes-cogumelo nervuradas ilustrada na Figura 2.2.

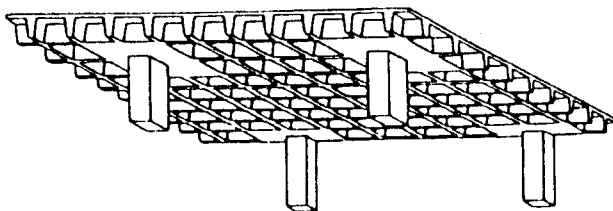


Figura 2.2 - Laje-cogumelo nervurada (NEVILLE, 1983)

2.4.2 LAJES-COGUMELO PROTENDIDAS

A associação da protensão às lajes-cogumelo permite a utilização de vão maiores que os usuais, criando um espaço interno mais funcional com pouca obstrução pelos pilares, proporcionado também uma redução na espessura.

Outras vantagens que o uso da protensão proporciona às lajes-cogumelo são:

- reduz as tensões de tração provocadas pela flexão e, conseqüentemente, a estrutura apresenta melhor comportamento com relação à fissuração;
- as deformações decorrente do peso próprio podem ser totalmente eliminadas, conduzindo a menores deformações finais;

Na Figura 2.3 apresentam-se as relações, nas quais a protensão equilibra a carga permanente no caso de uma laje-cogumelo com vãos aproximadamente iguais.

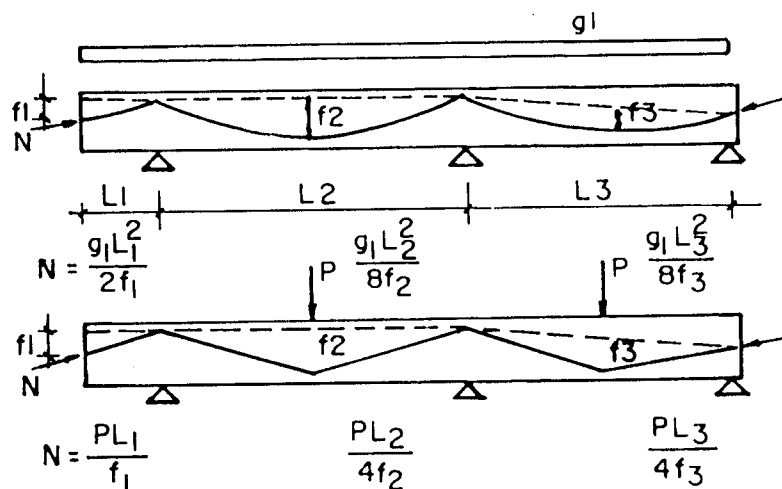


Figura 2.3 - Relações entre protensão e carga permanente (SCHMID, 1993)

2.4.3 LAJES-COGUMELO COM VIGAS NAS BORDAS

Este tipo de sistema apesar de prejudicar algumas das vantagens oferecidas pelas lajes-cogumelo melhora o seu desempenho seguintes pontos:

- a) as vigas de borda melhoram o comportamento de edifício quanto à sua estabilidade global;
- b) é nas bordas livres que os deslocamentos transversais são maiores e mais perceptíveis, devida à falta de continuidade da laje;
- c) as vigas eliminam o problema do puncionamento da laje na região dos pilares de canto e de extremidade.

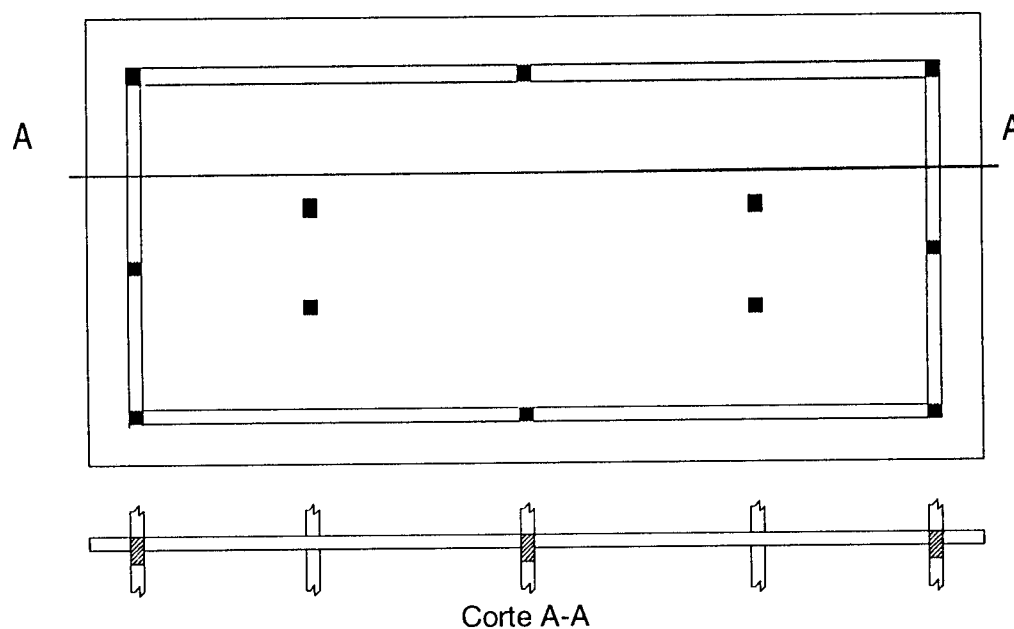


Figura 2.4 - Laje-cogumelo com vigas nas bordas

2.4.4 ASSOCIAÇÃO COM SISTEMAS PRÉ-MOLDADOS

As lajes-cogumelo podem estar relacionadas com sistemas pré-moldados, principalmente constituídos de pilares e lajes parcialmente pré-moldadas (EL DEBS, 1992).

Outra forma de associação é aquele denominado de “Lifted-Up Slabs” ou de “placas ascendentes”, método que tem como princípio o de concretar todos os andares em camadas ao nível do solo, uma sobre as outras, com aberturas nas posições dos pilares já previamente colocados e, a seguir, as lajes são levantadas e colocadas nas suas posições definitivas, conforme mostrado na Figura 2.5.

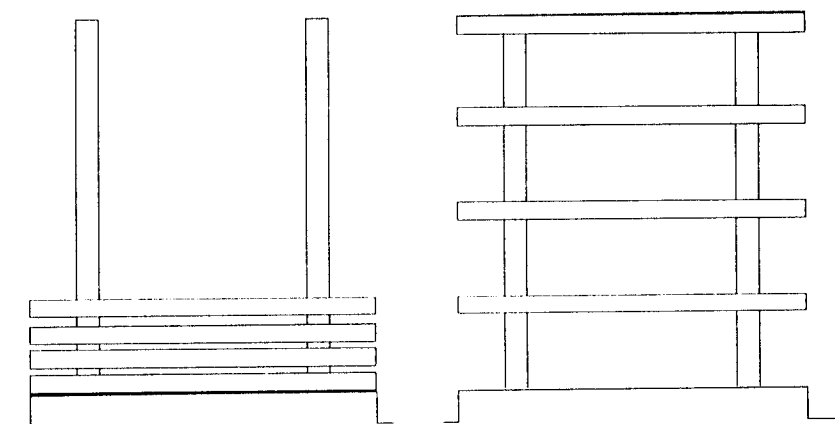


Figura 2.5 - "Lifted-Up Slabs"

2.5 TIPOS DE RUÍNA

Conforme BRANCO (1989), a ruína das lajes-cogumelo pode ocorrer através de três maneiras: flexão, punção e flexão associada à punção.

2.5.1 RUÍNA POR FLEXÃO

“A ruína por flexão pode se dar pelo esmagamento do concreto comprimido ou pela deformação plástica excessiva da armadura de tração. Geralmente, os elementos submetidos à flexão são projetados para que a ruína ocorra com escoamento do aço, caracterizando, desta forma, uma ruína do tipo dúctil”.

2.5.2 RUÍNA POR PUNÇÃO

“Na ruína por punção, sendo a força cortante predominante, a laje se rompe antes que a capacidade resistente de flexão seja atingida, provocando uma ruína abrupta que, por não fornecer qualquer aviso prévio, é extremamente perigosa”.

2.5.3 RUÍNA POR FLEXÃO ASSOCIADA À PUNÇÃO

“Para este caso específico, tanto o momento fletor quanto a força cortante têm ação significativa na ruína da ligação que, influenciada pelo momento fletor, apresenta ductilidade, ou seja, capacidade para grandes deformações”.

2.6 MÉTODOS DE CÁLCULO

2.6.1 MÉTODO DIRETO

Neste método os momentos são determinados a partir de um momento total de referência, calculado para cada painel nas duas direções. Esse momento total de referência, é transformado, por meio de coeficientes, em um momento de referência positivo e dois negativos nas seções central e dos apoios respectivamente; em seguida os momentos nas seções são divididos entre as faixas dos pilares e centrais de cada painel.

O método direto consiste em procedimentos que possibilitam a determinação de forma simples e rápida dos esforços de flexão em lajes e vigas de um painel, sem considerar as dimensões e cargas dos vãos restantes. Ele se aplica a sistemas de lajes armadas em duas direções, tanto para aqueles com vigas ou com vigas só nas bordas dos pavimentos. A utilização do método envolve três passos fundamentais:

- a) determinação de um momento total de referência M_0 ;
- b) transformação do momento M_0 em momentos de referência negativos nas seções A e C na face dos apoios e positivo na seção B no meio do vão (Figura 2.6)
- c) distribuição dos momentos positivo e negativos de referência para as faixas de laje que contém os pilares, para as centrais e para as vigas, se houver (Figura 2.6)

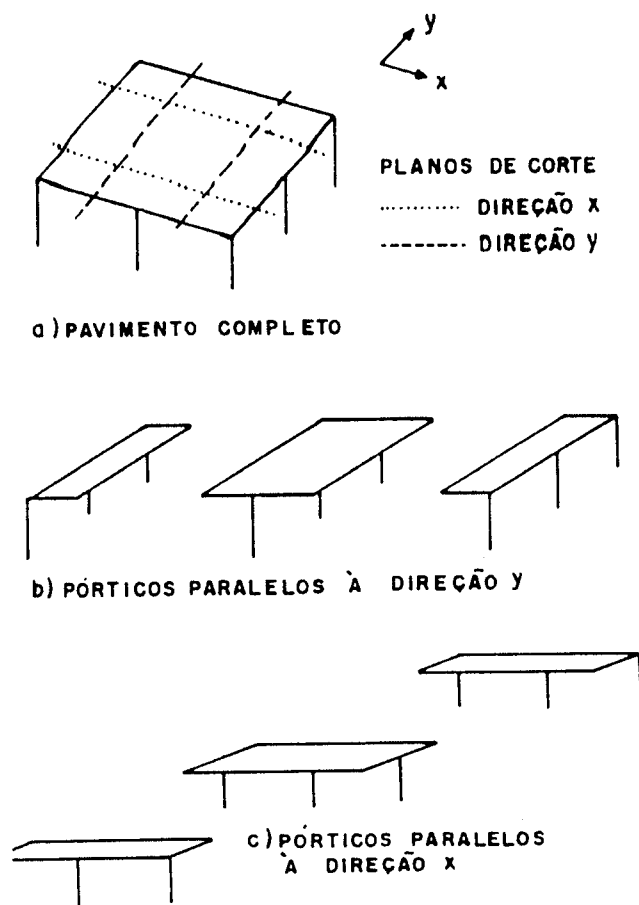


Figura 2.7 - Divisão de um pavimento em pórticos paralelos às direções x e y
(Figueiredo Filho, 1989)

2.6.3 ANALOGIA DE GRELHAS

Segundo Figueiredo Filho (1989), o método de analogia de grelhas não é muito difundido entre os projetistas de estruturas, o processo consiste em substituir uma placa por uma malha equivalente (Figura 2.8) de vigas (grelha análoga).

As cargas distribuídas se dividem entre as vigas de acordo com a área de influência de cada uma; não causa diferença admitir uniformemente carregadas apenas as vigas em uma direção, com a carga total. Cargas concentradas que não possam ser consideradas como distribuídas devem ser aplicadas diretamente às vigas ou aos nós, adequando-se a malha. As rigidezes à torção da placa nas duas direções são tratadas na análise como concentradas nas vigas longitudinais e transversais do reticulado equivalente.

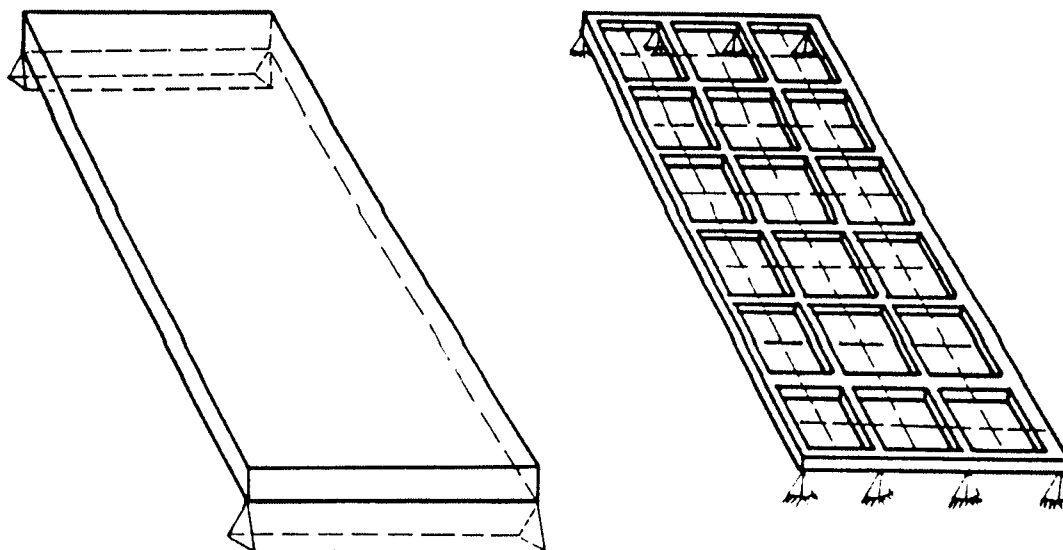


Figura 2.8 - Placa e grelha análoga

Idealmente, rigidezes das vigas devem ser tais que quando a placa e o reticulado equivalente são submetidos ao mesmo carregamento, as duas estruturas se deformem de modo idêntico; momentos fletores, forças cortantes e momentos torçores em qualquer viga da malha devem ser iguais às resultantes dos esforços na seção transversal da parte da laje que a viga representa. Esse ideal pode, de fato, ser apenas aproximado, em razão das diferenças características dos dois tipos de estruturas, mas se cuidados forem tomados na definição da malha e se às barras forem conferidas propriedades adequadas, os dois sistemas se comportarão de modo bastante próximo nas situações usuais de malha uniformes.

2.6.4 MÉTODOS NUMÉRICOS

Com o avanço dos microcomputadores e o desenvolvimento de métodos numéricos utilizados para calcular os esforços solicitantes, como, por exemplo, a Analogia de Grelha, o Método dos Elementos Finitos e o Método dos Elementos de Contorno, os resultados teóricos passaram a ser bastante satisfatórios quando comparados com os resultados experimentais.

Método dos Elementos Finitos tem sido bastante difundido tanto no meio científico, como no meio técnico. Os softwares SAP-90, LUSAS, STRAP e ROBOBAT são exemplos deste fato (MELGES, 1995). Porém este método

apresenta o inconveniente de, no caso de sua utilização para simular lajes-cogumelo, necessitar de uma malha de elementos muito densa na região do apoio.

Já o processo da Analogia de Grelha apresenta, em muitos casos, resultados com precisão superior à do Método dos Elementos Finitos, para malhas com densidade de nós de até oito vezes menor (BRANCO, 1989).

“O Método dos Elementos de Contorno, embora não tendo a sua aplicação tão difundida quanto o Método dos Elementos Finitos, apresenta vantagens significativas no que diz respeito à sua entrada de dados, uma vez que, no Método dos Elementos de Contorno, é necessário apenas delinear a estrutura com nós” (MELGES, 1995), como mostra a Figura 2.9.

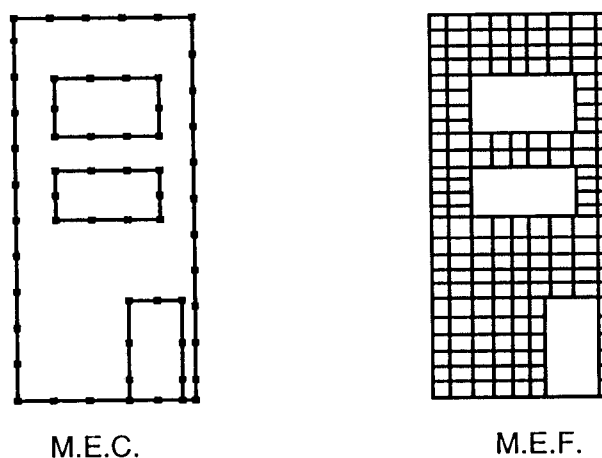


Figura 2.9 - Método dos Elementos de Contorno x Método dos Elementos Finitos
(MELGES, 1995)

3 PUNÇÃO

3.1 ANÁLISE DO FENÔMENO DA PUNÇÃO

O fenômeno da punção é basicamente a perfuração que ocorre numa placa devido as forças concentradas ou agindo em pequenas áreas. No caso das lajes-cogumelo é o pilar que aplica, uma força concentrada de alta intensidade, diretamente na laje causando a perfuração da mesma e, conseqüentemente a ruína da estrutura. Essa ruína ocorre de forma de uma ruptura frágil e abrupta, sem qualquer aviso prévio, impossibilitando a tomada de medidas preventivas.

Conforme FIGUEIREDO FILHO (1989) na região da ligação da laje com o pilar, além da força cortante, pode ocorrer também a ação de grandes momentos fletores, que só não causam problemas em pilares interiores de lajes simétricas, carregadas também simetricamente e que não estão sujeitas a esforços laterais, já que os momentos na laje se auto equilibram.

No caso de pilares interiores e lajes carregadas simetricamente, foi observado por diversos autores que primeiramente surgem fissuras radiais e, algumas fissuras circulares para elevados estágios de cargas, sendo que a partir da mais externa destas é que se desenvolvem as superfícies de ruptura por cisalhamento em torno da carga ou pilar. Esta ruptura se caracteriza por um movimento predominantemente vertical da laje dando origem a formação de uma superfície tronco-cônica ou tronco-piramidal, como mostra a Figura 3.1, dependendo da seção transversal do pilar, partindo do contorno da área carregada, na face da placa e se estendendo até a outra face, com uma inclinação de aproximadamente 30° a 35° em relação ao plano da laje.

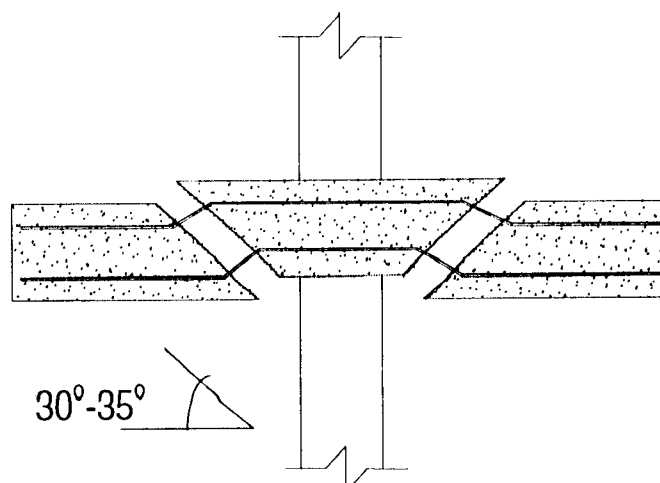


Figura 3.1 - Punção

SHEHATA³ (apud STUCCHI & KNAPP, 1993) descreve o comportamento observado em ensaios, descrito a seguir:

“Os danos típicos visíveis nas lajes ensaiadas, anteriormente à ruptura, foram fissuras radiais, as quais começaram quase que no centro das lajes e se estenderam na direção do perímetro das mesmas, dividindo assim as lajes em segmentos radiais. Momento antes da ruptura, algumas fissuras tangenciais na região da punção apareceram, indicando a formação de uma fissuração inclinada interna causada pela tração diagonal.”

“Flechas das lajes ensaiadas, na direção radial, apresentaram perfil quase linear, indicando assim a rotação dos segmentos da laje como corpos rígidos. Este comportamento é também confirmado pelas deformações específicas do aço e do concreto medidas na direção tangencial ao longo do raio das lajes, as quais foram proporcionais a $1/r$ (SHEHATA, 1992 e KINUNNEN e NYLANDER, 1960).”

“Em todos os casos, a ruptura por punção foi brusca com perda de quase dois terços da carga máxima atingida. Só em algumas lajes houve sinais de esmagamento do concreto perto da coluna nos instantes que precederam a ruptura. A resistência residual é atribuída ao efeito de membrana da malha de aço no lado tracionado da laje e do aço que porventura atravessa a coluna no lado comprimido.”

³ SHEHATA, I. A. M. (1993) **Punção em lajes**. In.: *Colóquio sobre estruturas de concreto*, 6. Apud STUCCHI, F. R.; (1993) **Punção em lajes**. In.: *Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto*, 3., São Paulo. Anais. p.209-232.

3.2 PARÂMETROS QUE INTERFEREM NA PUNÇÃO

Na punção existem alguns parâmetros que podem influir na resistência das ligações laje-pilar, relacionados a seguir.

- a) espessura da laje;
- b) dimensões e forma da seção transversal dos pilares;
- c) resistência do concreto;
- d) relação momento fletor/força cortante na ligação laje-pilar;
- e) taxa de armadura de flexão da laje;
- f) presença ou não da armadura transversal de combate à punção.

Segundo MELGES (1995) estes parâmetros podem variar em função do critério a ser adotado para o cálculo. No caso do CEB/90, este admite que a ruína por punção seja uma ruína tipo frágil e que a resistência ao cisalhamento das lajes depende, principalmente, da resistência à tração diagonal do concreto, do embricamento do agregado ao longo das fissuras, do efeito pino da armadura de flexão e do efeito favorável da compressão na biela inclinada.

Conforme FUSCO (1981) nas peças sem armadura transversal, a resistência a esforços transversais decorre da possibilidade de serem mobilizados diferentes esquemas resistentes alternativos, que não os de treliça.

Nas peças não fissuradas, as forças cortantes podem ser transmitidas de uma seção para outra por meio de tensões de cisalhamento. Macroscopicamente as tensões atuantes podem ser admitidas com distribuições análogas às que ocorrem nos materiais homogêneos.

No caso de peças curtas, para as quais a relação L/h do vão para a altura não é muito grande, as cargas podem ser transmitidas diretamente para os apoios, por meio do arqueamento dos esforços internos.

Quando a peça está fissurada, mas as fissuras têm entre si um afastamento ainda significativo, em lugar do esquema de treliça, com bielas diagonais articuladas no banzo comprimido, tem-se um sistema em que os consolos transversais delineados pelas fissuras tendem ao engastamento no banzo comprimido.

Nos consolos transversais, acima da extremidade superior das fissuras, as tensões de tração obviamente já caíram abaixo da resistência à tração do concreto.

Deste modo, as forças transversais podem ser transmitidas, de uma seção à outra, pela mobilização de tensões de tração nas regiões não fissuradas do concreto.

Porém esta transmissão de esforços somente poderá ser eficiente quando as fissuras estiverem suficientemente afastadas entre si, para que os consolos transversais de concreto tenham dimensões compatíveis com as forças cortantes a serem transmitidas.

Nas peças fissuradas, ao longo das fissuras do concreto existe o engrenamento dos agregados, particularmente dos grãos do agregado graúdo. Este engrenamento permite que haja a transmissão de forças obliquas às fissuras, através das próprias fissuras. A transmissão de esforços permitida pelo engrenamento dos agregados amplia a zona colaborante do concreto tracionado que transfere as forças cortantes, de uma seção às seções adjacentes mais próximas do apoio, aumentando-se deste modo a resistência da peça a esforços cortantes, como ilustrado na Figura 3.2.

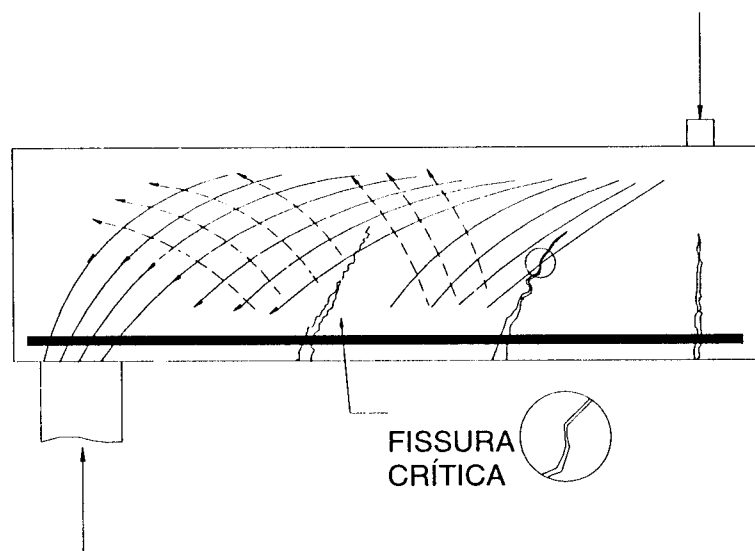


Figura 3.2 - Engrenamento dos agregados (FUSCO, 1981)

A maior rigidez do aço em relação ao concreto faz com que as barras da armadura longitudinal funcionem como pinos de ligação que solidarizam os diferentes trechos separados pelas fissuras do concreto. Como mostra a Figura 3.3, este efeito de pino (dowell effect, effect de goujon) amplia a região de concreto colaborante na transmissão das forças cortantes.

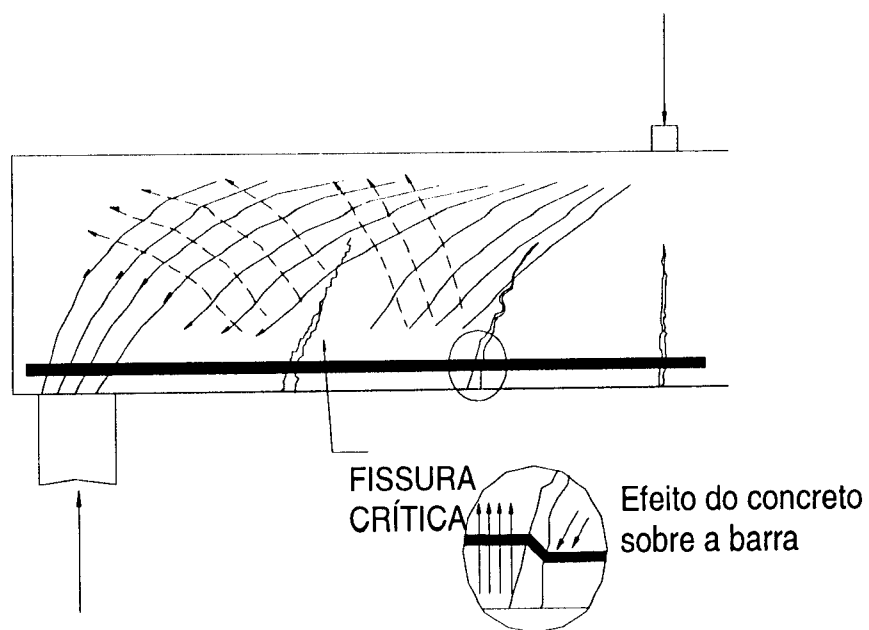


Figura 3.3 - Efeito de pino (FUSCO, 1981)

A resistência a forças cortantes das lajes decorre portanto da ação conjugada de todos os fenômenos aqui descritos.

3.3 SUPERFÍCIE DE RUÍNA

No caso dos pilares internos, com lajes e carregamentos simétricos (casos simétricos), apresenta-se uma superfície de ruína tronco-cônica ou tronco-piramidal partindo do contorno da área carregada e se estendendo até a outra face, com uma inclinação entre 30° a 35° em relação ao plano médio da laje.

Esta superfície pode variar em função de dois parâmetros: posição do pilar e presença de armaduras de combate à punção (MELGES, 1995).

3.3.1 COM RELAÇÃO À POSIÇÃO DO PILAR

No caso dos pilares de borda e de canto (casos assimétricos), a superfície de ruína se altera junto às bordas livres, permanecendo junto ao canto e junto às faces internas dos pilares com a mesma forma dos casos simétricos. Esta alteração na superfície de ruína se deve principalmente, à presença de momentos torçores e fletores na ligação. A Figura 3.4 ilustra melhor estas superfícies de ruína.

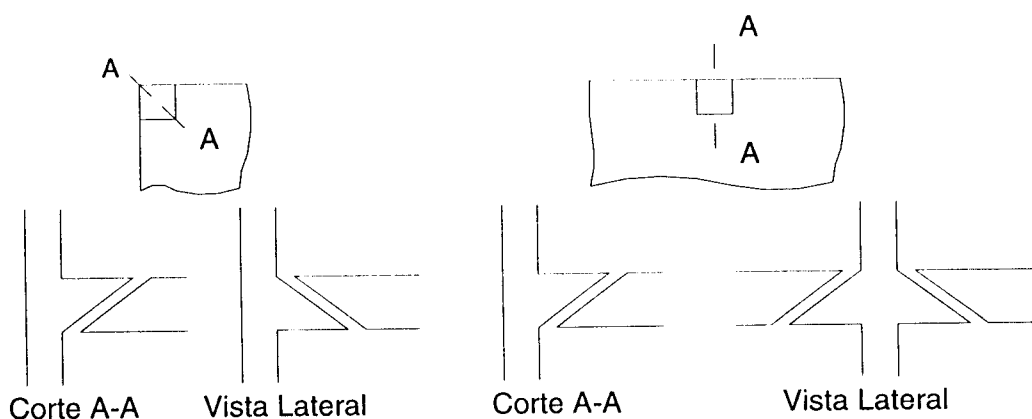


Figura 3.4 - Superfícies de ruína para pilares de canto e de borda (FIGUEIREDO FILHO, 1989)

Os casos de pilares de bordas e cantos são os mais críticos, segundo FIGUEIREDO FILHO (1989), pois aí os momentos fletores não balanceados são

elevados, a área em torno do pilar em contato com a laje é menor e há torção nas bordas da laje junto da ligação com os pilares.

Os momentos fletores não balanceados acontecem principalmente devido a:

- esforços laterais causados pelo vento e movimentos sísmicos;
- espaçamentos desiguais de pilares, produzindo painéis consecutivos de diferentes dimensões;
- cargas acidentais, ou mesmo permanentes, diferentes em painéis adjacentes;
- esforços produzidos por recalques diferenciais, variações de temperatura, retração e deformação lenta;
- pilares colocados nas bordas e nos cantos das lajes.

Diversos pesquisadores concluíram que a transferência destes momentos da laje para os pilares causa a diminuição no valor da resistência das ligações à força cortante, devida às fissuras provocadas pela flexão.

3.3.2 COM RELAÇÃO À PRESENÇA DE ARMADURA TRANSVERSAL

As superfícies de ruína por punção mais comuns de serem observados numa laje armada a cisalhamento, segundo GOMES (1991), são apresentadas na Figura 3.5 e descritas a seguir:

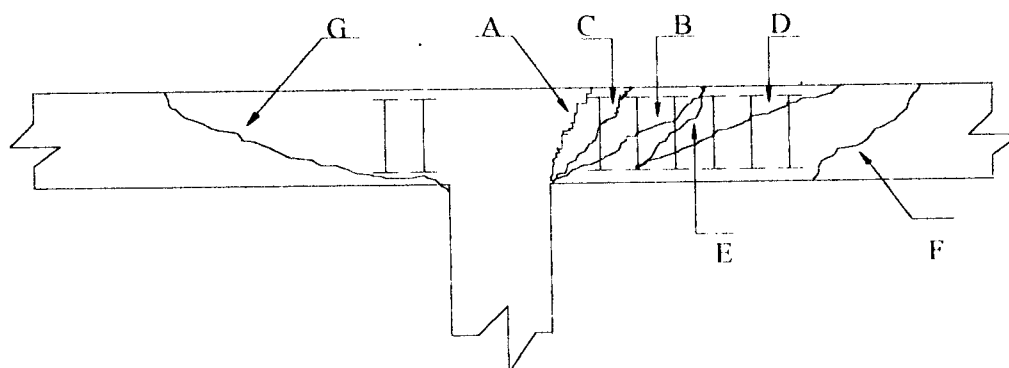


Figura 3.5 - Superfícies prováveis de ruína (GOMES, 1991)

- A) entre o pilar e a camada mais interna da armadura de cisalhamento;
- B) atravessando a região da armadura de cisalhamento com a mesma inclinação que se obteria em uma laje sem armadura de cisalhamento, partindo do pilar;
- C) a mesma que em B mais com uma inclinação maior;
- D) atravessando a região da armadura de cisalhamento com a mesma inclinação que ocorreria numa laje sem armadura de cisalhamento e partindo de um ponto afastado do pilar
- E) é a mesma que em D, porém mais inclinada;
- F) além da região armada a cisalhamento;
- G) passando por baixo dos elementos da armadura de cisalhamento.

Os resultados dos ensaios mostraram que, quando a armadura de cisalhamento possui uma ancoragem adequada nos níveis superior e inferior da armadura, evita-se que a superfície de ruptura passe por baixo desta (tipo G). Além disso, se for mantida por toda a laje a mesma resistência do concreto, adotada a mesma área e resistência da armadura de cisalhamento nas diversas linhas e mantido constante o espaçamento entre as mesmas, abaixo de um certo valor, não há nenhum motivo para que a superfície de ruptura atravessando a região armada a cisalhamento e afastada da face do pilar (tipo D e E) exista.

Basicamente dois tipos de superfície de ruptura devem ser considerados. As superfícies de ruptura que têm início na face do pilar e aquelas cujo início ocorre além da região da armadura de cisalhamento (STUCCHI & KNAPP, 1993).

3.4 FORMAS DE AUMENTAR A RESISTÊNCIA DA LIGAÇÃO LAJE-PILAR

Basicamente existem três formas de se aumentar a resistência das ligações laje-pilar à punção, segundo MELGES (1995): utilizando capitéis e/ou “drop panels”, aumentando o valor da resistência do concreto, ou ainda, utilizando armaduras de cisalhamento.

A utilização de capitéis e os “drops panels” é uma opção frequentemente indesejável do ponto de vista arquitetônico e econômico, e que além disso, ela não fornece ductilidade (Figura 3.6).

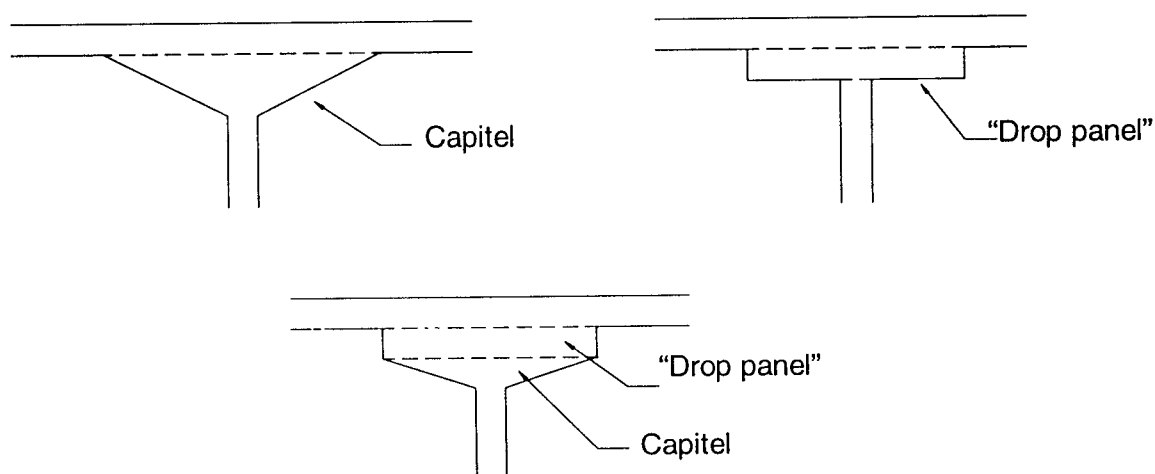


Figura 3.6 - Capitéis

O aumento da resistência do concreto nem sempre é suficiente para elevar o nível de resistência da ligação, sendo mais indicado o uso de armaduras, pois, além de elevar o valor da resistência da ligação laje-pilar, fornece-lhe ductilidade.

3.5 ARMADURAS DE COMBATE À PUNÇÃO

Com a evolução das pesquisas, ensaios mostram que a utilização de armaduras de punção contorna o problema da punção.

Conforme mostrado por TAKEYA⁴ (apud MELGES, 1995), os seguintes tipos de armadura e reforços podem ser utilizados no combate à punção.

3.5.1 PLACA METÁLICA

A utilização de uma placa metálica tem, basicamente, a mesma finalidade que a utilização de um “drop panel” (Figura 3.7).

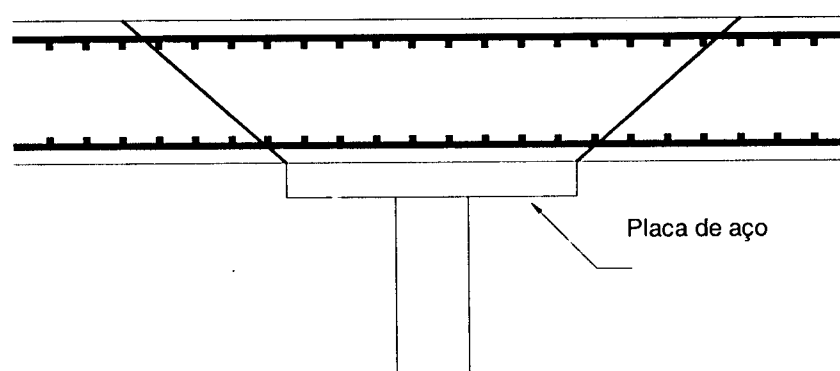


Figura 3.7 - Placa metálica

⁴ TAKEYA, T. (1981) **Estudo experimental da ruína de ligações laje - pilar em bordas de lajes - cogumelo.** São Carlos. Dissertação (mestrado), EESC-USP. apud MELGES, J. L. P. (1995) **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental.** São Carlos. Dissertação (mestrado), EESC-USP.

3.5.2 ESTRIBOS

Os estribos podem ser abertos em forma de gancho ou fechados em forma de retângulos. Os estribos retangulares podem ainda estar associados entre si (Figura 3.8).

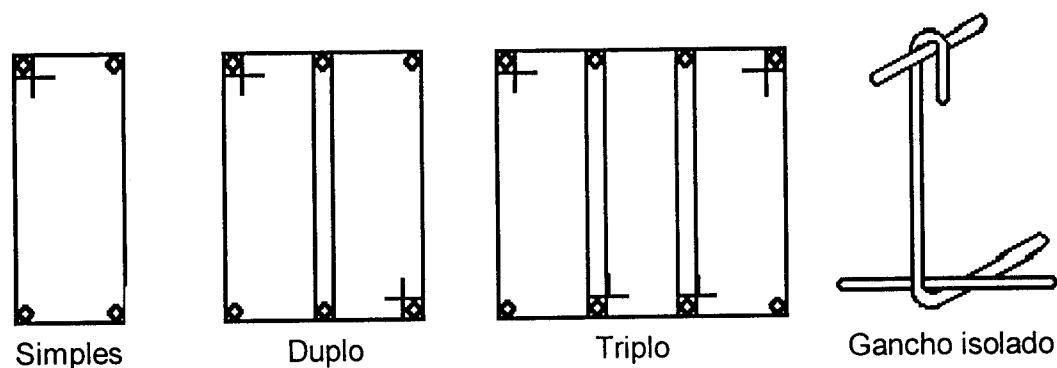


Figura 3.8 - Tipos de estribos

Os estribos podem estar inclinados ou não (Figura 3.9).

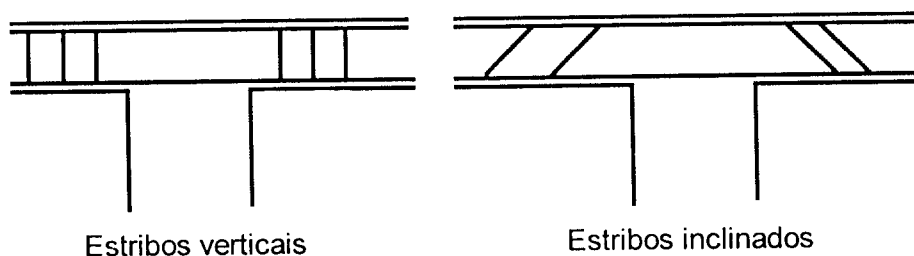


Figura 3.9 - Inclinação dos estribos

Segundo ensaios realizados por TAKEYA (1981) e MARTINELLI (1974), o desempenho dos ganchos foi considerado satisfatório. Os ganchos possuem a vantagem de não interferir nas armaduras de flexão da laje e nem na dos pilares, sendo de fácil montagem e execução. Porém, os ensaios confirmaram que para este tipo de armadura de punção, deve-se garantir que não haja folga entre os ganchos e as faces superiores da armadura de flexão (Figura 3.10), que estão lhe servindo de apoio, para a sua devida ancoragem; caso contrário, toda a sua eficácia estará comprometida, bem como a segurança da ligação.



Ancoragem correta

Ancoragem incorreta

Figura 3.10 - Detalhe da ancoragem dos ganchos

Outra dificuldade que aparece com o uso destas armaduras é onde ancorá-las, principalmente em lajes com espessura pequena. Este problema pode ser resolvido através da ancoragem desses estribos nas armaduras longitudinais de flexão superiores e inferiores. Nos ensaios feitos por MARTINELLI (1974) e TAKEYA (1981), como não existia uma armadura inferior, os estribos foram ancorados no prolongamento da armadura negativa, como indicado na Figura 3.11.

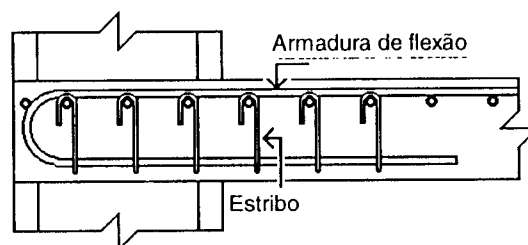


Figura 3.11 - Ancoragem dos estribos

3.5.3 BARRAS DOBRADAS

Estas barras seriam o prolongamento da armadura negativa de flexão e estariam sendo ancoradas na face inferior da laje (Figura 3.12). Além da ancoragem dessas barras ser um problema para o caso de lajes com pouca espessura, o seu uso é inadequado para ligações de laje com pilares de borda e de canto. Estudos realizados por MARTINELLI (1974) e TAKEYA (1981) comprovam

que, nessas regiões, a disposição das barras dobradas é paralela à superfície de ruína observada nas bordas da laje.

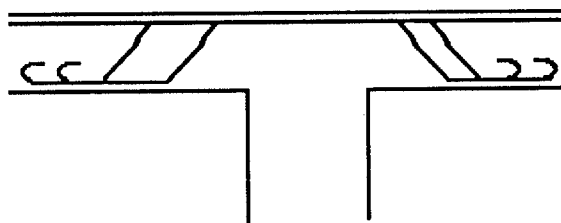
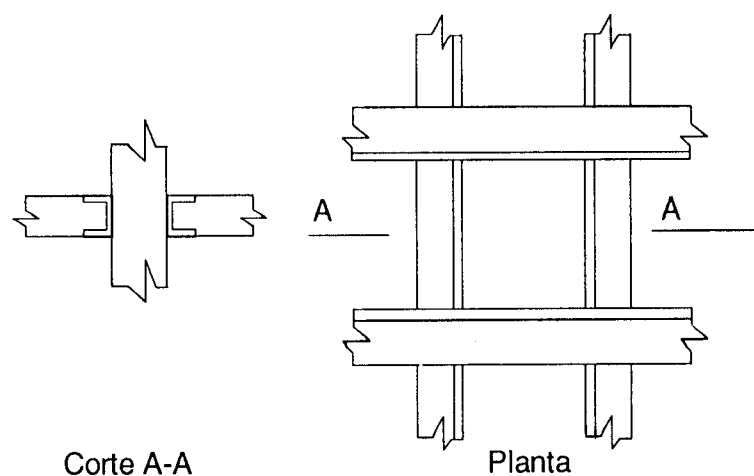


Figura 3.12 - Barras dobradas

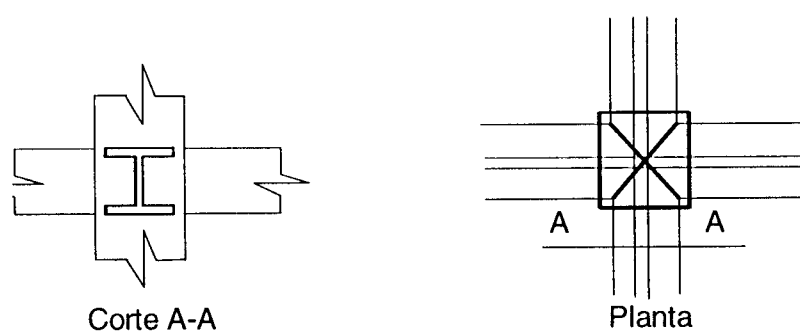
Através de análise de lajes carregadas simetricamente, com e sem armadura de punção, TAKEYA (1981), PARK & ISLAM (1976), chegaram às seguintes conclusões: o uso de barras dobradas aumenta a resistência da laje, mas não a ductilidade; já o uso de estribos fechados ancorados nas barras de flexão proporciona, além de um aumento na resistência da ligação, um considerável aumento na ductilidade.

3.5.4 “SHEARHEADS”

“Shearheads” são perfis metálicos embutidos na laje e posicionados na cabeça do pilar (Figura 3.13). O uso deste tipo de reforço aumenta a resistência da ligação laje-pilar e também dentro de certos limites proporciona um aumento de ductilidade (PARK & ISLAM, 1976).



a) perfis metálicos tipo "U"



b) perfis metálicos tipo "I"

Figura 3.13 - "Shearheads" (MELGES, 1995)

GONÇALVES (1986) constatou que a carga de ruína para pilares de borda foi menor que a dos modelos sem qualquer tipo de armadura transversal. Observou também que além dos "shearheads" interferirem na armadura do pilar e nas armaduras de flexão em lajes de pouca espessura, apresenta um custo elevado, sendo indicado apenas para pilares internos.

Convém destacar que o uso de "shearheads" é muito comum nos Estados Unidos.

3.5.5 CONECTORES TIPO PINO

O uso de conectores tipo pino, com extremidades alargadas, é recomendado pelo TEXTO BASE DA NB1/94, em fase de projeto, e apresenta as seguintes vantagens, mencionadas por FIGUEIREDO FILHO (1989) e aqui transcritas:

- são fáceis de instalar, mesmo em lajes relativamente finas;
- não interferem na colocação e posicionamento das armaduras dos pilares e de flexão das lajes;
- possibilitam ancoragem satisfatória nas duas extremidades, de modo que a armadura atinja toda a sua capacidade resistente antes da ruptura;
- aumentam a resistência e a ductilidade da ligação.

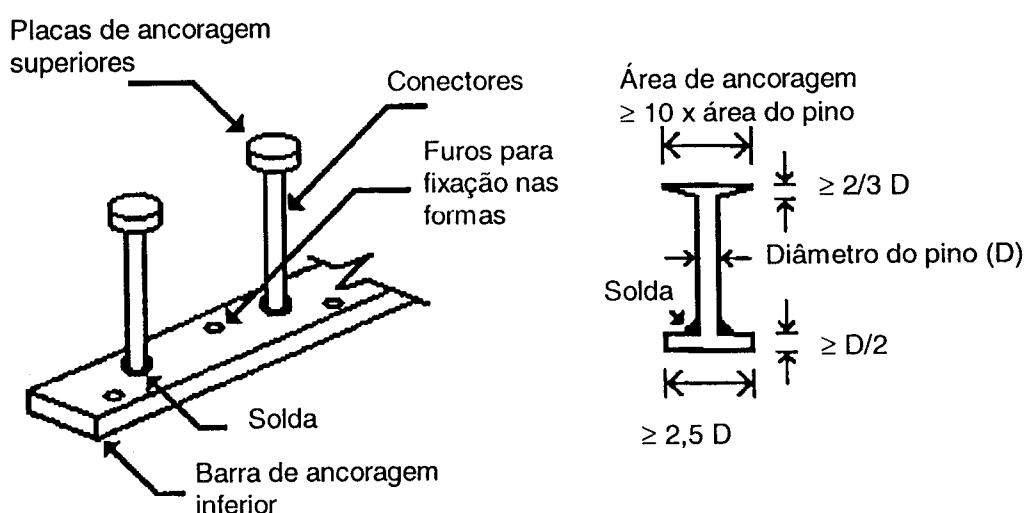


Figura 3.14 - Detalhe dos conectores (FIGUEIREDO FILHO, 1989)

Para que ancoragem seja efetiva, deve-se garantir que a armadura de flexão negativa esteja abaixo da chapa de ancoragem superior do conector.

3.5.6 SEGMENTOS DE PERFIS METÁLICOS

Ao invés de conectores tipo pino, podem ser utilizados pequenos segmentos de perfis metálicos de seção transversal tipo "I", conforme mostrado por FIGUEIREDO FILHO (1989). Este tipo de armadura, apesar de ser adequado segundo o ponto de vista da ancoragem do elemento na laje, não é recomendado segundo o ponto de vista de produção e de economia.

3.5.7 FIBRAS DE AÇO

A melhoria no desempenho de elementos de concreto submetidos a solicitações tangenciais com a introdução de fibras tem sido registrada por diversos pesquisadores, pelo aumento da capacidade resistente e, eventualmente, pela alteração da forma de ruptura.

Com base em ensaios, SWAMY & ALI (1982) chegaram à conclusão de que, apesar do uso de armaduras de cisalhamento ser mais eficiente que o uso de fibras, o tempo para realizar a montagem e execução da armadura na laje é significativamente maior que o tempo para preparar o concreto com fibras. Além disto, a presença de fibras proporciona uma maior ductilidade à ligação.

Segundo HARAJLI et al. (1994), as fibras de aço aumentam a resistência à punção das lajes. Adicionando-se em torno de 2% por fração de volume, de fibras de aço do tipo gancho, há um aumento de resistência ao cisalhamento nas lajes de 36%. A presença das fibras de aço nas lajes não somente proporciona uma considerável melhoria na ductilidade e na resistência ao colapso por cisalhamento, como também pode modificar o tipo de colapso, de punção pura para flexão pura, ou para um tipo combinado de punção-flexão.

3.6 MODELOS DE CÁLCULO

3.6.1 MODELO DA SUPERFÍCIE DE CONTROLE

Segundo MELGES (1995), o mais antigo modelo de cálculo e também o mais utilizado é aquele em que se calcula uma tensão nominal de cisalhamento em uma determinada superfície de controle e, a seguir, compara-se o seu valor com um determinado parâmetro de resistência do concreto. Este modelo é denominado de Modelo da Superfície de Controle.

Embora este método de cálculo pouco ou nada tenha a haver com a realidade do fenômeno físico, ele é bastante simples e, quando bem calibrado, conduz a consistentes e razoáveis predições. Além disso, ele é a base da maioria dos regulamentos que, por sua vez, diferem basicamente na definição da superfície de controle e na escolha no parâmetro de resistência. Entre alguns dos regulamentos que utilizam este modelo estão o Código Modelo CEB-FIP (1978), a NBR 6118/82, o ACI 318/89, o EUROCODE N^o2 (1992), a nova versão do Código Modelo CEB-FIP (1990) e o TEXTO BASE DA NB-1/94.

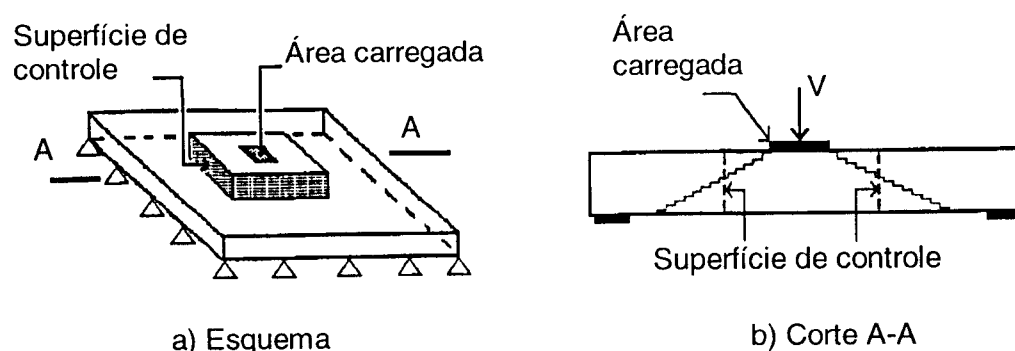


Figura 3.15 - Superfície de controle (MELGES, 1995)

O perímetro da seção crítica, ou superfície de controle, é definido como o lugar geométrico dos pontos situados a uma distância mínima da área carregada,

que é especificada em cada regulamento. Assim, se a área carregada for um quadrado, a seção crítica será um quadrado com os cantos arredondados.

A verificação da segurança quanto ao puncionamento é feita comparando-se a tensão nominal de cisalhamento atuante na seção crítica, com um parâmetro de resistência do concreto ao cisalhamento, usualmente medido em função da resistência característica à compressão.

3.6.2 MODELO MECÂNICO

Segundo BRANCO (1989) um modelo mecânico racional, para a ruptura de lajes por punção foi proposto por KINNUNEN e NYLANDER (1960). Foi baseado na observação de ensaios com elementos de lajes circulares, apoiadas no centro por um pilar circular e carregado na borda livre.

Com esse modelo, também conhecido como modelo sueco, os autores tentaram definir a influência da flexão no fenômeno do puncionamento, representando o complexo estado de tensões na vizinhança dos pilares.

Segundo o modelo proposto, a laje é suposta constituída de um elemento central tronco-cônico, confinado por setores circulares de laje, que são delimitados pelas fissuras radiais e circulares. Esses setores se apoiam na parte inferior, no topo do pilar, em uma casca cônica delgada (zona comprimida na flexão). Na parte superior, a ligação como cone de puncionamento é feita pela armadura de flexão da laje, conforme Figura 3.16. Cada setor está sujeito a um carregamento externo q_e e, internamente, aos seguintes esforços:

- N_1 - resultante dos esforços de tração nas armaduras que cruzam as fissuras circulares;
- N_2 - resultante dos esforços de tração nas armaduras que cruzam as fissuras radiais;
- N_c - resultante dos esforços de compressão no concreto;
- N_α - força de compressão sobre o elemento de casca cônica.

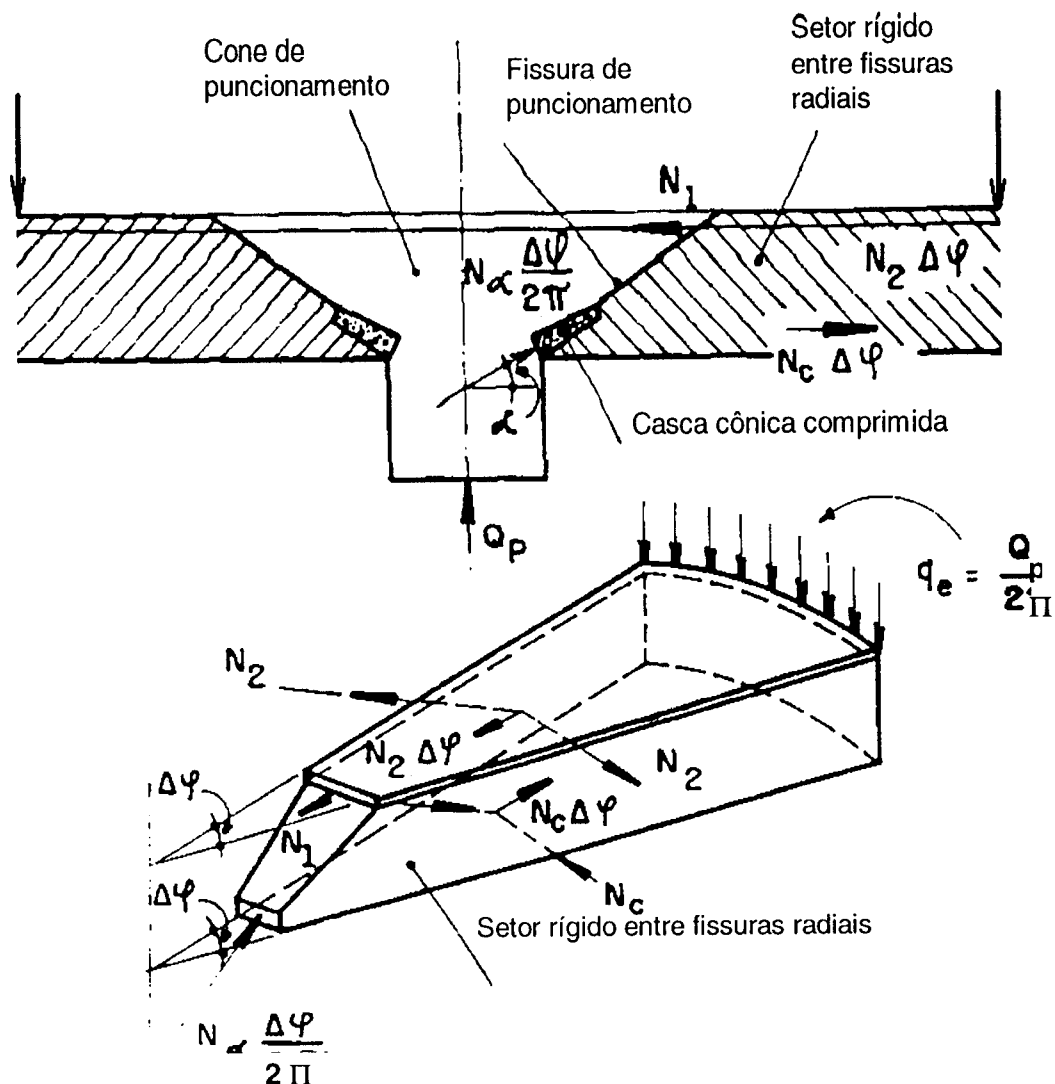


Figura 3.16 - Modelo mecânico (BRANCO, 1989)

Das condições de geometria e equilíbrio do conjunto, determina-se a carga de punção da laje.

O modelo sueco é capaz de prever a carga última de ruína, independentemente de que venha a ocorrer por flexão ou punção, fornecendo valores, continuamente, entre os dois tipos extremos de ruína. Além disso, diferentemente dos outros processos, também fornece uma previsão das deformações. Porém este modelo é muito complexo, e seu uso só se justificaria se os resultados por ele obtidos fossem mais exatos que os determinados por outras teorias.

3.6.3 OUTROS MODELOS

Existem ainda outros modelos denominados “racionais” e que são fundamentados pelos modelos constitutivos do concreto e do aço. Têm-se, como exemplos, a “Teoria de Nölting”, a Teoria Plástica e o “Modelo de Andra”. Além disso, atualmente, SHEHATA (1985) e GOMES (1991) também propuseram novos modelos de cálculo. No entanto, nenhum dos modelos mencionados obteve uma aceitação geral.

3.7 ANÁLISE DA PUNÇÃO PELAS NORMAS

Neste item são apresentadas as recomendações mais relevantes, que estão indicadas nas normas, TEXTO BASE NB1/94, EUROCODE N.2, CEB/90 e ACI 318/89, analisando-se exclusivamente o caso de pilar interno com carregamento concentrado e centrado para a verificação da resistência à punção. Também é apresentada a formulação para o cálculo da força resistente média dos modelos que foram ensaiados.

3.7.1 TEXTO BASE DA NB1-94

O modelo de cálculo é essencialmente empírico, correspondendo à verificação do cisalhamento numa superfície crítica.

Nos casos de carregamento simétrico:

$$\tau_{Sd} - \frac{F_{Sd}}{u_d} \leq \tau_{Rd} \quad (3.1)$$

onde:

d = altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' externo ao contorno C da área de aplicação da carga e deste distante $2d$ no plano da laje;

d = $(d_x + d_y) / 2$, sendo d_x e d_y as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u = perímetro de contorno crítico C' ;

u_d = superfície crítica;

F_{Sd} = carga ou reação concentrada de cálculo;

τ_{Sd} = tensão atuante de cálculo;

τ_{Rd} = tensão resistente de cálculo.

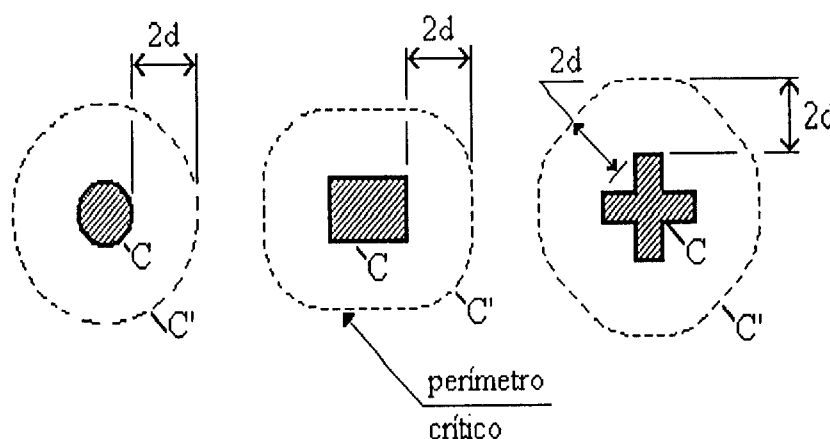


Figura 3.17 - Perímetro crítico em pilares internos

No Estado Limite Último é necessário fazer as seguintes verificações:

1) Verificação da compressão no concreto

Esta verificação é extremamente importante mas, no TEXTO BASE DA NB-1/94 faltam dados para que ela seja feita. Sendo assim esta verificação será feita segundo o CEB/90.

O CEB/90 define que o máximo valor da resistência à punção, para qualquer tipo de ligação, incluindo as com armadura de punção e as protendidas, é dado pela seguinte expressão:

$$\frac{P_{Sd,ef}}{u_0 d} \leq 0,5 f_{cd2} \quad (3.2)$$

onde:

para pilares internos : u_0 = perímetro do pilar;

Já o f_{cd2} é dado pela seguinte expressão:

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3.3)$$

onde f_{ck} , f_{cd} e f_{cd2} são dados em MPa. Uma vez que se está utilizando as recomendações do CEB/90 com relação a este item, recomenda-se adotar, para esta verificação, o valor de γ_c como sendo igual a 1,5.

2) Verificação da armadura de punção

As duas equações abaixo, itens *a* e *b*, apresentam coeficientes ligeiramente superiores aos do CEB/90 porque o coeficiente de ponderação da resistência do concreto γ_c foi reduzido de 1,5 para 1,4.

a) Peças ou trechos sem armadura de cisalhamento

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \left(100\rho f_{ck}\right)^{1/3} \quad (3.4)$$

onde:

d = altura útil da laje ao longo do contorno crítico C' da área de aplicação da carga, em centímetros

d = $(d_x + d_y) / 2$, sendo d_x e d_y as alturas úteis nas duas direções ortogonais

ρ = taxa de armadura de flexão

ρ = $\sqrt{\rho_x \rho_y}$, sendo ρ_x e ρ_y as taxas de armadura nas duas direções ortogonais, calculadas com a largura igual à dimensão do pilar, ou da área carregada, mais $3d$ para cada um dos lados (ou até a borda da laje, se esta estiver mais próxima).

b) Peças ou trechos com armadura de cisalhamento

$$\tau_{Sd} \leq 0,10 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \left(100\rho f_{ck}\right)^{1/3} + 1,5 \frac{d}{S_r} \left(A_{Sw} f_{ywd} \text{sen} \alpha\right) / (\mu d) \quad (3.5)$$

sendo:

s_r = espaçamentos radiais entre linhas de armadura de cisalhamento não maiores do que $0,75d$

A_{Sw} = área da armadura de cisalhamento numa linha de armadura homotética a C' .

Na realidade, A_{Sw} é a armadura contida ao longo de uma linha homotética ao pilar, definida conforme a Figura 3.18.

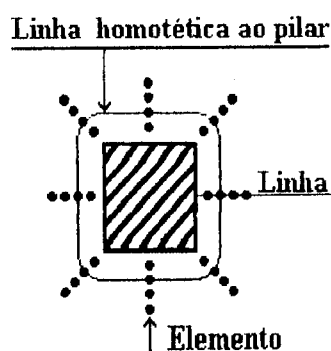


Figura 3.18 - Definição de A_{sw} , referente a uma linha homotética ao pilar

Com relação ao cálculo do perímetro crítico externo à região armada, adotada em função da disposição dos conectores em cruz, MELGES (1995) sugere a seguinte formulação, baseada na Figura 3.20, quando a distância entre conectores mais distantes da face do pilar excederem a $2d$, mantendo as indicações feitas pela norma ilustradas na Figura 3.19.

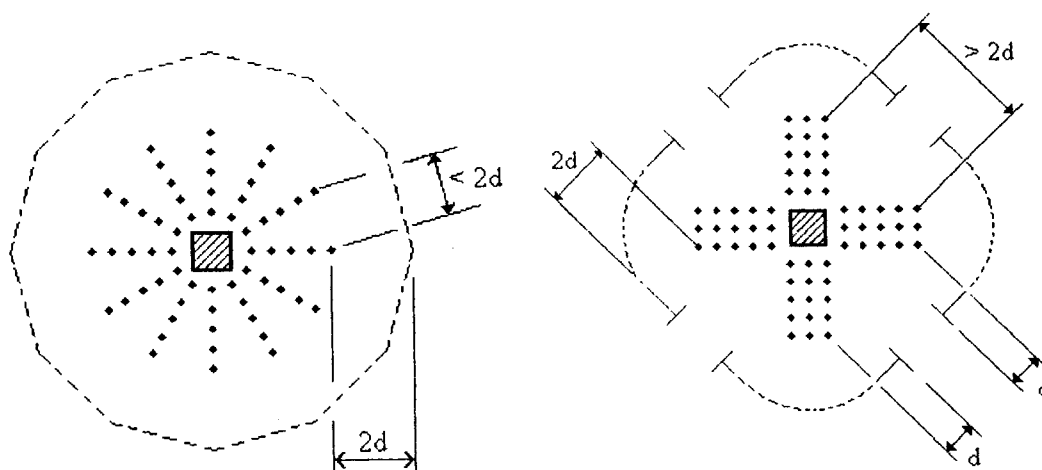


Figura 3.19 - Disposição da armadura de punção em planta

$$\mu_n = 2 \left\{ 4d + 2\pi \left[\left(2d + \frac{x'}{\sin \eta} \right) \left(\frac{2\eta}{360} \right) + \left(2d + \frac{y'}{\sin \theta} \right) \left(\frac{2\theta}{360} \right) \right] \right\} \quad (3.6)$$

onde:

μ_n = perímetro crítico externo à região armada;

θ, η = ângulos definidos na Figura 3.20, dados em graus e relacionados, respectivamente, a x' e a y' ;

- x' = distância entre a linha de conectores mais próxima do canto do pilar até o eixo paralelo ao lado c_1 e que passa pelo centro do pilar;
- y' = distância entre a linha de conectores mais próxima do canto do pilar até o eixo paralelo ao lado c_2 e que passa pelo centro do pilar;
- f_{ywd} = resistência de cálculo da armadura de cisalhamento, não maior do que 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos.
- α = ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de cisalhamento e o plano da laje;
- μ = perímetro crítico ou perímetro crítico reduzido no caso de pilares de borda ou canto.

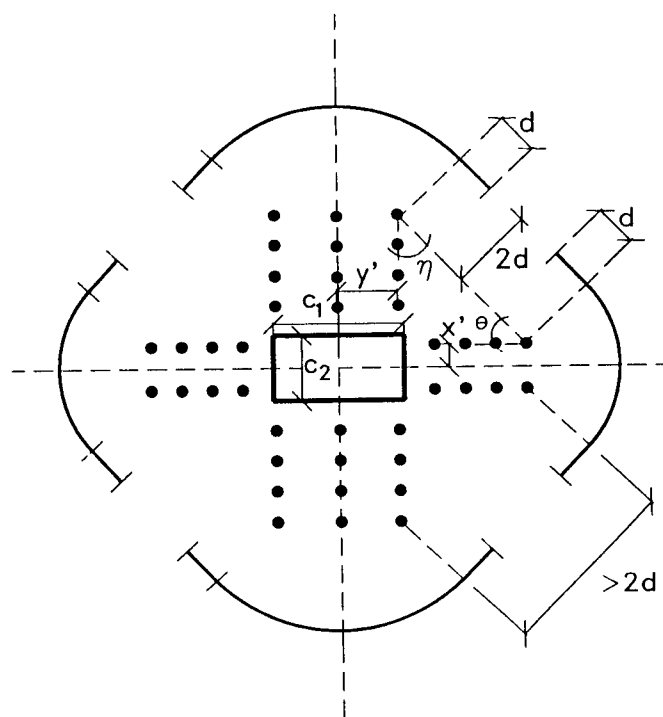


Figura 3.20 - Perímetro crítico externo μ_n para disposição em cruz, (MELGES, 1995)

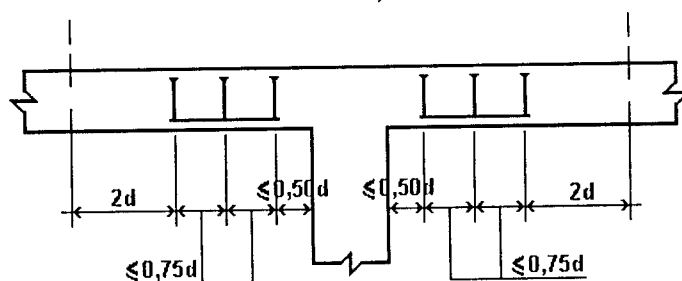


Figura 3.21 - Disposição da armadura de punção em corte

Os modelos das lajes-cogumelo, foram dimensionados de acordo com as indicações do Texto Base da NB1/94, conforme ilustrado na Figura 3.21

Para o cálculo da “força resistente média”, força a ser comparada com os valores da força resistente média experimental, temos:

a) laje sem armadura de punção

i) zona adjacente ao pilar

$$F_{Rm} = u_o d (0,5 f_{cd2}) \quad (3.7)$$

onde:

F_{Rm} = força resistente média estimada para o ensaio;

u_o = perímetro do pilar;

d = altura efetiva da laje;

$$f_{cd2} = 0,6 \left(1 - f_c/250\right) f_c \quad (3.8)$$

f_c = resistência à compressão medida nos ensaios

ii) Zona afastada de 2d da face do pilar

$$F_{Rm} = 1,4 \mu d 0,13 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \left(100 \rho f_c\right)^{1/3} \quad (3.9)$$

onde:

F_{Rm} = força resistente média estimada para o ensaio;

μ = perímetro de controle a 2d da face do pilar;

ρ = taxa de armadura de flexão.

b) laje com armadura de punção

i) Zona adjacente ao pilar

Idem à laje sem armadura de punção

ii) Zona afastada de 2d da face do pilar

$$F_{Rm} = 1,4 \mu d 0,10 \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \left(100 \rho f_c\right)^{1/3} + \left(1,5 \frac{d}{S_r} A_{Sw} f_{ywd} \text{sen} \alpha\right) \quad (3.10)$$

onde μ_n perímetro crítico externo à região armada.

O valor da “força resistente média” prevista é a menor de todas elas.

3.7.2 EUROCODE N.2 (1992)

As condições necessárias para que as recomendações deste código possam ser aplicadas são as seguintes:

a) perímetro do pilar $\leq 11 d$

b) relação lado maior / lado menor ≤ 2

onde:

d = altura útil

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

Já a taxa de armadura à flexão será a média geométrica das definidas segundo as duas direções x e y . Este valor no entanto, está limitado em 0,015.

Portanto:

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,015 \quad (3.11)$$

onde:

ρ_1 = taxa de armadura à flexão;

ρ_x e ρ_y = taxa de armadura à flexão nas direções x e y respectivamente.

As verificações a serem feitas dependem do uso ou não de armadura à punção, assim temos:

a) laje sem armadura de punção:

Para que se dispense a armadura transversal em ligações, deve ser feita a seguinte verificação:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (3.12)$$

onde:

V_{Sd} = esforço cortante de cálculo, dado por unidade de comprimento do perímetro crítico u , localizado a $1,5d$ do contorno do pilar (Figura 3.22);

V_{Rd} = esforço resistente de cálculo, dado por unidade de comprimento do perímetro crítico u , para uma laje sem armadura de punção.

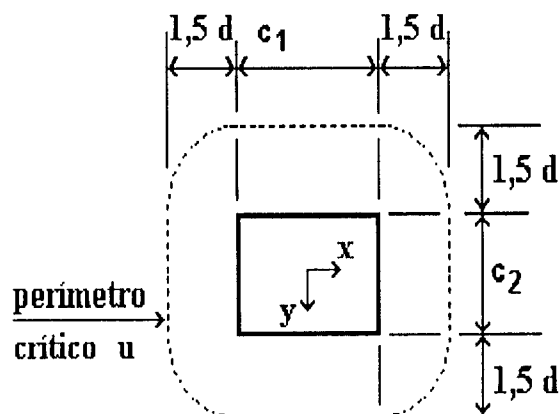


Figura 3.22 - Perímetro crítico (unidades em cm) (MELGES, 1995)

i) Cálculo de v_{sd}

O valor de v_{sd} é dado através da expressão:

$$V_{sd} = \frac{V_{sd}\beta}{u} \quad (3.13)$$

onde β é o coeficiente que leva em conta os efeitos da excentricidade da carga, no caso em que não houver excentricidade do carregamento pode ser adotado como igual a 1,0.

ii) Cálculo de v_{Rd1}

Já v_{rd1} é obtido através da seguinte expressão:

$$V_{Rd1} = \tau_{Rd} k (1,2 + 40\rho_1) d \quad (3.14)$$

onde:

τ_{Rd} = é a tensão de cisalhamento básica;

k = é o coeficiente de tamanho/efeito

$k = 1,6 - d \geq 1,0$;

u = é o perímetro de controle a $1,5d$ da fase do pilar

b) lajes com armadura de punção

O valor do esforço cortante de cálculo (v_{sd}), deve ser comparado com dois parâmetros:

v_{Rd2} = resistência de cálculo máxima, dada por unidade de comprimento do perímetro crítico;

v_{Rd3} = resistência de cálculo, dada por unidade de comprimento do perímetro crítico, para lajes com armadura de punção.

Desta forma, devem ser verificadas as seguintes relações:

Se $v_{Rd2} \leq v_{Rd3}$ então $v_{Sd} \leq v_{Rd2}$

Se $v_{Rd3} \leq v_{Rd2}$ então $v_{Sd} \leq v_{Rd3}$.

i) Cálculo de v_{Rd2}

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

(3.15)

ii) Cálculo de v_{Rd3}

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \sum A_{Sw} f_{yd} \sin \alpha / u \quad (3.16)$$

onde:

$\sum A_{Sw} f_{yd} \sin \alpha$ = soma da projeção dos esforços de cálculo da armadura de punção na direção da aplicação da reação da laje, sendo α o ângulo entre a armadura e o plano médio da laje.

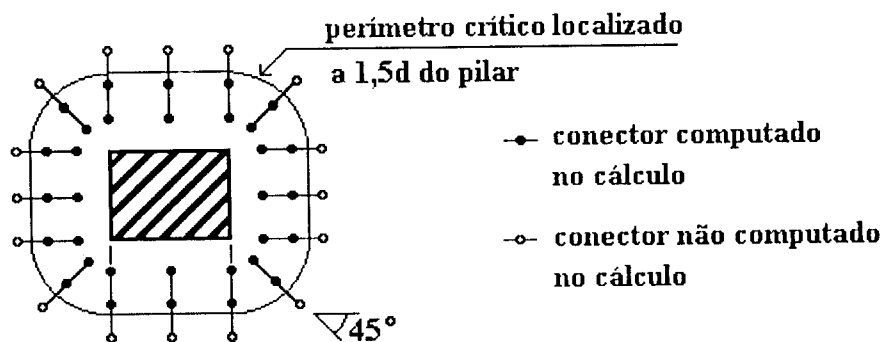


Figura 3.23 - Armadura de punção efetiva

A “força resistente média” que o EUROCODE 2 prevê é dada por:

$$V_{R1} = 1,5 \tau_R k (1,2 + 40\rho) du \quad (3.17)$$

onde:

τ_R = é a tensão de cisalhamento básica;

k = é o coeficiente de tamanho-efeito;

$$k = 1,6 - d \geq 1,0 \quad (3.18)$$

u = é o comprimento do perímetro de controle a 1,5d da face do pilar.

A tensão de cisalhamento básica pode ser calculado por:

$$\tau_{Rd} = 0,035 f_{ck}^{2/3} \quad (3.19)$$

Para o cálculo da “força resistente média”, f_{ck} é substituída pela resistência média f_c e a resistência limite da norma é ignorada.

Para lajes com armadura punção, o valor previsto da “força resistente média” de acordo com o EUROCODE N.2 é o menor valor determinado pelas seguintes expressões:

$$V_{R2} = 1,6 V_{R1} \quad (3.20)$$

$$V_{R3} = V_{R1} + A_{Sw} f_{yd} \sin \alpha \quad (3.21)$$

onde α é o ângulo formado pela armadura transversal e o plano da laje. Além disso, o EUROCODE 2 exige que, quando necessário, a resistência à punção da região além da transversalmente armada deve ser verificada, considerando-se um perímetro de combate maior, geralmente 1,5d além da ultima linha honotética de armadura à punção.

3.7.3 MODEL CODE 1990 - CEB/90

Para as ligações laje-pilar que não possuam armadura de punção, são feitas duas verificações: na primeira, compara-se uma tensão nominal atuante, atuando uniformemente ao longo de um perímetro crítico, localizado a $2d$ do contorno do pilar, com uma tensão resistente; na segunda, verifica-se a compressão do concreto através do cálculo de tensões uniformemente distribuídas que atuam ao longo de outra seção crítica, definida através do contorno do pilar.

Já para ligações com armadura de punção, as verificações passam a ser três: verificação da compressão no concreto, verificação de uma região armada transversalmente e verificação de uma região localizada além da região armada. Essas verificações são feitas através da comparação de forças centradas e resistentes.

Assim, tem-se:

a) ligação sem armadura de punção

i) primeira verificação

É verificada aqui a tensão nominal atuante, que atua ao longo do perímetro crítico ilustrado na Figura 3.17. Portanto

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (3.22)$$

$$\tau_{Sd} = \frac{P_{Sd}}{u_1 d} \quad (3.23)$$

onde:

τ_{Sd} = tensão nominal atuante

u_1 = perímetro crítico idêntico ao perímetro crítico μ

d = $(d_x + d_y) / 2$; altura útil efetiva

τ_{Rd} = tensão nominal resistente

$$\tau_{Rd} = 0,12\xi (100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (3.24)$$

onde $\xi = 1 + \sqrt{200/d}$ (d em mm). (3.25)

ii) segunda verificação

É feita aqui a verificação da compressão no concreto:

$$\frac{P_{Sd,ef}}{u_o d} \leq 0,5 f_{cd2} \quad (3.26)$$

onde:

u_o = perímetro do pilar;

$$f_{cd2} = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (3.27)$$

f_{ck} = resistência característica;

f_{cd} = resistência de projeto.

b) ligação com armadura de punção

i) primeira verificação

Verifica-se a zona adjacente ao pilar:

$$P_{sd} \leq u_o d (0,5 f_{cd2}) \quad (3.28)$$

ii) segunda verificação

Verifica-se a região armada com base nas seguintes expressões:

$$P_{sd} \leq 0,09 \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_1 d + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \quad (3.29)$$

$$1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha \geq 0,03 (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_1 d \quad (3.30)$$

onde:

P_{sd} = é a reação do pilar;

s_r = espaçamento radial dos conectores;

A_{sw} = área dos conectores contidos em cada linha homotética ao pilar, que passa pela armadura transversal;

f_{ywd} = 300 MPa valor máximo permitido pelo CEB/90.

iii) terceira verificação

Esta verificação deve ser feita fora da região armada, ou seja, a uma distância de $2d$ de uma linha homotética ao pilar, que passe pela armadura transversal mais distante desse pilar.

$$P_{sd} \leq 0,12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d \quad (3.31)$$

onde :

$u_{n,ef}$ = novo perímetro crítico adotado análogo a μ_n , mostrado na Figura 3.18.

iv) verificações adicionais

Devem ser verificadas ainda algumas condições quanto à disposição da armadura de punção:

1) espaçamento radial (s_r) $\leq 0,75d$

2) a armadura de punção deve ser ancorada na posição ou além dos planos da armadura traccionada e da resultante proveniente do concreto comprimido

3) distância entre a face do pilar e a linha homotética que passa pela armadura mais próxima a essa face deve ser inferior a βd , onde β é dado através da seguinte expressão:

$$\beta = \frac{\text{capacidade da laje sem armadura de punção}}{\text{capacidade requerida}} \leq 0,5 \quad (3.32)$$

Define-se a capacidade requerida como sendo a máxima resistência que a laje com a armadura de punção pode desenvolver. Desta forma, este valor é definido como sendo o menor valor das resistências calculadas.

Para o cálculo da “força resistente média” tem-se:

a) laje sem armadura de punção

i) zona adjacente ao pilar

$$F_{Rm} = u_o d(0,5 f_{cd2}) \quad (3.33)$$

onde:

F_{Rm} = força resistente média;
 u_o = perímetro do pilar;
 d = altura efetiva da laje;
 $f_{cd2} = 0,6(1 - f_c/250)f_c$ (3.34)
 f_c = resistência média à compressão medida nos ensaios

ii) Zona afastada de 2d da face do pilar

$$F_{Rm} = 1,5 u_{n,ef} d^{0,12} \xi (100 \rho f_c)^{1/3} \quad (3.35)$$

onde:

F_{Rm} = força resistente média;
 $u_{n,ef}$ = perímetro de controle a 2d da face do pilar;
 ρ = taxa de armadura de flexão.

b) laje com armadura de punção

i) Zona adjacente ao pilar

Idem a laje sem armadura de punção

ii) Zona afastada de 2d da face do pilar

$$F_{Rm} = 1,5 u_1 d^{0,009} \xi (100 \rho f_c)^{1/3} + \left(1,5 \frac{d}{S_r} A_{Sw} f_{ywd} \sin \alpha \right) \quad (3.36)$$

onde u_1 perímetro crítico externo à região armada.

O valor da “força resistente média” prevista é a menor de todas elas.

Recentemente, o “CEB-FIP Working Group on High Strength / High Performance Concrete” propôs uma extensão do MODEL CODE 1990- CEB/90, assim teríamos:

a) no caso de lajes sem armadura de punção

$$V_{Rd1} = 0,12 \xi \left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500} \right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} b_{red} d \quad (3.37)$$

b) no caso de lajes com armadura de punção;

i) região adjacente ao pilar

$$F_{sd} \leq u_o d (0,5 f_{cd}) (1,1 - f_{ck}/500) \quad (3.38)$$

ii) na zona com armadura de punção

$$F_{sd} \leq 1,5 \cdot 0,09 (1,1 - f_{ck}/500) \xi (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_i + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd} \text{sen} \alpha \quad (3.39)$$

onde:

$$1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd} \text{sen} \alpha \geq 0,03 (1,1 - f_{ck}/500) (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_i d \quad (3.40)$$

iii) na zona além da armadura de punção

$$F_{sd} \leq 1,5 \cdot 0,12 \xi \left(1,1 - \frac{f_{ck}}{500}\right) (100 \rho f_{ck})^{1/3} u_{n,ef} d \quad (3.41)$$

Para o cálculo da "força resistente média" é a menor das anteriores.

3.7.4 AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - ACI 318/89

As recomendações do ACI 318/89 são apresentadas de forma resumida a seguir.

Para os casos nos quais não existe a transferência de momentos fletores desbalanceados para o pilar, devem ser comparadas as seguintes tensões:

$$V_u \leq \phi V_n \quad (3.42)$$

onde:

v_u = tensão nominal atuante;

v_n = tensão nominal resistente;

ϕ = coeficiente de minoração da resistência da ligação, igual a 0,85 para o caso de torção e de cisalhamento.

i) Tensão nominal resistente

O cálculo da tensão resistente é definido, em função da presença ou não da armadura de punção.

a) Ligação sem armadura de punção

Para este caso:

$$V_n = V_c \quad (3.43)$$

onde v_c é a resistência obtida através da contribuição do concreto. O valor de v_c é o menor valor obtido através das seguintes expressões:

$$V_c = 0,08303 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} \quad (3.44)$$

$$V_c = 0,08303 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f'_c} \quad (3.45)$$

$$V_c = 0,3321 \sqrt{f'_c} \quad (3.46)$$

onde:

β_c = razão entre os lados mais longo e mais curto do pilar;

- f'_c = resistência à compressão do concreto (semelhante ao f_{ck} e dado em MPa);
- b_o = comprimento do perímetro crítico localizado a $d/2$ do contorno do pilar (Figura 3.25).
- d = altura útil da laje (média aritmética das alturas segundo as duas direções x e y)
- α_s = constante que assume os seguintes valores: 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto.

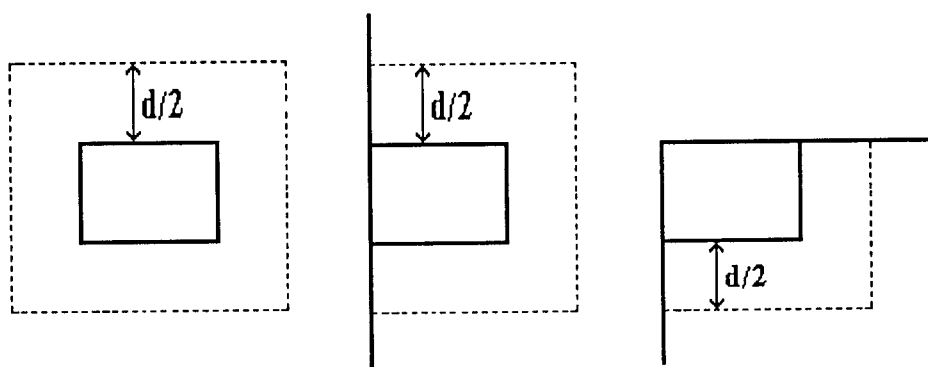


Figura 3.24 - Definição do perímetro crítico b_o

b) Ligações com armadura de cisalhamento

Já para este caso, a tensão nominal resistente é calculada da seguinte forma:

$$v_n = v_c + v_s \leq 0,4982\sqrt{f'_c} \quad (3.47)$$

Enquanto v_c é a contribuição do concreto, v_s representa a contribuição da armadura de punção na resistência da ligação. Estas tensões são calculadas através das seguintes expressões:

$$v_c = 0,1661\sqrt{f'_c} \quad (3.48)$$

$$v_s = \frac{A_v f_y}{s b_o} \quad (3.49)$$

onde:

- s = espaçamento da armadura de punção, que não deve ser superior a $d/2$;
- A_v = área da armadura de punção dentro da distância s ;
- f_y = tensão de escoamento da armadura, não podendo ser superior a 400 MPa.

ii) Tensão nominal atuante

O valor da tensão atuante é calculado em função da força cortante atuante (V_u), no caso a reação do pilar, e em função de eventuais momentos fletores desbalanceados (M_u).

a) Seção crítica localizada a $d/2$ da face do pilar

$$V_u = \frac{V_u}{A_c} \quad (3.50)$$

A_c = área de concreto da superfície crítica;

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (3.51)$$

b) Seção crítica localizada a $d/2$ da região armada.

Para o caso de ligações com armadura de punção, deve-se investigar uma seção crítica externa à região transversalmente armada e dela distante de um valor igual a $d/2$. O ACI 318/89 ilustra o perímetro crítico desta seção através da Figura 3.25.

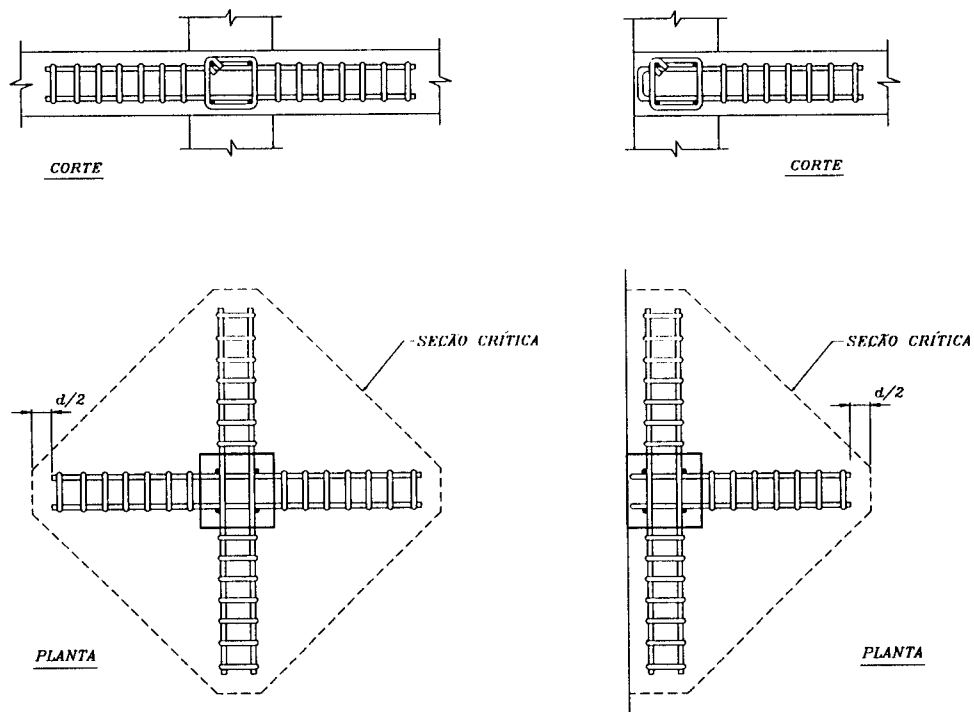


Figura 3.25 - Seções críticas externas à região armada (extraídas do ACI 318/89)

Na Figura 3.26, extraída de ANDRADE; GOMES (1994), estão ilustrados os perímetros críticos considerados apropriados para uma distribuição radial e em cruz dos elementos da armadura de punção.

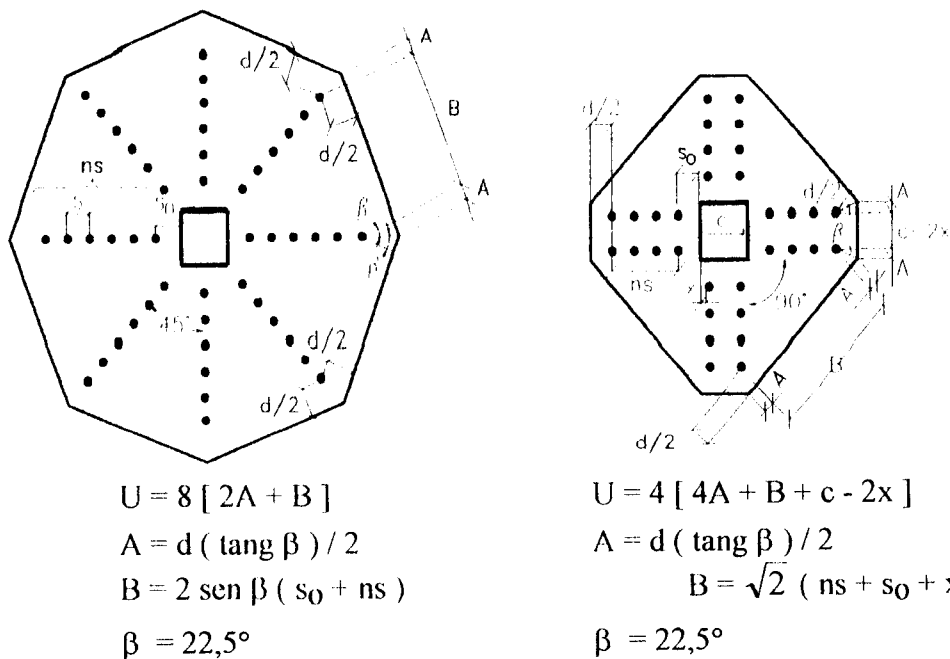


Figura 3.26 - Perímetros críticos (ANDRADE; GOMES, 1994)

Para a obtenção da parcela de tensão de cisalhamento proveniente da força cortante distribui-se esta força ao longo da superfície crítica externa à região armada.

No cálculo da "força média resistente" temos:

a) laje sem armadura de punção

$$V_u = V_c \quad (3.52)$$

onde a resistência nominal do concreto é dado pelo menor valor entre:

$$V_c = 0,08303 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f_c} \quad (3.53)$$

$$V_c = 0,08303 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \sqrt{f_c} \quad (3.54)$$

$$V_c = 0,3321 \sqrt{f_c} \quad (3.55)$$

b) laje com armadura de punção

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,4982 \sqrt{f'_c} \quad (3.56)$$

onde:

$$V_c = 0,1661 \sqrt{f'_c} \quad (3.57)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y}{s b_o} \quad (3.58)$$

Assim o valor da “força resistente média” é o menor deles.

4 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA E CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

4.1 CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

Concretos de alto desempenho são concretos com propriedades que satisfazem a critérios especiais de desempenho como alta resistência e durabilidade das estruturas. A resistência do concreto é talvez a mais importante de todas as medidas de qualidade, embora outras características possam ser também críticas.

Desde 1975 tem havido um rápido aumento no interesse pelos concretos de alta resistência, cuja resistência à compressão tem valores de 3 a 4 vezes às do concreto convencional.

Os concretos de alta resistência, caracterizados por uma resistência à compressão na faixa dos 80 MPa, podem ser executados utilizando-se uma grande variedade de cimentos e agregados disponíveis. No entanto, os agregados graúdos devem ser cuidadosamente selecionados para se evitar que eles comprometam a resistência do material. Além disso podem-se incluir aditivos redutores de água (superplastificantes), cinza volante e sílica ativa, somando-se a tudo isso um cuidadoso controle de qualidade durante a etapa de produção.

Os objetivos do uso do concreto de alta resistência estão ligados a fatores técnicos e econômicos das estruturas. Em princípio procuram-se obter melhores propriedades técnicas do material, tendo em vista o aumento da resistência das seções transversais das peças resistentes como os pilares em edifícios altos. A redução das dimensões dos elementos das estruturas permite uma redução do seu peso-próprio, o que leva a maiores vãos, com boas possibilidades de redução dos custos e melhor aproveitamento dos espaços.

Os fatores citados podem ser encontrados, por exemplo, no caso de pilares interiores de edifícios altos que recebem grandes cargas. Neste caso, o uso do concreto de alta resistência permite a redução das seções transversais que seriam necessárias com concreto usual, mantendo-se baixas taxas de aço. Isto é vantajoso, pois tem sido demonstrado que para suportar economicamente altas cargas é melhor aumentar a resistência do concreto do que aumentar a seção transversal da armadura.

Nos edifícios o uso do concreto de alta resistência em vigas e lajes permite diminuir o peso próprio da estrutura, em decorrência da diminuição das dimensões desses elementos estruturais. Segundo HALLGREN & KINNUNEN (1996), comparando-se lajes-cogumelo de concreto convencional com lajes-cogumelo de concreto de alta resistência, o uso de concreto de alta resistência aumenta a resistência a punção destas, e ao mesmo tempo há uma utilização melhor da armadura de flexão.

A aplicação do concreto de alta resistência em pontes de grandes vãos, associados à protensão, permite a redução de flechas e do peso-próprio, o que proporciona o uso de vãos maiores.

Nas estruturas pré-moldadas (elementos que são executados fora do local de utilização definitiva da estrutura), e nas estruturas pre-fabricadas (elementos pré-moldados que são executados industrialmente), como o concreto de alta resistência atinge grande resistência com pouca idade, seu uso pode dispensar a cura térmica, ou ainda encurtar o tempo de cura térmica, ou ainda usar a cura térmica com temperaturas menores, o que gera diminuição do custo de produção.

Segundo Giongo et al. (1996) a alta resistência à compressão pode ser obtida com uso de cimento Portland comum, porém tomando-se medidas adequadas no controle de qualidade, nas baixas relações água/cimento, além do emprego de adições ativas como: escória de alto forno, cinzas volante e sílica ativa. Em função das baixas relações água/material cimentante, faz-se necessário o emprego de aditivos superplastificantes, para se fornecer trabalhabilidade ao concreto.

A utilização de concretos de alta resistência constitui uma tendência irreversível. É neste sentido que os estudos nesta área são atuais e procuram confirmar as principais propriedades do concreto de resistência normal, de modo a estender para o concreto de alta resistência a validade dos modelos de cálculo usuais, introduzindo, quando for o caso, possíveis modificações.

4.1.1 MICROESTRUTURA DO CONCRETO

O interesse pelo estudo da microestrutura do concreto é recente. Segundo MONTEIRO (1993), ele se deve principalmente ao desenvolvimento do concreto de alta resistência e à tentativa de se reduzir gastos na recuperação e manutenção das estruturas, constituindo-se num caminho promissor para a produção de um material de melhor desempenho.

A microestrutura do concreto é das mais complexas dentre os materiais estruturais. A microestrutura da interface pasta-agregado (zona de transição) é diferente da microestrutura da pasta. Na interface, onde se desenvolve a microfissuração, o fator a/c é maior, devido à exsudação interna. Isso resulta numa morfologia cristalina diferente e em menor resistência mecânica. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), a zona de transição influencia as propriedades do concreto, já que é o elo mais fraco da corrente, devido ao grande volume de vazios e as microfissuras pré-existentes. A ela se deve a ruptura do concreto a um nível de tensão mais baixo do que a resistência dos seus dois constituintes principais.

Para se obter um concreto de resistência mais elevada, deve-se reduzir a porosidade da interface e assim uniformizar a microestrutura. Isso pode ser conseguido através do uso de sílica ativa, superplastificantes e alto consumo de cimento. Com a melhoria da zona de transição, altera-se o comportamento do concreto à compressão. O agregado, antes inerte, passa a participar mais ativamente na resistência. O comportamento se torna linear quase até a ruptura, já que se melhora o controle das microfissuras na interface pasta-agregado. O fenômeno é análogo na interface aço-pasta. Além disso, o concreto de alta resistência apresenta mais microfissuras finas que o aumento da energia de fratura (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

Como relatado por MEHTA & MONTEIRO (1994) e descrito no capítulo de concreto com fibras, vemos que dos princípios gerais que norteiam a dosagem de concretos de alta resistência, as altas resistências são possíveis pela redução da porosidade, da heterogeneidade e da microfissuração na pasta e na zona de transição. Sendo a existência de numerosas microfissuras no concreto convencional, o fator de grande influência para as relações tensão-deformação, para a fluência e para o comportamento na fratura, então temos que como

resultado da redução do tamanho e do número de microfissuras, o concreto de alta resistência teria comportamento diferente do concreto convencional.

De um estudo experimental de microfissuração progressiva de concretos, com resistência à compressão uniaxial na faixa de 30 a 75 MPa, pesquisadores da Universidade de Cornell, segundo METHA & MONTEIRO (1994), chegaram às seguintes conclusões:

1. Comparado ao concreto de resistência normal, o de alta resistência tem comportamento mais próximo do material homogêneo. Para concretos de alta resistência, as curvas tensão-resistência são menos inclinadas e mais lineares, até uma relação tensão-deformação mais alta do que as dos concretos normais, por causa da diminuição da quantidade e da extensão da microfissuração na zona de transição. Então, o concreto de alta resistência mostra um modo mais frágil de fratura e uma menor dilatação volumétrica. O estudo indicou que esses concretos podem ser carregados até uma relação tensão-resistência mais alta, sem que seja iniciado o mecanismo de auto-propagação, conduzindo ao rompimento, isto é, a resistência à carga constante é uma porcentagem maior do que a da resistência a curto prazo.
2. A quantidade de microfissuras no concreto de alta resistência, associada à retração, carregamento a curto prazo e carga constante, é significativamente menor que a do concreto convencional. O substancial aumento da dependência em relação ao tempo, encontrado nesse último é muito menor que no primeiro, explicando, em parte, a grande redução da fluência nos concretos de alta resistência.

Outros estudos têm mostrado que o concreto de alta resistência é mais frágil que o concreto convencional. Fissuras no concreto de alta resistência, ao contrário do convencional, se propagam através dos agregados, e uma superfície de ruptura mais ou menos lisa é formada, sendo esta superfície menos efetiva para transmitir as tensões de cisalhamento. Conseqüentemente o problema da punção se torna mais grave no concreto de alta resistência, mas afortunadamente uma forma eficiente de aumentar a ductilidade e a tensão de cisalhamento, é a adição de fibras de aço (IMAM & VANDEWALLE, 1996).

Segundo MONTEIRO⁵ (1993) apud FURLAN (1995), a forma do diagrama tensão-deformação do concreto está associada à progressão da microfissuração interna, que se inicia na interface pasta-agregado e se propaga para a argamassa com o carregamento crescente. Para o concreto de resistência normal, o diagrama é inicialmente linear, enquanto as microfissuras estão estáveis na interface. Esta etapa vai até aproximadamente 30% da resistência total. Quando surgem microfissuras na argamassa, até 60% da resistência, o diagrama torna-se curvo, inclinando-se bruscamente quando a fissuração fica instável, acima de 75% de sua resistência.

No concreto de alta resistência, a etapa linear é mais extensa, até próximo da ruptura (até 65 a 80% da resistência do concreto), pois a microfissuração fica restrita à zona de transição, que é mais resistente. A partir daí, quando a fissuração evolui, o diagrama também fica curvo, sendo que a ruptura é mais frágil. A deformação última é maior que no concreto de resistência normal. Neste caso, portanto, é importante reverter a desvantagem da menor ductilidade, especialmente em peças comprimidas, através de arranjos adequados de armadura.

Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), o concreto de alta resistência tem mais microfissuras que o concreto normal porque o aumento da resistência à tração é maior que o aumento da energia de fratura. A ruptura normalmente se dá com superfícies lisas, que cortam os agregados, ao contrário do concreto de resistência normal, onde ela é áspera e irregular, contornando os agregados. Por isso, a relevância da qualidade do agregado é maior no concreto de alta resistência.

A relação inversa entre a resistência e ductilidade é a maior desvantagem que têm o uso do concreto de alta resistência em algumas aplicações estruturais. É neste sentido que a adição de fibra contribui para o melhor comportamento do concreto de alta resistência aumentando a ductilidade deste.

Um dos maiores benefícios da adição de fibras ao concreto é o aumento da capacidade de absorção de energia ou o aumento de sua ductilidade, geralmente caracterizada pela forma da curva ou a área abaixo desta, no diagrama de tensão-deformação (NAAMAN & HORMRICH, 1985).

⁵ MONTEIRO, P. J. M. (1993) **Controle da microestrutura para o desenvolvimento de concretos de alto desempenho.** *Boletim Técnico, São Paulo, EPUSP. 22p., (BT/PCC/86) apud FURLAN, S. Jr. (1995) Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão.* *Dissertação (Mestrado) EESC-USP.*

Como a utilização de concreto de alta resistência é uma alternativa para o melhor desempenho das ligações laje-pilar, também serão feitos alguns ensaios comparativos tentando identificar vantagens e desvantagens que este pode acarretar no caso da punção. Estes ensaios deverão mostrar o seu desempenho e servirão como meio de comparação com aqueles de resistência usual. Além disso, os concretos de alta resistência, quando reforçados com fibras de aço, deverão passar a ter maior capacidade de absorção de energia, tornando-se assim a ligação mais dúctil.

No concreto reforçado com fibras, as características da zona de transição entre a fibra e a matriz na região da interface destes materiais também são decisivas no comportamento mecânico do compósito, pois a região é mais porosa que o restante da matriz e é determinante nas condições de aderência. Segundo AGOPYAN (1991), o melhor conhecimento da zona de transição permite a elaboração de modelos mais precisos sobre o comportamento do compósito e a possibilidade de alterar as características da interface e, portanto, as propriedades macromecânicas do material.

As fibras normalmente se apresentam em feixes ou em filamentos isolados. Quando na forma de feixe, os filamentos não se dispersam totalmente durante a mistura, mantendo-se parcialmente a estrutura original. A penetração dos grãos da matriz nos reduzidos espaços entre as fibras é difícil. Assim, a unidade básica de reforço consiste num feixe flexível, onde o movimento relativo entre as fibras do feixe é praticamente livre. Caso o compósito envelheça em ambiente úmido, estes vazios podem ser gradativamente preenchidos pelos produtos da hidratação do cimento, transformando o feixe numa unidade rígida.

Para as fibras compostas de filamentos isolados, a zona de transição mais frágil não se localiza necessariamente na interface fibra-matriz, mas um pouco afastada dela, na região mais porosa das camadas formadas pelos produtos de hidratação.

Quando existe afinidade da fibra com as partículas da matriz e o processo de produção é eficiente, a diferenciação da zona da transição com o restante da matriz é menos clara e a resistência de aderência é muito maior.

SAVASTANO JR. (1992) estudou as características da zona de transição e sua interrelação com as propriedades mecânicas do compósito, especialmente para a matriz de cimento reforçada com fibras vegetais, fibras de polipropileno e amianto. A zona de transição foi caracterizada através de análise microestrutural,

onde se avaliou também a influência da idade de hidratação e do fator a/c. As propriedades mecânicas avaliadas a partir de ensaios mecânicos (tração direta, tração na flexão, tração no fendilhamento e arrancamento) foram relacionadas com a aderência fibra-matriz.

Segundo o autor, a porosidade, principalmente próximo à interface, aumenta quando se utiliza um fator a/c mais elevado. Isso implica em menor resistência à tração, mas num maior índice de tenacidade. Quando a idade de hidratação é maior, há uma diminuição da resistência e da tenacidade, no caso das fibras vegetais, devido à redução da resistência da fibra e da sua capacidade de deformação em meio alcalino. Para a fibra polipropileno, estas propriedades não são afetadas. Apenas se observa a diminuição do comprimento crítico, já que diminui a porosidade da zona de transição.

Para a fibra de polipropileno do tipo multifilamentos, observou-se também que a zona de transição não é muito porosa e nem muito espessa. Como a fibra é impermeável e se forma uma película de água junto à superfície da fibra, pelo efeito parede, ela não apresenta variação dimensional no interior da matriz.

A principal conclusão de seu trabalho foi a comprovação da relação entre as características da zona de transição, que variam conforme o tipo de fibra, com a aderência fibra-matriz e, portanto, com o comportamento mecânico do compósito. Quando a resistência de aderência é elevada, há um acréscimo na resistência a tração. A ductilidade também pode melhorar, desde que o comprimento crítico não seja muito pequeno, de modo que ocorra o arrancamento da fibra da matriz, antes de sua ruptura.

4.1.2 EXECUÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

4.1.2.1 A RELAÇÃO ÁGUA/CIMENTO E OS SUPERPLASTIFICANTES

O principal fator que influencia a execução do concreto de alta resistência é a relação água/cimento. Nos concretos usuais ela varia no intervalo de 0,55 a 0,65, e para concretos de ordem de 80 MPa ela deve ser reduzida. Note-se que a menor relação água/cimento usual que permite um grau de hidratação do cimento

de 100% varia entre 0,39 e 0,42, dependendo de se há ou não acesso de água externa durante a cura (AGOSTINI, 1992).

Em decorrência de uma relação água/cimento tão baixa surgem problemas de trabalhabilidade e de compactação do material, pois sem outros recursos a consistência medida pelo abatimento do cone (SLUMP) é aproximadamente zero.

Foi o emprego de superplastificantes que viabilizou a execução do concreto de alta resistência.

Estes aditivos, redutores de água, permitem diminuir consideravelmente a relação água/cimento, chegando-se a valores em torno de 0,25, com abatimento de até 20 cm.

Em termos de mistura, a presença de superplastificante e a baixa relação água/cimento no concreto de alta resistência são responsáveis pelo aumento do tempo de cura e da retração plástica. Os superplastificantes geralmente possuem efeito retardador sobre a hidratação do cimento, em função da respectiva dosagem empregada. Como eles permitem baixas relações água/cimento, como consequência há uma reduzida exudação que provoca uma retração plástica.

No caso de retração plástica devem ser adotadas medidas que protejam o concreto após o lançamento evitando-se o aparecimento de fissuras superficiais.

A solução prática para o efeito retardador do endurecimento é conseguida com a mistura combinada de superplastificante e acelerador de pega (aditivos que aceleram a reação de hidratação do cimento), em adequada dosagem para garantir a resistência final do concreto.

Além do efeito retardador de endurecimento, a presença do superplastificante no concreto recém-misturado, provoca perda de consistência inicial do concreto fluído aproximadamente 40 minutos após o seu emprego.

Outro fator que interfere no comportamento dos superplastificantes é a temperatura no instante da mistura. O aumento da temperatura ambiente provoca perda de abatimento inicial do concreto.

Além dos problemas quanto à trabalhabilidade, a presença de superplastificantes em quantidade inadequada pode incorporar ar no concreto, prejudicando a sua resistência à compressão.

4.1.2.2 A SÍLICA ATIVA E A CINZA VOLANTE

Na execução de concretos de alta resistência, como materiais cimentantes adicionados ao cimento Portland comum, também são usados a sílica ativa e a cinza volante.

A cinza volante é um subproduto da combustão do carvão mineral em centrais termoelétricas. Ela se caracteriza por ser constituída de partículas extremamente finas que por reação com hidróxido de cálcio proveniente do cimento gera os mesmos produtos cimentantes que o cimento Portland.

A sílica ativa (ou sílica volatilizada ou vapor de sílica condensado) é um subproduto de fabricação de ferros liga. Ela consiste em partículas de sílica amorfa extremamente finas, que agem no concreto como pozolana muito reativa, além de ter um efeito de microfiller (material inerte muito fino).

Em comparação com os grãos do cimento, as partículas de sílica ativa são geralmente 50 a 100 vezes menores. As partículas de sílica ativa, além do efeito pozolânico, também se alojam nos interstícios da pasta e tem o efeito de microfiller.

A presença da sílica ativa ou cinza volante no concreto aumenta a demanda de água, o que conseqüentemente exige o uso de superplastificantes.

Como a microsílca no concreto interfere no consumo de água, no concreto de alta resistência não se fala de relação água/água/cimento e sim da relação água/material cimentante, onde o material cimentante inclui o cimento Portland e a sílica ativa ou a cinza volante..

4.1.2.3 OS CIMENTOS

Quanto ao cimento, o que deve ser ressaltado nos concretos de alta resistência é que o aumento do consumo de cimento por metro cúbico, desde que mantida as demais relações de materiais, proporciona aumentos sensíveis na resistência à compressão do concreto.

4.1.2.4 OS AGREGADOS

Os agregados usados em concretos de alta resistência podem ser materiais naturais (areia, pedregulho) ou artificiais (pedra britada, argila expandida) que apresentem resistência suficiente, de tal forma que a resistência do concreto não seja definida pelos agregados.

Ressalte-se que a qualidade desses agregados e suas dimensões máximas, interferem diretamente no valor da resistência à compressão dos concretos de alta resistência.

Embora haja preocupação de escolher agregados graúdos com resistência adequada, na ruptura não se pode afirmar que tenham sido os agregados a parte mais fraca, pois a fratura na compressão do concreto de alta resistência é lisa, com os agregados fixos na matriz e cisalhados, sem que isso necessariamente indique serem eles os pontos fracos.

4.1.2.5 RELAÇÃO ÁGUA/MATERIAL CIMENTANTE

A relação água/material cimentante é o principal fator de influência na execução de concretos de alta resistência. Ela define a trabalhabilidade da massa e interfere na resistência do concreto.

A prática tem mostrado que as maiores resistências ocorrem com concretos cuja relação água/cimento+adições está em torno de 0,30. No entanto, deve-se prestar atenção ao fato de que a diminuição da relação água/material cimentante exige aumento da quantidade de superplastificante para garantir a trabalhabilidade.

4.1.2.6 EXECUÇÃO DA MISTURA

Tendo-se materiais adequados que satisfaçam às especificações já analisadas, deve-se ressaltar que além dos critérios de dosagem serem

adequados, há necessidade na prática de preocupações quanto a própria execução da mistura, tendo em vista o uso de superplastificante e adições.

No caso de uma obra próxima à central de concreto, o mesmo pode ser misturado da forma convencional, embora tenha sido notado que a ordem da mistura, o parcelamento da quantidade de água necessária e o instante da adição do superplastificante (final da mistura) interferem na trabalhabilidade da massa.

Para obras que estejam longe da central de concreto, em geral a sílica ativa e o superplastificante devem ser acrescentados no local de concretagem, o que provavelmente exigirá na obra um misturador de alta turbulência, para garantir a qualidade da mistura.

Logo, o uso de concretos de alta resistência exige um estudo anterior de dosagem e do processo de mistura, para que seja possível a realização de uma concretagem dentro dos padrões normais e usuais.

4.1.3 CAMPOS DE APLICAÇÃO DO CONCRETO DE ALTA RESISTÊNCIA

4.1.3.1 PILARES DE EDIFÍCIOS

O uso de concreto de alta resistência em pilares com grandes cargas é um dos campos mais explorados. Como exemplo tem-se os edifícios Walter Tower Palace e River Plaza em Chicago nos Estados Unidos, que há mais de 10 anos já usaram concretos com resistência à compressão média aos 28 dias de 64,8 MPa e 64,9 MPa respectivamente, e altas taxas de armaduras longitudinais e transversais.

Existem edifícios, nos Estados Unidos, nos quais foram utilizados concretos de alta resistência com sílica ativa com resistência à compressão aos 28 dias variando de 49,2 a 97,0 MPa.

No Brasil, em São Paulo, foi executado a estrutura de um prédio com duas torres de 18 andares, cujos pilares são de concreto com resistência de 60 MPa, o que proporcionou uma diminuição do número de colunas e conseqüentemente um ganho de área útil.

No caso de pilares de edifícios, para enfrentar o problema de punção em lajes-cogumelo pode-se usar o concreto de alta resistência. Concreta-se em torno do pilar com concreto de alta resistência, durante a concretagem da laje, criando-se assim um verdadeiro capitel embutido, eliminando-se problemas arquitetônicos de um capitel saliente.

4.1.3.2 ESTRUTURAS DE GRANDE PORTE

A redução da seção transversal diminui o peso próprio, portanto o uso do concreto de alta resistência é aconselhável em estruturas onde a carga permanente é uma solicitação predominante.

A "Federal Highway Administration" (FHWA), nos Estados Unidos, já no final da década de 70, iniciou estudos para a aplicação do concreto de alta resistência em pontes, tendo chegado a valores de 69 MPa. Para alcançar esta resistência usaram a relação água/cimento entre 0,30 e 0,35, a dimensão máxima do agregado de 13 mm, e superplastificante para garantir a trabalhabilidade.

Este estudo propunha a padronização de diferentes tipos de seções transversais, em função do vão da estrutura e do uso ou não de protensão.

Na Noruega, na execução de uma ponte em balanços progressivos foi utilizado um concreto de alta resistência com sílica ativa e com resistência de 85 MPa, na qual o peso-próprio era responsável por 85% do momento fletor total.

4.1.3.3 PRÉ-MOLDADOS

Como o concreto de alta resistência atinge resistência elevada com pouca idade, pode dispensar em alguns casos a cura térmica, ou quando for necessário, usar cura com temperatura em torno de 40°. Esta propriedade permite a aplicação do concreto de alta resistência em pré-moldados, tais como dormentes ferroviários, laje de teto, vigas "T" e duplo "T" e outros perfis.

Em usina de pré-moldados protendidos, com cura abaixo de 40°, em dezoito horas consegue-se concretos com resistência de 35 MPa, para um consumo de cimento de 250 kg/m³.

Na fabricação de blocos o uso do concreto de alta resistência reduz o tempo de manuseio da máquina de blocos, aumentando o rendimento horário em 10%. Além disto as resistências iniciais elevadas reduzem as avarias na manipulação dos blocos antes e depois da cura.

Em termos de pré-moldados, a maior vantagem está no fato de se construir peças mais leves, o que permite vãos livres maiores.

4.1.3.4 OBRAS HIDRÁULICAS

Neste tipo de obra tem-se empregado concreto de alta resistência em soleiras de vertedouros, em dissipadores de energia e em bacias de dissipação, devido aos problemas de erosão e choques causados pela água em movimento.

Na barragem de KINZUA, nos Estados Unidos, os testes de abrasão e erosão mostraram que o concreto com sílica ativa possui maior resistência do que os concretos com agregados especiais, inclusive concreto reforçado com fibras de aço.

Quanto ao reparo feito na bacia de dissipação desta barragem, utilizou-se concreto com relação água/cimento+sílica ativa igual a 0,28.

4.1.3.5 REPAROS DE OBRAS DE CONCRETO

O concreto de alta resistência com sílica ativa, devido à sua elevada capacidade de aderência, é indicado para reparos substituindo o uso de adesivo epoxi e concretagem cachimbó.

Ensaio feitos pela Companhia Energética de São Paulo (CESP), mostraram que com quatro dias de idade, um concreto com sílica ativa aplicado sobre a superfície de um concreto velho dá uma aderência com eficiência em torno de 93%.

Outros reparos feitos em obras no Brasil mostraram a eficiência do concreto de alta resistência para recuperar estruturas. Pode-se citar uma viga da casa de máquinas da hidroelétrica de Itaipu, e quatro lajes de um edifício no Rio de Janeiro.

Neste edifício com mais de quarenta anos de idade, as lajes originais eram nervuradas e apresentavam fissuras por cisalhamento que comprometiam a estrutura. Com um processo de cimbramento adequado, as lajes com problemas estruturais foram demolidas e reconstruídas com concreto de alta resistência.

4.1.3.6 OUTRAS APLICÇÕES

Na execução de pisos industriais, quando ocorrem carregamentos que provocam erosão, usa-se o concreto de alta resistência para redução da espessura do piso. Na cidade de Americana-SP, num piso industrial para tráfego de veículos pesados, foi utilizado um concreto de alta resistência com sílica ativa, que proporcionou uma redução da espessura em 25%, viabilizando o projeto, e melhorando a resistência à abrasão.

O concreto de alta resistência dá melhores condições para a aplicação de concreto projetado, principalmente em túneis e obras de contenção.

4.2 CONCRETO REFORÇADO COM FIBRAS

4.2.1 GENERALIDADES

Concreto reforçado com fibras é um concreto feito de cimento hidráulico contendo agregados graúdo e miúdo, e pequenas fibras descontínuas .

Malhas contínuas, tecidos interligados, e fios muito compridos não são considerados como fibras discretas de reforço para o concreto.

A ideia de se reforçar a matriz frágil de concreto para torná-la mais homogênea e mais dúctil vem desde o século passado, mas ganhou maior impulso no concreto armado após 1960. A introdução de fibras curtas melhora as características de ductilidade, a resistência ao impacto e à fadiga, o controle da fissuração, o comportamento pós-fissuração e, em alguns casos, a resistência à tração. Algumas destas vantagens são sensíveis à quantidade e ao tipo de fibra adicionada (TESUKA, 1989). Segundo AGOPYAN (1993), as fibras, em quantidade, comprimento e formato adequados, podem incorporar à matriz deformações plásticas significativas, adequado-a para o uso na Construção Civil, já que se pode alterar o comportamento pós-fissuração e tornar menos súbita a ruptura do material.

No concreto, as fibras têm sido utilizadas principalmente para vencer algumas das suas limitações: fragilidade, pequena capacidade de deformação e baixa resistência à tração. Geralmente, a adição das fibras não visa aumento de resistência, embora em algumas situações ela ocorra, mas o melhor controle da fissuração e o aumento da ductilidade na etapa posterior à fissuração.

Por ser descontínua, a fibra é menos eficiente que a armadura contínua de fios e barras na função de resistir aos esforços de tração e de cisalhamento. No entanto, em função do espaçamento reduzido entre elas, sua atuação como obstáculo ao desenvolvimento das fissuras é superior. Ao interceptar as microfissuras que surgem durante o endurecimento da pasta, as fibras impedem sua progressão e evitam o aparecimento prematuro de microfissuras. Na mistura endurecida, a abertura e o comprimento das fissuras também se tornam mais

limitados. Com isso, a permeabilidade do concreto e a região exposta ao ambiente são menores, melhorando as condições de durabilidade (FURLAN, 1995).

As propriedades do concreto relacionadas com o desenvolvimento das fissuras também são alteradas com as fibras, tais como a rigidez, a ductilidade, a absorção de energia e a resistência à flexão, ao impacto e à fadiga (TESUKA, 1989).

Quando as fibras são combinadas com armadura contínua inibem a fissuração na região de transferência de forças. Desta forma, ao invés de substituir a armadura, as fibras podem se constituir num reforço adicional (BENTUR & MIDNESS, 1990).

Um problema comum às fibras é a tendência de inibir a fluidez do concreto, embora esse problema diminua com a vibração. O uso de aditivos superplastificantes e a substituição de parte do cimento por pozolanas são as alternativas usuais para melhorar a trabalhabilidade.

Outro problema é a dificuldade de uniformizar a distribuição das fibras na matriz devido ao embolamento e agrupamento das fibras que são comuns a quase todos os tipos de fibra, embora em níveis diferentes. O ACI-544 sugere que as fibras devem ser introduzidas antes da água, para se obter melhor uniformidade, exceto quando elas se apresentam na forma de feixes, caso em que podem ser adicionadas ao concreto pronto.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), a utilização recente das fibras como reforço para o concreto ocorreu em duas frentes distintas: nas peças delgadas, na busca de compósitos substitutivos do cimento-amianto (com volumes acima de 5%, para melhorar a tenacidade, a durabilidade e a resistência da matriz de cimento) e em peças de concreto, como armadura secundária (com volumes reduzidos, até 2%), para melhorar a tenacidade, o controle da fissuração induzida para melhorar a tenacidade e o desempenho sob cargas dinâmicas. Destaca-se ainda a importância das pesquisas com fibras em concretos de alta resistência.

4.2.2 FIBRAS

As fibras são feitas a partir de metais, plásticos, vidros, ou materiais naturais em várias formas e tamanhos.

Um parâmetro numérico que descreve convenientemente a fibra é a razão entre o comprimento da fibra dividido pelo diâmetro equivalente da fibra.

Fibras de seção circular de metal são produzidas pelo corte ou fazendo cortes pequenos nos cabos de metal. Tipicamente estas fibras alcançam diâmetros entre 0,25 mm e 0,76 mm.

Fibras planas de metal têm tipicamente diâmetros equivalentes entre 0,15 mm a 0,41mm em espessura de 0,25 mm a 0,90 mm. São produzidas pelo cisalhamento das folhas de metal ou aplanando os cabos de aço.

Fibras não uniformes e corrugadas de metal tem sido produzidas cortando e dobrando na extremidade somente.

Fibras tem sido misturadas com cola solúvel em água, em maços de 10-30 fibras para facilitar o manuseio e a mistura.

Fibras de metal também podem ser produzidas pelo processo de fundição. Este método usa uma roda giratória que toca a superfície do metal fundido, levantando metal líquido que rapidamente se esfria em forma de fibras que são lançadas pela força centrífuga.

Essas fibras têm uma superfície irregular e uma forma crescente através da seção, o que melhora as condições para adesão.

Fibras típicas de vidro têm diâmetro de 0,005 mm a 0,015 mm mas estas fibras tem que ser juntadas para produzir elementos de fibras entre 0,013 mm e 1,3mm de diâmetro. Plásticos típicos como nylon, polipropileno, polyster, e rayon fornecem fibras de diâmetro entre 0,02 mm e 0,38 mm.

Fibras processadas com materiais como asbestos e algodão proporcionam uma ampla gama de tamanhos.

Segundo TESUKA (1989), as fibras com relação de aspecto (relação entre o comprimento e o diâmetro) entre 80-120 satisfazem os requisitos de homogeneidade, trabalhabilidade e resistência. MEHTA & MONTEIRO (1994), no entanto, registram a possibilidade de ocorrer o empelotamento no caso de fibras de aço com relação de aspecto maior que 100, para volume de 1,13%. A figura4.1

mostra a variação da consistência com o volume de fibras para diferentes tamanhos de agregados, representada pela medida do tempo Vebe.

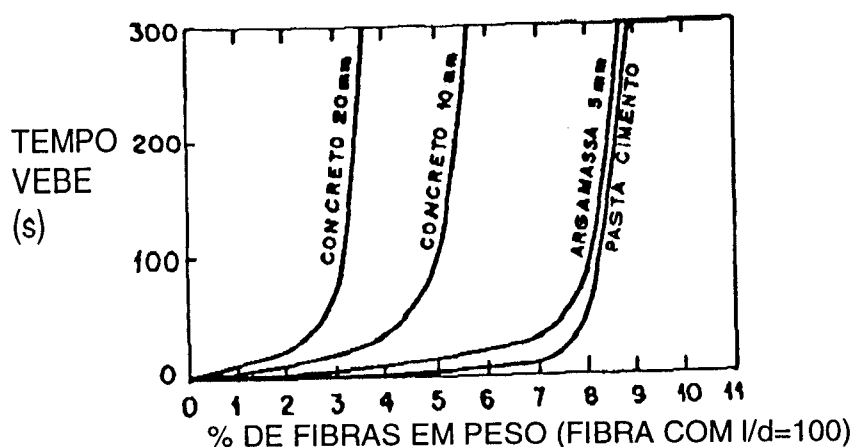


Figura 4.1 - Variação da consistência com o volume de fibras para concretos com agregados de diferentes granulometrias (BENTUR & MINDESS, 1990)

Nos compósitos produzidos a partir de técnicas convencionais de mistura, com volumes reduzidos, a primeira evidência da influência das fibras no concreto tracionado ocorre somente após a ruptura da matriz, cuja resistência não se altera. A diminuição gradativa da tensão com o aumento da deformação ("strain softening") é expressa pela relação entre as forças de costura das fibras ("fiber-bridging closing pressure") e a abertura das fissuras, que pode ser determinada experimentalmente ou por análise micromecânica. Nos compósitos produzidos com técnicas especiais, com volumes de até 15%, ao contrário, altera-se a natureza da matriz, aumentando muito os valores do módulo de deformação longitudinal e da resistência à tração. Seria uma nova classe de materiais, cujo comportamento à flexão se aproxima do comportamento do aço (SHAH & OUYANG, 1991).

O mecanismo básico do reforço com fibras se deve à diferença na capacidade de deformação das fibras e da matriz. Portanto, ele é mais eficiente após a fissuração da matriz. Inicialmente, as fibras e a matriz se deformam conjuntamente, até a ruptura da matriz, quando a força resistida por ela é transferida para as fibras. Caso o volume de fibras seja maior que um determinado valor, denominado volume crítico, V_f , de modo que as fibras consigam absorver esta força, há um aumento da resistência, sem que a fissuração seja catastrófica.

Além disso, a ductilidade também aumenta, devido principalmente à energia necessária para o arrancamento ("pull-out") das fibras da matriz, que pode ser precedido pela fissuração múltipla da matriz, conforme representação da Figura 4.2. O aumento da ductilidade é mais significativo no caso de fibras com baixo módulo de deformação longitudinal.

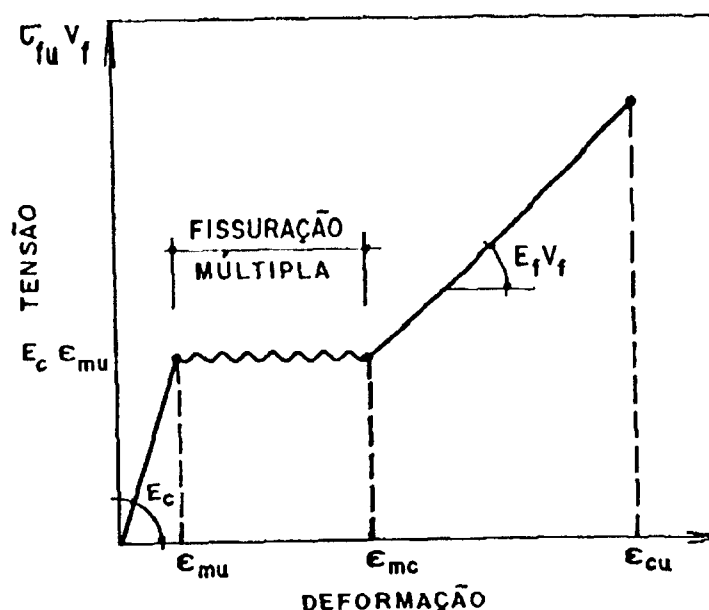


Figura 4.2 - Curva tensão-deformação baseada no modelo de ACK (BENTUR & MINDESS, 1990)

Segundo FURLAN (1995), a idealização deste comportamento se baseia na transferência de tensões de aderência na interface entre as fibras e a matriz junto às fissuras. Portanto, ele depende das propriedades da fibra e da matriz e, principalmente, da tensão de aderência que pode-se desenvolver na interface. A ductilidade e a resistência nem sempre melhoram na mesma proporção com a adição de fibras.

O acréscimo da resistência à tração do concreto com a adição das fibras é eventual, ocorrendo normalmente quando o volume de fibras é elevado, de modo a viabilizar a configuração da múltipla fissuração. A tenacidade, ao contrário, sempre aumenta, pois a energia necessária para a ruptura é dissipada na deformação da fibra, na separação da interface fibra-matriz e no atrito provocado pelo escorregamento da fibra. O aumento da ductilidade está associado à fissuração múltipla da matriz, à ruptura da interface fibra-matriz e ao seu posterior arrancamento.

O volume crítico de fibra na matriz depende da geometria e das propriedades da fibra. Segundo BENTUR & MINDESS (1990), um valor típico para as fibras de aço, polipropileno e vidro situa-se próximo de 0,3-0,8%, no caso de fibras alinhadas. Na prática, porém, as fibras são dispostas de forma aleatória, numa situação em que sua eficiência é menor. Assim o volume crítico fica acima de 1,0-3,0% e nem sempre é possível de obtê-lo. Além disso, a influência da geometria da fibra é contraditória sob os aspectos de produção e eficiência: fibras com relação de aspecto elevada apresentam maior resistência de aderência, pois têm maior superfície específica, sendo mais eficientes como reforço. Porém são mais difíceis de misturar.

Para vencer este antagonismo, três alternativas são possíveis: modificação da fibra (na geometria, para melhorar a aderência, ou na superfície, para melhorar a aderência e/ou facilitar a mistura em meio aquoso), modificação das propriedades reológicas da matriz e desenvolvimento de técnicas especiais de produção.

Tabela 4.1-Principais características das fibras

Tipo de fibra	diâmetro (μm)	massa específica (g/cm^3)	módulo de elasticidade (GPa)	resistência à tração (GPa)	alongamento na ruptura (%)
aço	5-500	7,84	200	0,5-2,0	0,5-3,5
polipropileno fibrilada	20-200	0,9	5-77	0,5-0,75	8
vidro	9-15	2,60	70-80	2-4	2-3,5
amianto	0,02-0,4	2,6-3,4	164-196	3,1-3,5	2-3
polietileno	-	0,95	0,3	0,0007	10
sisal	10-50	1,5	-	0,8	3,0
matriz de cimento	-	2,5	10-45	0,0004	0,02

4.2.3 MECANISMO DE REFORÇO: INTERAÇÃO FIBRA MATRIZ

A eficiência das fibras na melhoria das propriedades da matriz de cimento é controlada por dois fenômenos: transferência de tensões entre a matriz e as fibras, por aderência, é feito de costura na matriz fissurada, nos estágios mais avançados do carregamento. A aderência é determinante no fenômeno de propagação das fissuras, pois a ruptura da aderência e o escorregamento da fibra consomem energia no processo da fratura. A análise das tensões de aderência na interface normalmente se baseia no fenômeno do arrancamento das fibras, já que a ruptura da fibra é rara nos compósitos de cimento (SHAH & OUYANG, 1991; BENTUR & MINDESS, 1990).

O estudo do arrancamento das fibras é fundamental para se entender o aumento da ductilidade nos compósitos. Segundo ALWAN et al. (1991), a capacidade de absorção de energia depende de dois mecanismos: deformação do material e, eventualmente, formação de novas superfícies fissuradas. Nos materiais frágeis, a tenacidade é baixa, pois a deformação resistida é limitada. A introdução das fibras melhora os dois mecanismos, pois o arrancamento das fibras envolve a perda da aderência, que altera a configuração das fissuras, e a deformação da fibra, que aumenta a capacidade de deformação do material.

Os modelos idealizados para representar o mecanismo de reforço das fibras e sua interação com a matriz são limitados. Eles simplificam a geometria das fibras e a configuração das fissuras. Além disso, não consideram o efeito da flexão localizada da fibra quando ela não está perpendicular à fissura, que é a situação real no caso de fibras aleatórias, e as peculiaridades à zona de transição, determinantes no comportamento da interface. As tensões decorrentes da flexão localizada na intersecção da fissura com a fibra pode provocar a ruptura prematura da fibra, quando ela é dúctil. A existência de uma zona de transição mais fraca que a matriz, anterior à interface torna a configuração das fissuras mais complexa, pois ela provoca um desvio na trajetória das fissuras. Neste caso, pode haver flexão localizada da fibra mesmo quando ela está alinhada com a força.

O entendimento da natureza da aderência e das tensões na interface junto às fissuras é fundamental para se compreender o comportamento global dos compósitos. Assim, a análise da transferência de tensões e do arrancamento e a

dependência destes mecanismos com a microestrutura na região da interface deve preceder a análise de comportamento global (BENTUR & MINDESS, 1990).

4.2.3.1 ARRANCAMENTO DAS FIBRAS

As configurações de ensaios de arrancamento são variáveis. A força axial pode ser aplicada na fibra ou na matriz, que contém uma fibra imersa em seu interior. As tensões tangenciais na interface fibra-matriz e as tensões normais nas fibras para um ensaio típico de arrancamento são ilustradas na Figura 4.3.

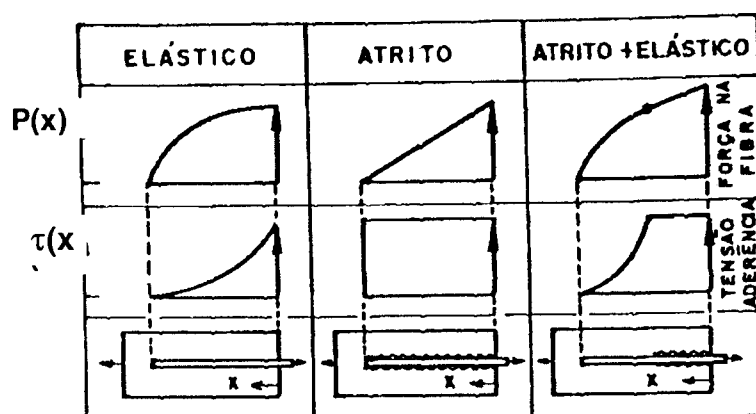


Figura 4.3 - Distribuição de tensões tangenciais na interface e de tensões normais nas fibras durante o arrancamento (BENTUR)

Normalmente se considera que o arrancamento ocorre quando a tensão de cisalhamento na interface supera a resistência de aderência e que, inicialmente, a fibra está aderente à matriz. Após a perda da aderência, persiste uma tensão de cisalhamento durante o escorregamento, causada pelo atrito entre a fibra e a matriz, desde que haja tensão normal à fibra.

Alguns modelos consideram que somente com a existência de deslocamentos relativos entre a fibra e a matriz pode haver transferência de tensões na interface. Ou seja, supõe-se que a fibra não está aderente à matriz, e que o deslizamento ocorre desde o início do carregamento, desprezando a adesão entre a fibra e a matriz (SHAH & OUYANG, 1991). Na verdade, há três condições

possíveis para a aderência: região de aderência perfeita (desenvolvimento de tensões elásticas), região não aderente (desenvolvimento de tensões de atrito) e uma combinação destas duas situações.

Antes da fissuração, as fibras e a matriz se deformam conjuntamente. Como os valores do módulo de elasticidade da fibra e da matriz são distintos, surgem tensões na interface. Supõe-se que a aderência nesta etapa seja perfeita. Conforme a distribuição de tensões na fibra, pode haver a perda prematura da aderência.

Se a perda da aderência precede a fissuração da matriz e não há o arrancamento brusco da fibra, uma resistência adicional ao deslizamento é mobilizada, pois surgem tensões de atrito na interface, normalmente suposta constante ao longo da região não aderente. A perda de aderência é progressiva e a ruptura é gradual. As tensões de cisalhamento nesta etapa resultam da combinação da tensão elástica, na zona aderente, e da tensão por atrito, na zona onde houve perda da aderência, como mostra a Figura 4.4.

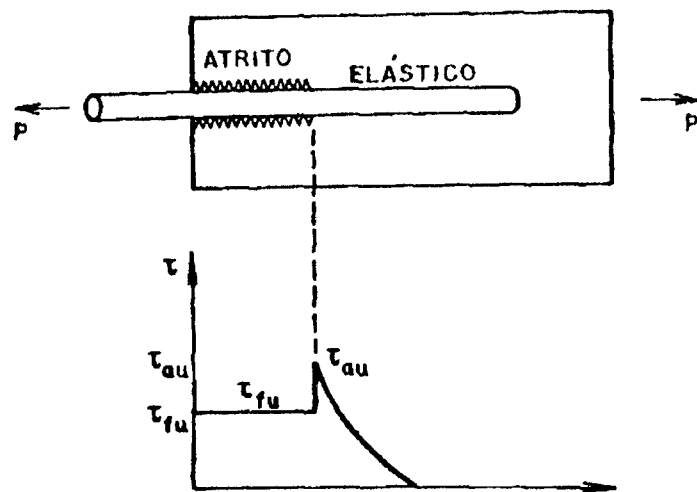


Figura 4.4 - Distribuição das tensões de cisalhamento ao longo da fibra
(BENTUR & MINDESS, 1990)

Quando a fissuração da matriz ocorre antes, há uma concentração de tensões na fibra nas proximidades da extremidade da fissura, que potencializa a perda de aderência. Os mecanismos de transferência de tensão são os mesmos da etapa anterior à fissuração, mas a posição da tensão de cisalhamento máxima é diferente.

Na verdade o atrito pode surgir antes da perda da aderência, se a resistência à tração da matriz é alta e a resistência de aderência é baixa. Nesta situação, a transferência simultânea de tensões de aderência por adesão e por atrito ocorre antes da fissuração. Neste caso a resistência à tração da matriz é pequena e a perda da aderência ocorre após a fissuração, o fenômeno é estudado pela Mecânica da Fratura, a partir da análise das tensões à frente das fissuras nas proximidades das fibras.

Vários trabalhos quantificam os resultados dos ensaios de arrancamento em função da tensão média de cisalhamento. Segundo BENTUR & MINDESS (1990) e SHAH & OUYANG (1991), este enfoque tem pouco significado físico, pois a tensão tangencial máxima é muito maior que a tensão média. Daí a necessidade de se adotar modelos mais realistas. Além disso, a ocorrência das tensões de atrito depende da existência de força normal às fibras. Portanto, ela é sensível a diversos parâmetros, tais como a variação de temperatura, cargas externas adicionais, coeficiente de Poisson e outros. Assim, o fenômeno do arrancamento da fibra e da transferência de tensões é muito mais complexo do que supõem os modelos unidimensionais.

No caso de fibras não retas (com ancoragem mecânica), não se pode explicar o fenômeno do arrancamento em termos de tensões de cisalhamento. Durante o arrancamento, um volume maior da matriz é mobilizado. Neste caso, as variações nos resultados dos ensaios são menores, pois são menos sensíveis às variações de tensões transferidas por atrito e às propriedades da zona de transição.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), ao contrário da resistência da matriz, a microestrutura da zona de transição influi na resistência de aderência, onde o fator a/c representa a característica da zona de transição.

Para incorporar o efeito desta zona mais frágil, pode-se considerar um parâmetro adicional no modelo, além da tensão na interface, por atrito e adesão, e que representa a menor rigidez da zona de transição (SHAH & OUYANG, 1991).

As fissuras são desviadas pelas fibras quando as interceptam. Elas tomam a direção das fibras, influenciadas pela perda da aderência, que não ocorre na superfície da fibra, mas um pouco distante, onde a tensão de aderência é máxima, conforme mostra a Figura 4.5 alteração da trajetória da fissura, que assume a direção da fibra corresponde à perda da aderência na zona de transição, mais frágil. Portanto, a fissura percorre um caminho de menor energia, onde a aderência

é fraca com a mudança na trajetória, há um aumento da ductilidade. Quando a fissura encontra os poros da camada dos produtos de hidratação, ela atravessa a fibra. No modelo do arrancamento, considera-se simplificada que a ruptura de aderência ocorre na interface. Logo, a configuração de fissuras é muito mais complexa, como mostra a Figura 4.5.

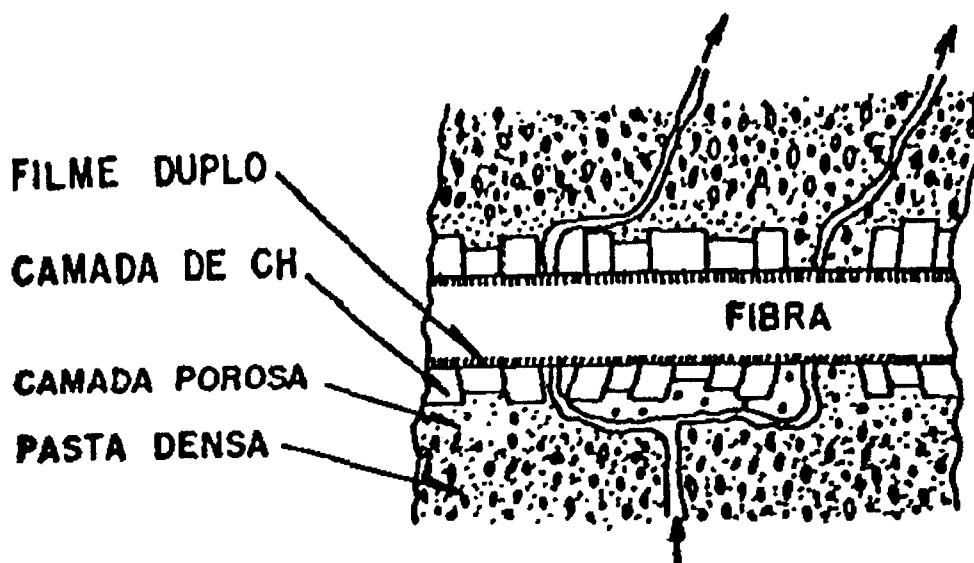


Figura 4.5 - Trajetória da fissura na zona de transição (BENTUR & MINDESS, 1990)

Os mecanismos de aderência de fibras de aço em concreto também foram estudados por NAAMAN & NAJM (1991), através de ensaios de arrancamento empregando diferentes tipos de fibras (fibras retas, com vários comprimentos e diâmetros, e fibras com extremidades em gancho e endentadas) e de matriz com aditivos, tais como látex, sílica ativa e pozolanas).

Observou-se que na fibra reta, a perda da aderência é rápida, pois com o início do carregamento a resistência diminui. O valor do escorregamento correspondente à carga máxima é bem menor do que para as outras fibras, até 2 a 3 vezes. Para as fibras endentadas e com gancho nas extremidades, a parte ascendente da curva carga-escorregamento é similar à anterior, sendo que o escorregamento ocorre para a mesma carga. Porém a resistência aumenta, devido à parcela adicional das forças mecânicas na superfície das fibras. Na fibra endentada, o comportamento é cíclico para deslocamentos elevados, apresentando resistência oscilante, devido ao movimento não uniforme na matriz, correspondendo ao fenômeno localizado de cada segmento entre os dentes.

Na fibra com ganchos nas extremidades há uma tendência de retificação do gancho durante o arrancamento. O acréscimo de resistência é significativo, 3 a 4 vezes maior que para a fibra reta. O escorregamento para este valor pode ser até 100 vezes maior, proporcionando um aumento muito grande na energia absorvida no fenômeno. O decréscimo da carga ocorre quando ocorre a perda total da aderência.

Além disso, a matriz mais resistente apresenta escorregamentos menores para forças iguais, inclusive após a força máxima; mas o decréscimo da força é mais brusco. A variação do volume de fibras da matriz, até 3%, provoca aumento insignificante na força máxima de arrancamento, ou seja, as fibras acrescentam pequena resistência de aderência, exceto para o concreto produzido através de calda de cimento em fôrmas com fibras previamente posicionadas ("SIFCON"), onde um outro componente da aderência está presente, o engrenamento entre as fibras.

Os aditivos influem de modo variado. O látex aumenta a força máxima e a pozolana melhora o comportamento geral, mas em menor intensidade que o látex. O efeito da sílica ativa é desprezível, exceto pelo aumento da resistência da matriz.

O comprimento da fibra embutido na matriz também influi de maneira diferente conforme o tipo de fibra. Para a fibra reta, altera-se somente o ramo descendente. Na fibra gancho, ele é desprezível, já que o efeito do gancho é predominante, e na fibra endentada a variação da resistência com o comprimento é linear, mostrando-se proporcional ao número de dentes.

Os autores ainda isolaram os componentes da aderência decorrentes do atrito e da parcela mecânica, no caso das fibras não retas. Superpondo estas parcelas com o comportamento da fibra reta, obteve-se resultados similares aos das fibras originais. Os componentes mecânicos da aderência seriam responsáveis pelo aumento da força e escorregamento máximos.

A partir dos resultados obtidos, propõem-se valores de resistência de aderência iguais a 1-2,8 MPa, para a fibra reta, 3,5-7,0 MPa, para a fibra com gancho e 2,8-6,7 MPa, para a fibra dentada. Com látex, consegue-se valores até 9,8 MPa. Estas diferenças tendem a diminuir nos compósitos, onde a resistência ao arrancamento da fibra diminui com o sucessivo arrancamento de fibras anteriores. A contribuição das três fibras é similar na resistência à fissuração, pois a parte ascendente do gráfico é semelhante. Ou seja, a aderência mecânica não influi na resistência à fissuração.

4.2.3.2 EFICIÊNCIA DAS FIBRAS

Na prática, a adição de fibras curtas à matriz é feita de forma aleatória. Neste arranjo, elas são menos eficientes do que quando contínuas e alinhadas. Os efeitos do comprimento e da orientação das fibras dependem da natureza de sua interação com a matriz, que pode ser analisada a partir das tensões transferidas na interface e das propriedades da microestrutura da interface. O resultado desta análise é usualmente expresso em termos de fatores de eficiência, cujos valores estão compreendidos entre zero e um. Ou seja, a situação real é comparada com os modelos teóricos, onde o reforço é proporcionado por fibras contínuas e alinhadas, em termos das propriedades macromecânicas (resistência e ductilidade) (FURLAN, 1995).

4.2.3.3 COMPRIMENTO DA FIBRA

O comprimento mínimo no qual podem se desenvolver tensões de aderência iguais à resistência da fibra é denominado comprimento crítico. Ele pode ser calculado a partir da distribuição de tensões de cisalhamento nas fibras ou a partir da variação da força máxima no ensaio de arrancamento da fibra na matriz. Ou seja, ele depende dos mecanismos de tensões tangenciais considerados. Caso o comprimento seja inferior ao comprimento crítico, a tensão na fibra não atinge o valor máximo de sua resistência. Neste caso, o aproveitamento da fibra é apenas parcial.

A influência da fibra após a fissuração é ilustrada na Figura 4.6. Observa-se que a partir do comprimento crítico, apesar do aumento da resistência e da aderência para valores crescentes do comprimento, a força máxima de arrancamento e a energia consumida na ruptura diminuem. A ruptura, até então dúctil, devido a perda da aderência, e com grande consumo de energia, especialmente no arrancamento da fibra, passa a ser frágil, pois ocorre a ruptura da fibra, com pouco consumo de energia. Portanto, o comprimento crítico corresponde à situação de ductilidade máxima. Para fibras mais extensas que o

comprimento crítico, há uma contradição entre os valores de resistência e ductilidade da peça. O mesmo raciocínio se aplica para a variação da resistência.

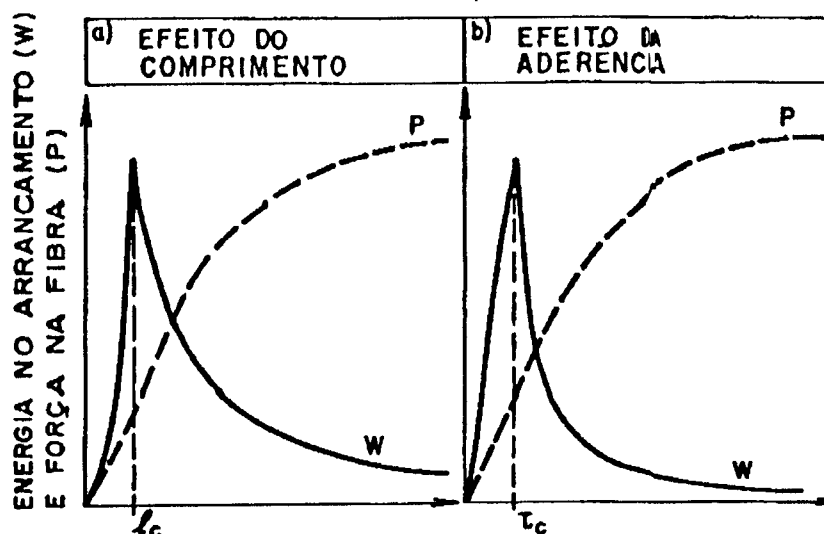


Figura 4.6 - Efeito da fibra e da resistência de aderência na força máxima e na tenacidade no ensaio de arrancamento (BENTUR & MINDESS, 1990)

4.2.3.4 ORIENTAÇÃO DA FIBRA

Embora a princípio a orientação das fibras na matriz seja aleatória, o tipo de produção do componente pode favorecer alguma orientação preferencial, como ocorre no caso de utilização de mesa vibratória, onde as fibras tendem a ficar em posição vertical.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), vários estudos baseados na hipótese de que as fibras só suportam cargas axiais levaram a resultados equivocados sobre a contribuição das fibras na capacidade resistente do compósito. Na verdade, especialmente após a fissuração, pode haver a flexão localizada da fibra na região da fissura, conforme mostra a Figura 4.7.

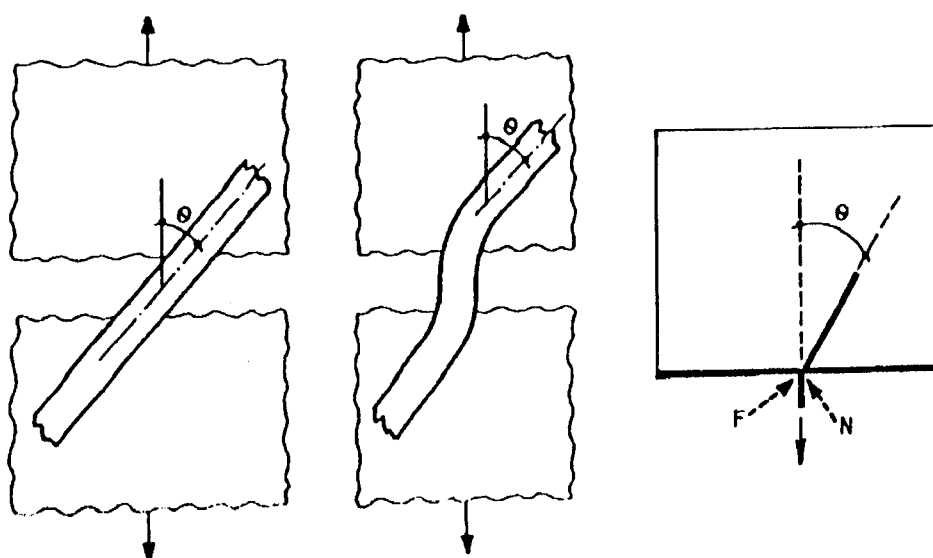


Figura 4.7 - Intersecção de uma fibra inclinada com a fissura

No arrancamento das fibras inclinadas, a matriz aplica uma força normal na fibra, responsável pela mudança de direção da força, que causa a flexão da fibra e possibilita o surgimento de uma força de atrito adicional, como mostra a Figura 4.7. Assim, a flexão da fibra e as tensões adicionais de atrito são os principais mecanismos de transferência de forças no arrancamento da fibra inclinada (SHAH & OUYANG, 1991). No caso de fibras dúcteis e longas, parte da força de arrancamento e da energia consumida podem advir da deformação plástica da fibra, devido à flexão localizada.

As tensões de compressão na matriz decorrentes das tensões de flexão na fibra devem ser consideradas no arrancamento de fibras não alinhadas à tensão resistida pela fibra pode ser menor do que aquela prevista no ensaio de arrancamento de fibras alinhadas. Neste caso, a eficiência da fibra diminui. Este também é importante quando ocorre densificação da zona de transição com a idade. Há um enrijecimento da interface, que passa a resistir às tensões de flexão, o que pode levar à ruptura prematura da matriz na zona fissurada.

Segundo SHAH & OUYANG (1991), pode haver aumento de resistência para as fibras inclinadas. A energia é sempre maior, devido aos efeitos citados acima. Caso a fibra tenha pouca rigidez à flexão, o efeito da flexão localizada é minimizado e a força de arrancamento pode ser menor do que no caso de fibras alinhadas. O decréscimo da força máxima e da energia no arrancamento para ângulos acima de 45 graus está associado ao esmagamento do concreto. A figura 4.8 ilustra estes dados.

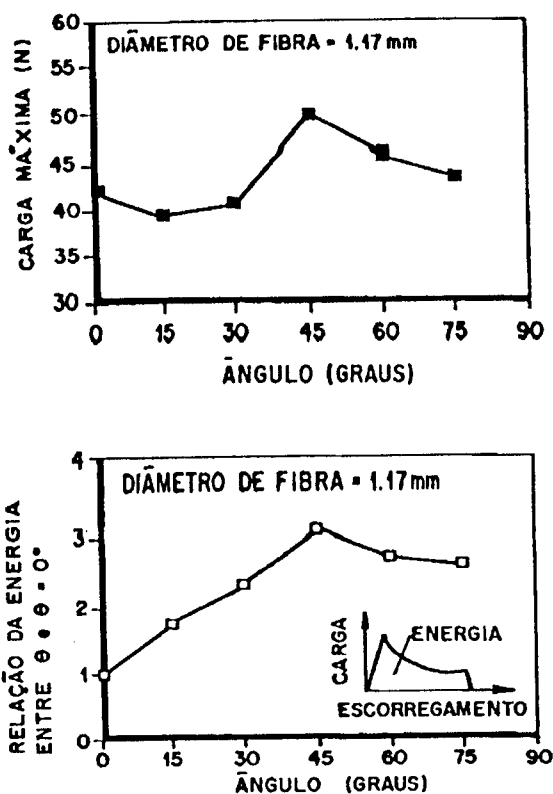


Figura 4.8 - Efeito da inclinação da fibra no arrancamento (SHAH & OUYANG, 1991)

Segundo SHAH & RANGAN (1971), a eficiência das fibras aleatórias em relação às fibras alinhadas avaliadas em ensaios de tração direta seria da ordem de 85%. As fibras perpendiculares à direção do carregamento seriam totalmente ineficientes.

4.2.4 SISTEMA COM FIBRAS DE AÇO

As fibras de aço são usadas em diferentes geometrias. Além da forma reta e lisa, outros tipos de fibra foram produzidos para aumentar a aderência com o concreto e melhorar o seu desempenho. Dentre eles, podem ser citadas a fibra com as extremidades em gancho, a fibra ondulada e a fibra retorcida.

Segundo SOROUSHIAN & BAYASI (1991), a trabalhabilidade avaliada pelo ensaio de "slump" ou abatimento do tronco cone invertido varia muito pouco com o

tipo de fibra de aço empregada, sendo que a mistura com fibra ondulada mostrou-se um pouco mais plástica. No entanto, a trabalhabilidade sempre piora com a introdução das fibras, especialmente quando elas tem relação de aspecto elevada. O ensaio de "slump" convencional não apresenta os mesmos resultados.

Segundo GRONDZIEL (1993), a principal utilização das fibras em matriz de concreto na Europa se dá nas lajes, além de túneis, pré-moldados e outras aplicações. Elas substituem parcialmente a armadura e proporcionam a diminuição da espessura, da ordem de 3 a 4 cm. Segundo MEHTA & MONTEIRO (1994), as primeiras aplicações estruturais ocorreram na execução de túneis com concreto projetado, em painéis para garagens de estacionamento em pistas de aeronaves.

Segundo BENTUR & MINDESS (1990), as fibras de aço são especialmente eficientes no aumento da resistência à tração na flexão, ao cisalhamento, ao impacto e à fadiga. Na resistência à compressão, a contribuição das fibras é pequena do ponto de vista de resistência, mas a ductilidade após a fissuração é maior.

A influência do tipo de fibra de aço nas propriedades mecânicas do concreto foi estudada por SOROUSHAN & BAYASI (1991). Os melhores desempenhos foram obtidos pela fibra com ganchos nas extremidades. Os piores, pela fibra ondulada, principalmente na flexão, já que a resistência à compressão se mantém praticamente constante.

A influência das fibras de aço na aderência entre o concreto e as barras da armadura longitudinal nas ligações viga-pilar, onde o concreto fica confinado pelas armaduras transversal e longitudinal do pilar, foi investigada por SOROUSHAN et al. (1994), mostrando-se especialmente indicadas para carregamento dinâmico (em ligação), para limitar as fissuras horizontais e inclinadas ao redor da armadura decorrentes da perda da aderência e do escorregamento das barras. As fibras retardam a propagação das fissuras e diminuem o escorregamento, pois a resistência de aderência aumenta. Com isso, melhoram a resistência, a ductilidade e a rigidez, permitindo diminuição da armadura de confinamento, sem alterar a qualidade da ancoragem da barra no nó. Segundo os autores, a relação de aspecto e o tipo de fibra tem influência desprezível na resistência de aderência, ao contrário do escorregamento correspondente à tensão máxima.

Na retração, as fibras proporcionam diminuição restringida. Alguns resultados contrariam esta tendência, registrando pequena influencia das fibras, já que a fissuração por retração não envolveria a formação de microfissuras.

Segundo HARAJLI et al. (1994), as fibras de aço aumentam a resistência à punção das lajes. Adicionando-se em torno de 2% (fração de volume) de fibras de aço do tipo com gancho, há um aumento de resistência ao cisalhamento nas lajes de cerca de 36%. A presença das fibras de aço nas lajes não somente proporciona uma considerável melhoria na ductilidade e na resistência ao colapso por cisalhamento, como também pode modificar o tipo de colapso, de punção pura para flexão pura, ou para um tipo combinado de punção-flexão.

Nas ligações laje-pilar a presença de fibras pode retardar a formação da fissura inclinada característica de cisalhamento. Também é observado, que as fibras podem transformar uma punção frágil e repentina numa ruína dúctil. Com uma razoável redução do valor da tração e da compressão, fibras de aço também podem ajudar para que ao invés da ruína ser por punção esta ocorra por flexão, sem perder a sua capacidade resistente (THEODORAKOPOULOS & SWAMY, 1993).

Em função das características que a adição de fibras, fornece ao concreto foram feitas comparações com estudos de outros autores, e foi avaliado o comportamento da ligação laje-pilar no seu conjunto.

5 ENSAIO DOS MODELOS DE LAJE-COGUMELO

5.1 CARACTERÍSTICAS DO MODELO

Nas pesquisas constantes da literatura para o caso de ligações laje-pilar interior, em painéis quadrados, carregados uniformemente e simetricamente, os elementos de laje têm reproduzido, de forma aceitável, a parte da laje em torno do pilar delimitada pela circunferência de raio $r = 0.2l$ dos pontos de momento fletor nulo, sendo l o vão dos painéis de laje adjacentes ao pilar.

A escala do modelo adotado neste trabalho corresponde a uma escala reduzida de um para três, relativa a um pavimento de lajes-cogumelo que possui vãos de 6 m e pilares de 30 cm x 30 cm como-se mostra na Figura 5.1. A espessura real seria de 180 mm, que provavelmente é a mínima necessária para vencer vãos dessa ordem de grandeza.

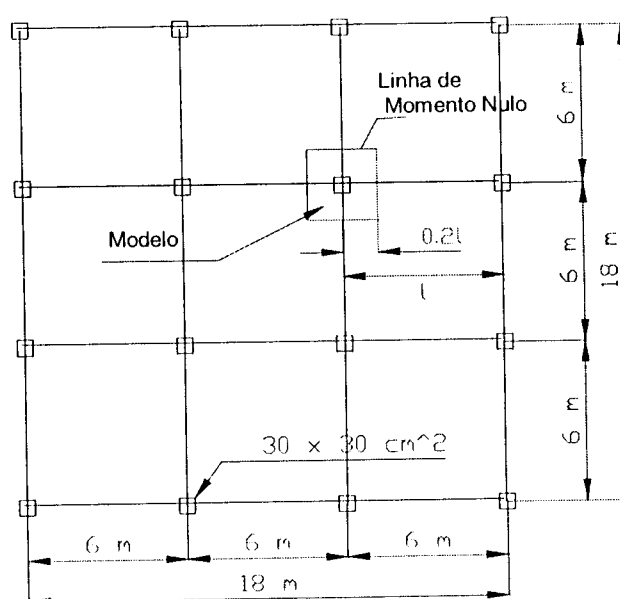


Figura 5.1 - Planta típica de um pavimento de lajes-cogumelo.

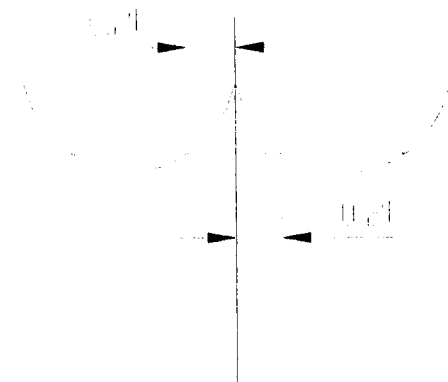


Figura 5.2 - Diagrama de Momento.

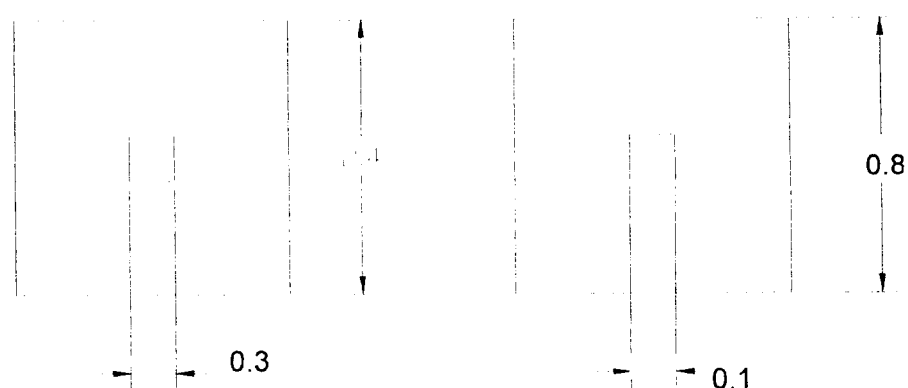


Figura 5.3 - Planta do Modelo Real e Reduzido (medidas em cm)

As lajes são quadradas de 800 mm de lado e 60 mm de espessura, e foram simplesmente apoiadas ao longo de todos seus lados, com os cantos livres para se levantar. O pilar também é quadrado de 100 mm de lado atravessando a laje, para poder simular a continuação do pilar na estrutura. Um espécime deste tamanho representa, com boa aproximação, a região de momento fletor negativo ao redor de um pilar, sendo considerado aqui a ligação de um pilar interno na laje-cogumelo.

Ensaiou-se 12 modelos de lajes-cogumelo, todas elas projetadas para romper por punção. Todos os modelos foram armados com nove barras de 10 mm de diâmetro, em cada direção, na zona a ser tracionada. Na zona comprimida foram colocadas cinco barras de 5 mm de diâmetro, em ambas as direções, tentando simular as armaduras utilizadas contra o colapso progressivo, característico das lajes-cogumelo.

As armaduras do pilar também possuem diâmetro de 10 mm, as armaduras dos estribos do pilar e do pino têm 6,3 mm de diâmetro, detalhadas nas Figuras 5.4 e 5.5.

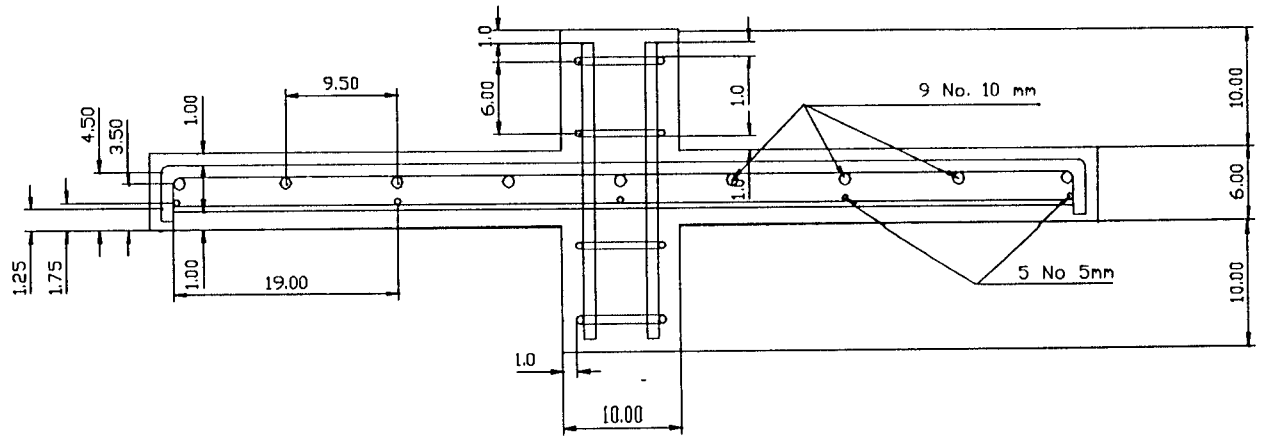
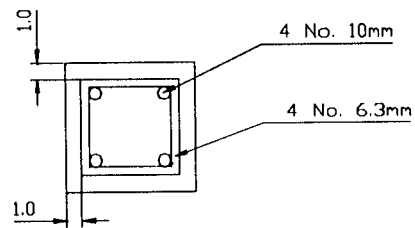


Figura 5.4 - Detalhes das armaduras.



Figuras 5.5 - Detalhe das armaduras do pilar

A distribuição das armaduras longitudinais comprimidas como as tracionadas são apresentadas nas Figuras 5.6 e 5.7.

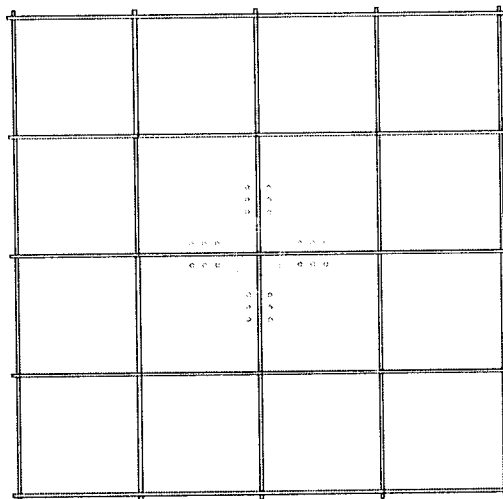


Figura 5.6 - Distribuição da Armadura Longitudinal Comprimida do Modelo.

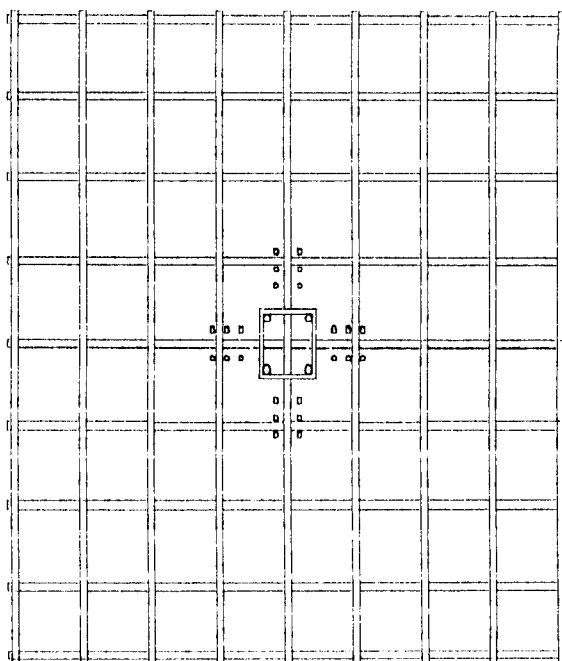


Figura 5.7 - Distribuição da Armadura Longitudinal Tracionada do Modelo.

5.2 PROGRAMA DOS ENSAIOS

O programa experimental consiste em uma série de ensaios em lajes de concreto submetidas a carregamento centrado, carregamento este aplicado no pilar.

As principais variáveis dos ensaios foram:

- percentagem de volume de fibras de aço adicionadas ao concreto;
- utilização de armaduras contra a punção, sendo estas do tipo pino;
- resistência do concreto.

Os nossos ensaios foram divididos em duas séries de seis modelos cada uma. Na primeira série foi utilizado o concreto com resistência de aproximadamente 30 MPa aos 7 dias, sendo que a metade foi reforçada com a armadura de pino. Na segunda série dos outros seis modelos utilizaram-se concreto de alta resistência com aproximadamente 85 MPa aos 7 dias, divididos de igual maneira que a primeira série. Em todos os grupos de três modelos foi variada a porcentagens de fibras de 0,0 % a 0,75 % e 1,5 % como mostrado na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Detalhes dos modelos

Series	Laje No.	Tipo do Concreto	Amadura de Flexão								Armadura transversal		Fibras %
			Armadura Negativa				Armadura Positiva				Tipo pino		
			Armadura Negativa		Armadura Positiva								
			No.	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)	No.	Diâmetro (mm)	Espaçamento (cm)					
I	L1	A	9	10	95	5	5	19			Não	0	
I	L2	A	9	10	95	5	5	19			Não	0.75	
I	L3	A	9	10	95	5	5	19			Não	1.50	
I	L4	A	9	10	95	5	5	19			Sim	0	
I	L5	A	9	10	95	5	5	19			Sim	0.75	
I	L6	A	9	10	95	5	5	19			Sim	1.50	
II	L7	B	9	10	95	5	5	19			Não	0	
II	L8	B	9	10	95	5	5	19			Não	0.75	
II	L9	B	9	10	95	5	5	19			Não	1.50	
II	L10	B	9	10	95	5	5	19			Sim	0	
II	L11	B	9	10	95	5	5	19			Sim	0.75	
II	L12	B	9	10	95	5	5	19			Sim	1.50	

OBS.: A letra "A" corresponde ao concreto com cerca de 30 MPa de resistência aos 7 dias;

A letra "B" corresponde ao concreto com cerca de 85 MPa de resistência aos 7 dias.

Todos os modelos foram carregados até a ruína, sendo cuidadosamente identificadas as fissuras a cada etapa de carregamento.

A estimativa da força resistente média foi feita seguindo-se as indicações do TEXTO BASE DA NB-1/78, do EUROCODE N.2, do CEB/90 e do ACI 318/89, estimativas que também ajudaram a obter conclusões sobre as diferenças de resultados obtidos pelos modelos de cálculo das normas anteriormente citadas.

5.3 MATERIAL EMPREGADOS NOS MODELOS

5.3.1 CONCRETO

Os materiais utilizados nos modelos estão divididos segundo o tipo de concreto preconizado e são apresentados nas Tabelas 5.2 e 5.3.

Empregou-se Cimento Portland Composto da classe CP-II-E-32, proveniente da "COMPANHIA CIMENTO RIBEIRÃO GRANDE", Cimento Ribeirão, para o concreto com resistência aproximada de 30 MPa aos 7 dias.

No caso do concreto com resistência aproximada de 85 MPa, empregou-se o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial da classe CPV-ARI-PLUS da fábrica "CIMINAS".

O superplastificante empregado foi o REAX-(1000A) da "REAX Ind. E Com. Ltda", e a sílica ativa foi a Sílica Fume - SILMIX, da "CAMARGO CORRÊA METAIS S.A".

A pedra britada e a areia empregadas são da Região de São Carlos, ambos materiais foram utilizados após secagem prévia.

Tabela 5.2 - Concreto com resistência aproximada de 30 MPa.

<u>CONCRETO 01</u>	30 MPa
	Consumo (kg/m ³)
cimento CII-E	315
areia seca	850
brita 1	1165
água	173
Traço em peso	1:2.7:3.7 a/c=0.55

Tabela 5.3 - Concreto com resistência aproximada de 85 MPa.

<u>CONCRETO 02</u>	85 MPa
	Consumo (kg/m ³)
cimento CPU-ARI	576,00
sílica ativa	57,50
areia	767,50
brita	1340,00
SP(1000A)	21,00
água	198,50
Traço em peso	1:1,33:2,33 a/c=0,34

A mistura do concreto foi feita em betoneira de eixo inclinado, e para o adensamento do concreto no modelo utilizou-se a mesa vibratória.

Simultaneamente à concretagem de cada modelo, confeccionaram-se nove corpos-de-prova cilíndricos de diâmetro 10 cm e altura 20 cm. Seis corpos-de-prova foram ensaiados à compressão simples e os outros três à compressão diametral para a obtenção respectivamente das resistências à compressão simples e à tração simples. Dos seis corpos-de-prova ensaiados à compressão simples, três foram utilizados para obter a curva de tensão-deformação, e o módulo de deformação longitudinal do concreto.

5.3.2 AÇO E FIBRAS DE AÇO

As armaduras de flexão da laje, do pilar e dos pinos foram executadas com aço CA-50A. As barras de ϕ 10 mm apresentaram área da seção transversal $A_s = 0,8172$ cm², as de ϕ 6,3 mm $A_s = 0,2991$ cm² e as de ϕ 5,0 mm $A_s = 0,1854$ cm²; esses valores de A_s foram determinados dividindo-se o peso de uma amostra da barra pelo seu comprimento e pela peso específica do aço (7,85 g/cm³).

Amostras desses aços foram ensaiadas à tração para a determinação das resistências de escoamento e de ruptura, nesses ensaios mediram-se também as

deformações por meio de extensômetros para a obtenção da curva tensão-deformação. As amostras ensaiadas eram compostas de quatro corpos-de-prova de cada tipo de diâmetro, dos quais dois foram instrumentados.

As fibras empregadas nos modelos foram a fibra de aço tipo - HSCF 25, da "VULKAN DO BRASIL LTDA. - DIVISÃO HAREX", com as seguintes especificações técnicas:

a) denominação conforme ASTM - A820/90;

Tipo II : "cut sheet"; "deformed"

Comprimento nominal: $l_n=25$ mm

Diâmetro nominal equivalente: $d_c=0,667$

Razão nominal de aspecto: $\lambda_n=37,45$

b) dados dimensionais:

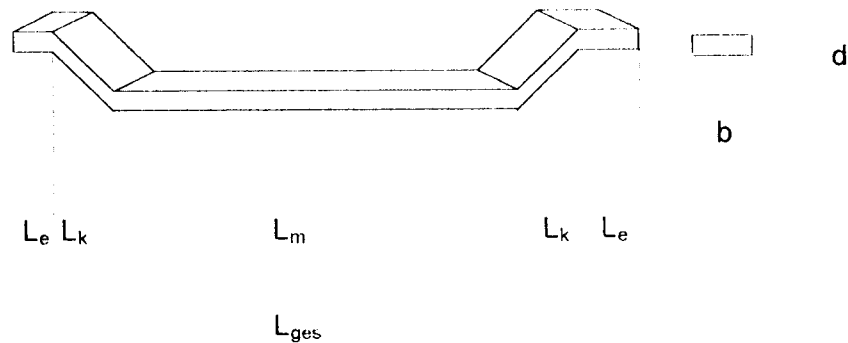


Figura 5.8 - Dimensões da fibra

$$L_{ges} = (25 \pm 1,0) \text{ mm}$$

$$L_m = (20 \pm 1,6) \text{ mm}$$

$$L_e + L_k = (2,5 \pm 0,8) \text{ mm}$$

$$b = (0,70 \pm 0,07) \text{ mm}$$

$$d = (0,70 \pm 0,07) \text{ mm}$$

Será admissível uma torção de no máximo 20° do eixo longitudinal da fibra.

5.4 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

As lajes foram simplesmente apoiadas nos seus quatro lados com os cantos livres para levantar. Almofadas de borracha foram colocadas embaixo das bordas, onde a laje foi apoiada, para garantir um contato uniforme com o pórtico de reação. O carregamento foi aplicado com ajuda de um macaco hidráulico, sendo este acionado de baixo para cima no pilar central. Esta disposição facilitou a observação da formação de fissuras no modelo.

A montagem do ensaio está ilustrada na Figura 5.9 a 5.11, onde a estrutura de reação é composta por dois pórticos metálicos interligados por vigas de metal, formando um quadrado onde se apoia o modelo da laje-cogumelo. No centro está localizado um bloco de concreto que serve de apoio para o macaco hidráulico que aplica a carga no pilar.

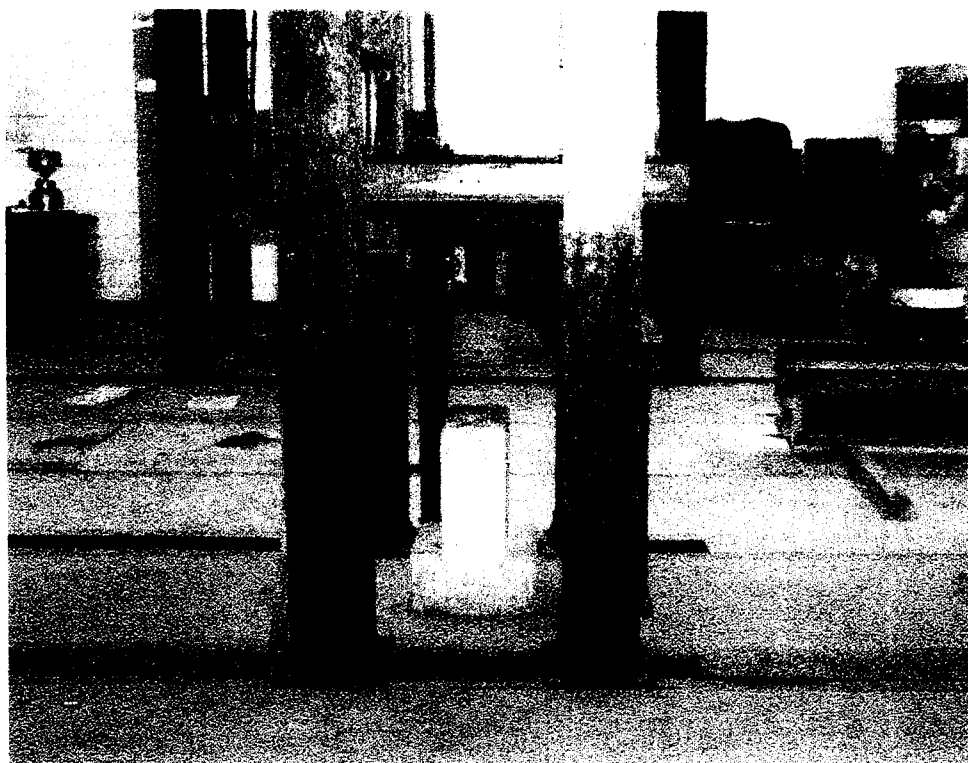


Figura 5.9 - Pórtico de reação e bloco de concreto

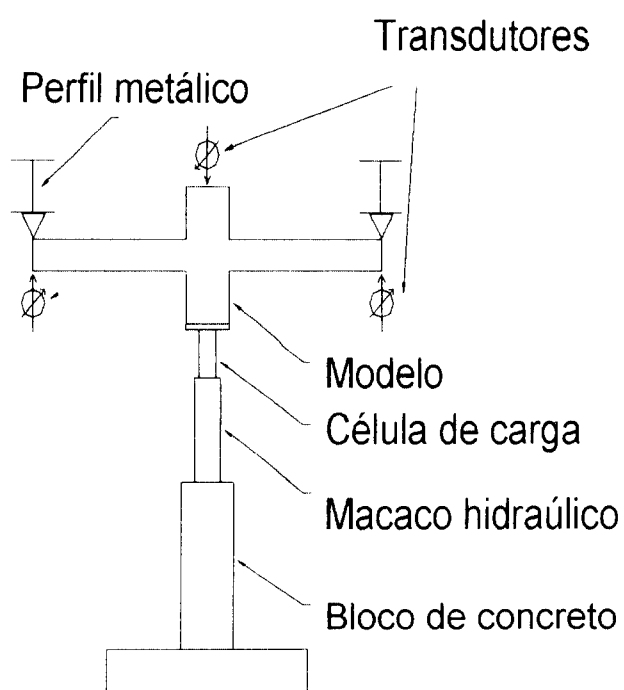
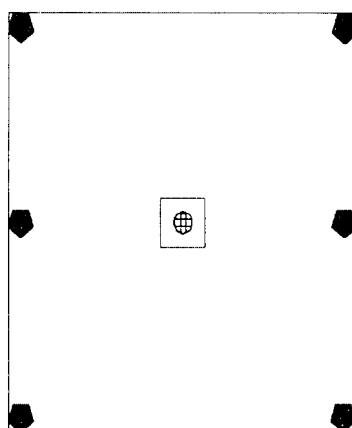


Figura 5.10 - Desenho esquemático do modelo



Figura 5.11 - Modelo instrumentado montado no pórtico



- ⊕ Transdutor superior
- ▣ Transdutores inferiores

Figura 5.12 - Posição dos transdutores



Figura 5.13 - Transdutores (Vista inferior do modelo)

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

- a) célula de carga, SENSOTEC (TRK-50) com capacidade de 500 kN , compatível com a carga a ser aplicada pelo macaco hidráulico;
- b) extensômetros elétricos de resistência Kiowa, com grade de comprimento de 10 mm e 5 mm, para a medida das deformações das armaduras;
- c) transdutores elétricos, Kiowa, de sensibilidade de 0,01 mm para o de 20 mm de curso e 0,025 mm para o de 100 mm de curso;
- d) sistema de aquisição de dados SISTEM 4000, que registra automaticamente os valores das cargas indicada pela célula de carga, as deformações indicadas pelos extensômetros e os deslocamentos indicados pelos transdutores (defletômetros).

O fato do modelo ser quadrado permitiu que fosse instrumentado somente um quarto dele. Assim foram instrumentadas as barras que passam na mesma direção dos eixos principais de simetria, sendo estas perpendiculares entre si, e também duas barras afastadas dos eixos principais de 19 cm.

Foram instrumentadas além das armaduras de flexão dois raios da armadura transversal tipo pino, localizados na região onde a armadura longitudinal também está instrumentada.

A fixação e a proteção dos extensômetros elétricos foram realizados segundo técnicas desenvolvidas no LE-EESC, e os transdutores (defletômetros) foram montados sobre uma armação metálica.

O carregamento aplicado pelo macaco hidráulico foi feito de 10 em 10 kN, fazendo-se a medida das deformações e dos deslocamentos a cada incremento de carga.

5.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS

5.6.1 MATERIAIS

5.6.1.1 CONCRETO

As resistências do concreto à compressão e à tração simples obtidas nos ensaios dos corpos-de-prova são apresentados na Tabela 5.4.

A idade com a qual os corpos de prova foram ensaiados é a mesma dos modelos na data do ensaio, que é de 7 dias. Como foi indicado anteriormente, três dos corpos de prova foram ensaiados submetidos à compressão uniaxial com controle de carga para poder traçar o diagrama tensão-deformação e obter o módulo de deformação longitudinal do concreto, no Laboratório do Departamento de Geotecnia, utilizando-se o equipamento "Material Test System" (MTS 810).

Tabela 5.4 – Características do concreto

Tipo de laje-cogumelo	Resistência média à compressão f_c (MPa)	Resistência média à tração f_t (MPa)	Módulo de Elasticidade (GPa)
L01	26,0	3,0	16,0
L02	31,5	3,7	17,0
L03	31,6	4,8	16,8
L04	26,0	3,0	16,0
L05	31,5	3,7	17,0
L06	31,6	4,8	16,8
L07	88,7	5,3	33,6
L08	79,0	6,3	28,7
L09	93,0	7,6	29,3
L10	88,7	5,3	33,6
L11	79,0	6,3	28,7
L12	93,0	7,6	29,3

Obs: O cálculo do módulo elástico dos modelos L12 e L09 foi calculado manualmente, devido a defeito do equipamento na data do ensaio.

5.6.1.2 AÇO

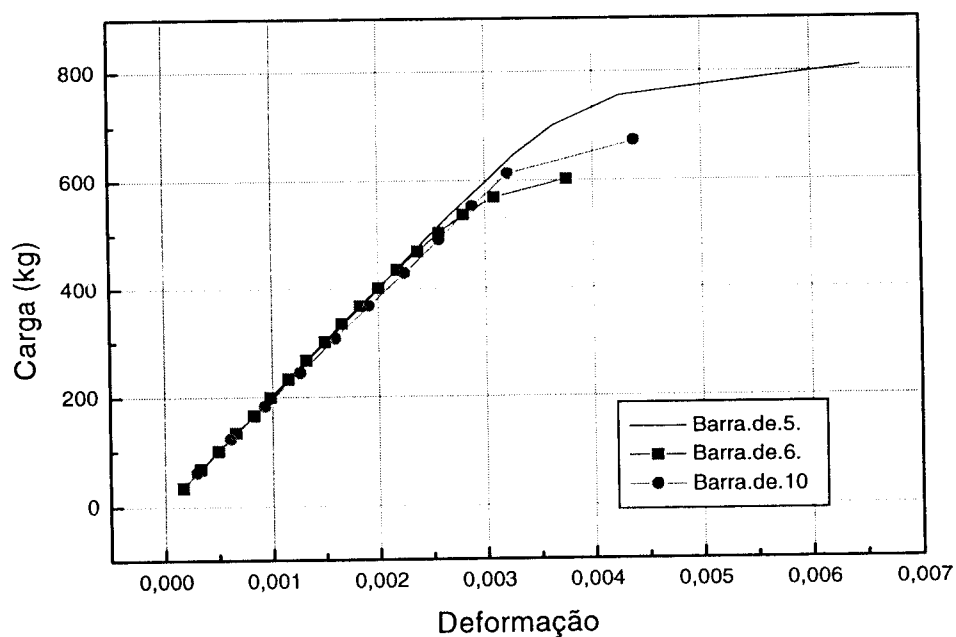
Os ensaios de tração dos corpos de prova das barras de aço foi realizado no Laboratório de Madeiras, sendo que os dados obtidos estão apresentados na Tabela 5.5. Os valores do módulo de deformação foram obtidos por regressão linear.

Tabela 5.5 – Características das barras de aço CA-50A

Diâmetro da barra de aço	Área efetiva A_s (cm ²)	Tensão de escoamento f_y (kN/cm ²)	Deformação de escoamento ($\mu\epsilon$)	Tensão de ruptura f_{st} (kN/cm ²)	Módulo de elasticidade E (MPa)
$\phi=10,0$ mm	0,8172	60,2	3450	73,15	188297
$\phi=6,3$ mm	0,2991	62,3	3350	89,4	199439
$\phi=5,0$ mm	0,1854	80,5	4500	86,5	198141

Obs: Os valores indicados na tabela são valores médios.

Gráfico 5.1 - Diagrama de força-deformação do Aço



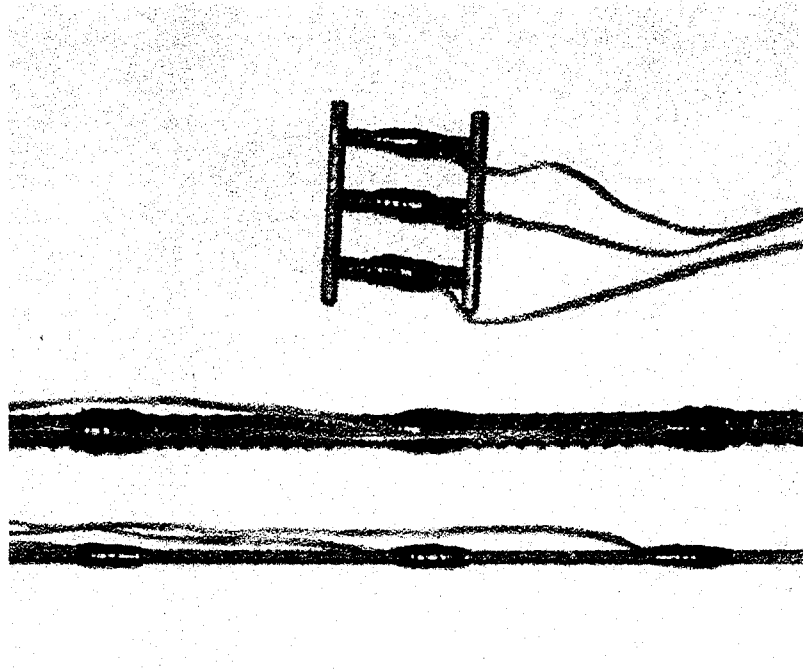


Figura 5.14 - Instrumentação das armaduras dos modelos

5.6.2 MODELOS DAS LAJES-COGUMELO

5.6.2.1 FISSURAS

Na Tabela 5.6, apresentam-se o número médio de fissuras que apareceram nos modelos, sendo consideradas principais as que visivelmente se prolongam desde a face do pilar até as bordas e cantos do modelo, e secundárias as que possuem tamanho menor e aparecem entre as principais. Nesta tabela claramente vemos que há um aumento do número total de fissuras em função da adição de fibras.

Tabela 5.6 - Número médio de fissuras nos modelos

Modelo	Número de fissuras principais	Número de fissuras secundárias	Total de fissuras
L01	13	14	27
L02	13	15	28
L03	12	18	30
L04	13	20	23
L05	14	12	26
L06	16	21	37
L07	13	25	38
L08	13	29	42
L09	14	32	46
L10	22	16	38
L11	12	29	41
L12	9	33	42

Salvo alguns casos (L06/L10/L12) o número de fissuras principais ficou entre 12-14, não se notando portanto uma influência significativa tanto da resistência do concreto, quanto das fibras ou da presença de armadura transversal.

No entanto, observou-se uma tendência de aumento do número de fissuras secundárias com o aumento do volume de fibras, com a colocação da armadura transversal, e com o aumento do volume de fibras, e com o aumento de resistência do concreto.

Considerando-se o número total de fissuras, constata-se que houve claramente um aumento desse número com aumento do volume de fibras e com o aumento de resistência do concreto.

As primeiras fissuras geralmente apareceram nos cantos da coluna na face superior da laje. As fissuras foram progredindo para fora formando-se leques nas diagonais principais e freqüentemente produziram um padrão de linha de ruptura reconhecível, apesar de que estas linhas de ruptura às vezes eram difusas devido à presença de fibras, como está mostrado a seguir nas fotografias dos modelos.

Com relação à primeira fissura (fissura visível), como mostrado na Tabela 5.8, nos modelos de laje-cogumelo com armadura transversal, o acréscimo da resistência à formação desta fissura foi mais claro, da ordem de 30 % a 50 %. Nas lajes sem armadura transversal este acréscimo não ficou muito claro.

A abertura das fissuras que de forma diferenciada se propagaram desde a base da coluna até as bordas dos modelos foram significativamente reduzidas no concreto com fibras comparadas com o concreto sem fibras.

A armadura transversal tipo pino efetivamente aumentou a resistência à punção das lajes-cogumelo mas não aumentou a resistência à fissuração, e a abertura das fissuras sempre foi um pouco maior no caso das lajes com pinos.

A formação das fissuras é mostrada nas figuras dos modelos, apresentados a seguir.

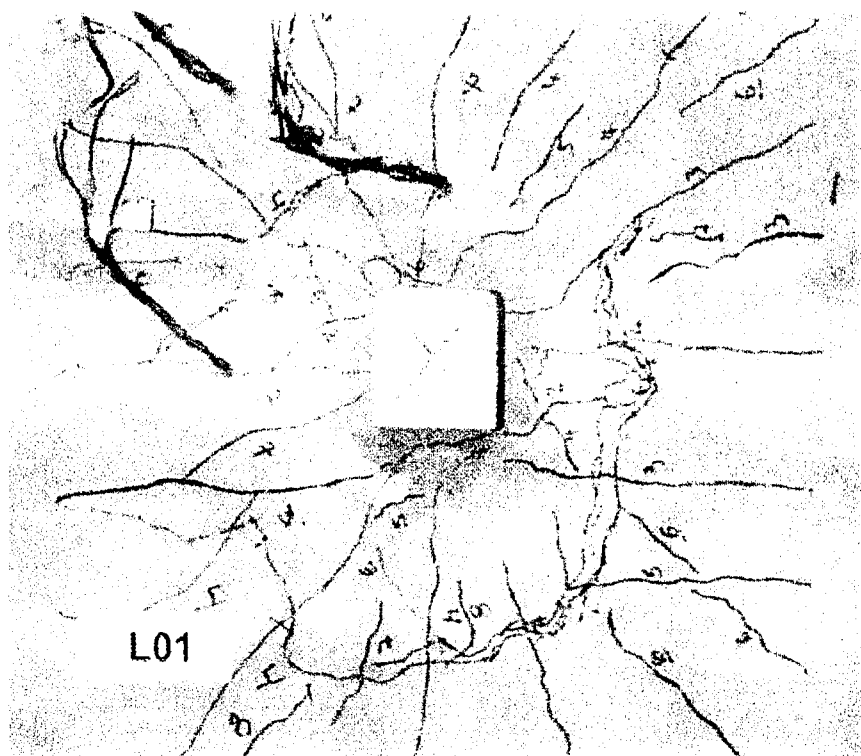


Figura 5.15 - Vista superior da Laje 01 (0% de fibras e sem A_{sw})

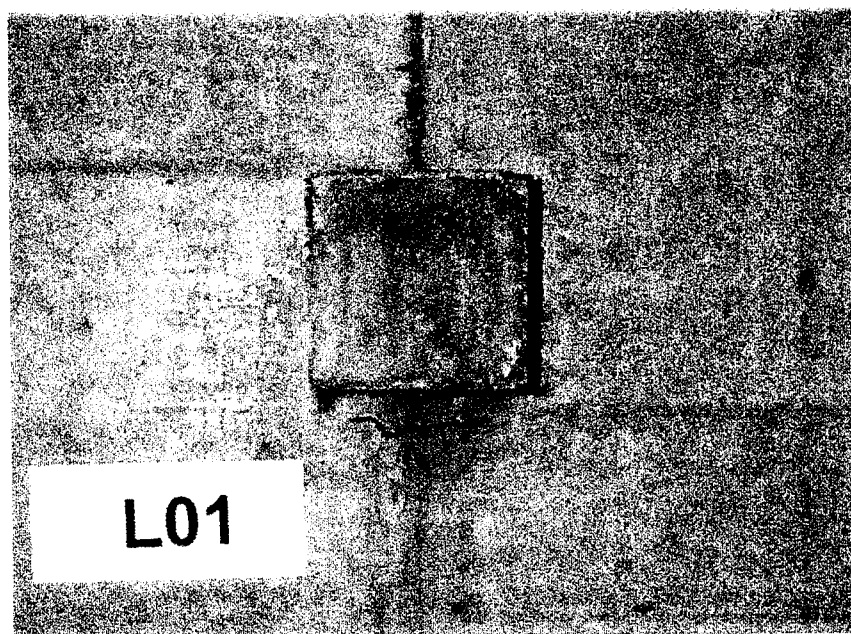


Figura 5.16 - Vista inferior da laje 01 (0% de fibras e sem A_{sw})

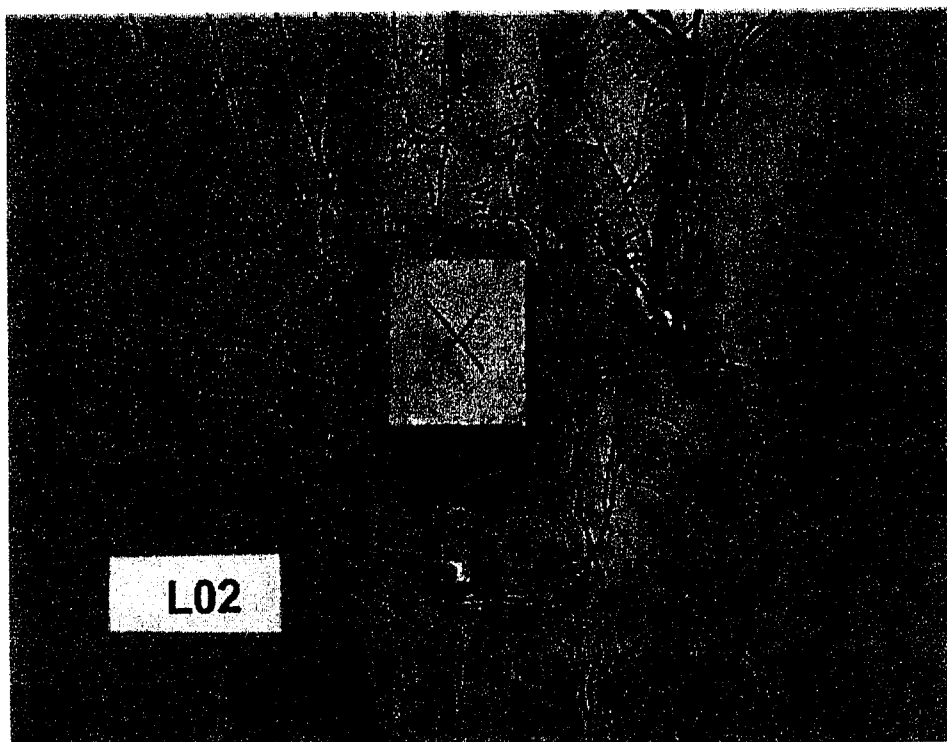


Figura 5.17 – Vista superior da Laje 02 (0,75% de fibras e sem A_{sw})

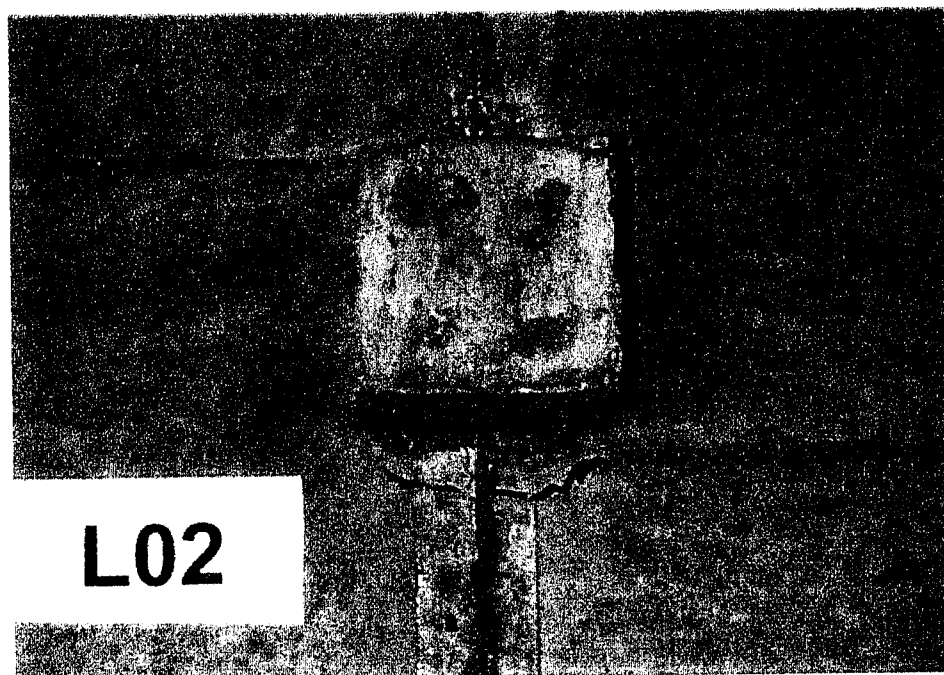


Figura 5.18 – Vista inferior da Laje 02 (0,75% de fibras e sem A_{sw})

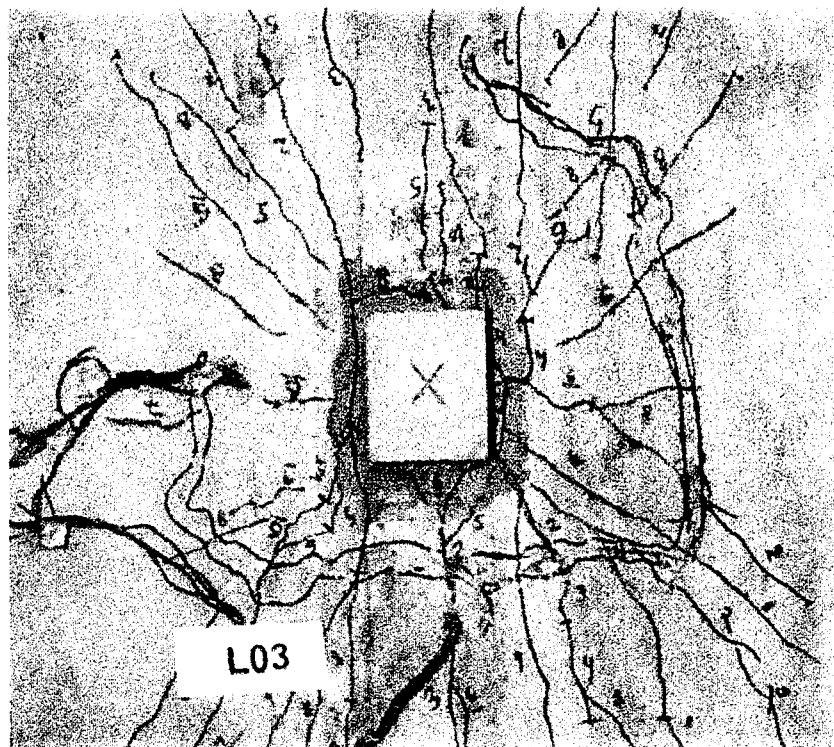


Figura 5.19 - Vista superior da laje 03 (1,5% de fibras, sem Asw)

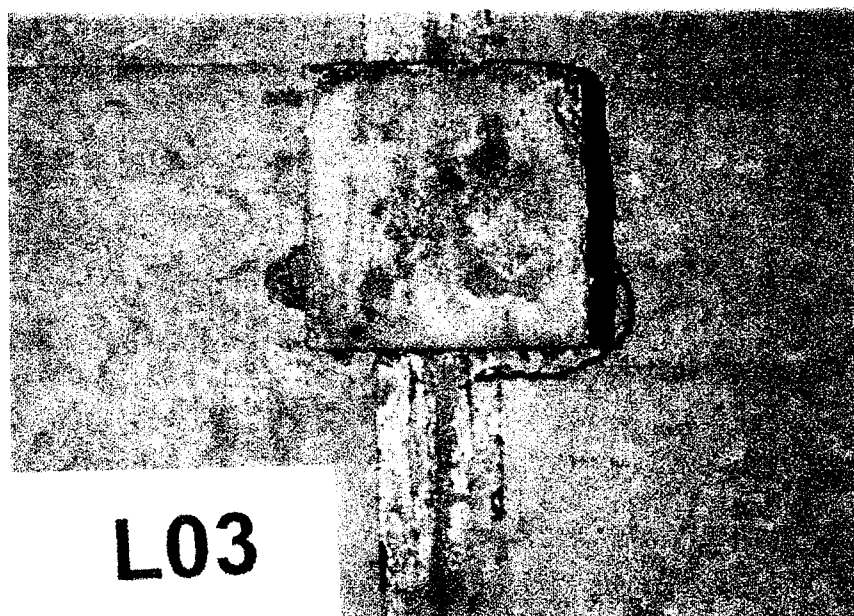


Figura 5.20 - Vista inferior da laje 03 (1,5% de fibras, sem Asw)

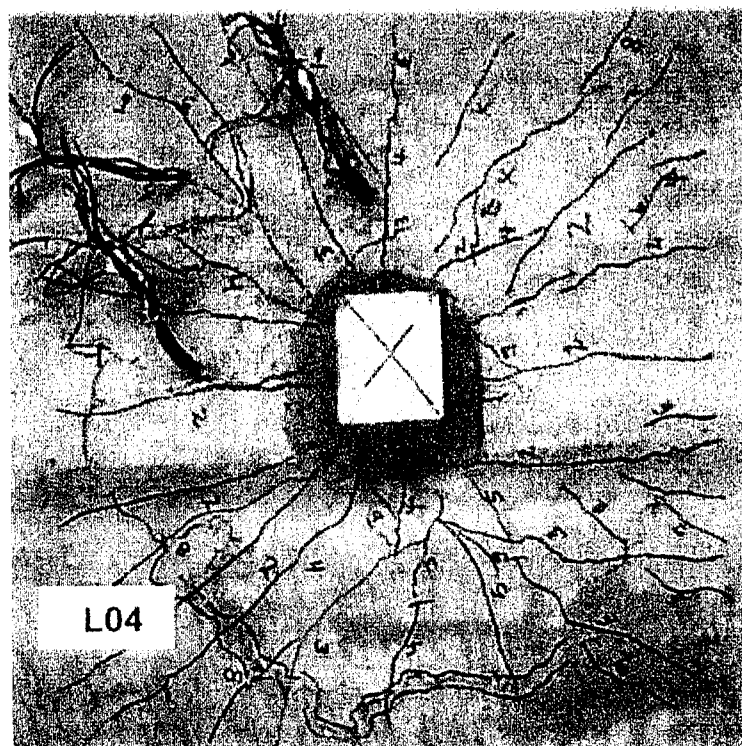


Figura 5.21 – Vista superior da Laje 04 (0% de fibras e com A_{sw})

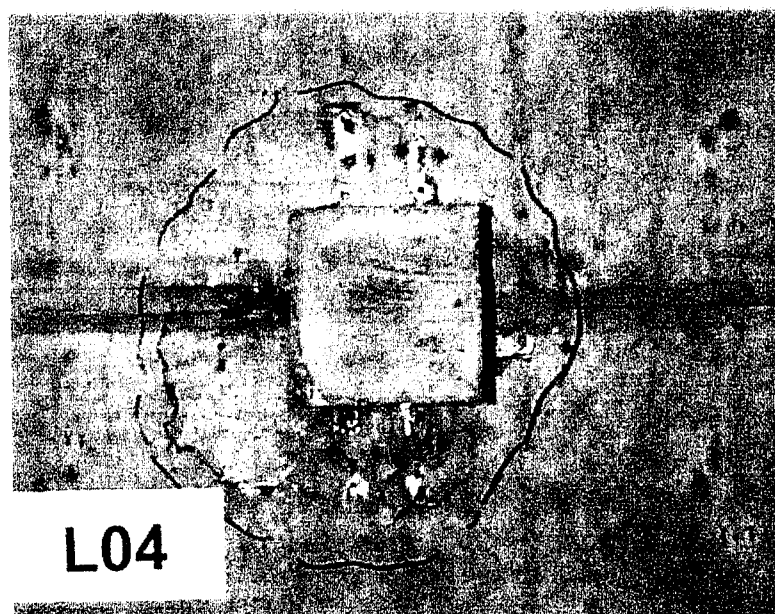


Figura 5.22 – Vista inferior da Laje 04 (0% de fibras e com A_{sw})

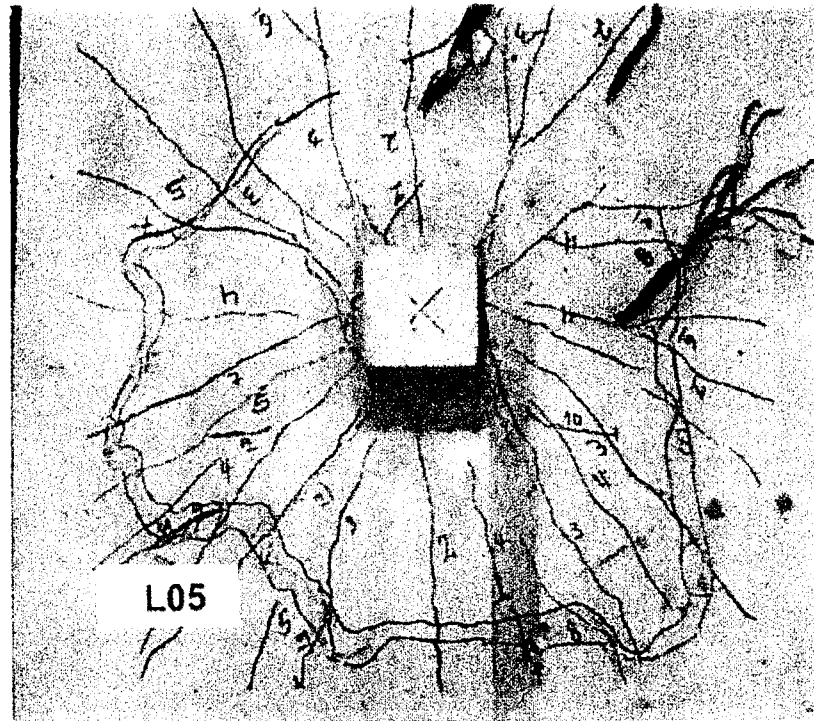


Figura 5.23 – Vista superior da Laje 05 (0,75% de fibras e com A_{sw})

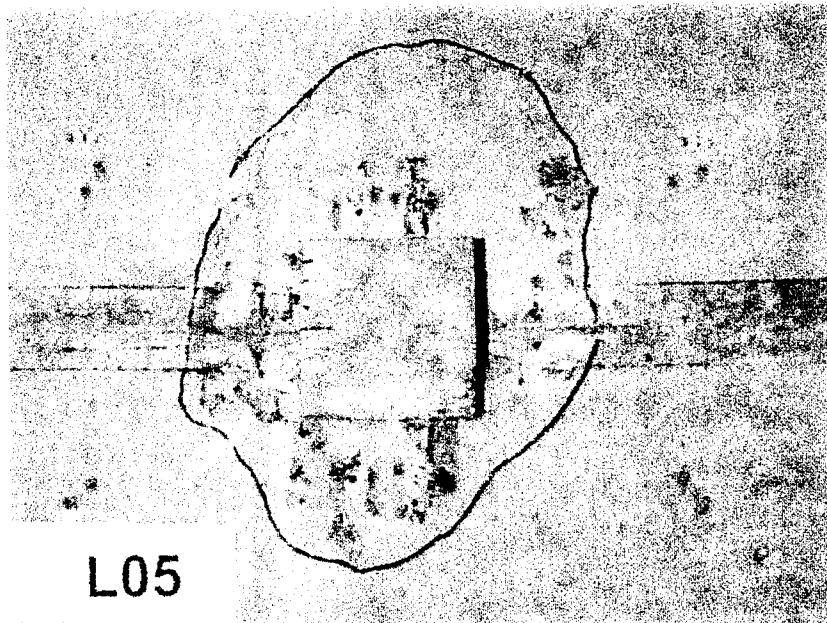


Figura 5.24 – Vista inferior da Laje 05 (0,75% de fibras e com A_{sw})

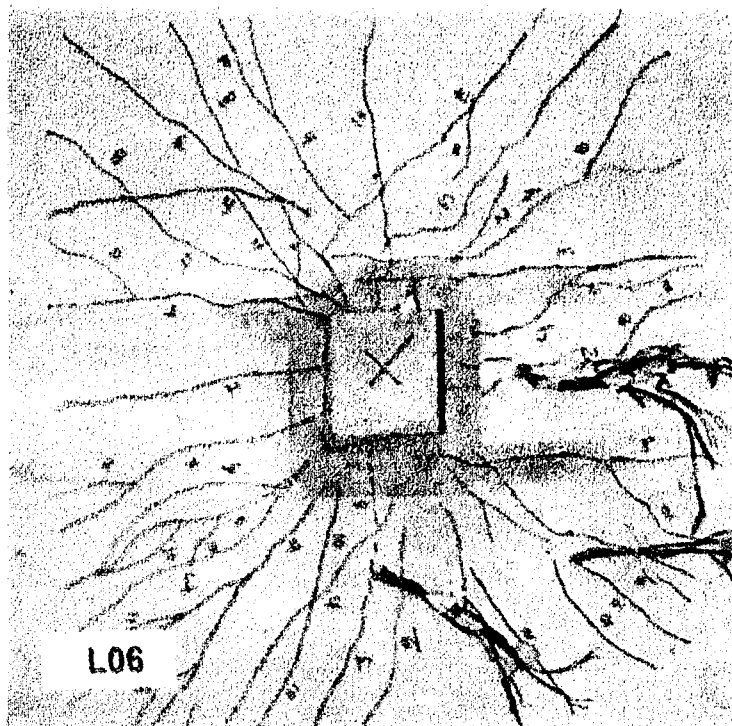


Figura 5.25 - Vista superior da Laje 06 (1,5% de fibras, com Asw)

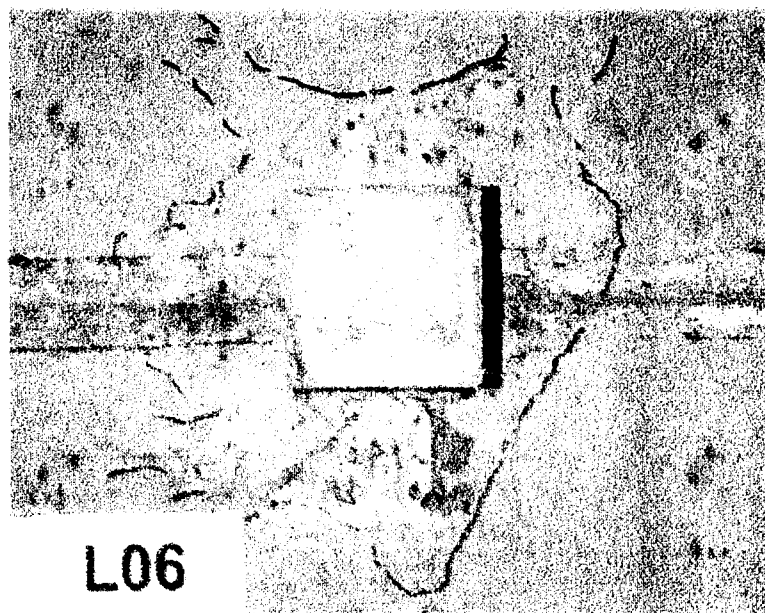


Figura 5.26 - Vista inferior da laje 06 (1,5% de fibras, com Asw)

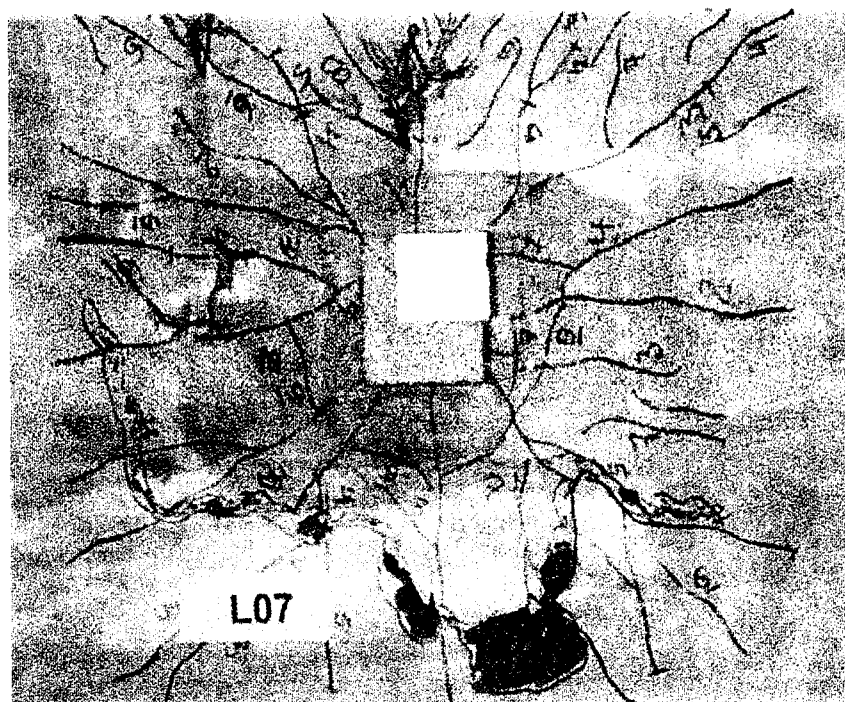


Figura 5.27 - Vista superior da Laje 07 (0% de fibras, sem A_{sw})

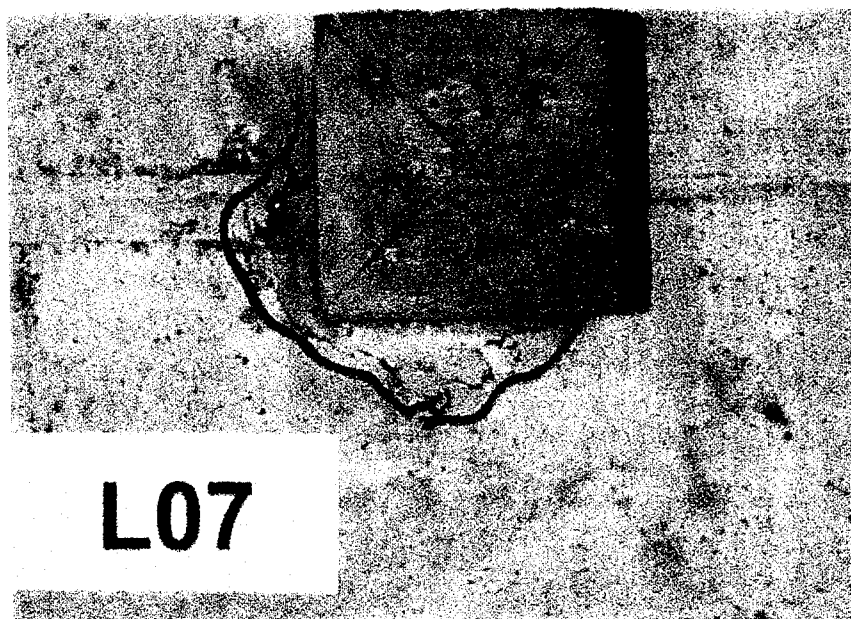


Figura 5.28 - Vista inferior da laje 07 (0% de fibras, sem A_{sw})

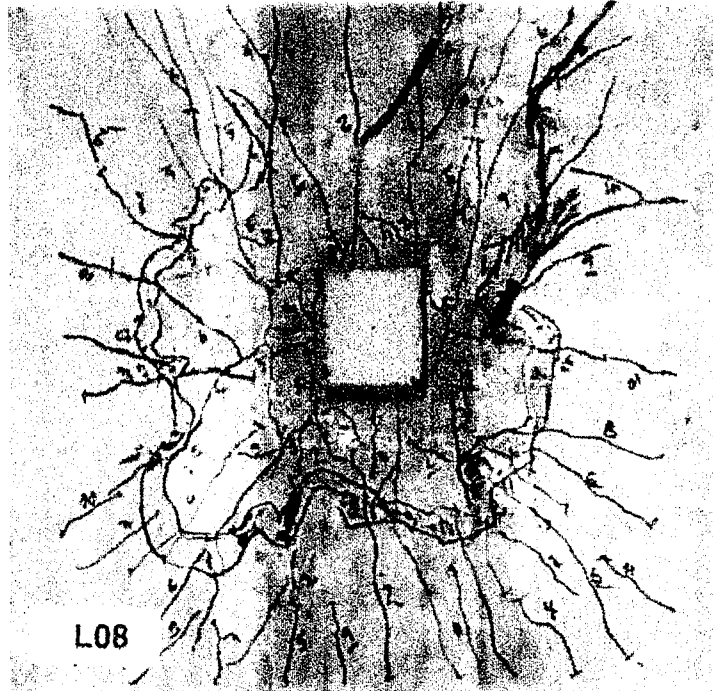


Figura 5.29 - Vista superior da Laje 08 (0,75% de fibra, sem A_{sw})

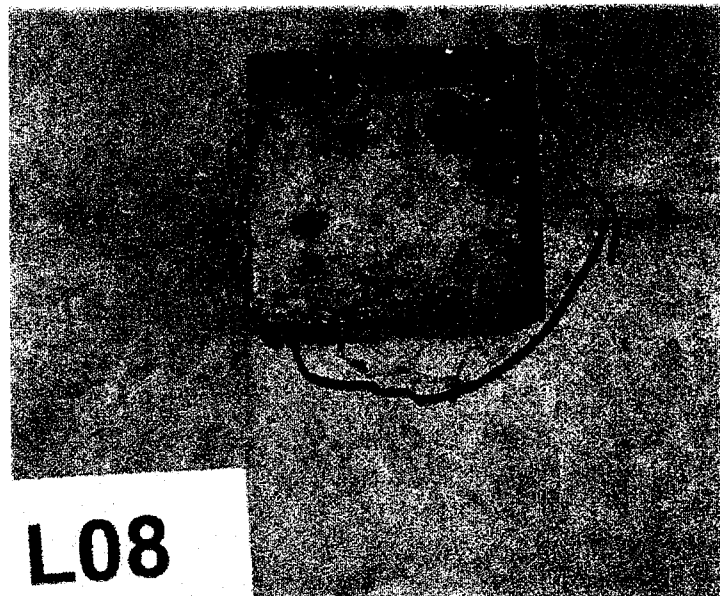


Figura 5.30 - Vista inferior da Laje 08 (0,75% de fibra, sem A_{sw})

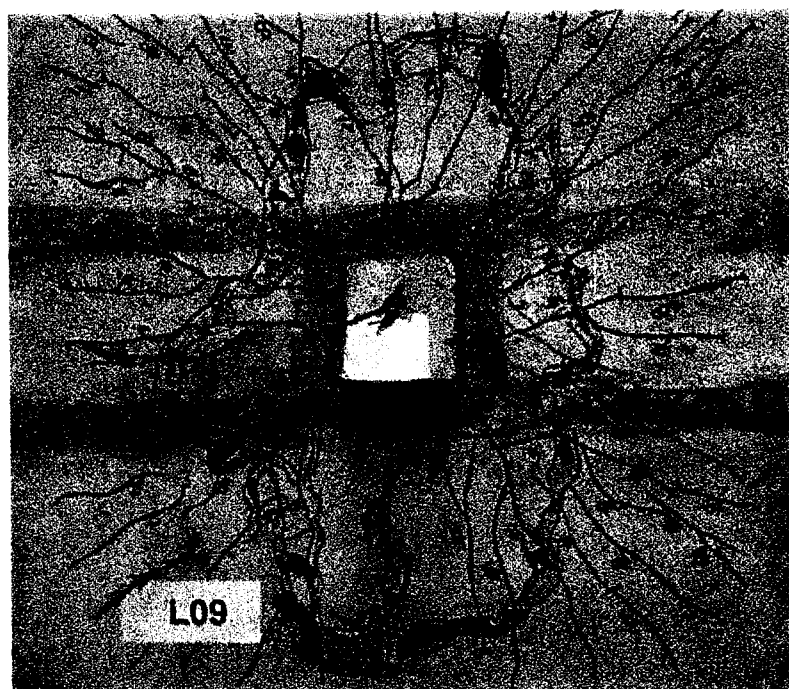


Figura 5.31 - Vista superior da Laje 09 (1,5% de fibra, sem A_{sw})

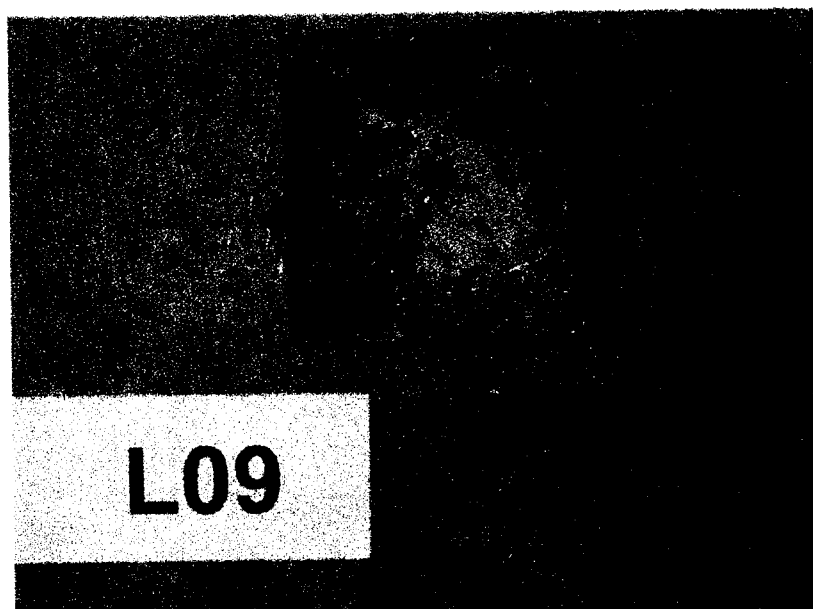


Figura 5.32 - Vista inferior da Laje 09 (1,5% de fibra, sem A_{sw})

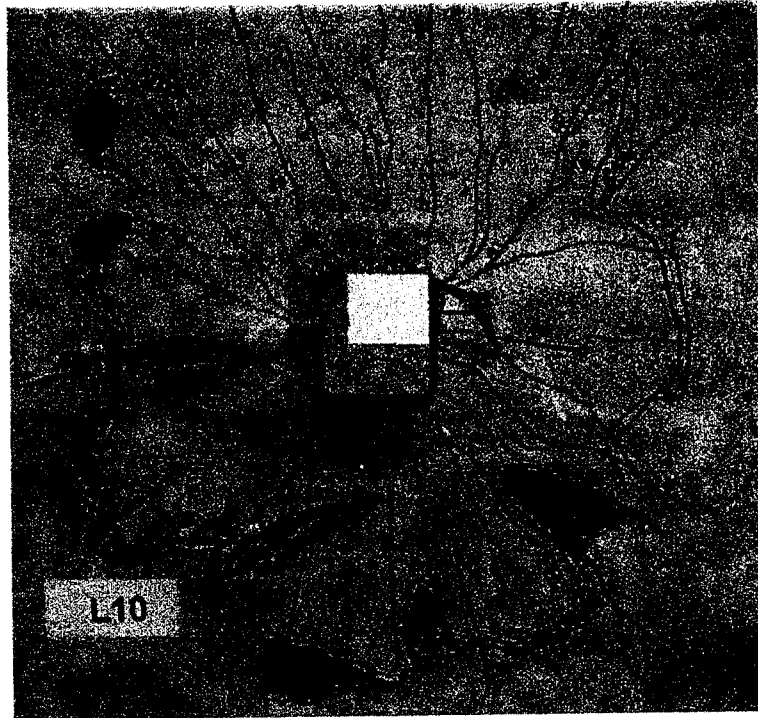


Figura 5.33 - Vista superior da Laje 10 (0% de fibras, com A_{sw})

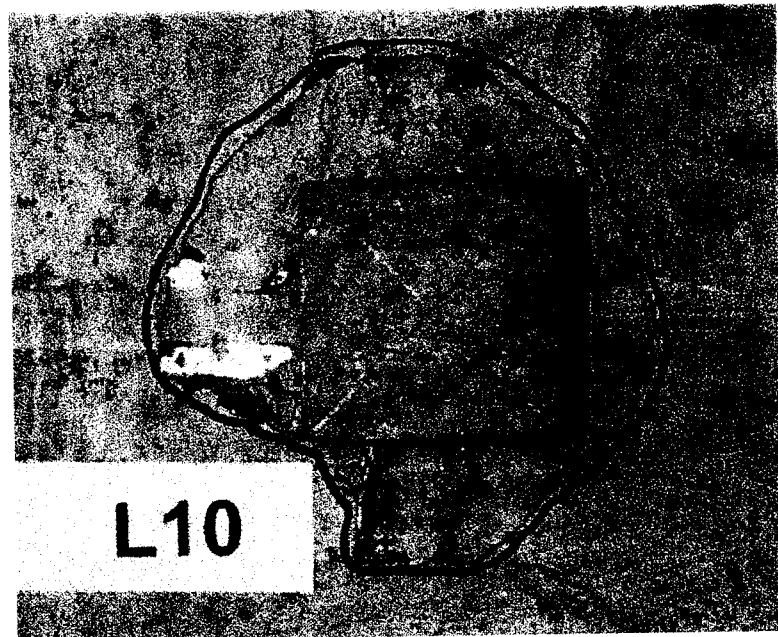


Figura 5.34 - Vista inferior da Laje 10 (0% de fibras, com A_{sw})

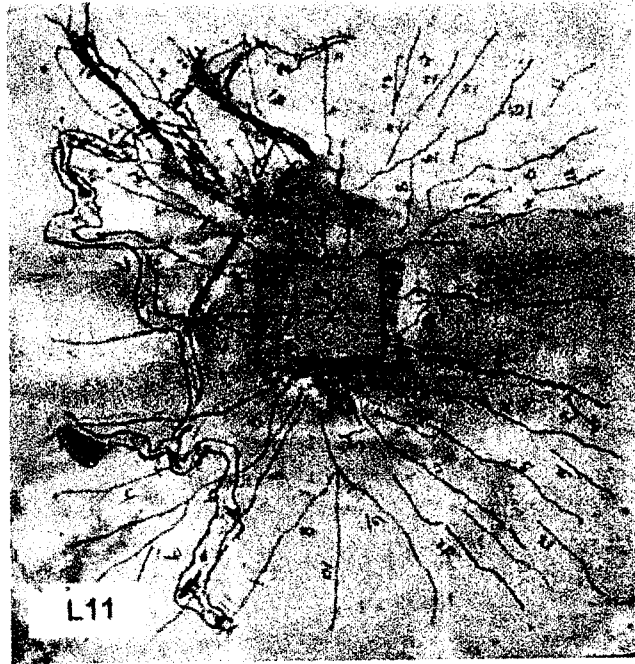


Figura 5.35 - Vista superior da Laje 11 (0,75% de fibras, com A_{sw})

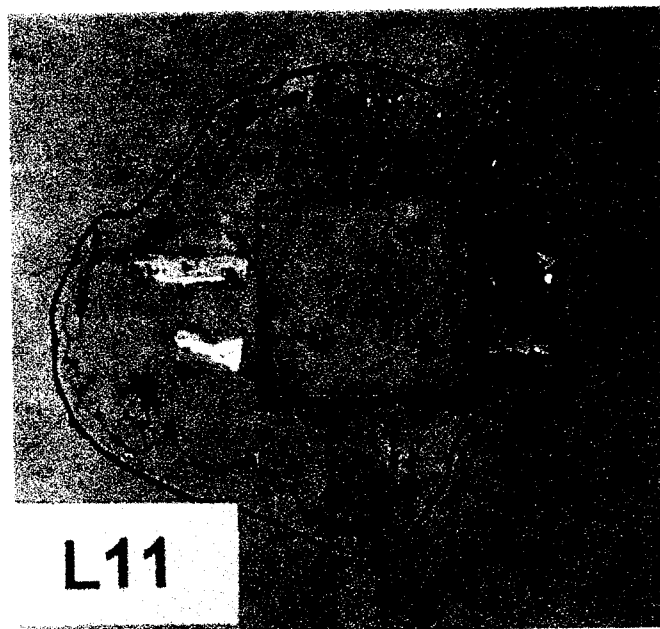


Figura 5.36 - Vista inferior da laje 11 (0,75% de fibras, com A_{sw})

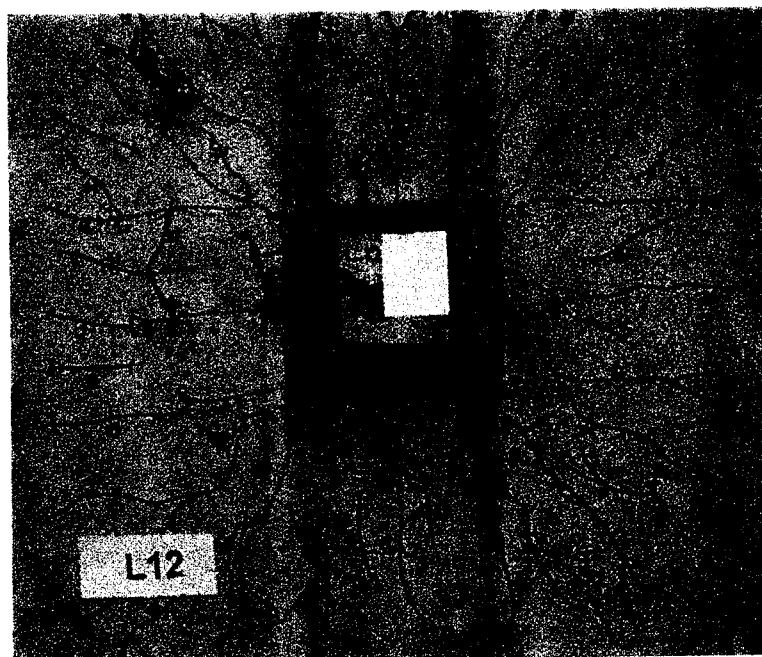


Figura 5.39 - Vista superior da laje 12 (1,5% de fibras, com A_{sw})

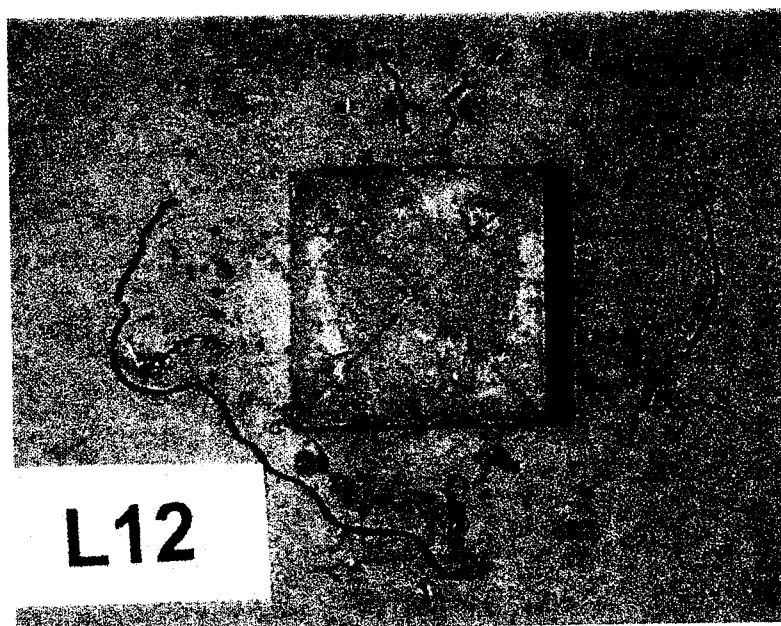


Figura 5.38 - Vista inferior da laje 12 (1,5% de fibras, com A_{sw})

5.6.2.2 MODO DE RUPTURA

O modo de ruptura foi bastante claro na maioria dos modelos.

No caso dos modelos com armadura transversal tipo pino e adição de fibras por fração de volume de 1,5%, o modo de ruptura foi identificado como punção-flexão, já que os modelos atingiram a ruína ductilmente, sem o puncionamento ou arrancamento da parte central, mas simplesmente o aparecimento da formação do cone de punção na parte inferior na laje-cogumelo. Nos outros casos houve puncionamento.

Observou-se que nas lajes-cogumelo que atingiram a ruína por punção, os modelos de concreto de alta resistência tiveram uma ruína mais brusca do que nos modelos de concreto convencional, devido à sua maior fragilidade.

O uso de armadura transversal de pino permitiu um afastamento maior do cone de punção, tanto na face de aplicação da carga como na face oposta. A ruptura foi caracterizada como do tipo F, conforme indicações de GOMES (1991) (ver Figura 3.5).

Os tipos de ruptura e os dados médios sobre as superfícies de ruptura observadas nos ensaios podem ser analisados pelas Figuras 5.39 e 5.40 e pela Tabela 5.7.

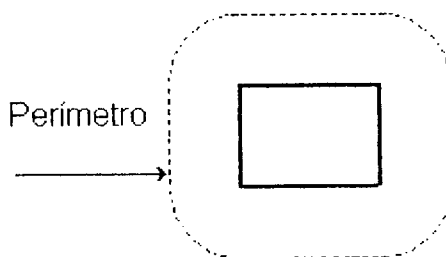


Figura 5.35 - Perímetro crítico médio experimental

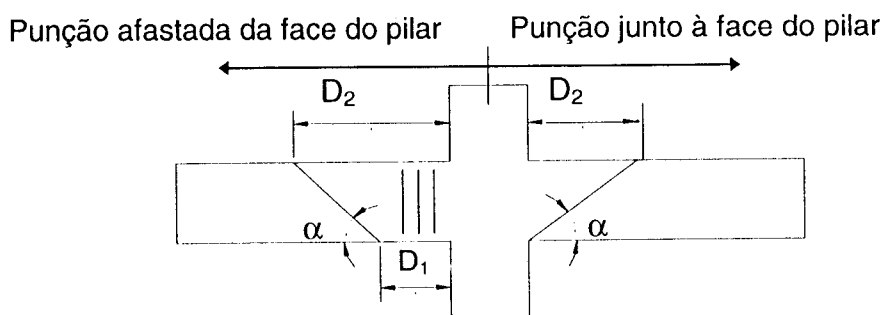


Tabela 5.36 - Medidas das distâncias médias das superfícies de ruína e o ângulo de inclinação

Tabela 5.7 – Distâncias médias da superfície de ruína e ângulo de inclinação

Modelo	D_2 (cm)	D_1 (cm)	α ($^\circ$)
L01	16,5	0	22,2
L02	12,5	0	28,5
L03	14	0	25,8
L04	22	10	29,5
L05	21	10	31,8
L06	não houve	não houve	
L07	20	0	18,6
L08	14	0	25,8
L09	22	0	17,0
L10	22,5	7	23,5
L11	19	9	34,4
L12	não houve	não houve	

De maneira geral, observa-se que a disposição de armadura transversal e a adição de fibras tendem a aumentar o ângulo de inclinação da superfície de ruptura.

Nos modelos L06 e L12 não foi viável medir a distância média à linha de ruptura superior à face do pilar, pois esta não foi visível. Na parte inferior, foi constatado o aparecimento da linha de ruptura, mas não foi possível medi-la. Como já foi dito anteriormente estes modelos tiveram uma ruína combinada de punção-flexão.

5.6.2.3 CARGA DE RUPTURA

Neste item é avaliada a influência das fibras, da presença de armadura transversal e do aumento da resistência do concreto.

As cargas de ruptura são apresentadas na Tabela 5.8, assim como as resistências médias à compressão e à tração do concreto, e o tipo de ruptura atingido pelos modelos.

Tabela 5.8 - Resultados experimentais

Modelo	Resistência à compressão f_c (kN/cm ²)	Resistência à tração f_t (kN/cm ²)	Carga da primeira fissura (kN)	Carga de ruptura (kN)	Modo de ruptura
L01	26,0	3,0	17	80	punção
L02	31,5	3,7	15	84	punção
L03	31,6	4,8	25	97	punção
L04	26,0	3,0	15	100	punção
L05	31,5	3,7	20	126	punção
L06	31,6	4,8	22	130	punção/flexão
L07	88,7	5,3	22	101	punção
L08	79,0	6,3	20	112	punção
L09	93,0	7,6	24	136	punção
L10	88,7	5,3	19	110	punção
L11	79,0	6,3	27	157	punção
L12	93,0	7,6	26	170	punção/flexão

Analisando-se os valores da força última resistente observadas nos ensaios, constata-se que:

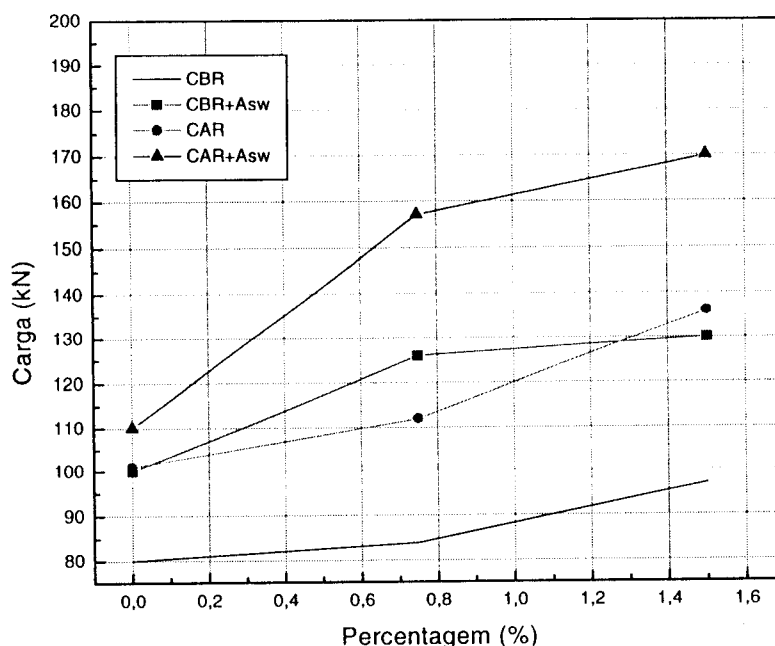
- Para o caso de concreto de alta resistência, a carga de ruptura teve um acréscimo em relação ao modelo sem fibras de 21,4% e 34,6%, nos modelos sem armadura tipo pino, e de 42,7% e 54,5% nos modelos com armadura tipo pino, correspondentemente à adição de 0,75% e 1,5% de fibras, respectivamente.
- Para o caso de concreto convencional, a carga de ruptura teve um acréscimo em relação ao modelo sem fibras de 5% e 21,2%, nos

modelos sem armadura tipo pino, e de 26% e 30% nos modelos com armadura tipo pino, correspondentemente à adição de 0,75% e 1,5% de fibras, respectivamente.

- O acréscimo da carga de ruptura, devido exclusivamente ao uso de armadura transversal tipo pino, no caso dos modelos sem fibras e concreto convencional foi de 25%, e no caso de concreto de alta resistência de 8,9%. Com a adição de 0,75% de fibras por fração de volume obteve-se um acréscimo de 50% nos modelos de concreto convencional, e de 40,2% nos modelos de concreto de alta resistência. Já no caso dos modelos com a adição de 1,5% de fibras por fração de volume obteve-se um acréscimo de 34% nos modelos de concreto convencional, e de 25% nos modelos de concreto de alta resistência.
- Considerando-se o aumento de resistência à compressão simples, vemos que no caso dos modelos sem armadura transversal tipo pino e sem fibras houve um acréscimo de 26,2% na carga de ruptura. No caso de modelos com adição de 0,75% de fibras foi de 33,3%, e nos que tiveram adição de 1,5% de fibras 40,2%. Já no caso das lajes-cogumelo com armadura transversal, nos modelos sem fibras o acréscimo foi de 10%, nos modelos com adição de 0,75% de fibras 25% e nos modelos com adição de 1,5% de fibras 31%.

No Gráfico 5.2 são lançados os valores das cargas de ruptura dos ensaios em relação a percentagem de fibras que foi adicionado a cada modelo.

Gráfico 5.2 – Cargas de Ruptura



Em função do Gráfico 5.2 é possível identificar certas tendências, sendo estas:

- a) a adição de fibras sempre aumenta a resistência à punção;
- b) nas lajes sem armadura transversal, o acréscimo de resistência é crescente, indicando que a adição do volume de fibras além de 1,5% pode aumentar a resistência ainda mais;
- c) ainda nas lajes sem armadura transversal, aparentemente a adição de fibras é mais efetiva nos concretos de alta resistência do que nos de resistência convencional, ou seja, o aumento percentual da resistência à punção é maior nas lajes com concreto de alta resistência (até 34,6%, para $V_f=1,5\%$) do que naquelas com concreto convencional (até 21,2%, para $V_f=1,5\%$);
- d) nas lajes com armadura transversal, o aumento da resistência à punção também é crescente com volume de fibras, mas aparentemente ele tende a estabilizar com V_f próximo de 1,5%;
- e) nas lajes com armadura transversal, a adição de fibras é muito positiva, proporcionando acréscimos de resistência à punção percentualmente

maiores do que no caso de lajes sem armadura transversal, chegando-se a observar 54,5% de acréscimo na carga de ruptura no caso de concreto de alta resistência com $V_f=1,5\%$ e 30% no caso de concreto convencional com $V_f=1,5\%$. Essa constatação indica que a adição de fibras potencializa um melhor funcionamento da armadura transversal e possivelmente uma maior contribuição de mecanismos secundários de resistência à punção (efeito de "bridging forces", ou seja, da costura de fissuras, do mecanismo de pino, etc.). Com isso, há possibilidade de eventual redução de armadura transversal;

- f) Também no caso de lajes com armadura transversal, verifica-se que a combinação de fibras com concreto de alta resistência ofereceu resultados proporcionalmente melhores, ou seja, o uso de concreto de alta resistência também potencializa uma maior contribuição das fibras.

Na tabela 5.9 são apresentados os valores das forças médias resistentes estimadas pelas normas. Para fazer este cálculo foi adotado o critério indicado por MELGES & PINHEIRO (1997) e que também é seguido por HALLGREN & KINNUNEN (1996) e RANDANE (1996). Desta forma transformaram-se as expressões com valores de cálculo em expressões com valores característicos, multiplicando-se o termo relacionado à contribuição do concreto pelo coeficiente de segurança γ_c . No termo referente à parcela de contribuição da armadura, simplesmente substituiu-se a resistência de cálculo da armadura transversal pelo valor característico.

No caso do ACI, o valor da força média resistente é obtido sem levar-se em conta o fator de segurança.

Tabela 5.9 - Valores da força média resistente experimental e das normas

Modelo	Carga de ruptura	TEXTO BASE DA NB1/94	EUROCODE N.2	CEB/90	ACI 318/89
L01	80	77,4	40,2	76,5	37,9
L02	84	82,5	45,7	81,6	41,7
L03	97	82,6	45,8	81,7	41,8
L04	100	81,1	58,1	80,2	57,6
L05	126	86,4	66,0	85,5	63,4
L06	130	86,5	66,2	85,6	63,5
L07	101	116,5	91,1	106,3	70,1
L08	112	112,1	84,4	104,4	66,2
L09	136	118,4	94,1	107,0	71,7
L10	110	122,0	131,6	111,4	106,4
L11	157	117,4	121,9	109,4	100,4
L12	170	124,0	135,9	112,1	109,0

Obs: Todos os valores estão em KN

Comparando-se os valores obtidos experimentalmente e os calculados pelas expressões do Texto Base da NB1/94, pelo CEB/90, pelo EUROCODE N.2 e pelo ACI 318/89, verificou-se que (ver também Gráfico 5.3 e 5.4):

- a) no caso de concreto convencional, os valores teóricos mostraram-se sempre a favor da segurança;
- b) no caso de concreto convencional, sem fibras e sem armadura transversal, os resultados teóricos do Texto Base da NB1/94 e do CEB/90 mostraram-se muito próximos dos valores experimentais, o que não se observou no caso das expressões do EUROCODE N.2 e do ACI 318/89.
- c) no caso de concreto de alta resistência, sem fibras, os resultados teóricos fornecidos pelas expressões do Texto Base da NB1/94 e do CEB/90 mostraram-se contra a segurança. Entanto, aplicando-se as expressões do CEB para concretos de alta resistência, o resultado mostrou-se um pouco melhor;
- d) no caso da expressão do EUROCODE N.2, ela mostrou-se contra a segurança somente no caso de concreto de alta resistência sem fibras e com armadura transversal;

e) obviamente, nos casos de concretos com fibras, os resultados foram sempre maiores que os forças resistentes medias teóricas obtidas pelas normas.

Gráfico 5.3 – Força resistente média experimental e previstas por norma

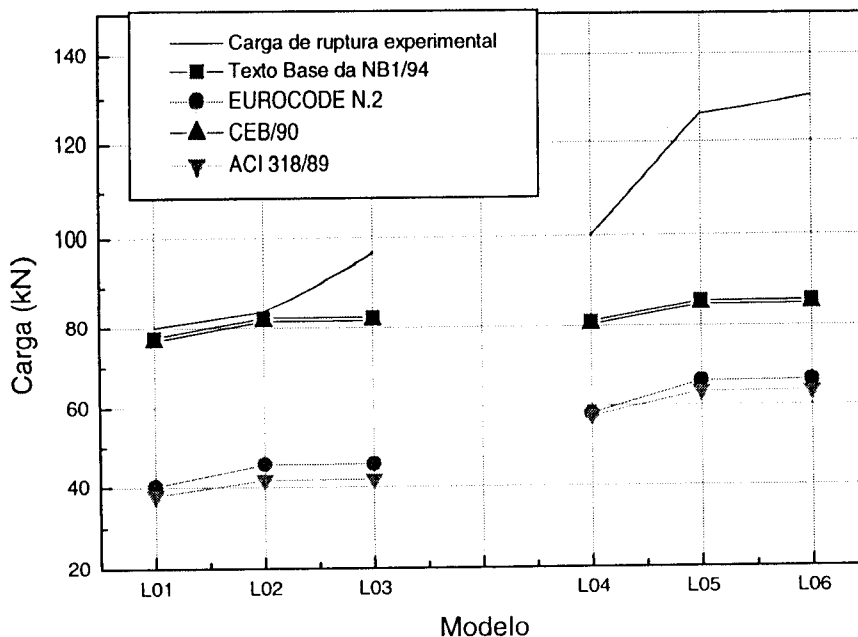


Gráfico 5.4 – Força resistente média experimental e prevista por norma

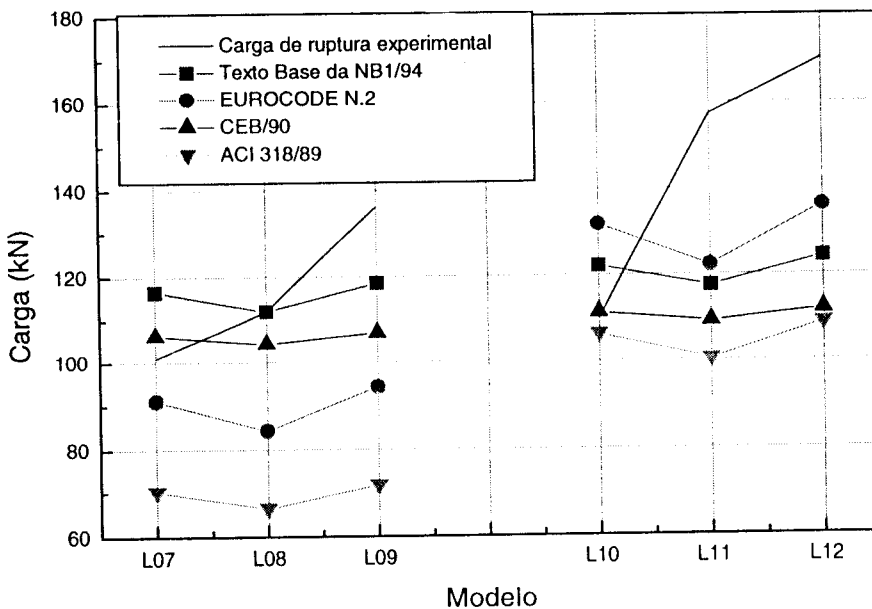


Tabela 5.10 – Valores das forças resistentes médias experimentais comparada aos valores da norma ($F_{Rm,exp}/F_{Rm,nomas}$)

Modelo	TEXTO BASE DA NB1/94	EUROCODE	CEB/90	ACI 318/89
L01	1,03	1,99	1,04	2,11
L02	1,02	1,83	1,03	2,01
L03	1,17	2,11	1,19	2,32
L04	1,23	1,72	1,25	1,74
L05	1,46	1,91	1,47	1,99
L06	1,50	1,96	1,52	2,05
L07	0,86	1,11	0,95	1,44
L08	1,00	1,33	1,07	1,69
L09	1,15	1,44	1,27	1,90
L10	0,90	0,83	0,99	1,03
L11	1,34	1,28	1,43	1,56
L12	1,37	1,25	1,52	1,56

5.6.2.4 DESLOCAMENTO CENTRAL

O deslocamento central é obtido descontando-se do deslocamento no pilar a média dos deslocamentos obtidos no meio das bordas.

Nos Gráficos 5.5 a 5.11, apresentam-se os deslocamentos de cada modelo comparando-se a influência da adição de fibras, o uso de armadura transversal e o aumento de resistência à compressão simples do concreto.

Cabe ressaltar que nas primeiras etapas de carregamento foram também contabilizados os deslocamentos dos cantos, já que houve um distúrbio nos resultados obtidos nas medidas dos valores dos deslocamentos nas bordas em relação ao deslocamento no pilar, este fato foi atribuído ao processo de acomodação das lajes no pórtico, desta maneira o deslocamento central foi calculado descontando-se do deslocamento do pilar central a média dos deslocamentos dos cantos e nas bordas. Nas outras etapas de carregamento, o deslocamento central foi obtido descontando-se somente a média das bordas do deslocamento central.

Nas lajes-cogumelo sem fibras observa-se que os modelos de concreto de alta resistência deslocaram-se menos que as de concreto convencional. Vemos também que a laje-cogumelo de concreto convencional com armadura transversal deslocou mais que aquela sem. Já no caso da laje-cogumelo de alta resistência a que deslocou mais foi a que não possuía armadura transversal.

Nos modelos com adição de 0,75% de fibras, observa-se que o deslocamento das lajes-cogumelo de concreto convencional e a de concreto de alta resistência sem armadura transversal têm o mesmo comportamento. Já o modelo de concreto de alta resistência e com armadura transversal desloca-se menos em relação aos outros modelos que possuem a mesma percentagem de fibras.

Nas lajes-cogumelo com adição de 1,5% de fibras, observa-se que nos modelos de concreto convencional o uso de armadura transversal não diminui o deslocamento central. Já no caso dos modelos de concreto de alta resistência o uso de armadura transversal combinada a adição de 1,5% produz uma diminuição no deslocamento central do modelo.

Nos modelos de concreto convencional vemos que a adição de fibras provoca uma diminuição do deslocamento central. Já para os modelos de concreto

de alta resistência sem armadura transversal somente a adição de 1,5% de fibras provoca uma diminuição no deslocamento central.

Nas lajes-cogumelo de concreto de alta resistência com armadura transversal, constata-se muito claramente a influência do aumento de percentagem de fibras na diminuição do deslocamento central, e afirma-se que o uso combinado de armadura transversal e fibras nos concretos de alta resistência melhoram o mecanismo resistente das lajes-cogumelo.

Em relação ao deslocamento dos cantos observa-se claramente o empenamento dos modelos, empenamento este que se produz com uma carga em torno de 40 kN.

A seguir são apresentados os gráficos típicos de deslocamentos dos modelos.

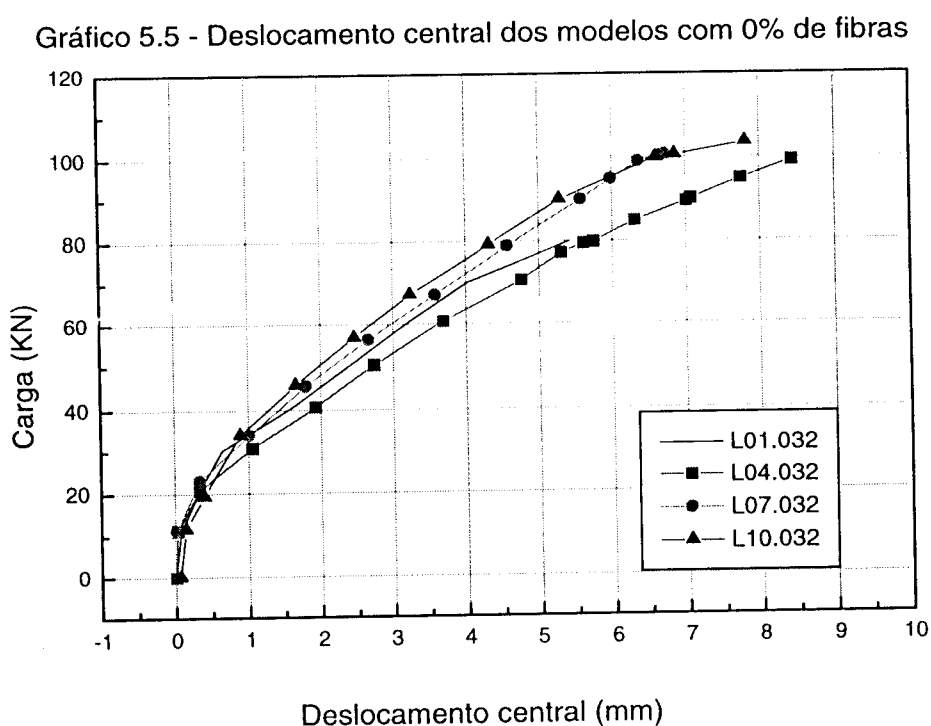


Gráfico 5.6 - Deslocamento central dos modelos com 0,75% de fibras

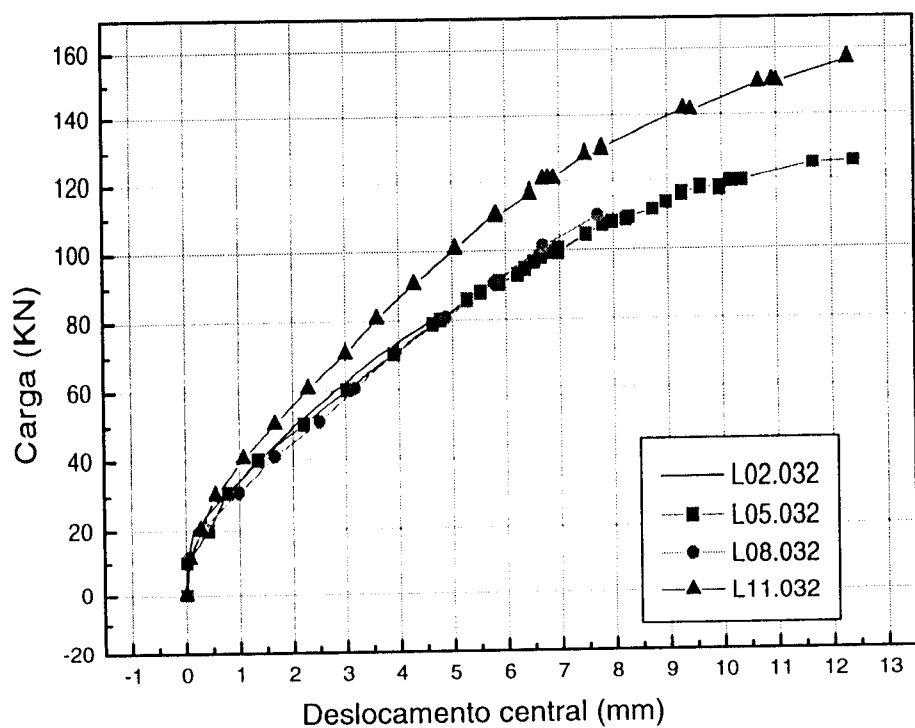


Gráfico 5.7 - Deslocamento central dos modelos com 1,5% de fibras

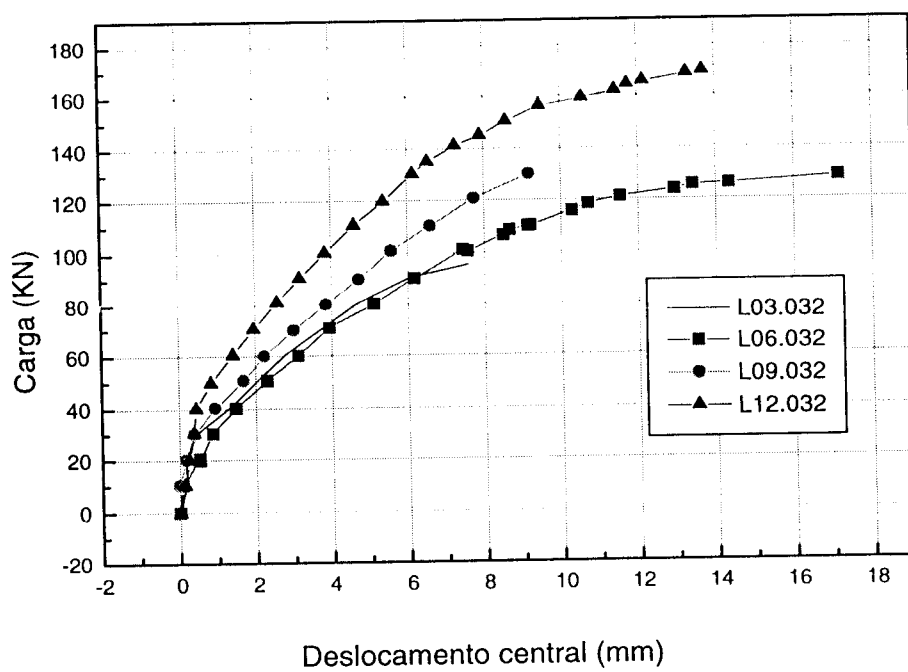


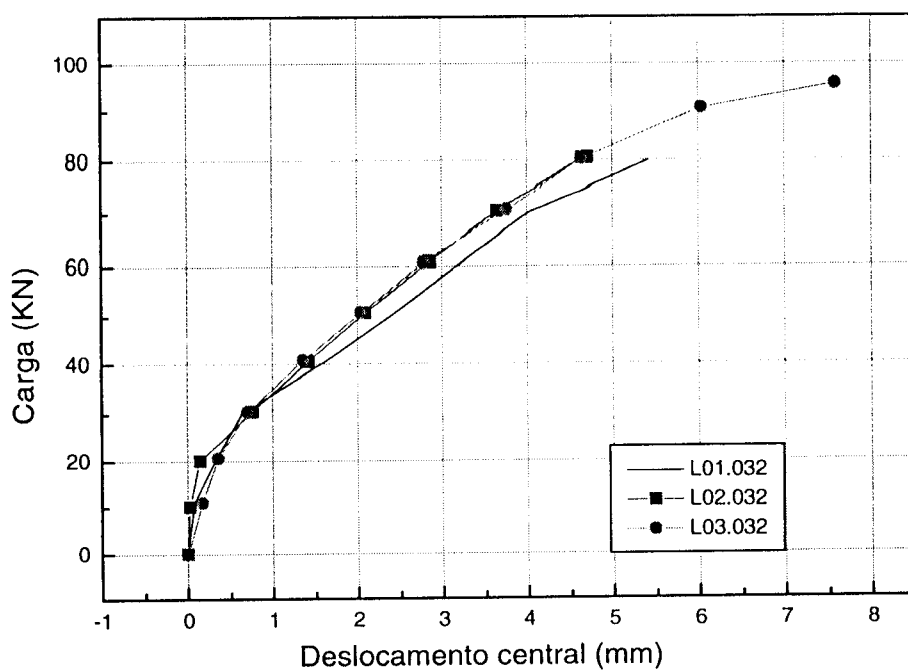
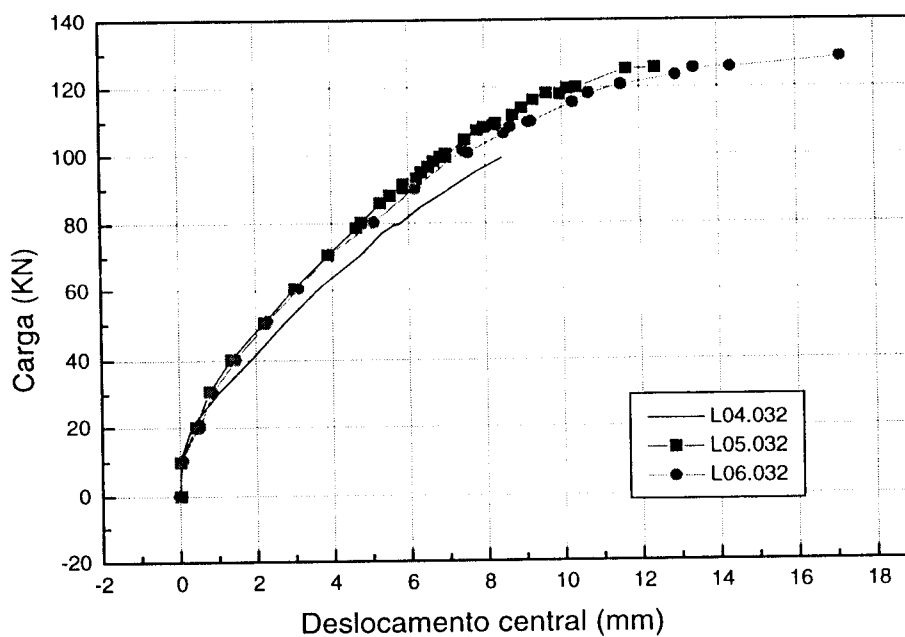
Gráfico 5.8 - Deslocamento central dos modelos de concreto convencional sem A_{sw} Gráfico 5.9 - deslocamento central dos modelos de concreto convencional com A_{sw} 

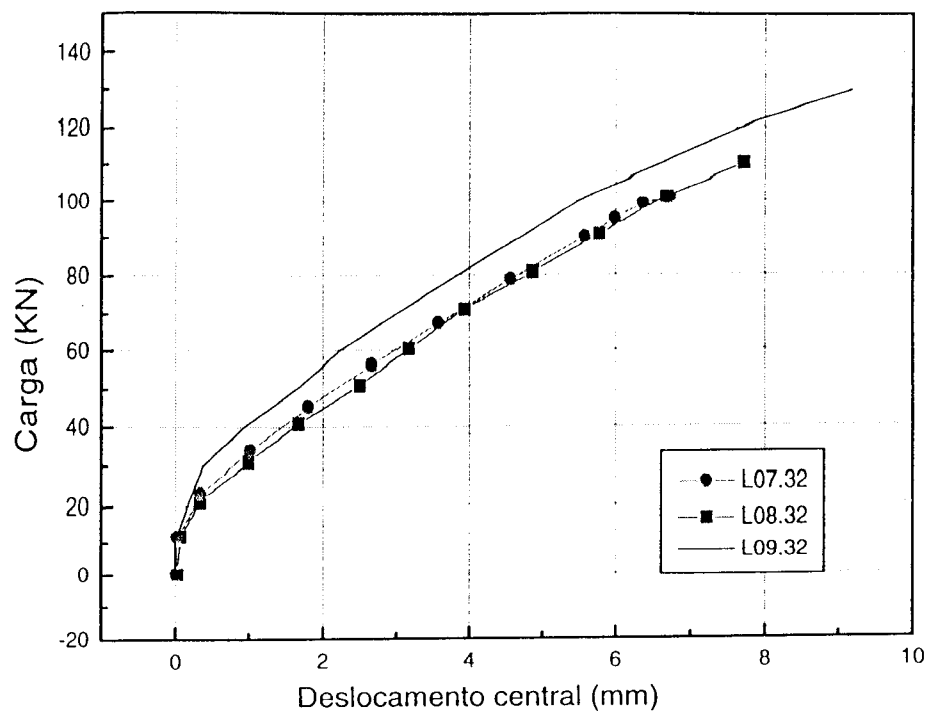
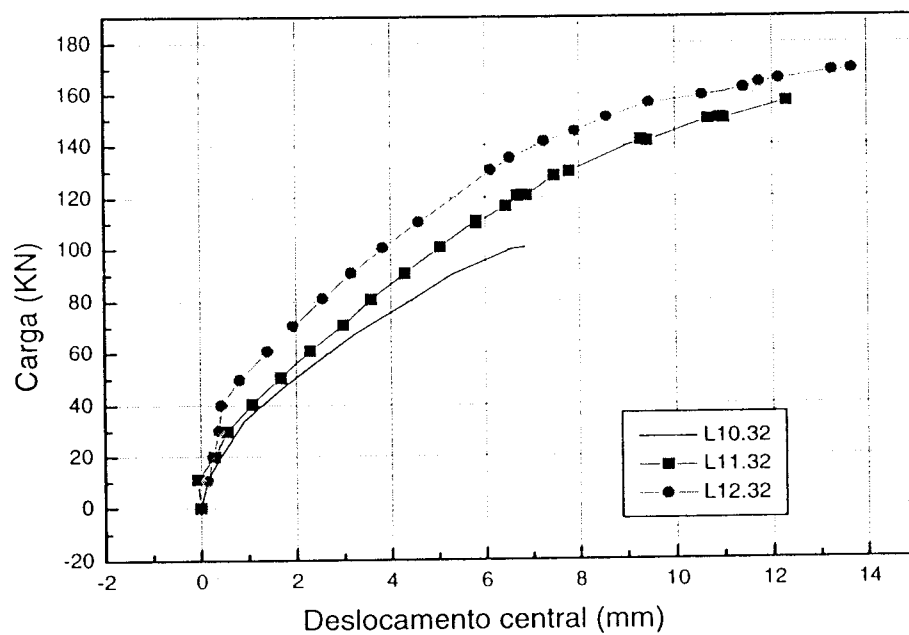
Gráfico 5.10 - Deslocamento central dos modelos de alta resistência sem A_{sw} Gráfico 5.11 - Deslocamento central dos modelos de alta resistência com A_{sw} 

Gráfico 5.12 - Deslocamento dos cantos nos modelos com 0% de fibras

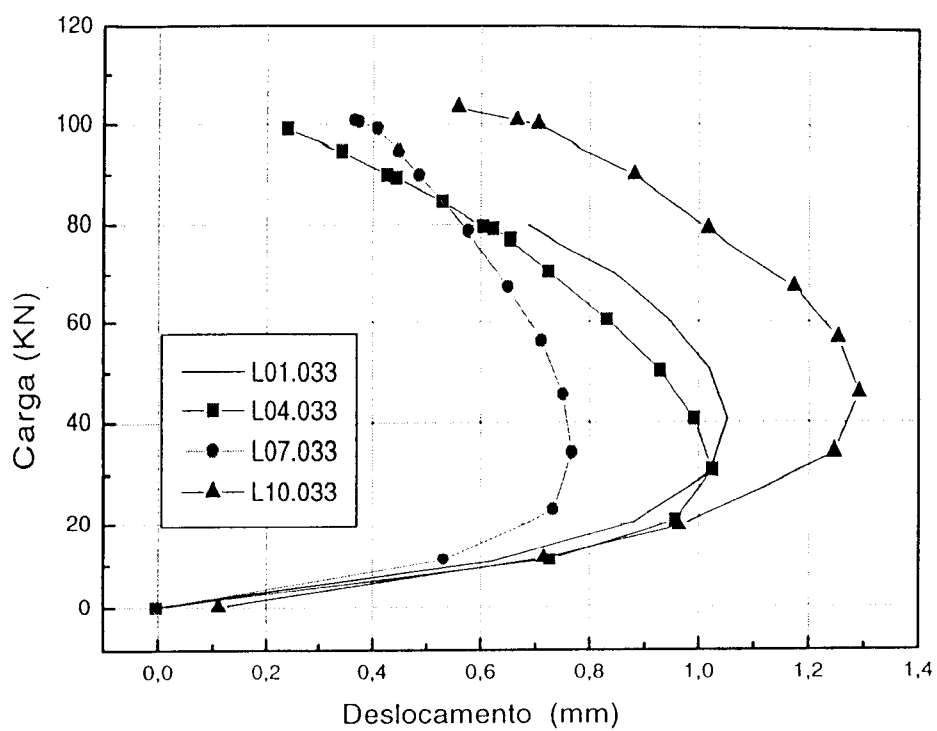


Gráfico 5.13 - Deslocamento dos cantos nos modelos com 0,75% de fibras

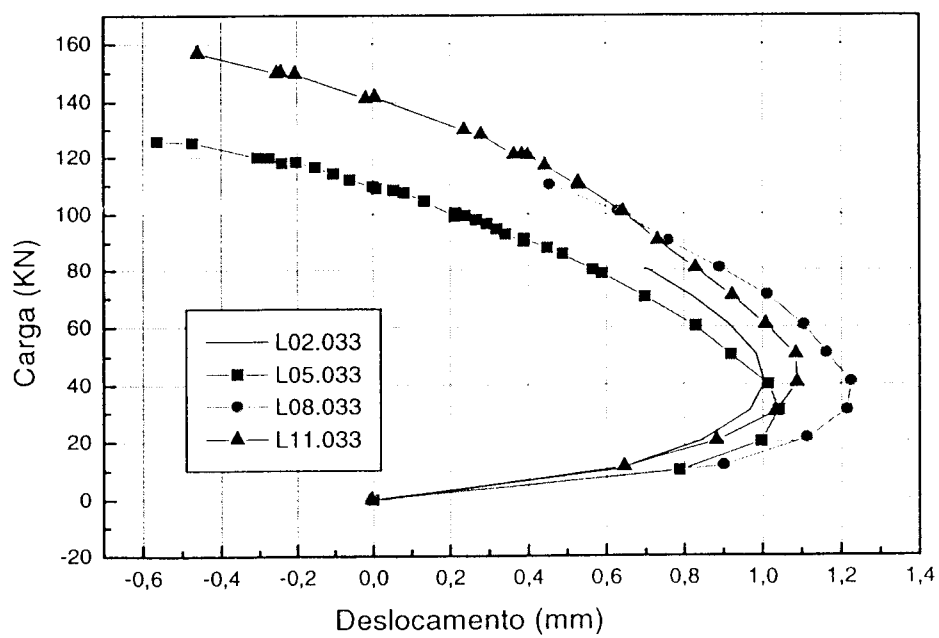


Gráfico 5.14 – Deslocamento dos cantos nos modelos com 1,5% de fibras

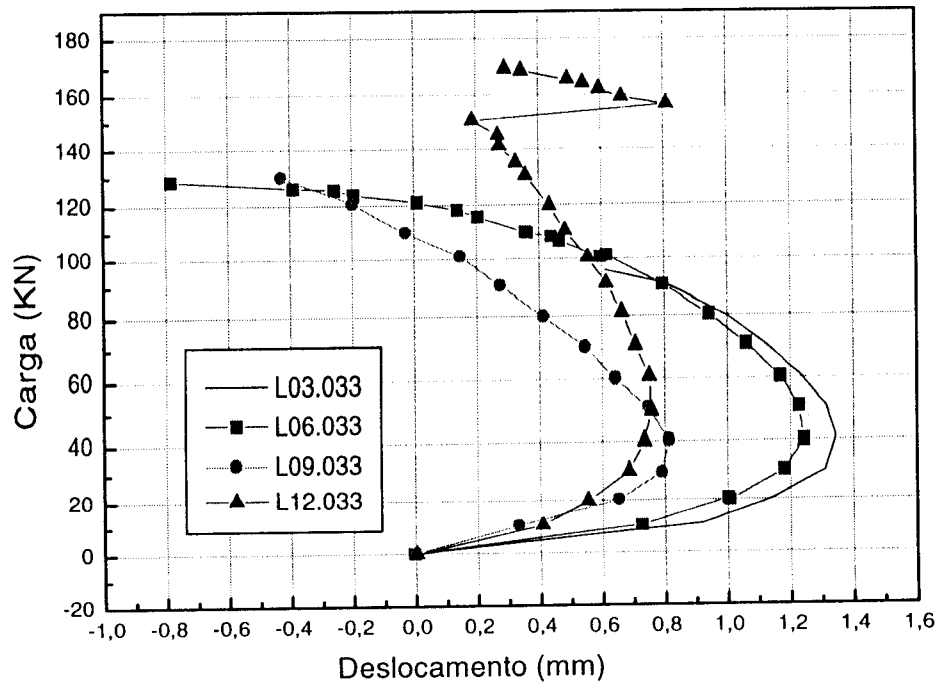
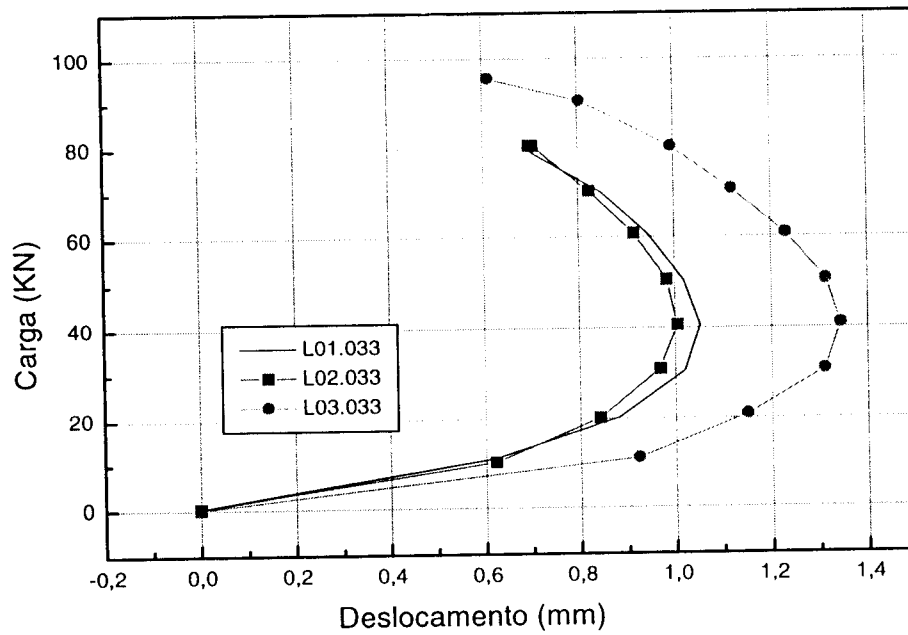
Gráfico 5.15 - Deslocamento dos cantos nos modelos de concreto convencional sem A_{sw} 

Gráfico 5.16 - Deslocamento dos cantos nos modelos de concreto convencional
com A_{sw}

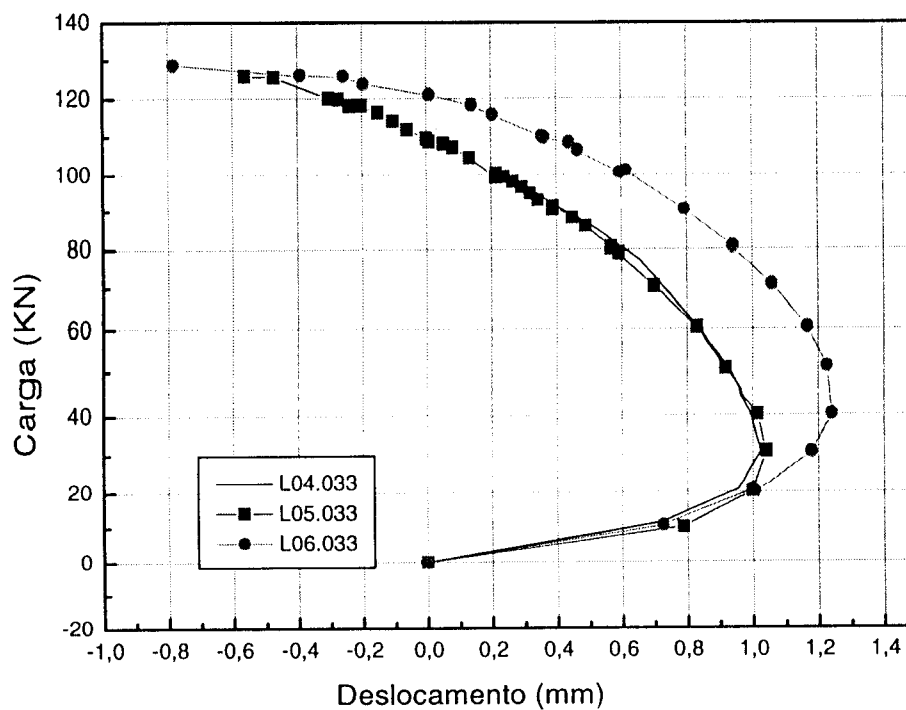


Gráfico 5.17 - Deslocamento dos cantos nos modelos com concreto de alta resistência sem A_{sw}

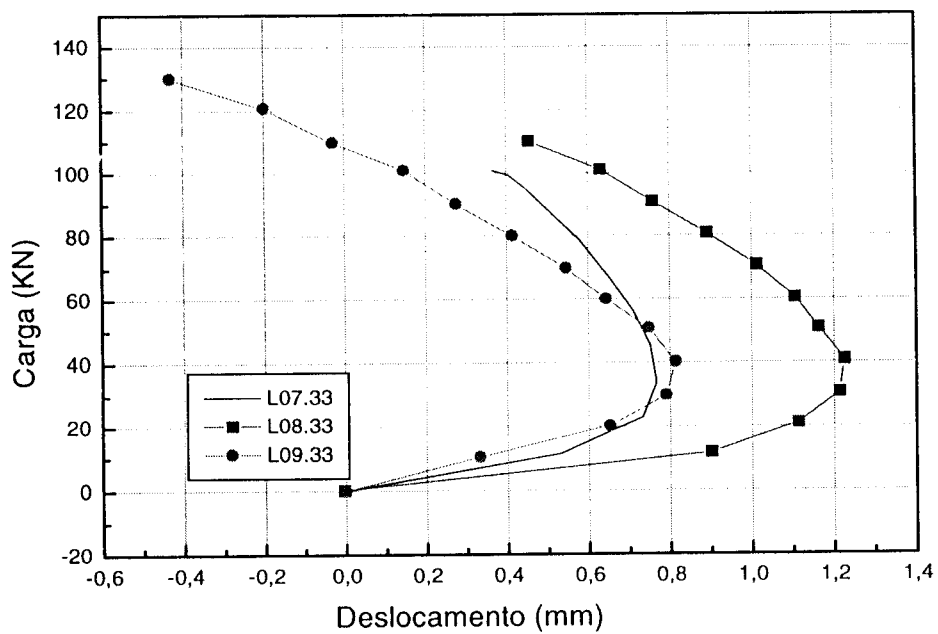
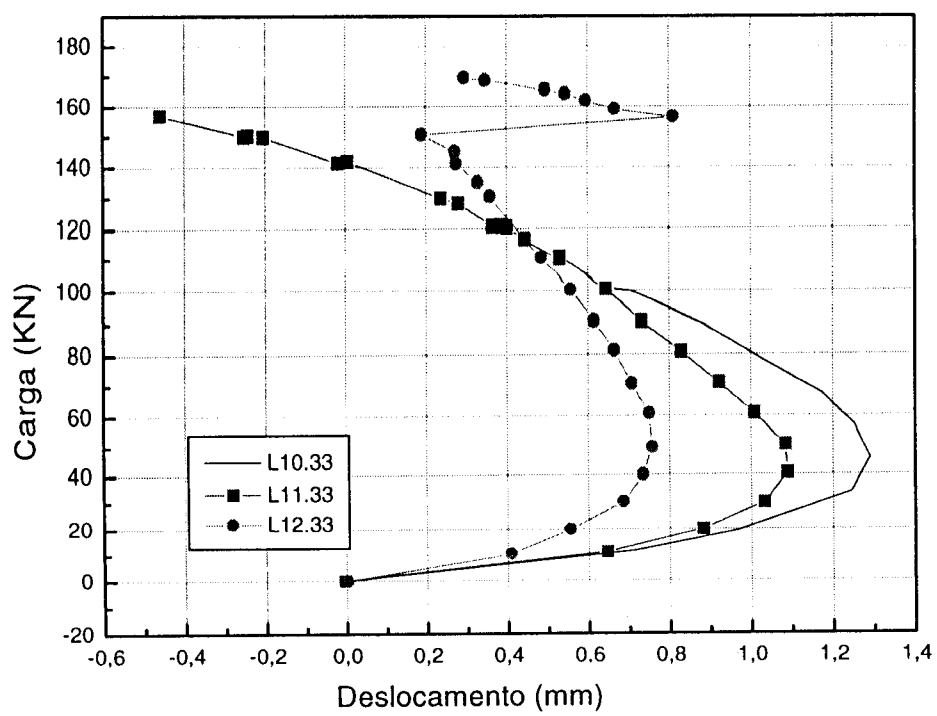


Gráfico 5.18 - Deslocamento dos cantos dos modelos de concreto de alta resistência com A_{sw}



5.6.2.5 DEFORMAÇÕES

Nos modelos sem fibras, observa-se que as armaduras de flexão inferiores na zona comprimida atingiram a tensão de escoamento, e constata-se que os modelos de concreto de alta resistência proporcionaram um aumento na deformação destas armaduras. Observa-se também que o uso de armadura transversal, tanto no modelo de concreto convencional como no de alta resistência, proporcionou, um acréscimo na deformação das armaduras.

Nos modelos com 0,75% de fibras por fração de volume, somente as armaduras dos concretos de alta resistência atingiram a tensão de escoamento, armaduras estas na parte superior da zona tracionada, mas estas armaduras deformaram menos que aquelas dos modelos com concreto convencional.

No caso da armadura tracionada inferior, ela atingiu o escoamento nos modelos que possuíam armadura transversal tipo pino.

Com a adição de 1,5% de fibras por fração de volume, vemos que das armaduras localizadas na parte superior na zona tracionada, as que atingiram o escoamento foram as dos modelos com armadura transversal, em ambos tipos de modelos, os de concreto convencional e os de alta resistência. Destas armaduras as que tiveram maior deformação foram as dos modelos com concreto de resistência convencional.

Já nas armaduras tracionadas inferiores as que deformam mais são as dos modelos com concreto convencional. Comparando-se a presença da armadura transversal vemos que esta provoca também um aumento na deformação.

Sendo comparado o aumento de percentagem de adição de fibras nos modelos com concreto convencional, vemos que esta adição produz uma diminuição na deformação da armadura tracionada superior e um aumento na deformação da armadura tracionada inferior, isto nos modelos sem armadura transversal. Já nos modelos com armadura transversal há um aumento de deformação nas barras tracionadas.

No caso dos modelos de concreto de alta resistência, há uma diminuição na deformação das barras tracionadas na parte superior, modelos estes sem armadura transversal. O uso de armadura transversal nestes modelos fizeram com que as barras tracionadas atingissem a tensão de escoamento no ponto central.

Com relação ao comportamento da armadura transversal tipo pino vemos que a adição de fibras fez com que esta armadura trabalhe melhor e se deforme mais, isto nos modelos com concreto convencional.

Nos modelos com concreto de alta resistência os pinos trabalharam de forma semelhante sem existir muita diferença pelo fato da percentagem de fibras ter sido mudada.

Nos modelos sem fibras vemos que a armadura transversal foi solicitada mais nas lajes-cogumelo de concreto convencional, ou seja, eles tiveram maior deformação.

Nos modelos com adição de fibras de 0,75% as duas primeiras camadas trabalharam mais que a última, e nos modelos com 1,75% houve uma melhor distribuição dos esforços, a armadura transversal nas três camadas trabalharam de forma semelhante.

5.6.2.5.1 ARMADURAS DE FLEXÃO E DE PUNÇÃO

As deformações medidas tanto na armadura tracionada como a comprimida e as dos pinos são apresentadas nos gráficos a seguir.

Os pontos onde cada armadura foi instrumentada estão indicados nas Figuras 5.37 e 5.38, e os da armadura transversal na Figura 5.39.

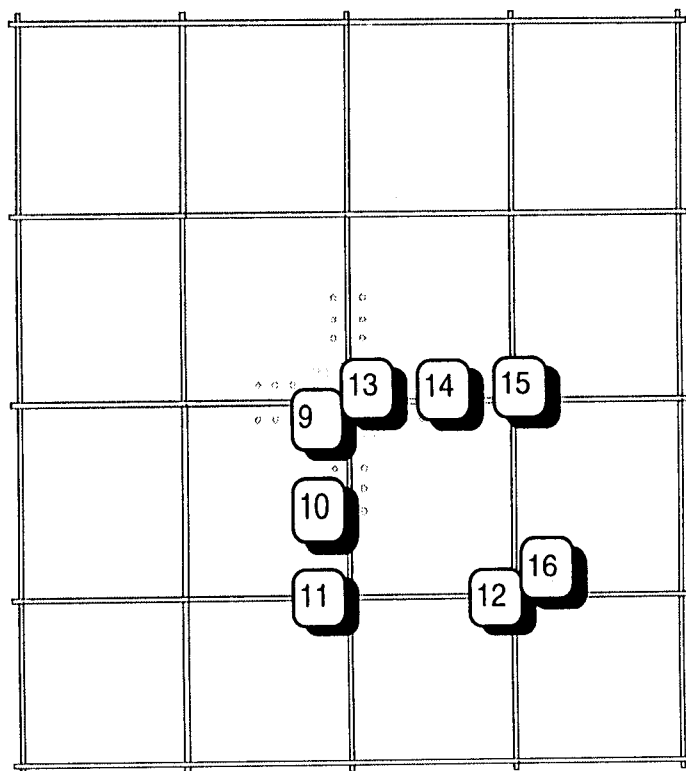


Figura 5.37 - Distribuição dos pontos instrumentados na Armadura Longitudinal Comprimida do Modelo.

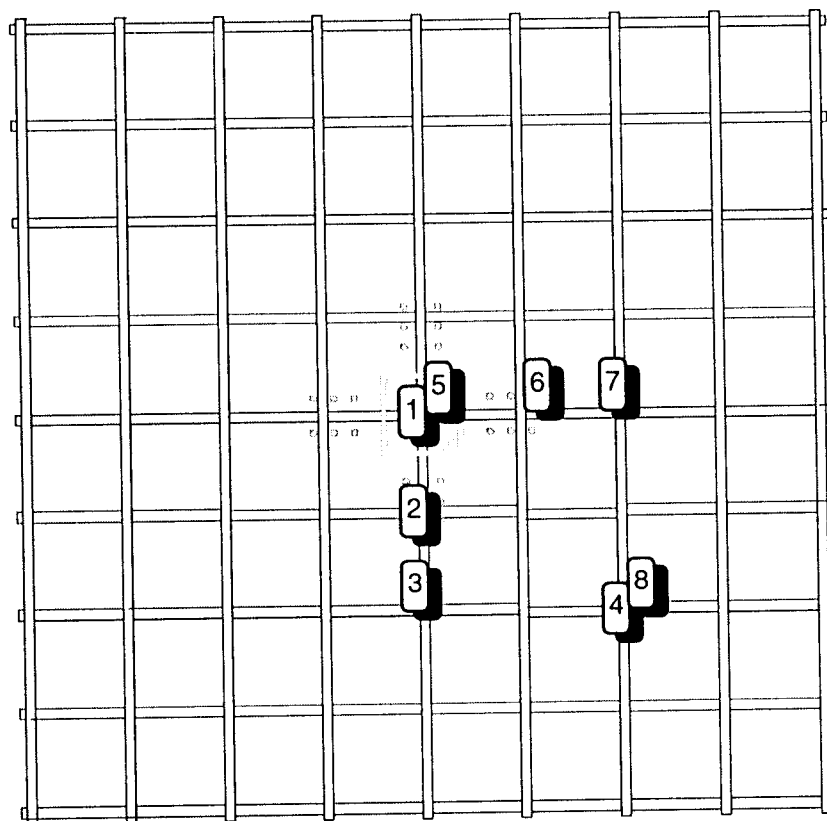


Figura 5.38 - Distribuição dos pontos instrumentados na Armadura Longitudinal Tracionada do Modelo.

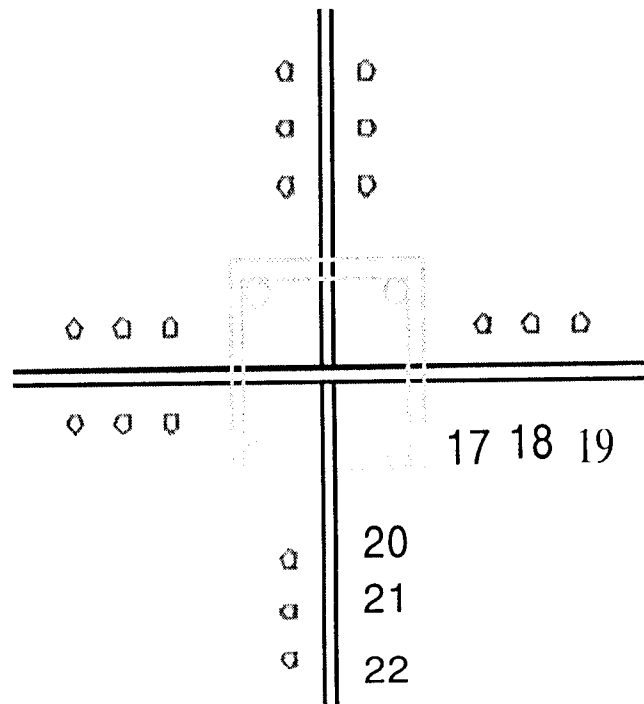


Figura 5.39 - Distribuição dos pontos de instrumentação dos pinos

MODELOS COM 0% DE FIBRAS

Gráfico 5.19 - Deformação do ponto central da armadura principal superior

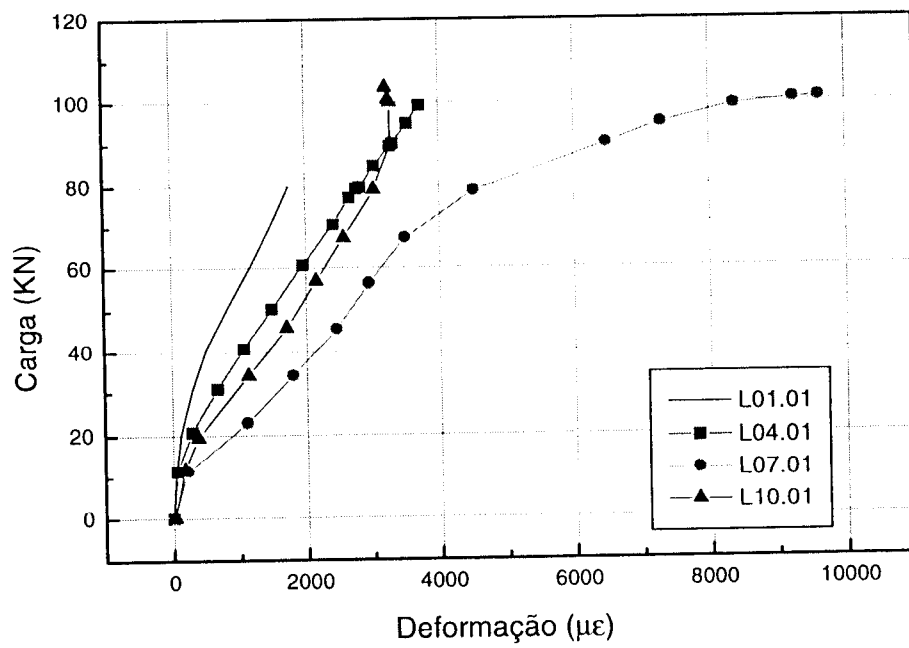


Gráfico 5.20 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

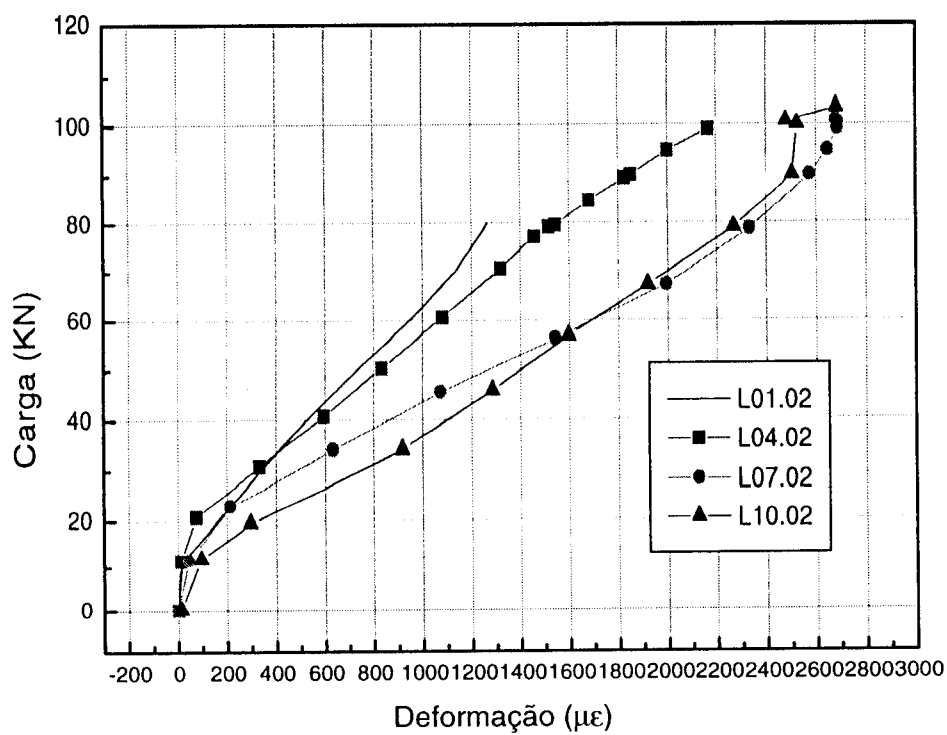


Gráfico 5.21 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

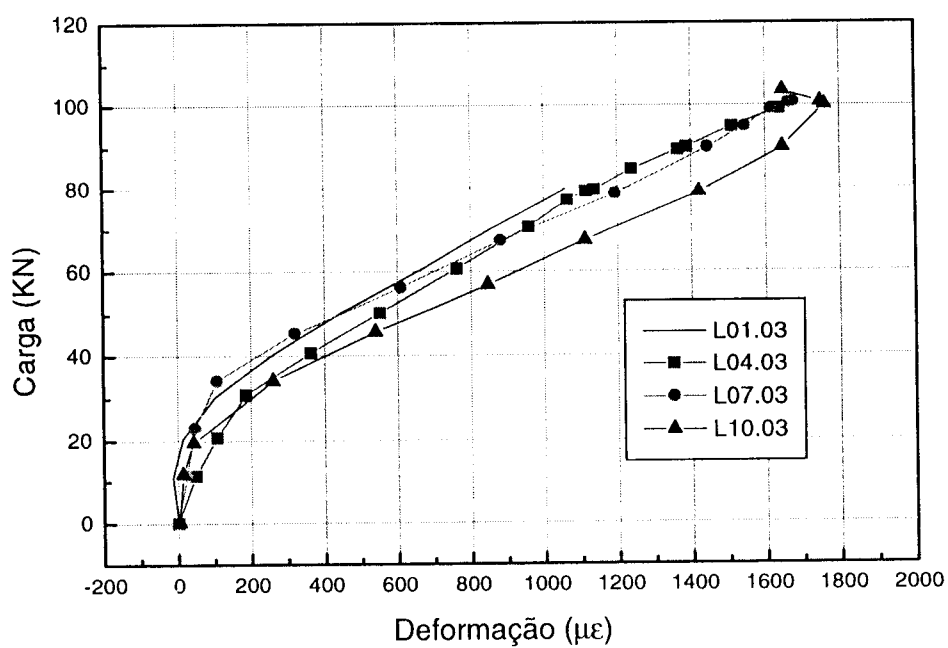


Gráfico 5.22 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

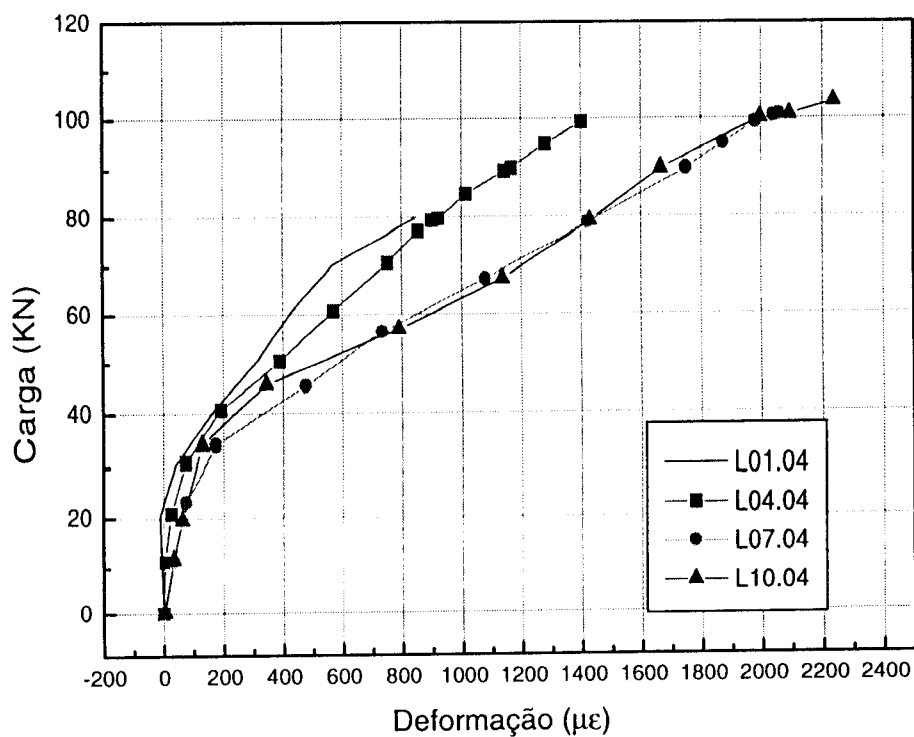


Gráfico 5.23 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

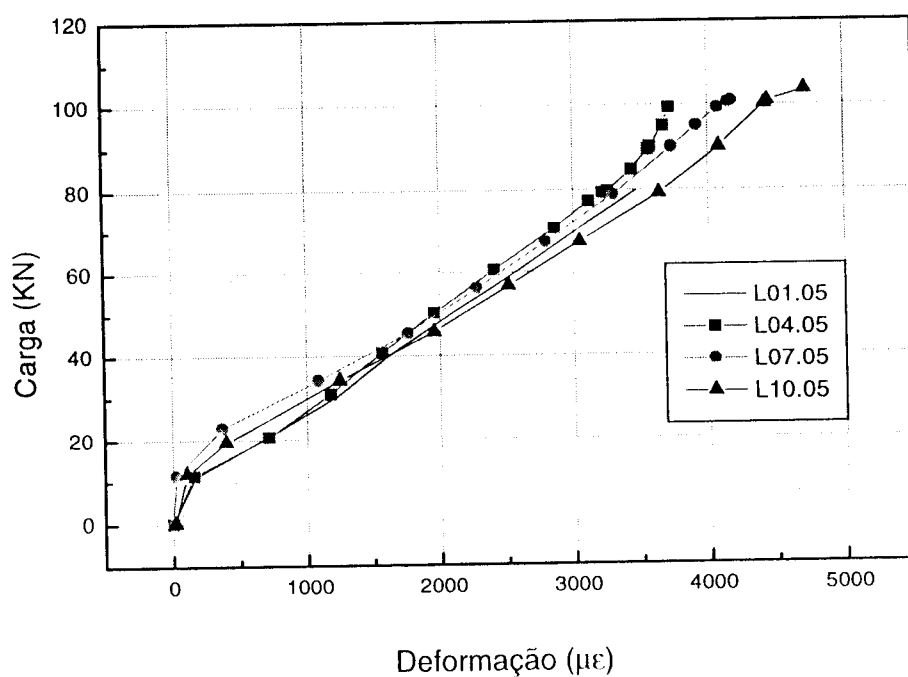


Gráfico 5.24 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

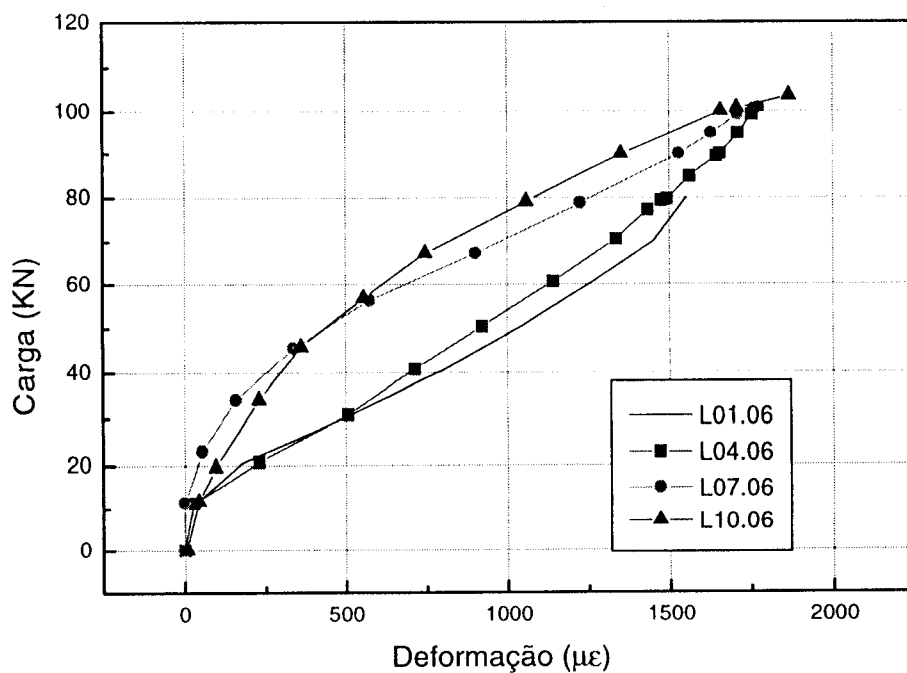


Gráfico 5.25 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

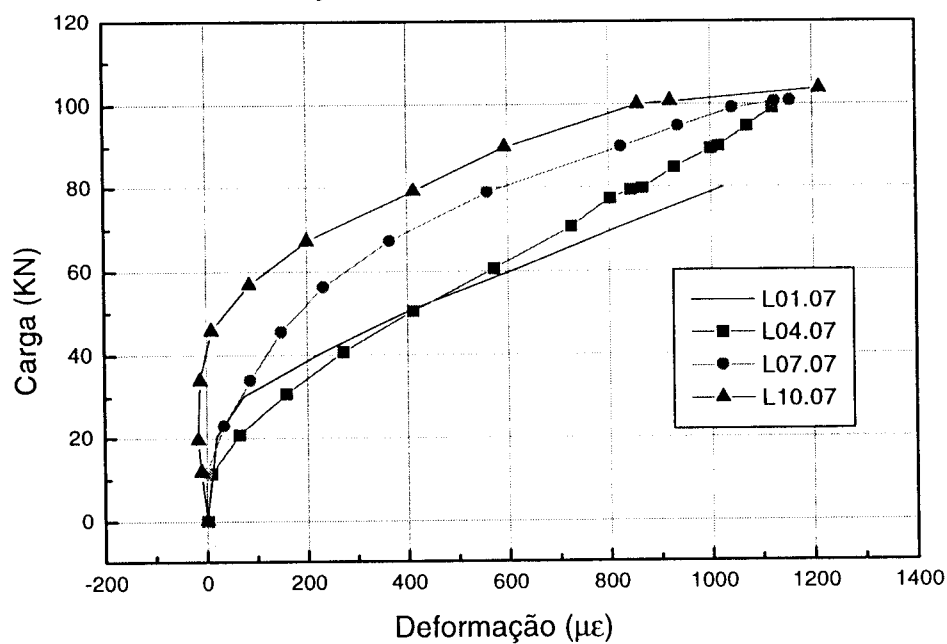


Gráfico 5.26 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

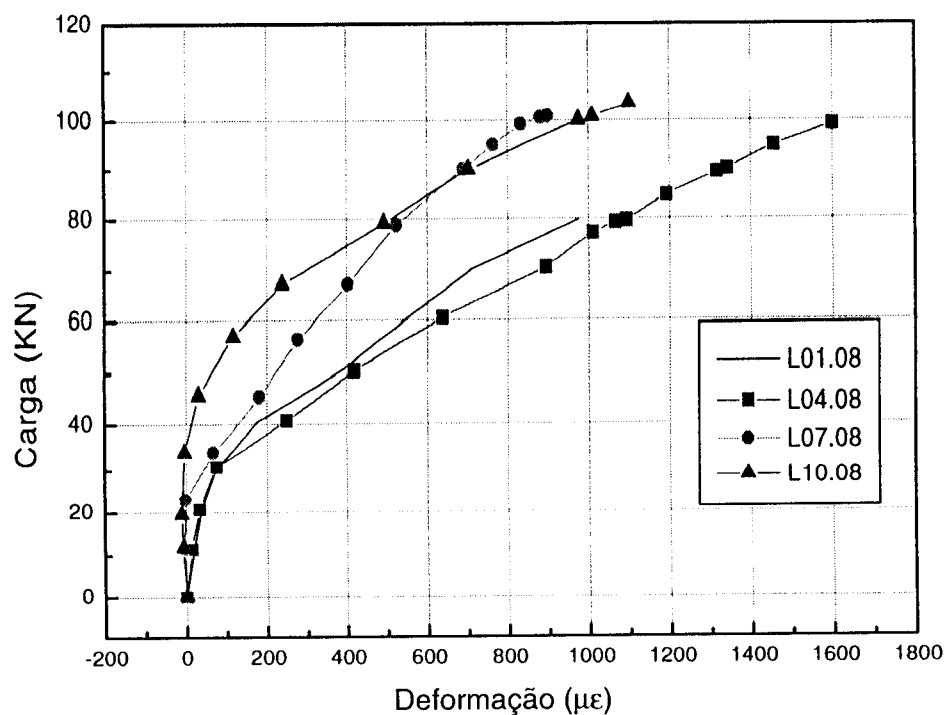


Gráfico 5.27 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

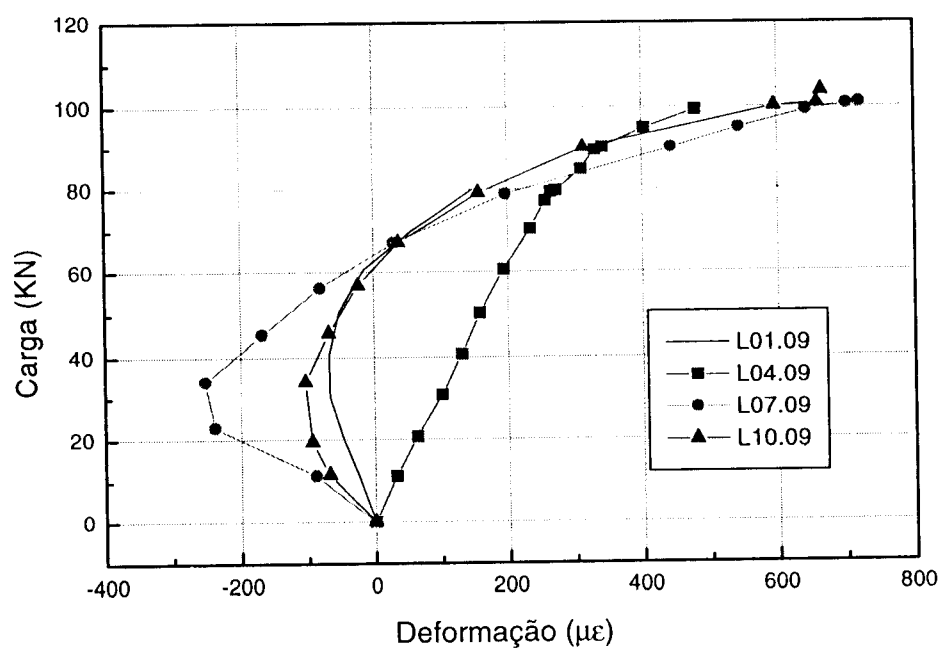


Gráfico 5.28 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

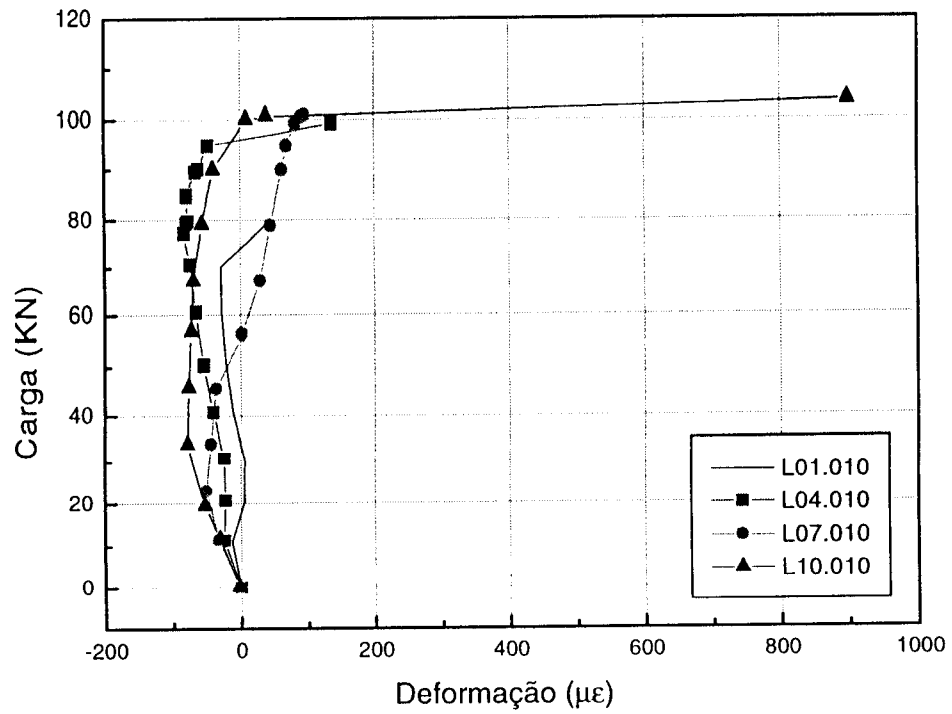


Gráfico 5.29 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

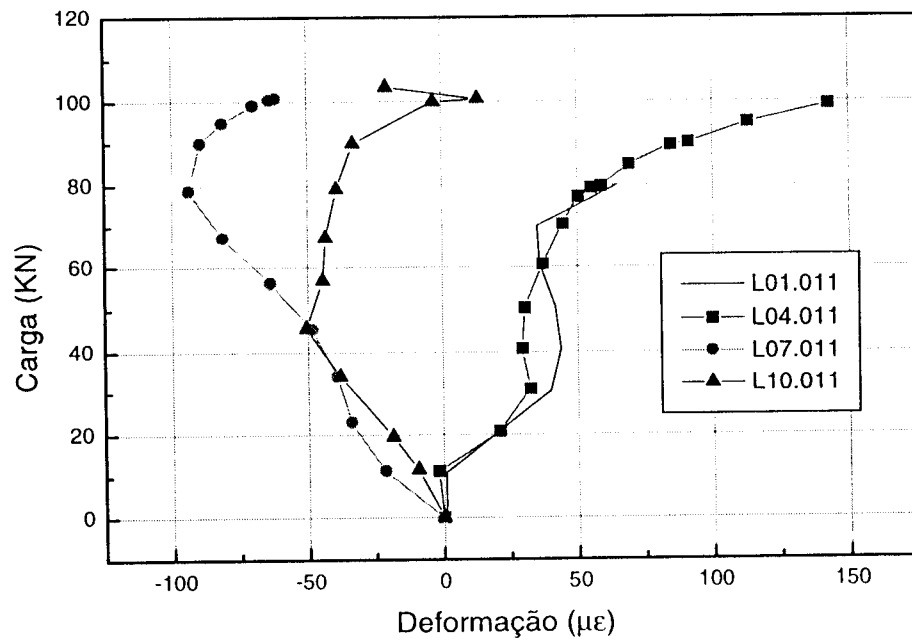


Gráfico 5.31 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

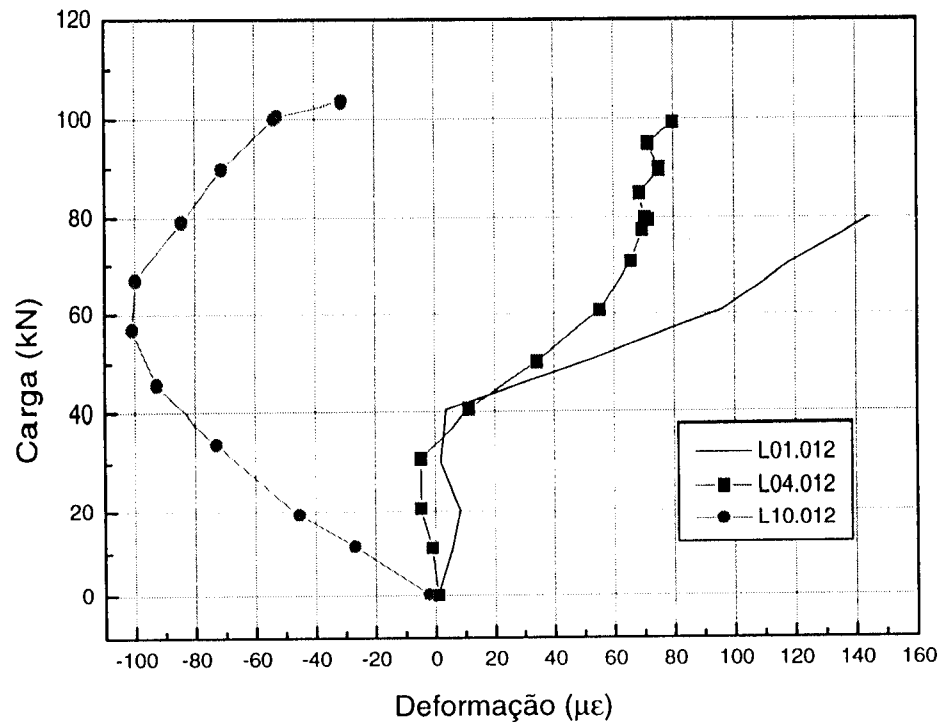


Gráfico 5.32 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

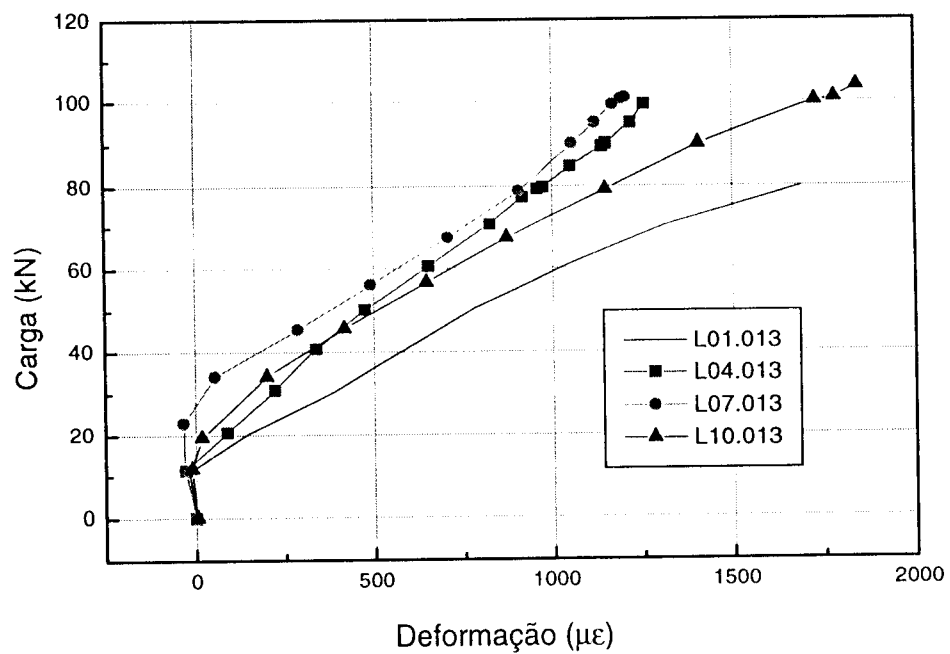


Gráfico 5.33 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

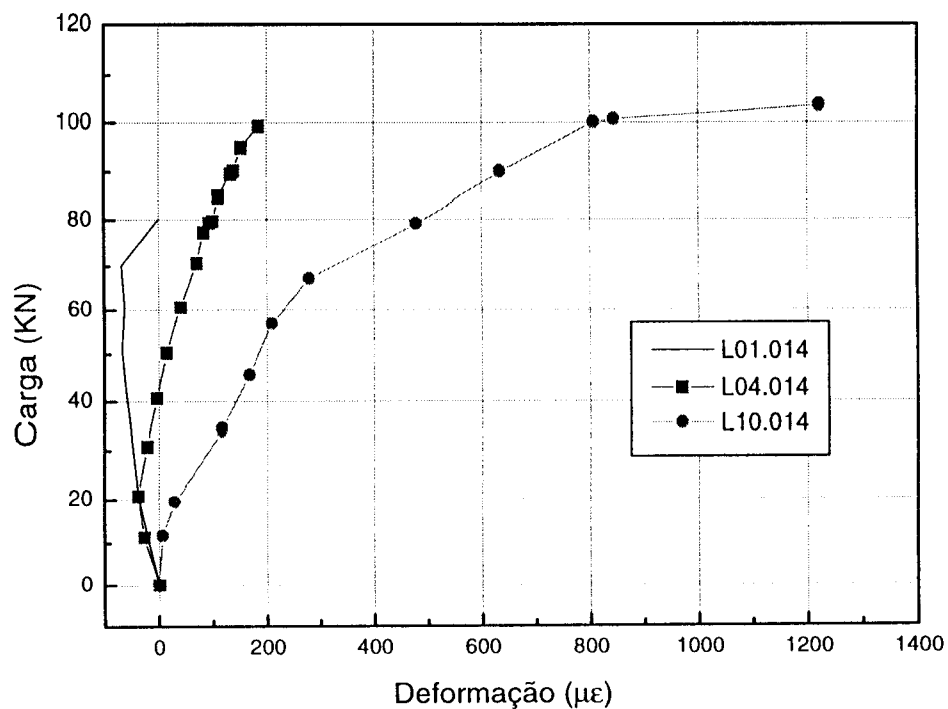


Gráfico 5.34 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

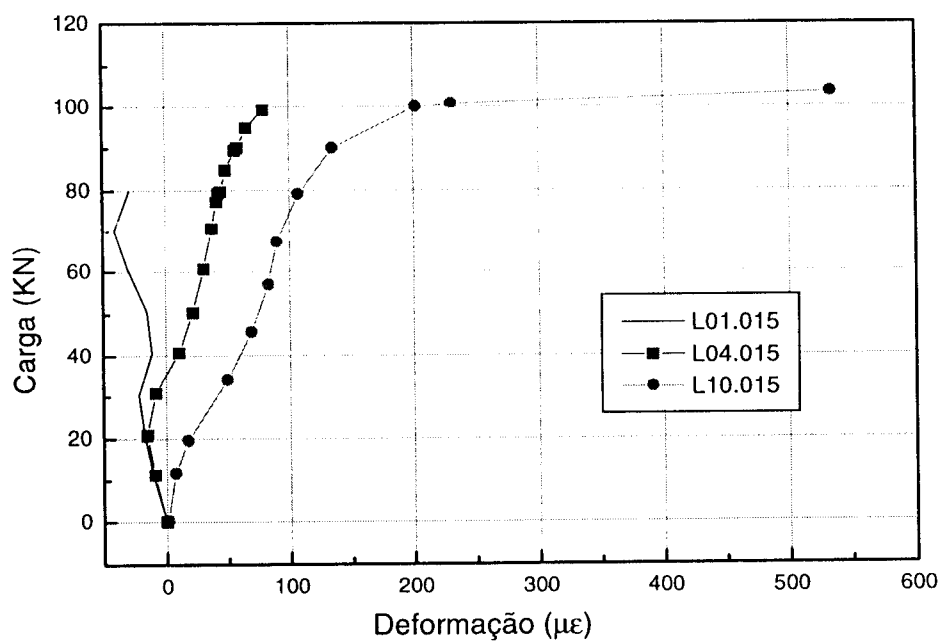
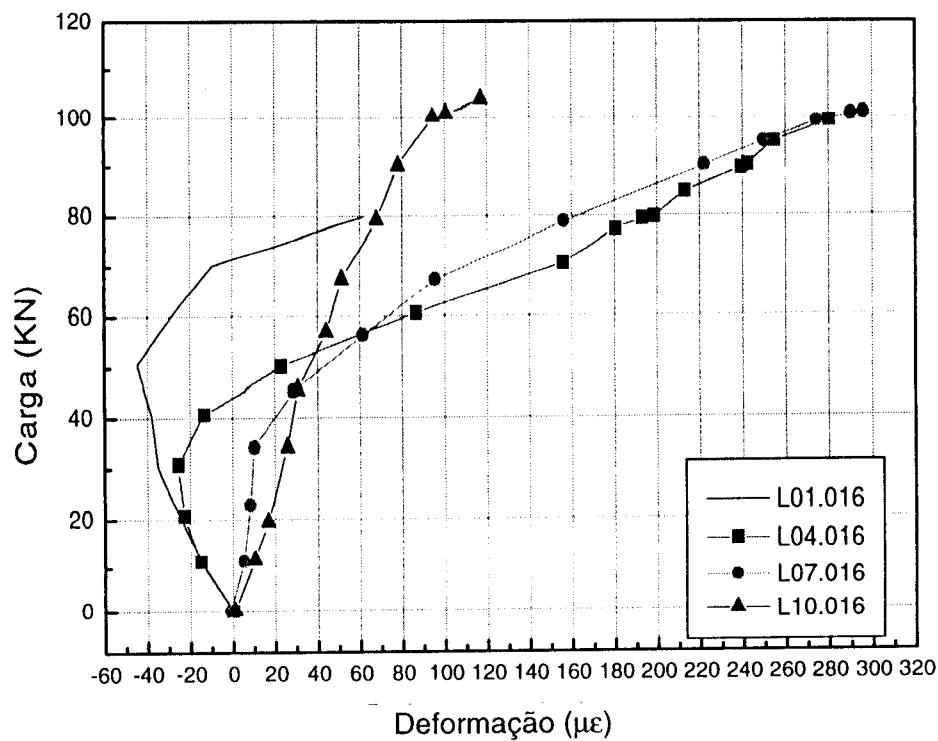


Gráfico 5.35 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



MODELOS COM 0,75% DE FIBRAS

Gráfico 5.36 - Deformação do ponto central da armadura principal superior

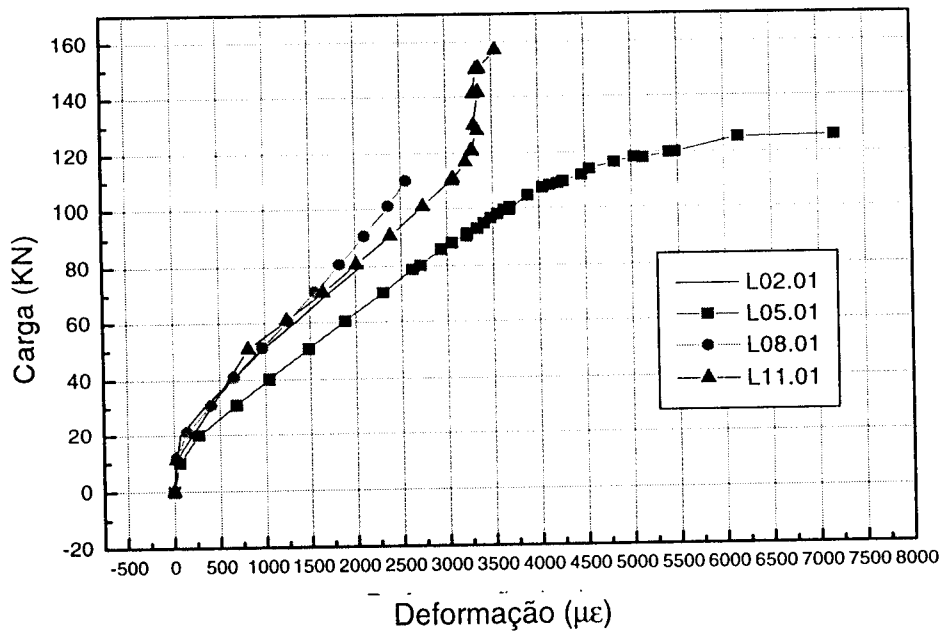


Gráfico 5.37 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

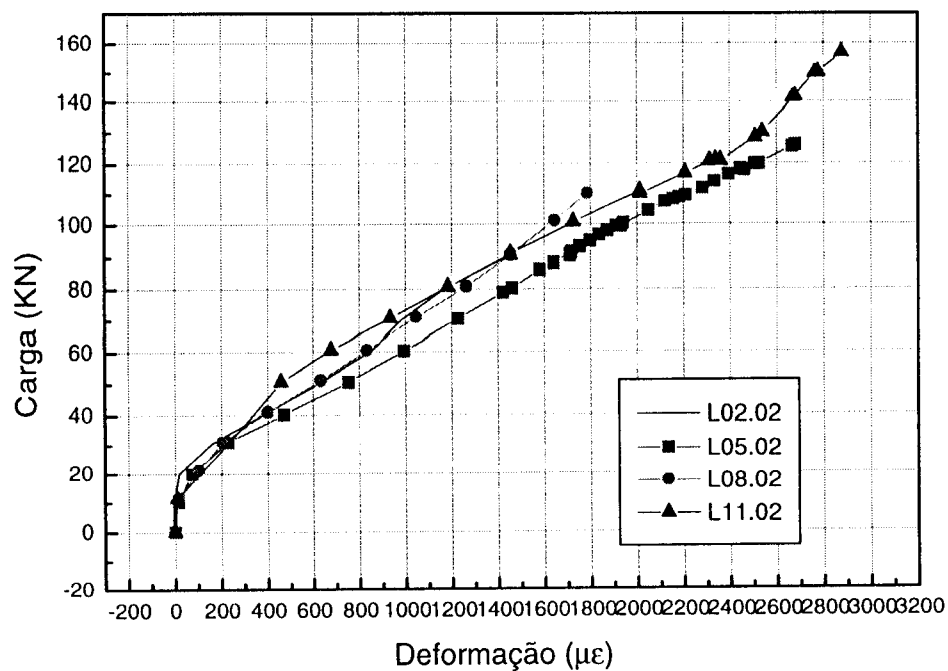


Gráfico 5.38 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

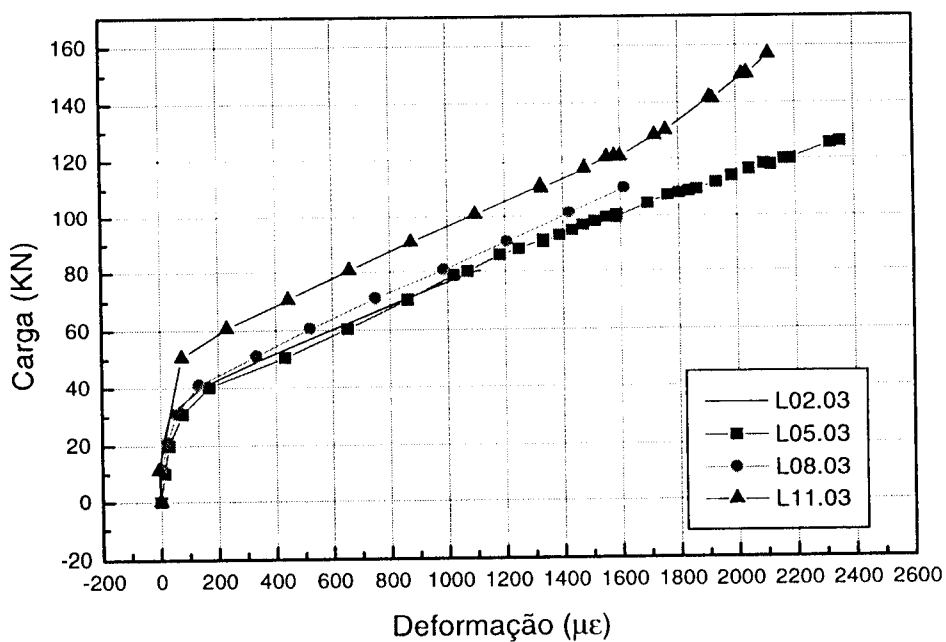


Gráfico 5.39 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

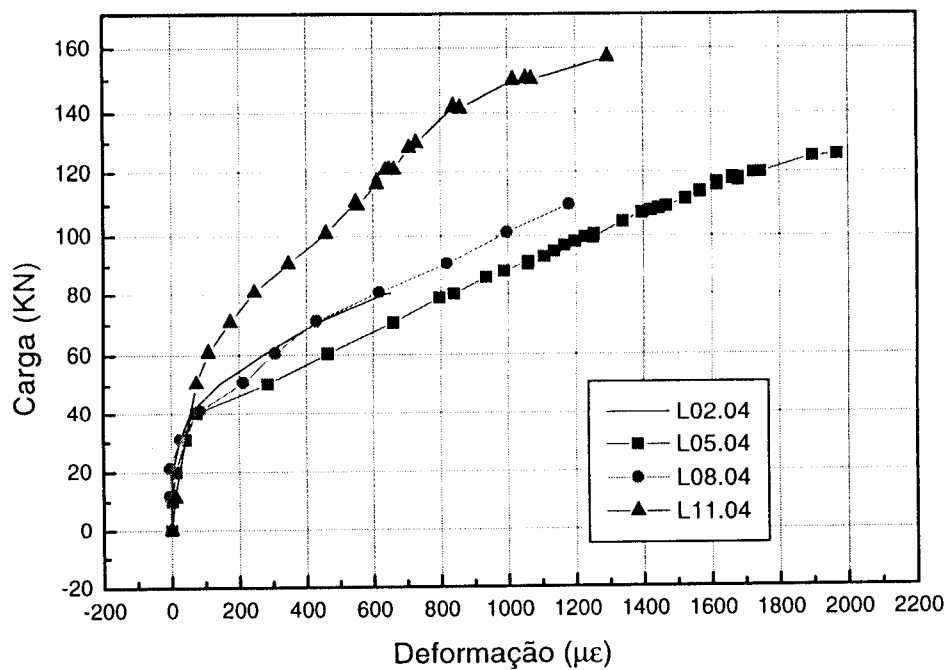


Gráfico 5.40 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

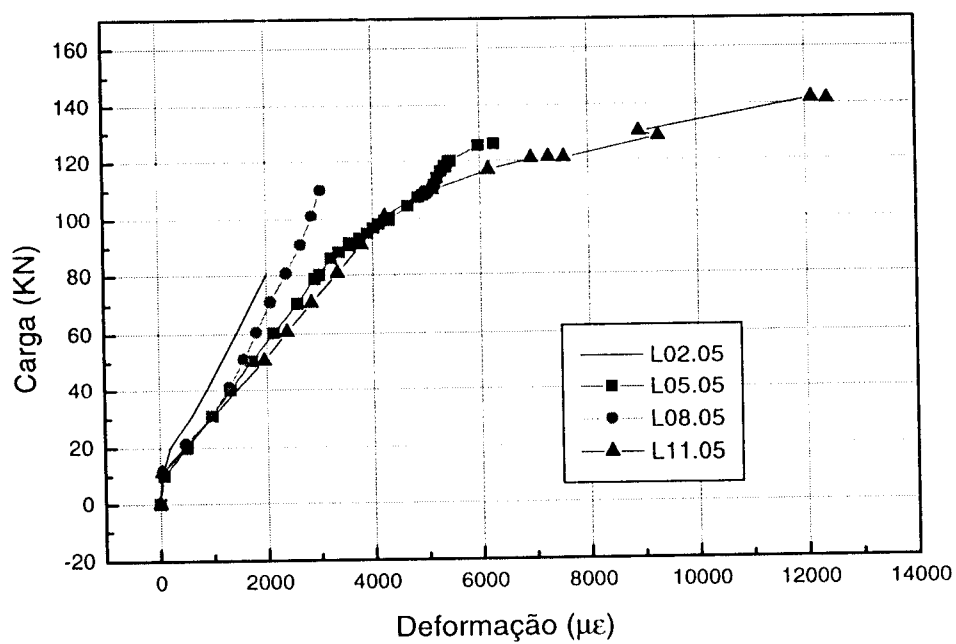


Gráfico 5.41 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

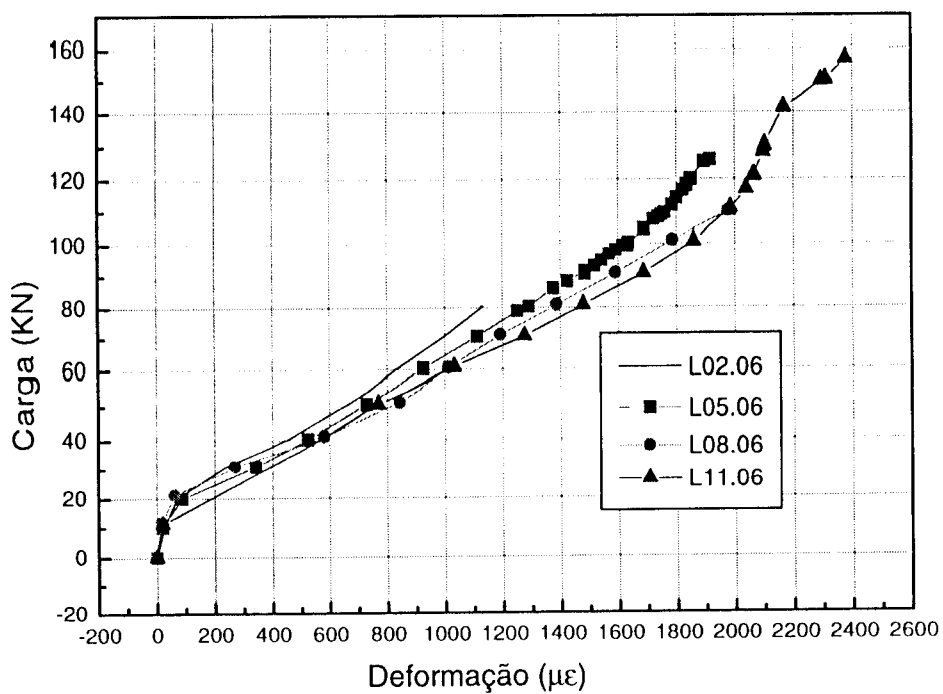


Gráfico 5.42 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

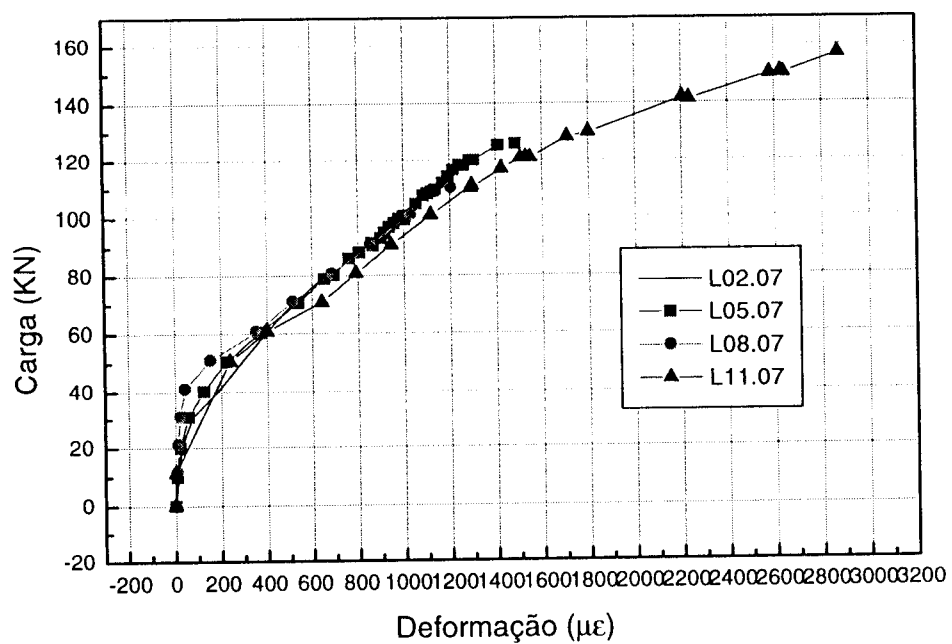


Gráfico 5.43 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

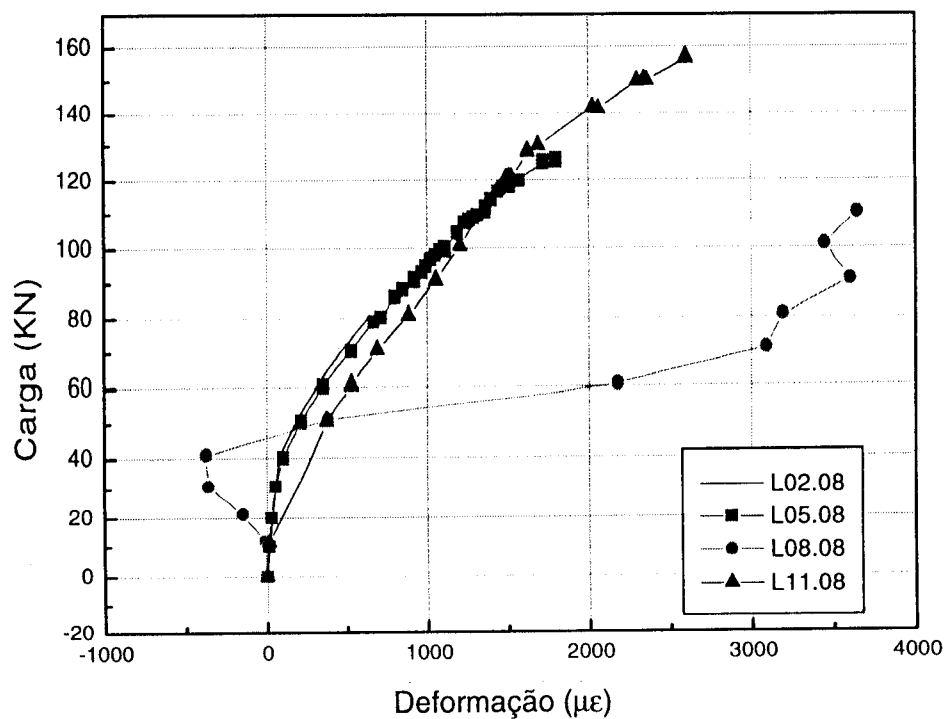


Gráfico 5.44 - Deformação do ponto central na armadura secundária

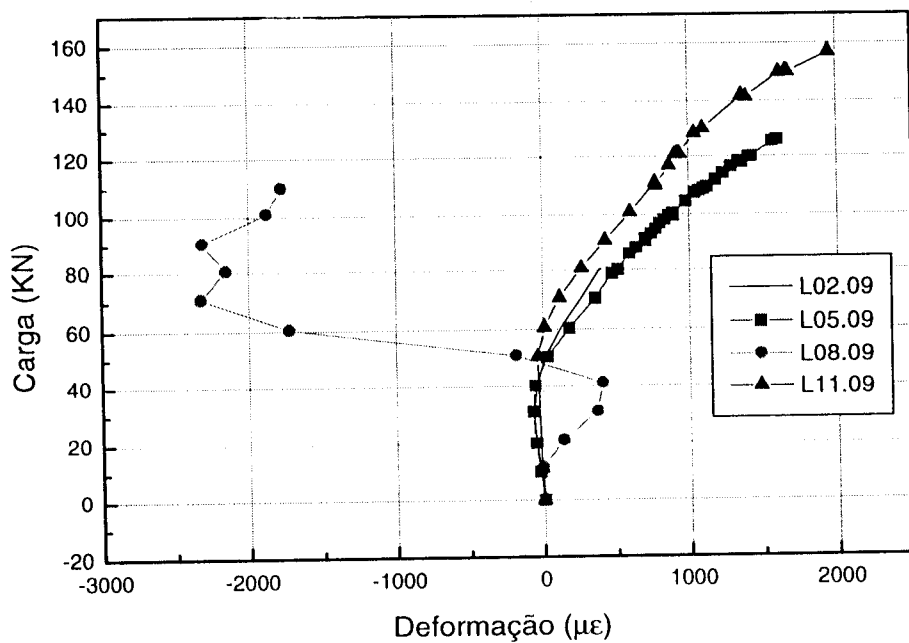


Gráfico 5.45 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

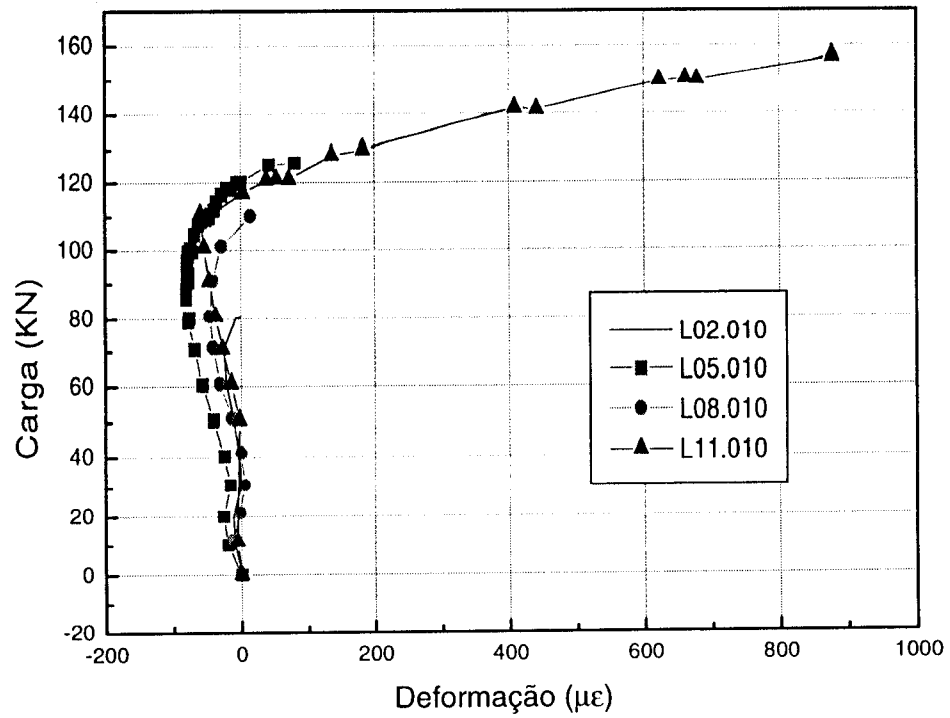


Gráfico 5.46 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

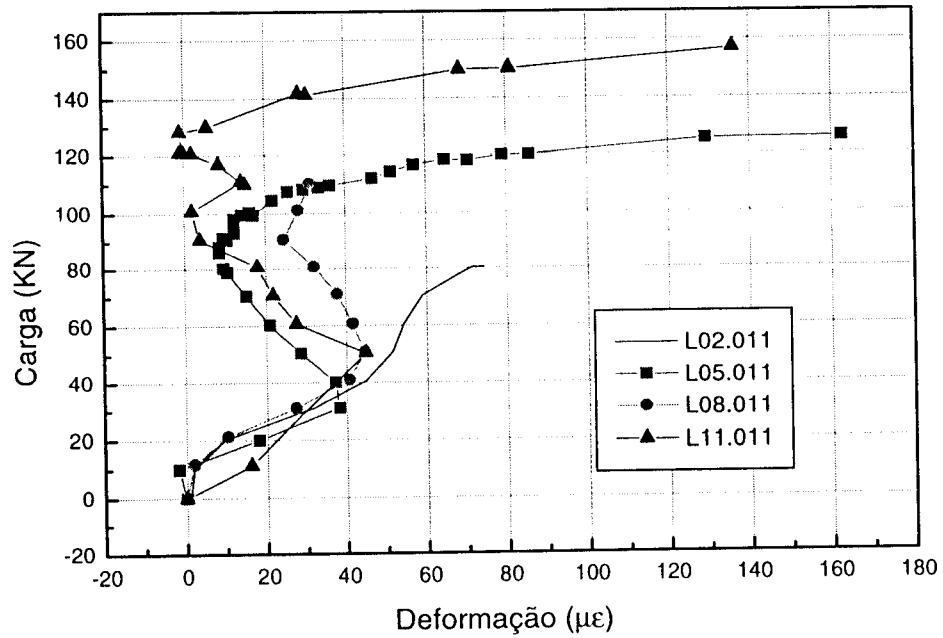


Gráfico 5.47 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

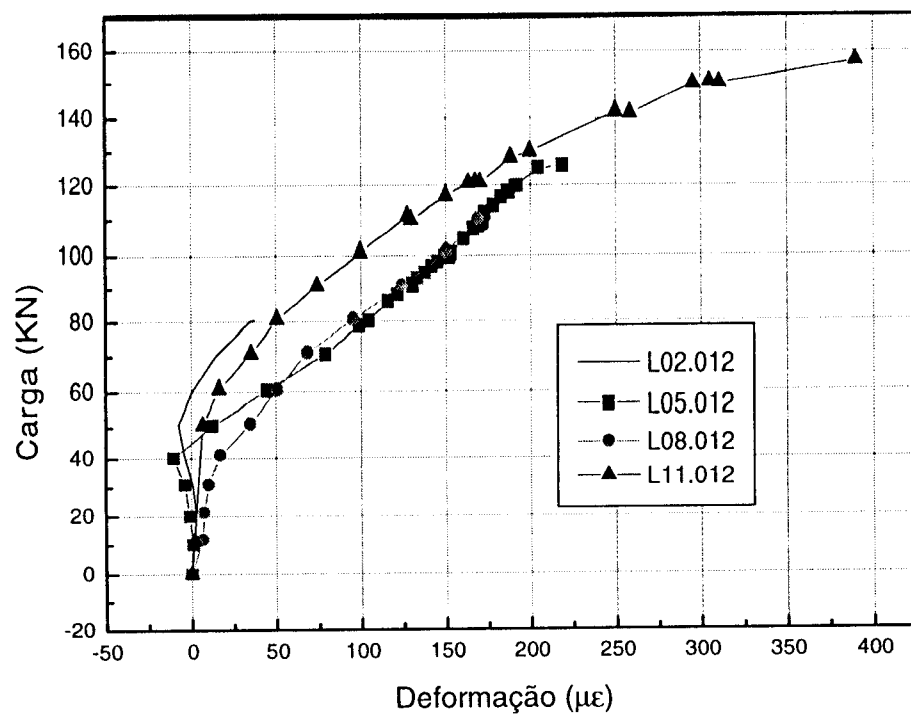


Gráfico 5.48 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

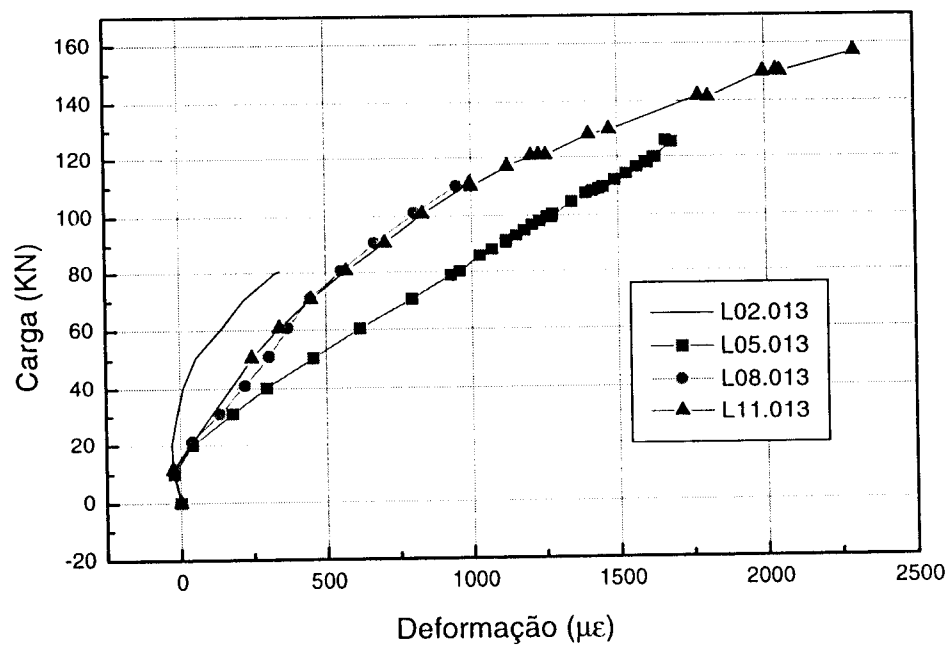


Gráfico 5.49 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

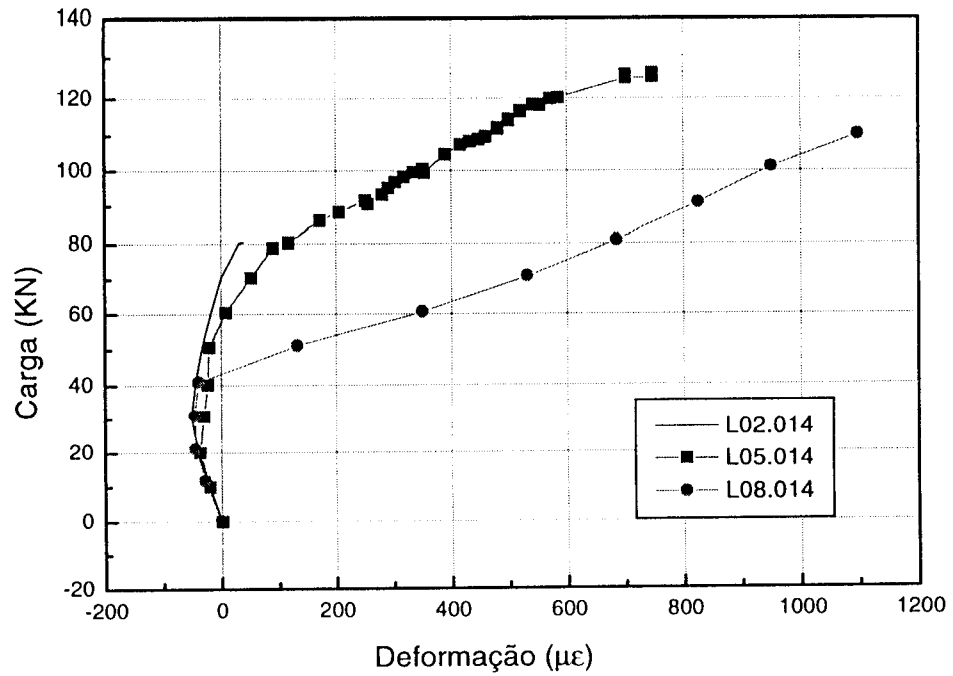


Gráfico 5.50 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

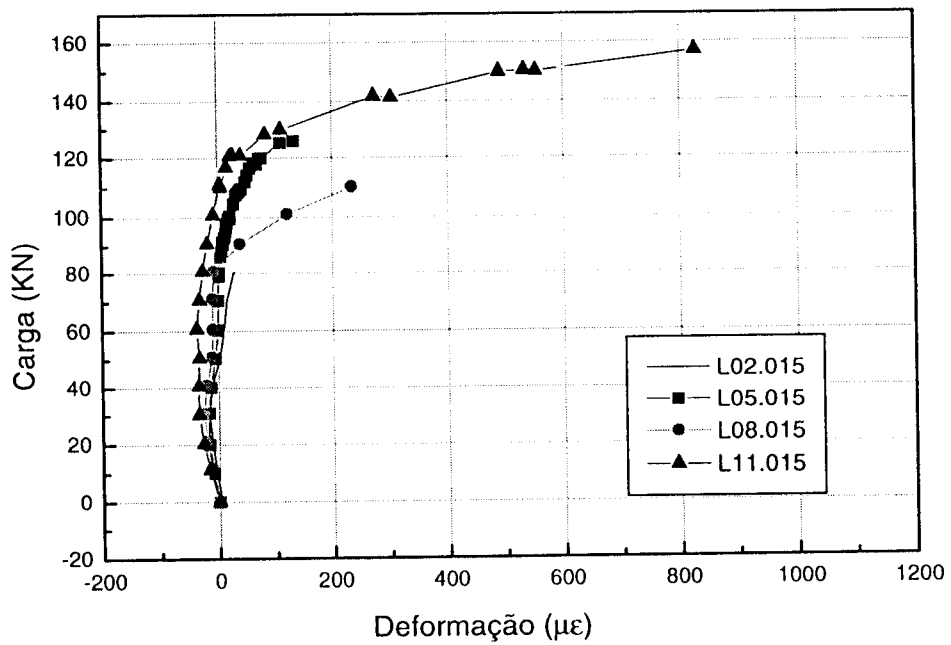
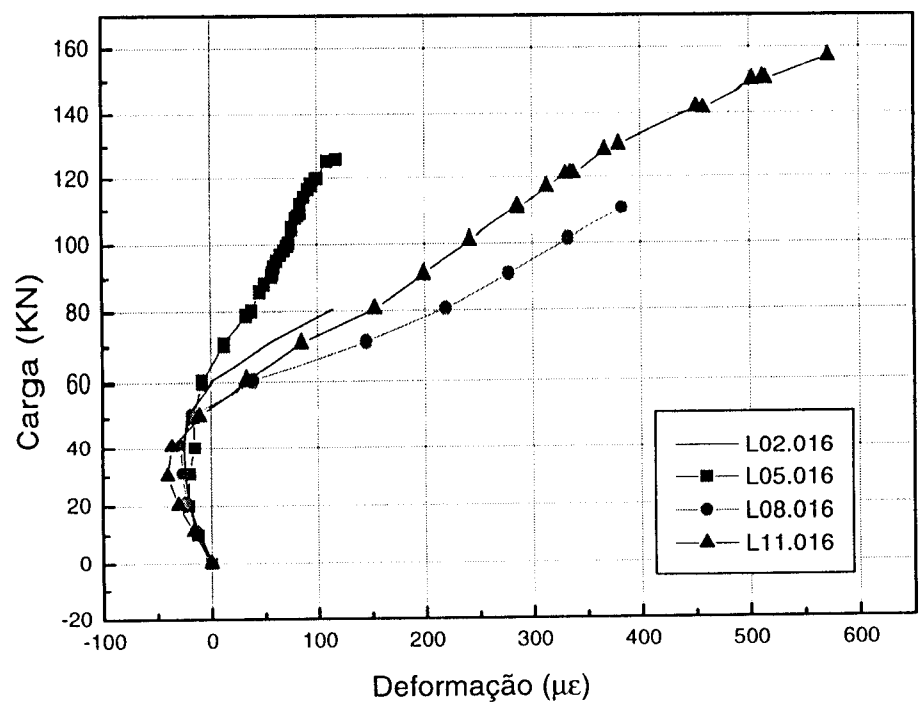


Gráfico 5.51 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



MODELOS COM 1,5 % DE FIBRAS

Gráfico 5.52 - Deformação do ponto central na armadura superior

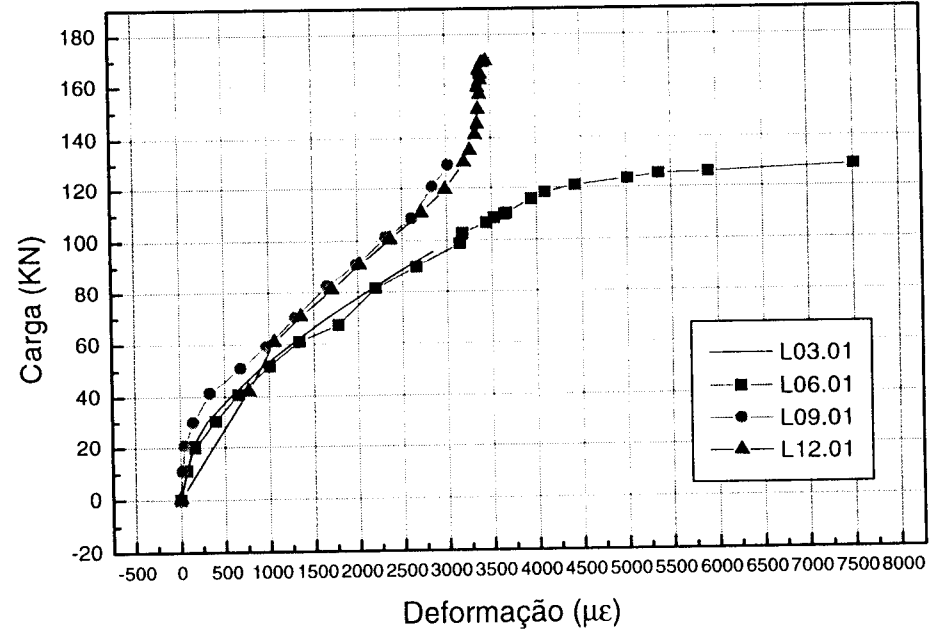


Gráfico 5.53 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

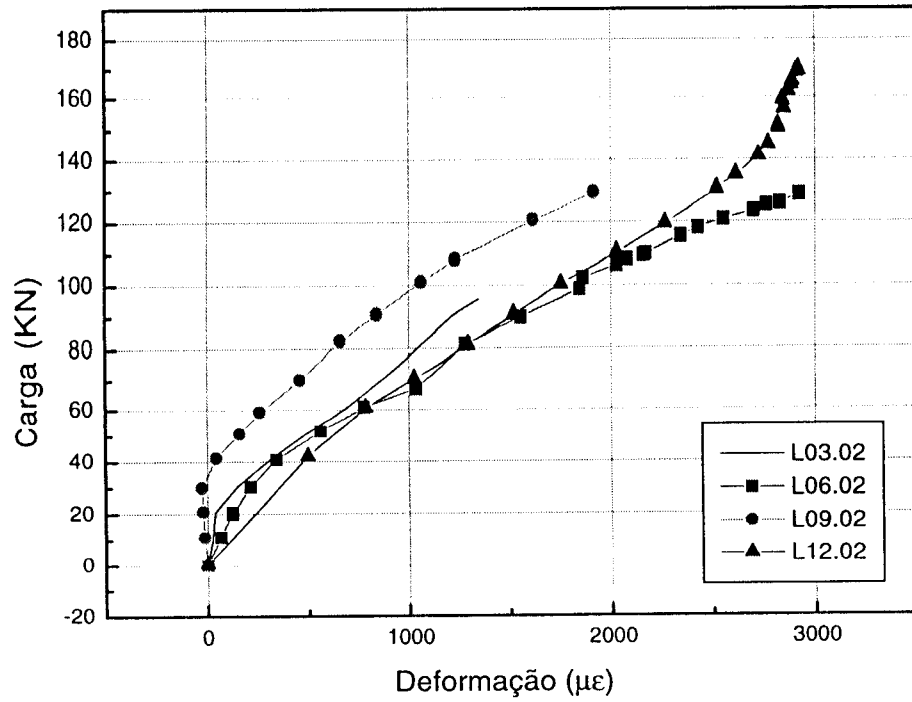


Gráfico 5.54 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

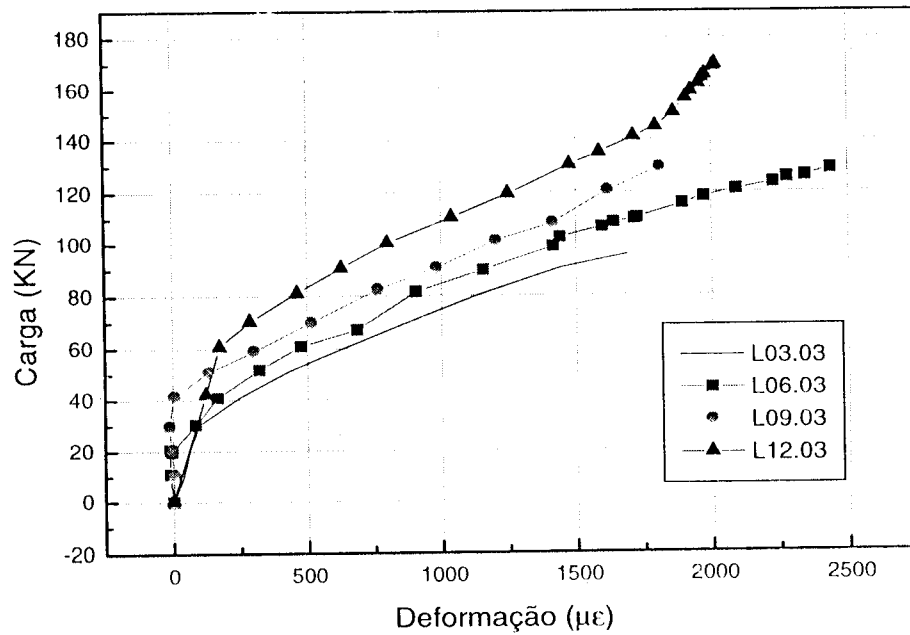


Gráfico 5.55 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

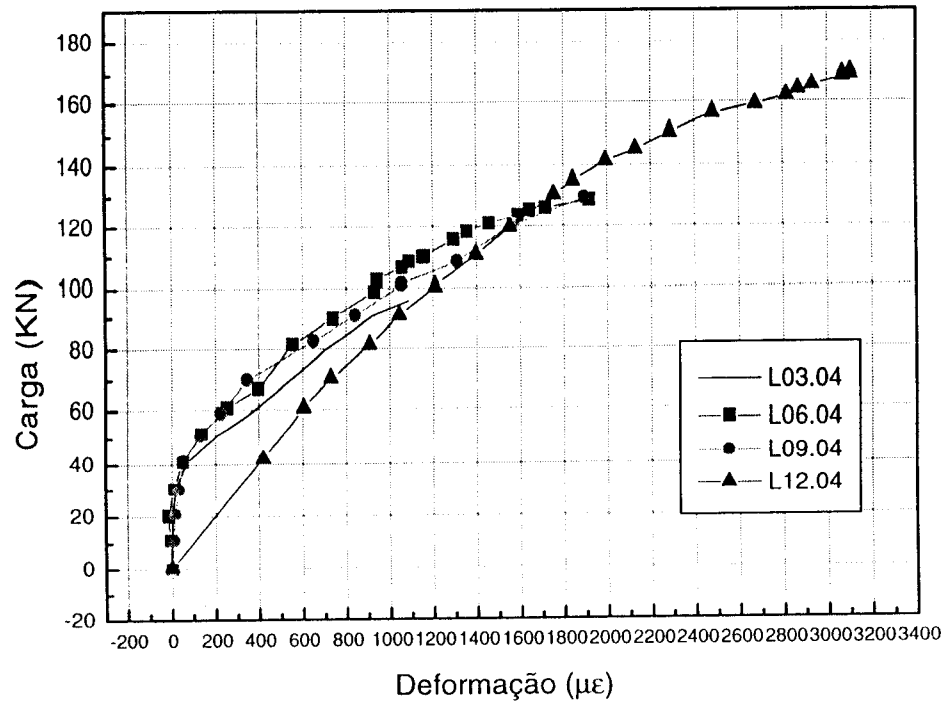


Gráfico 5.56 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

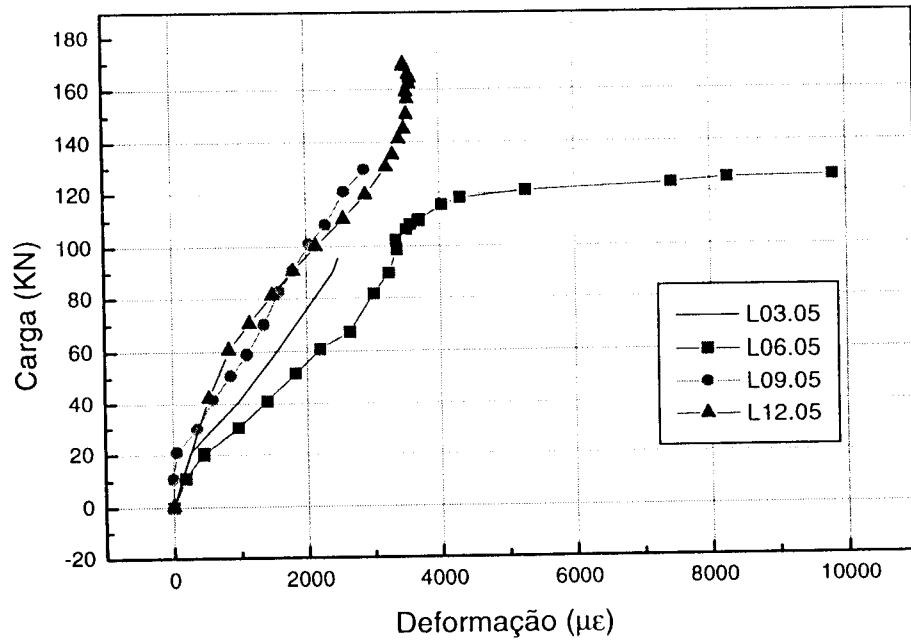


Gráfico 5.57 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

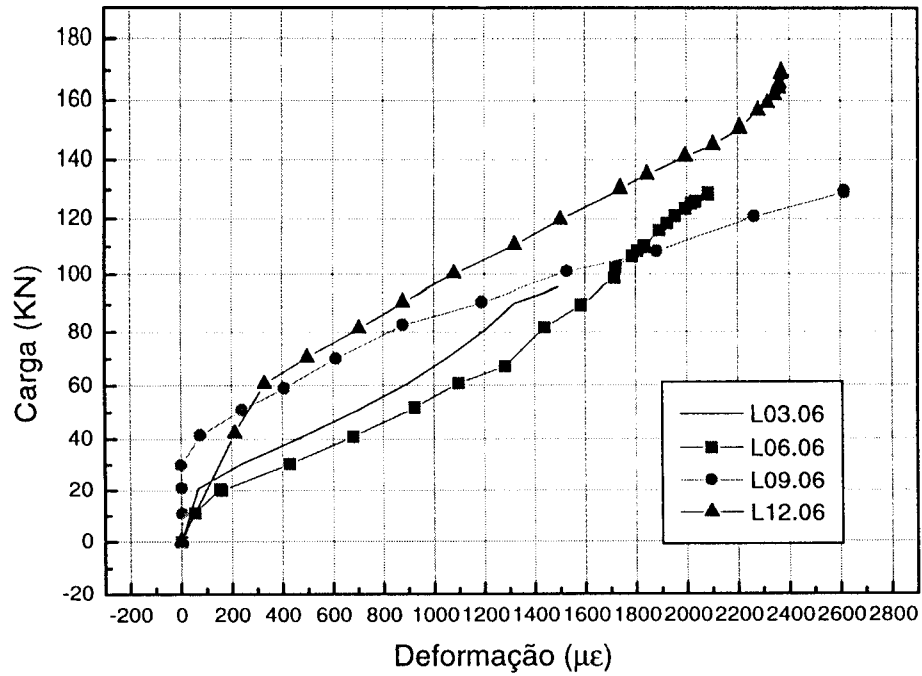


Gráfico 5.58 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

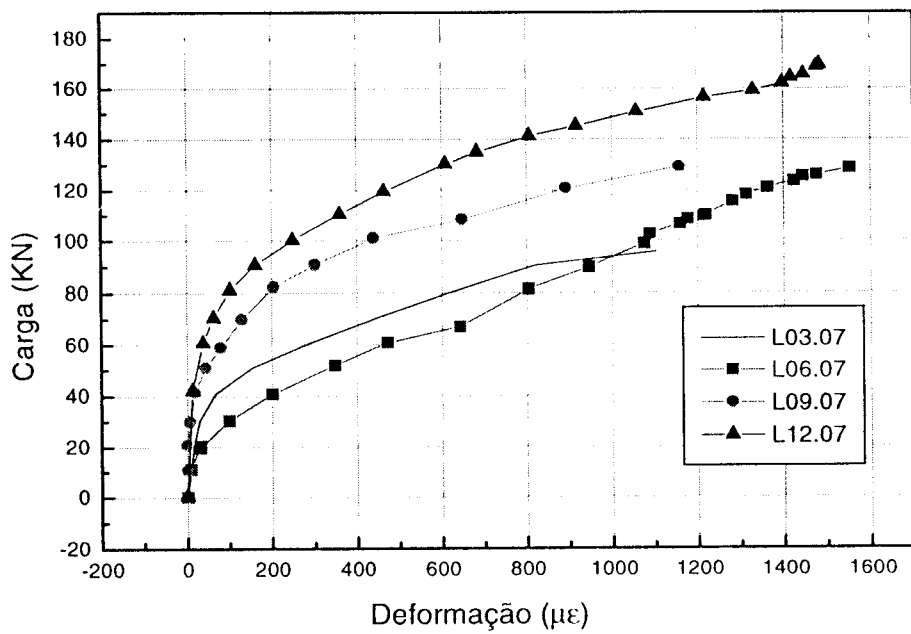


Gráfico 5.58 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

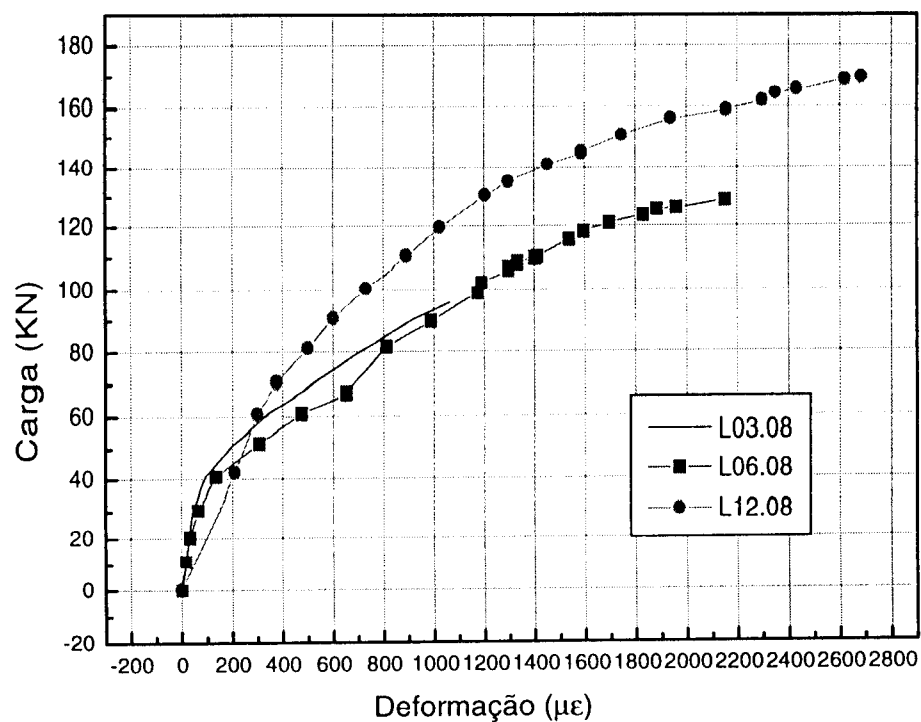


Gráfico 5.59 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

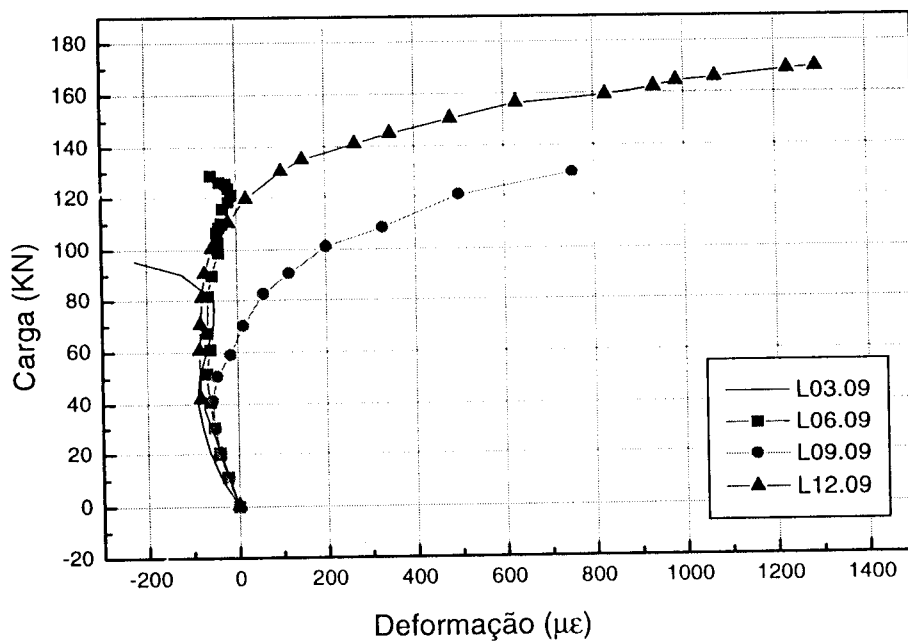


Gráfico 5.60 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

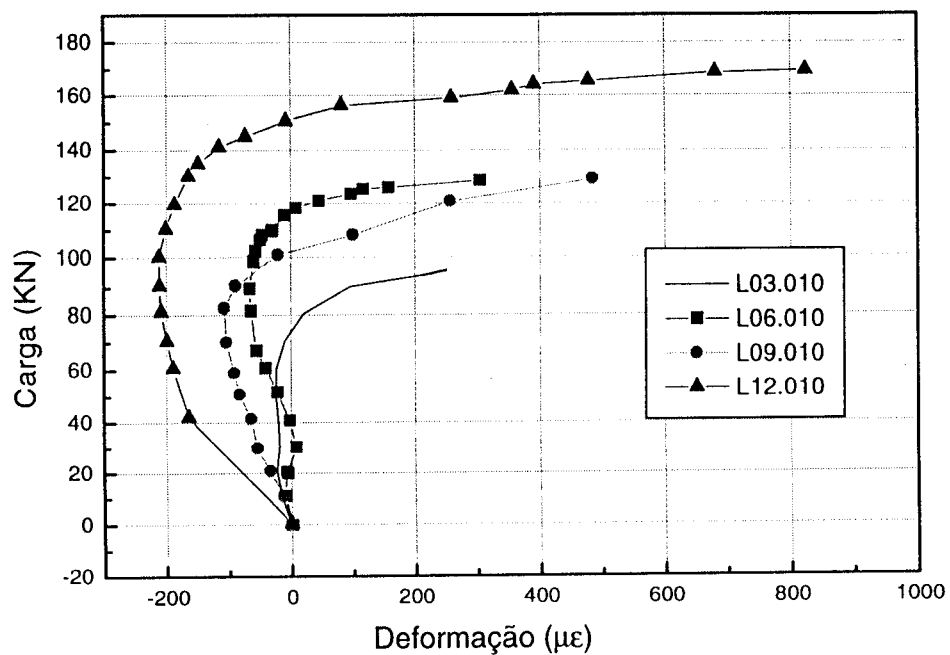


Gráfico 5.61 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

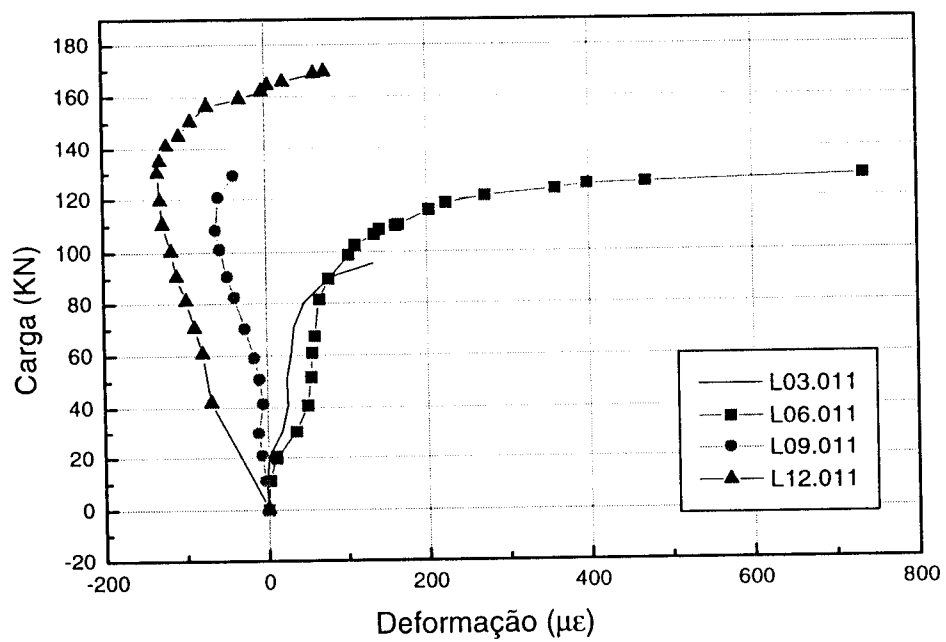


Gráfico 5.62 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

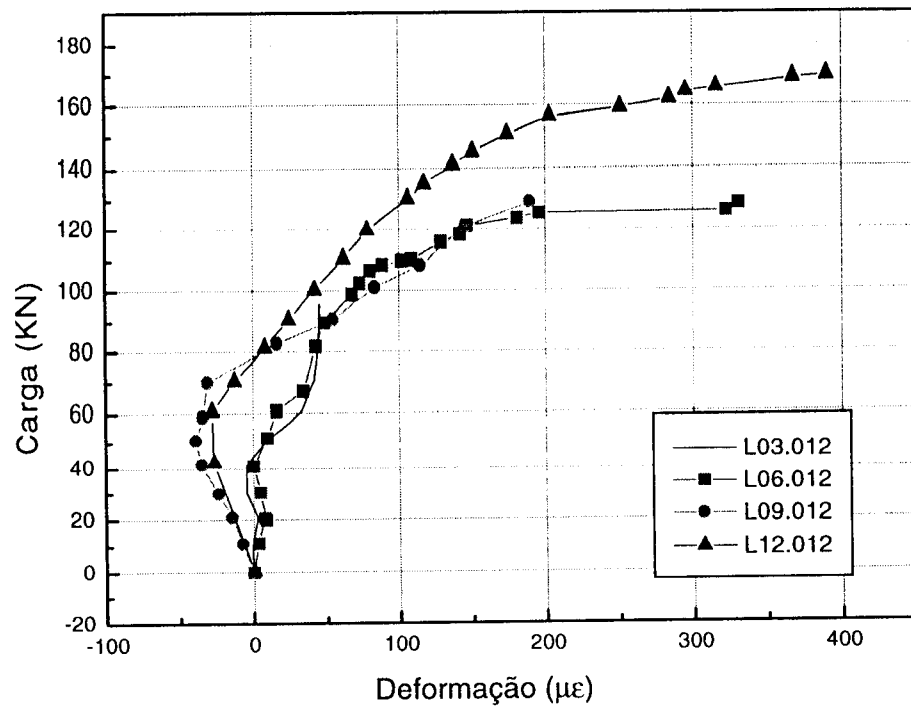


Gráfico 5.63 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

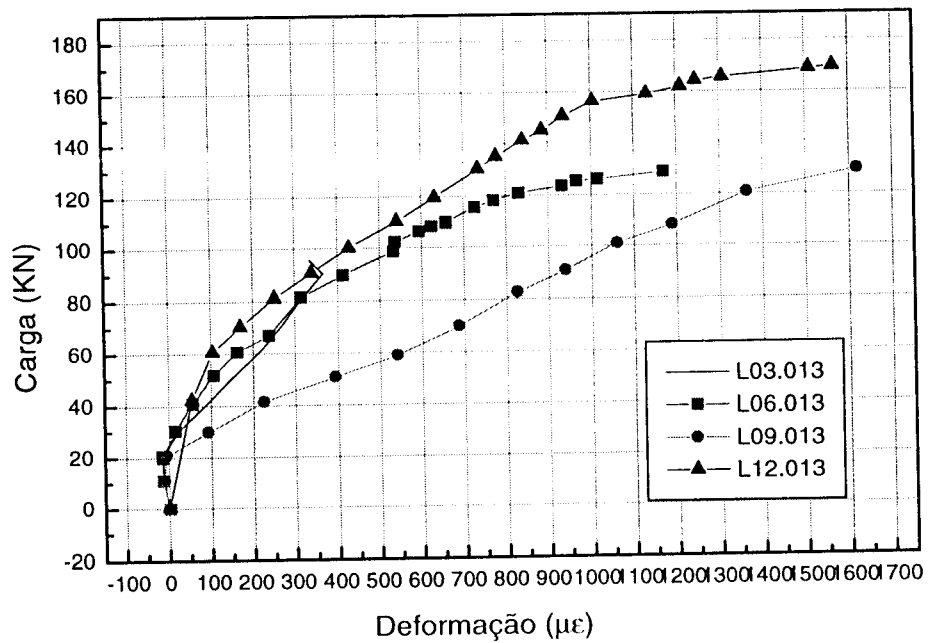


Gráfico 5.64 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

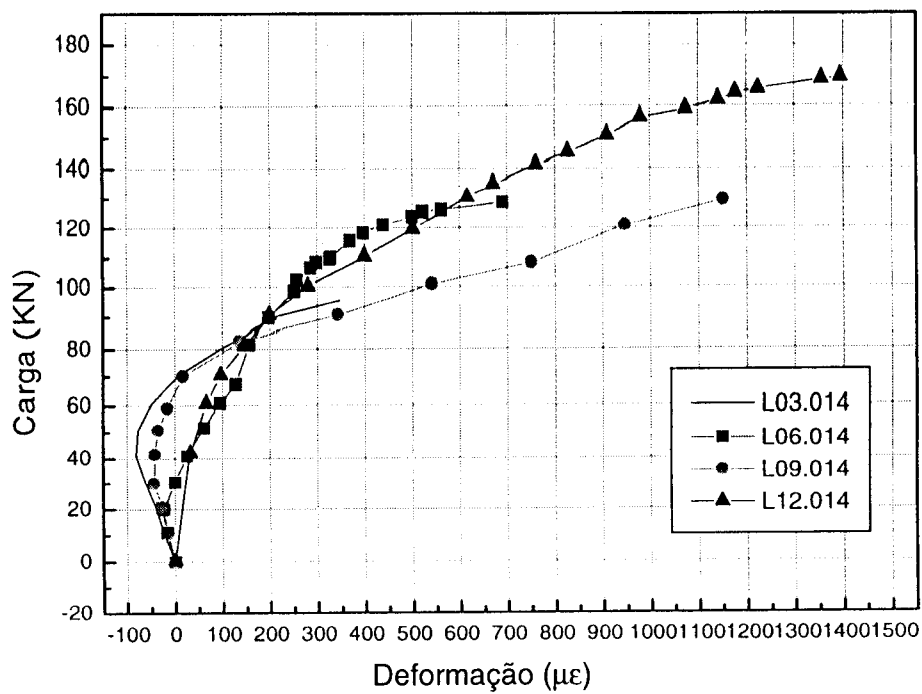


Gráfico 5.65 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

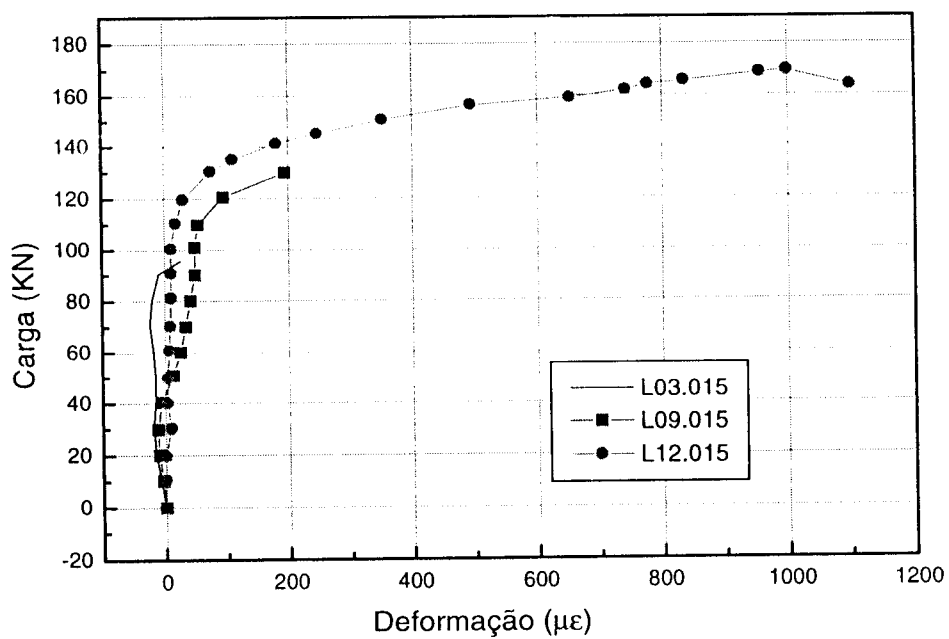
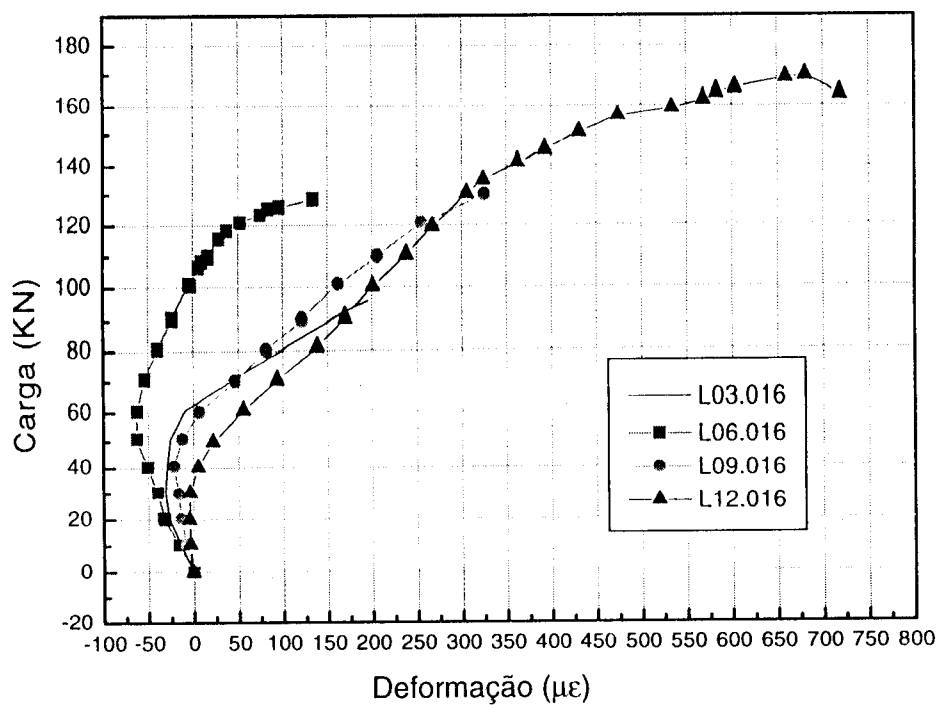


Gráfico 5.66 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



CONCRETO CONVENCIONAL MODELOS SEM Asw

Gráfico 5.67 - Deformação do ponto central da armadura superior

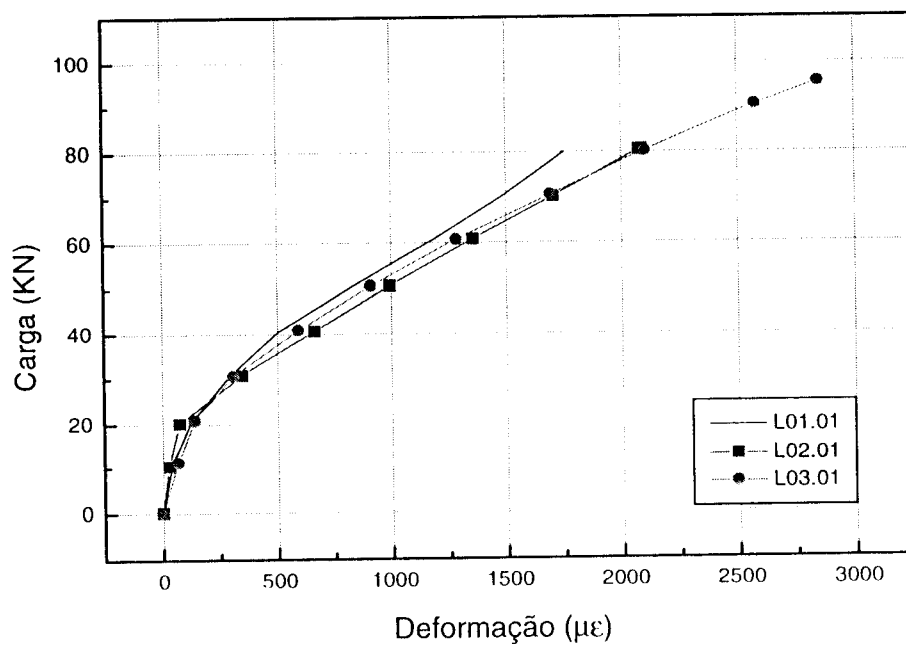


Gráfico 5.68 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

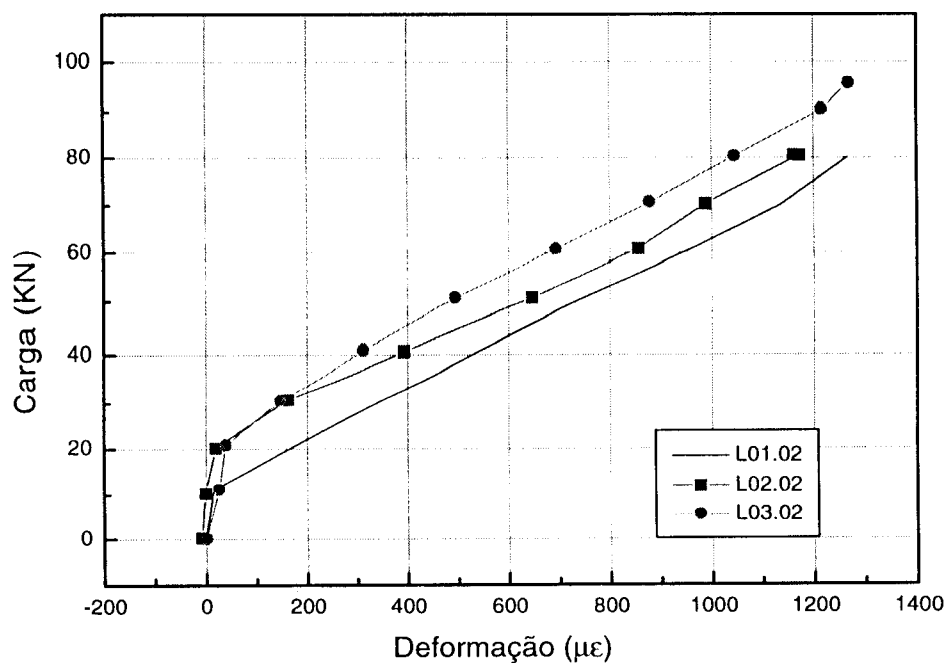


Gráfico 5.69 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

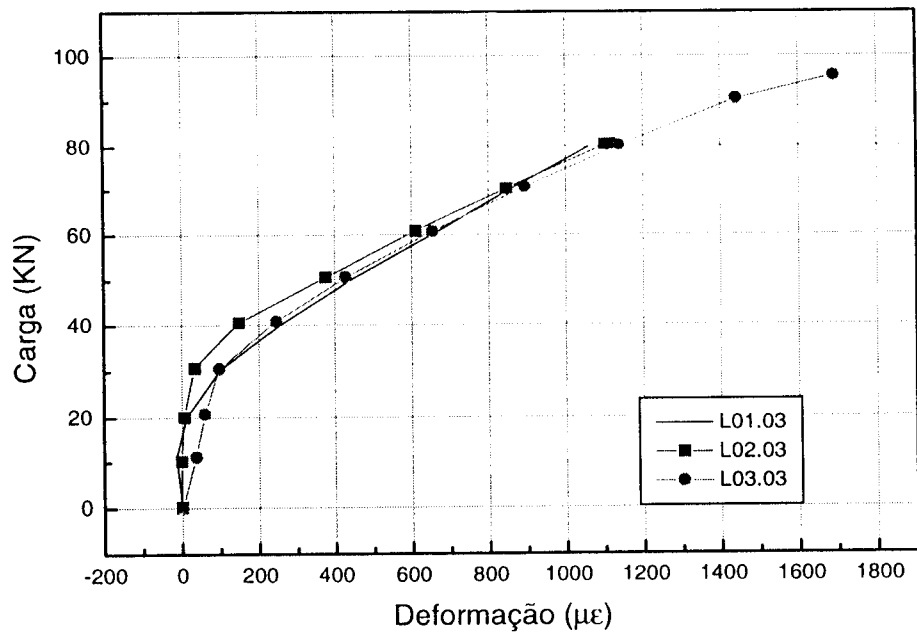


Gráfico 5.70 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

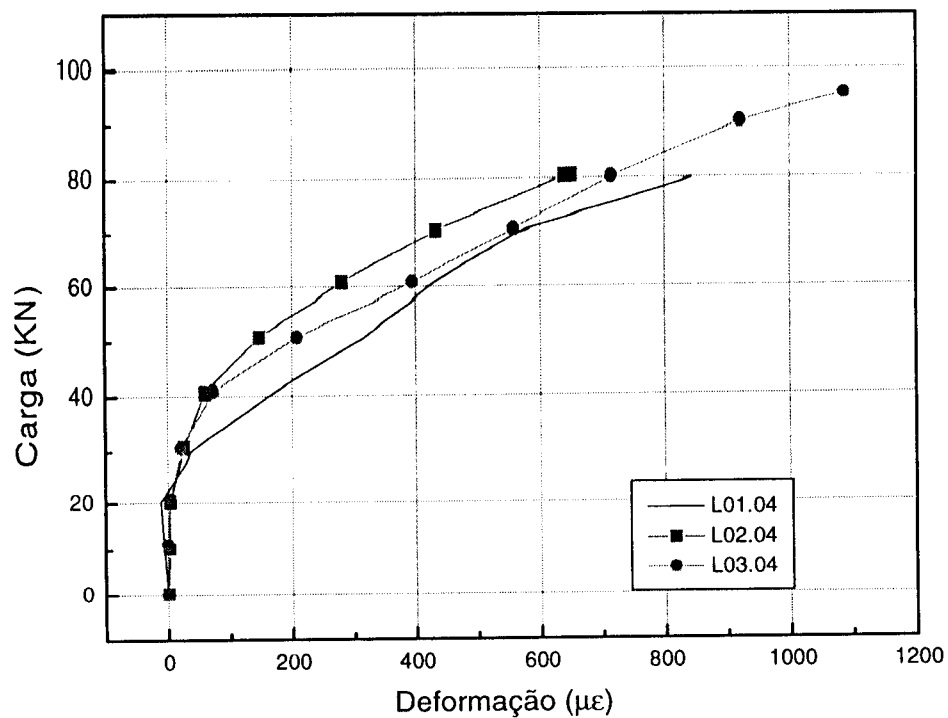


Gráfico 5.71 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

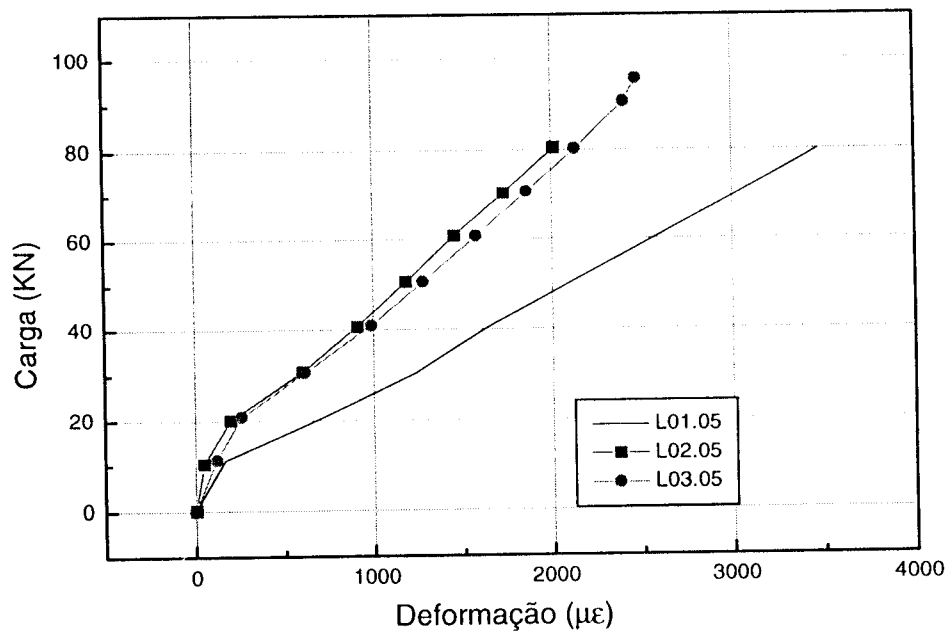


Gráfico 5.72 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

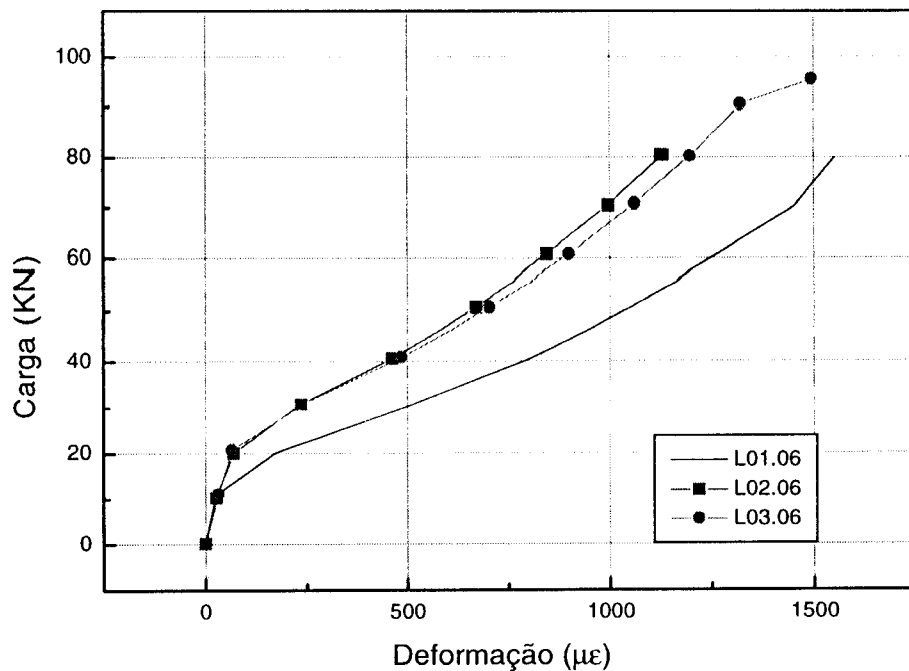


Gráfico 5.73 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

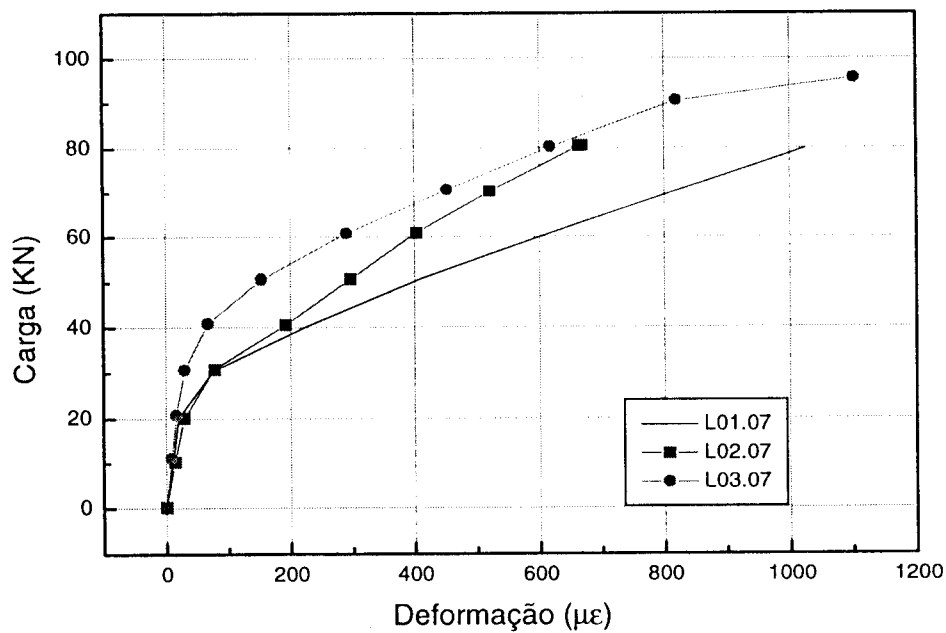


Gráfico 5.74 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

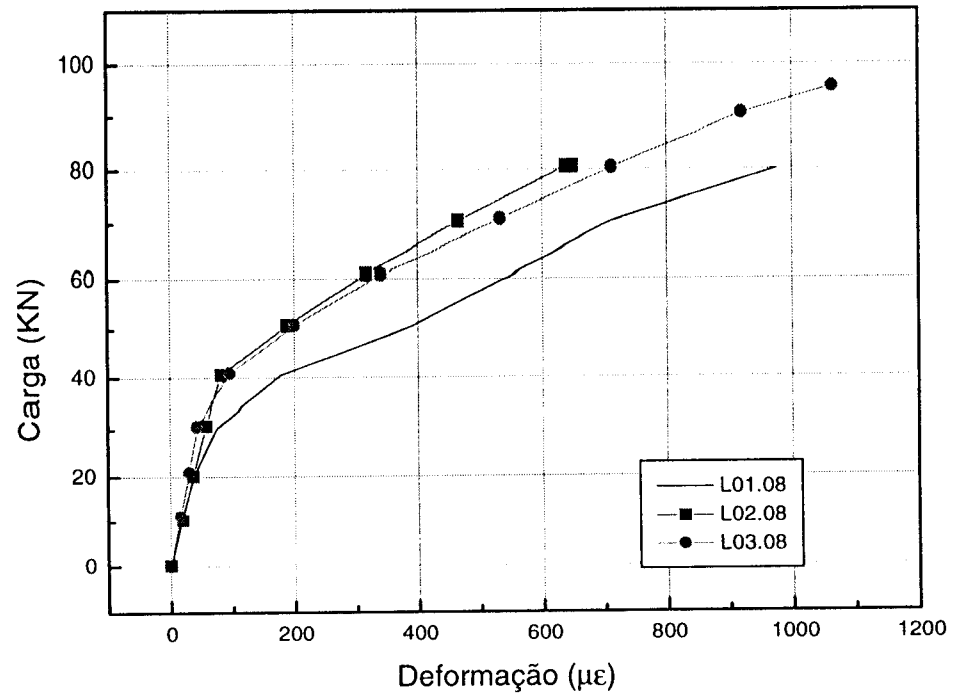


Gráfico 5.75 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

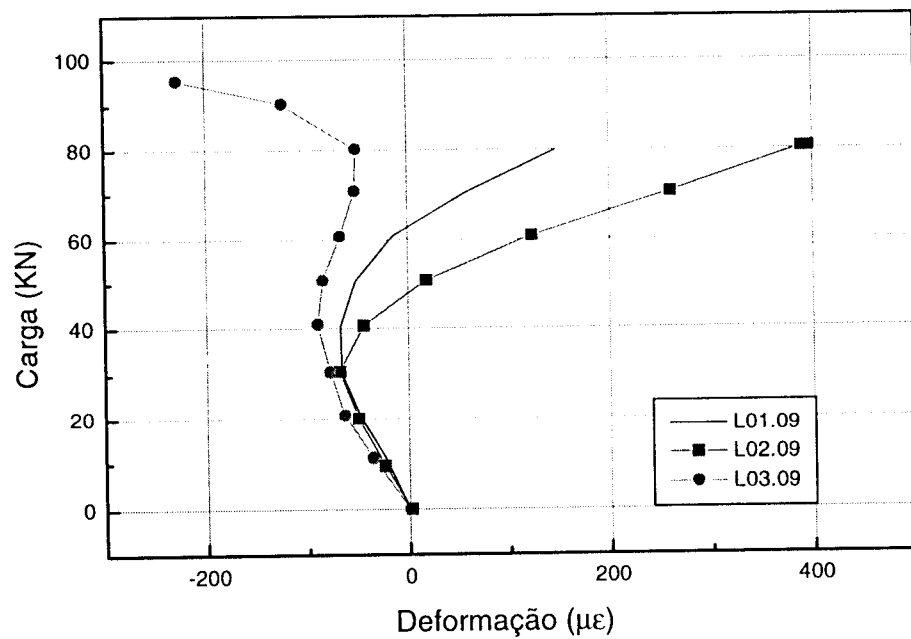


Gráfico 5.76 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

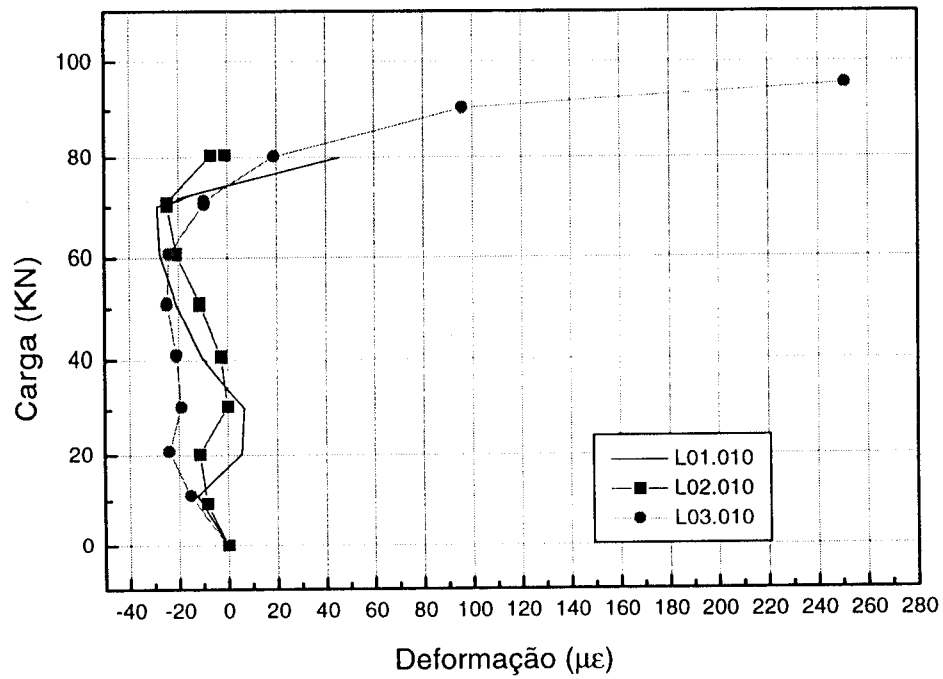


Gráfico 5.77 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

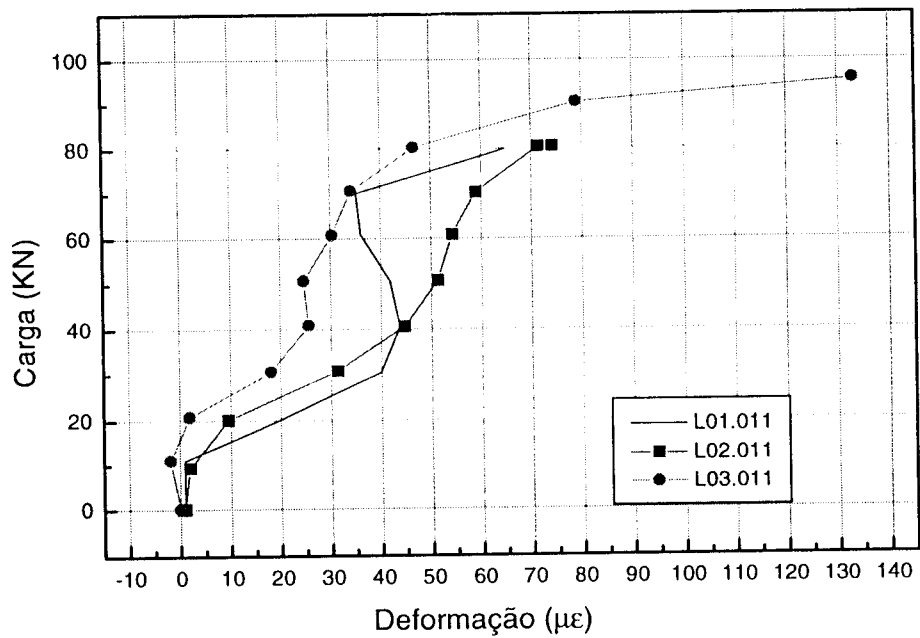


Gráfico 5.78 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

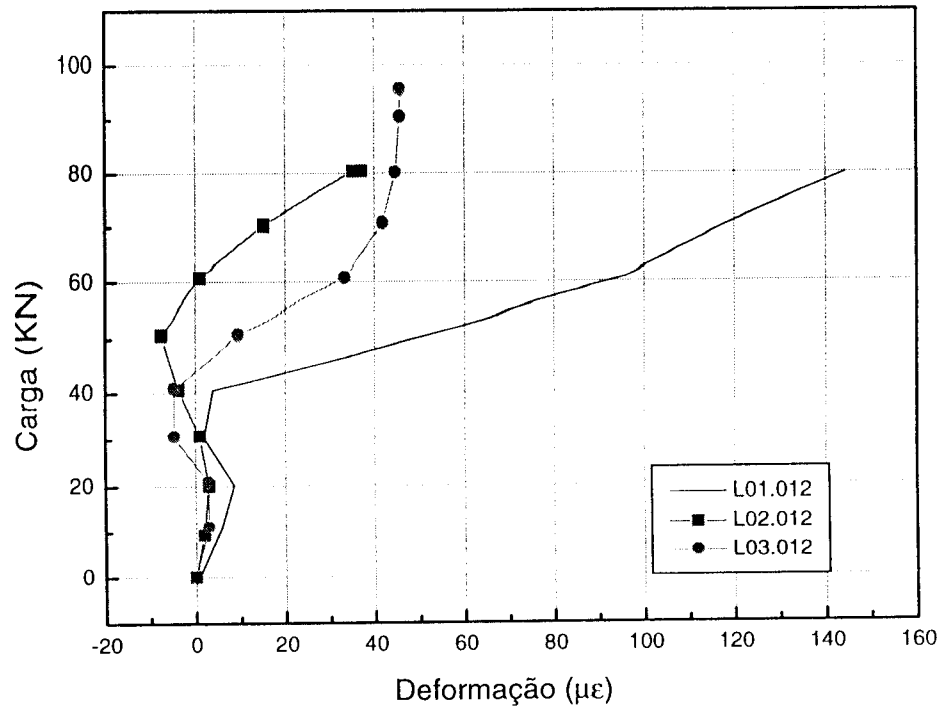


Gráfico 5.79 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

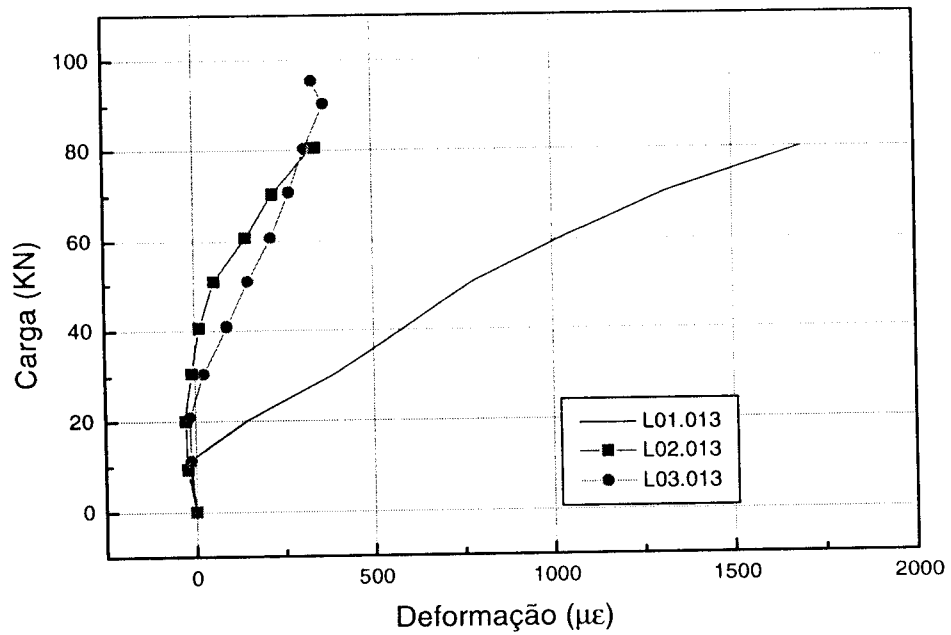


Gráfico 5.80 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

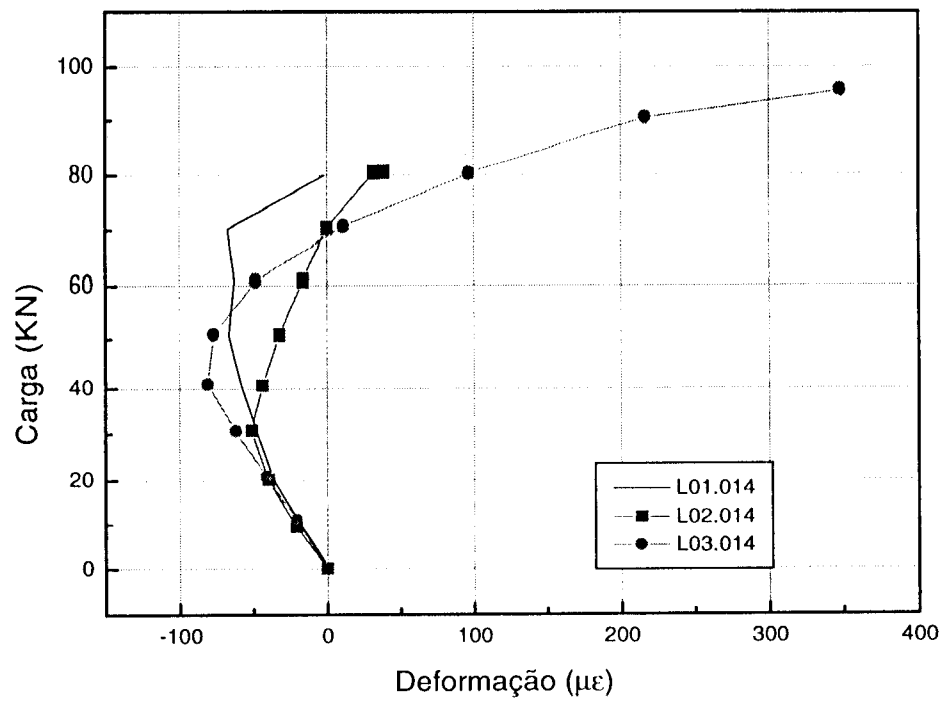


Gráfico 5.81 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

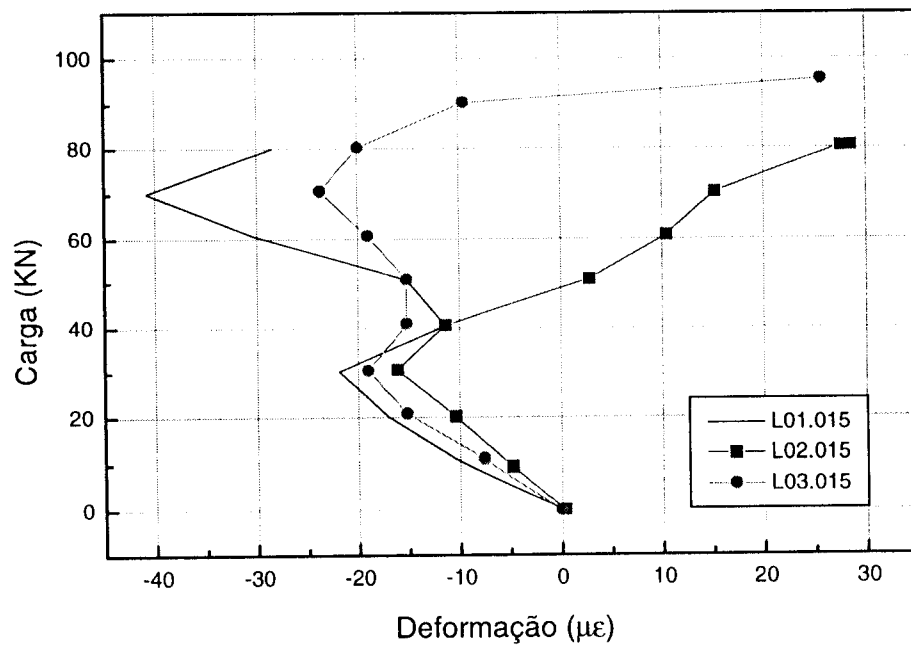
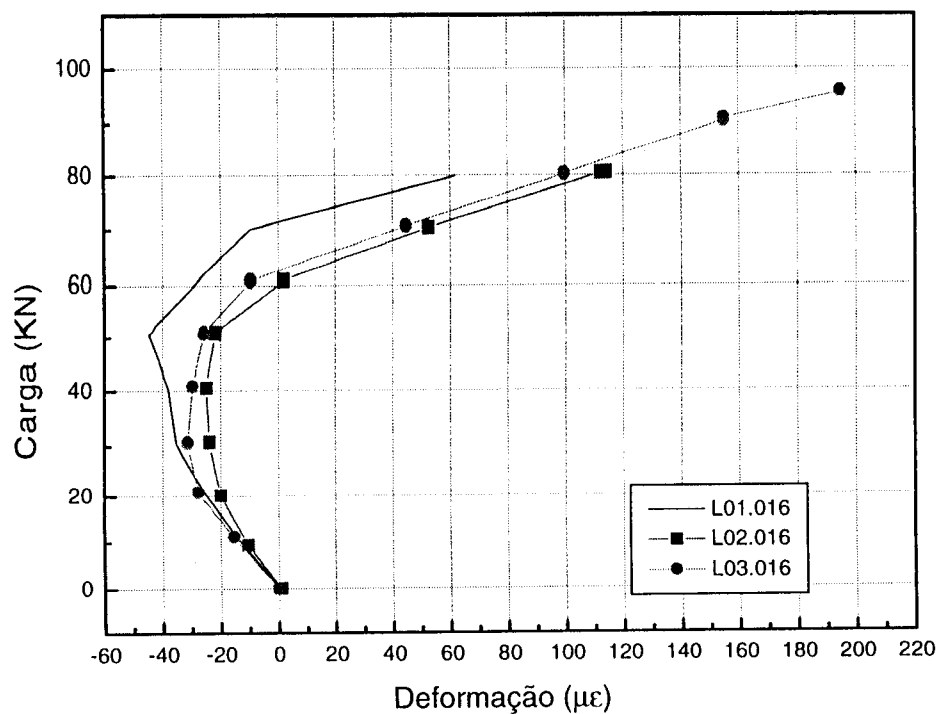


Gráfico 5.82 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



CONCRETO CONVENCIONAL MODELOS COM Asw

Gráfico 5.83 - Deformação do ponto central da armadura principal superior

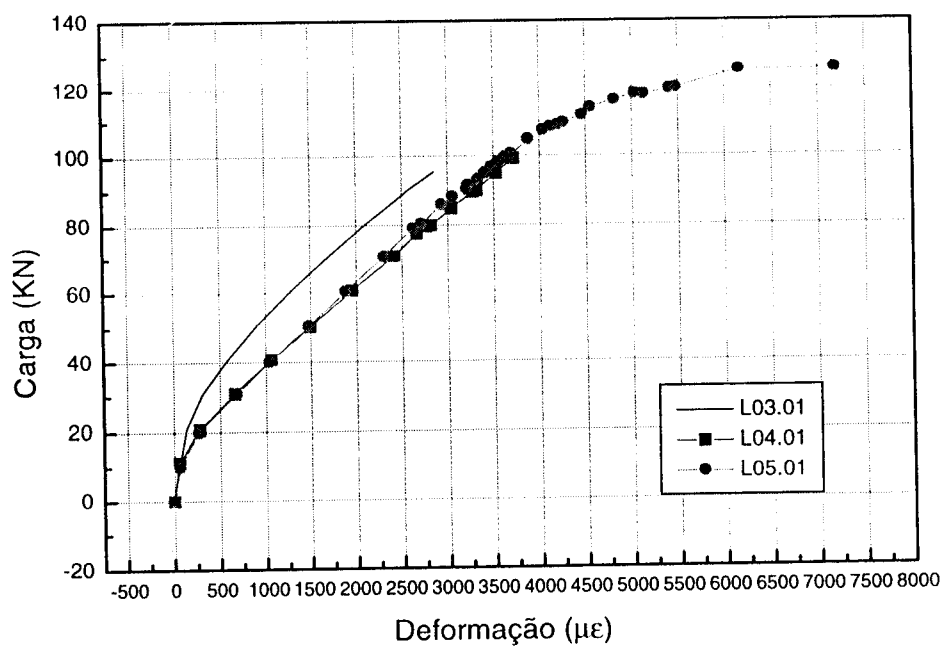


Gráfico 5.84 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

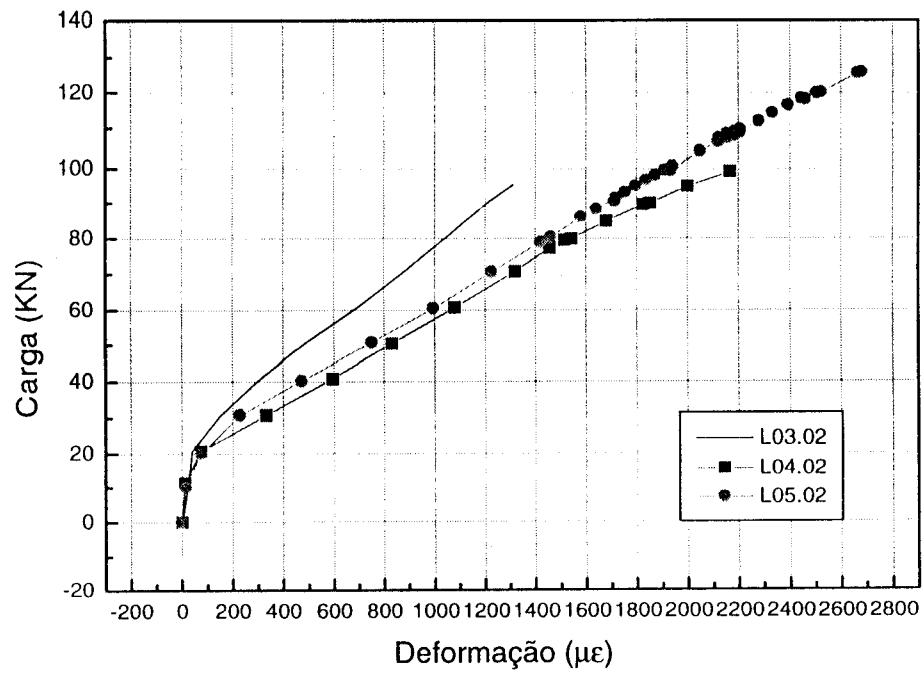


Gráfico 5.85 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

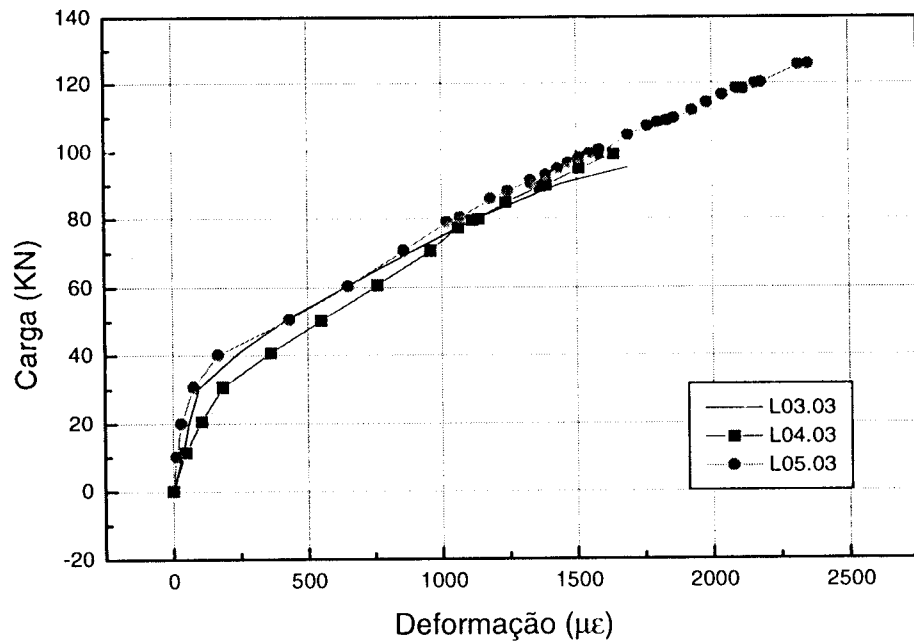


Gráfico 5.86 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

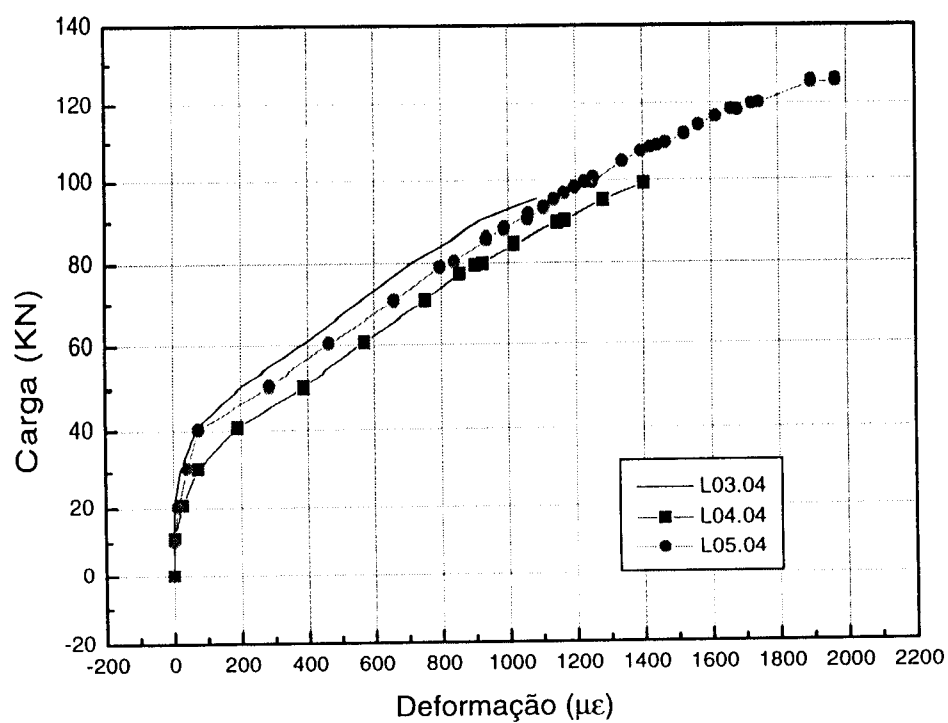


Gráfico 5.87 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

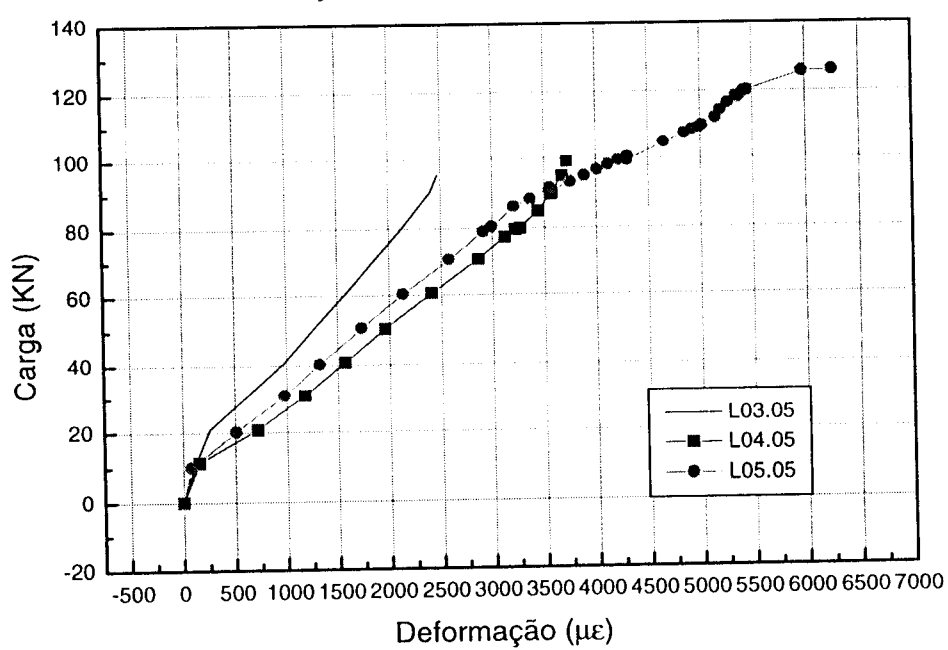


Gráfico 5.88 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

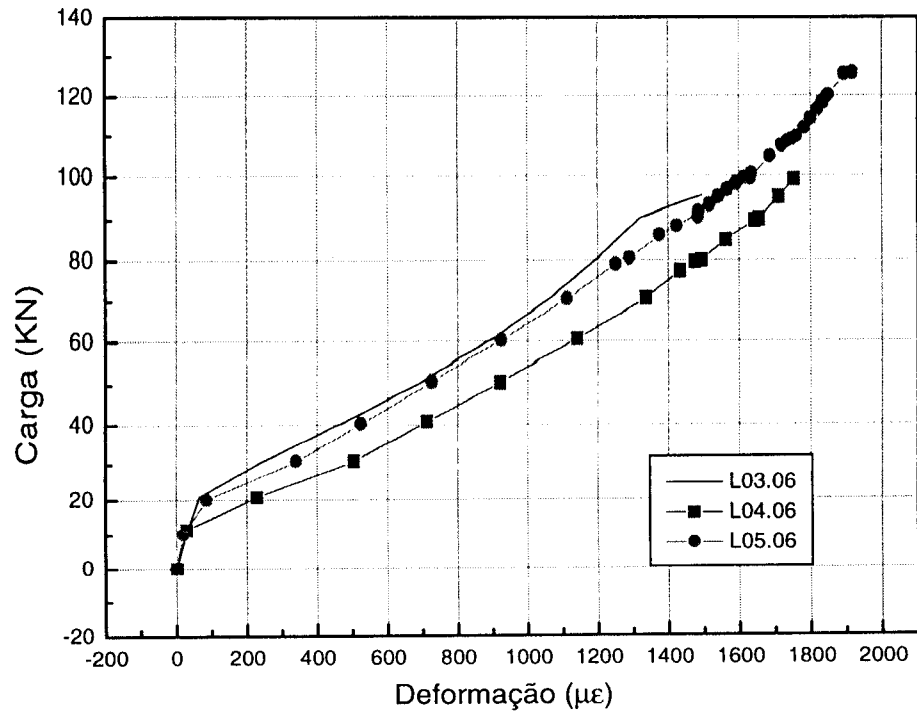


Gráfico 5.89 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

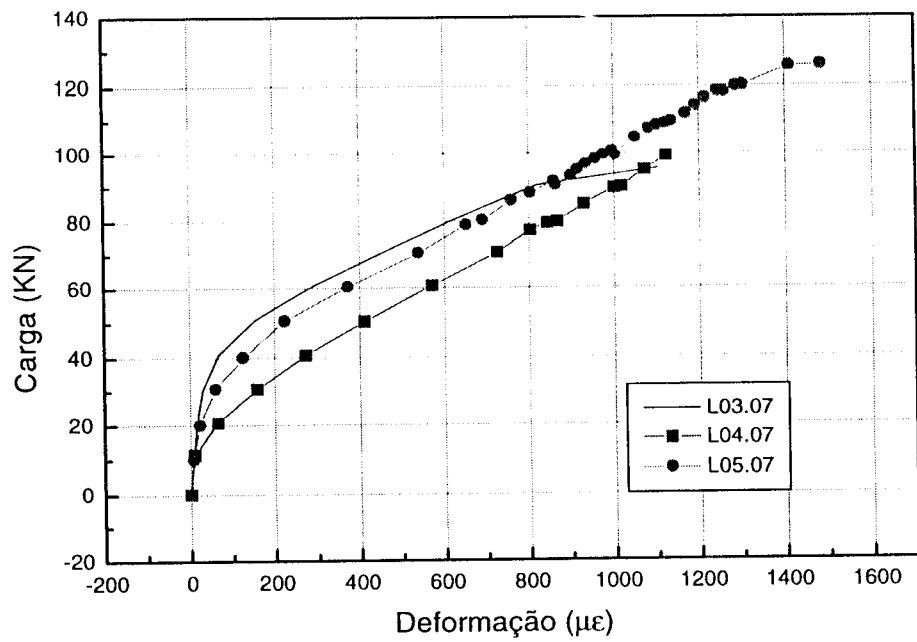


Gráfico 5.90 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

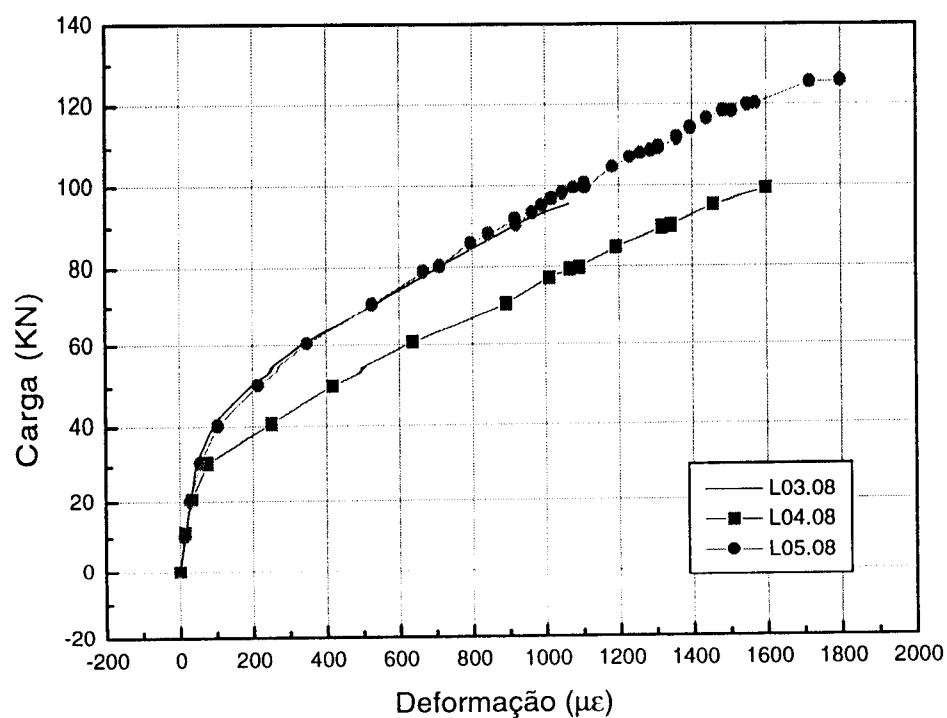


Gráfico 5.91 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

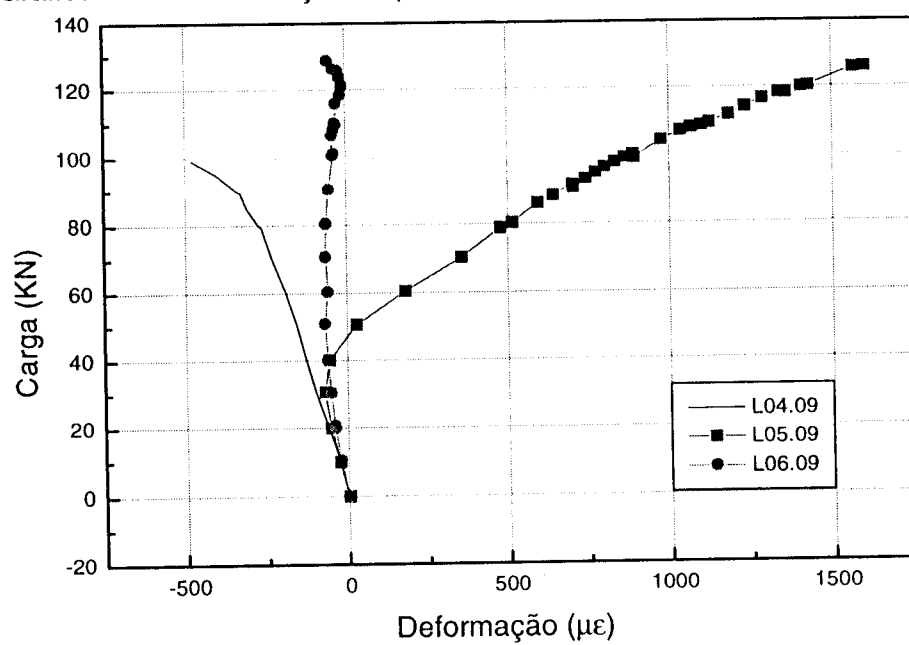


Gráfico 5.92 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

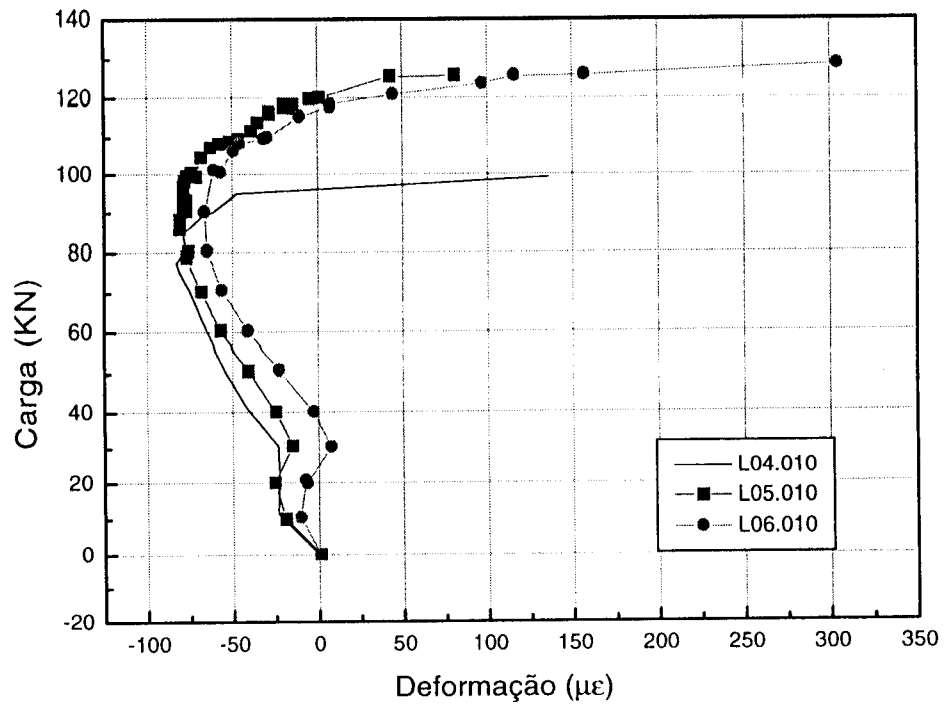


Gráfico 5.93 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

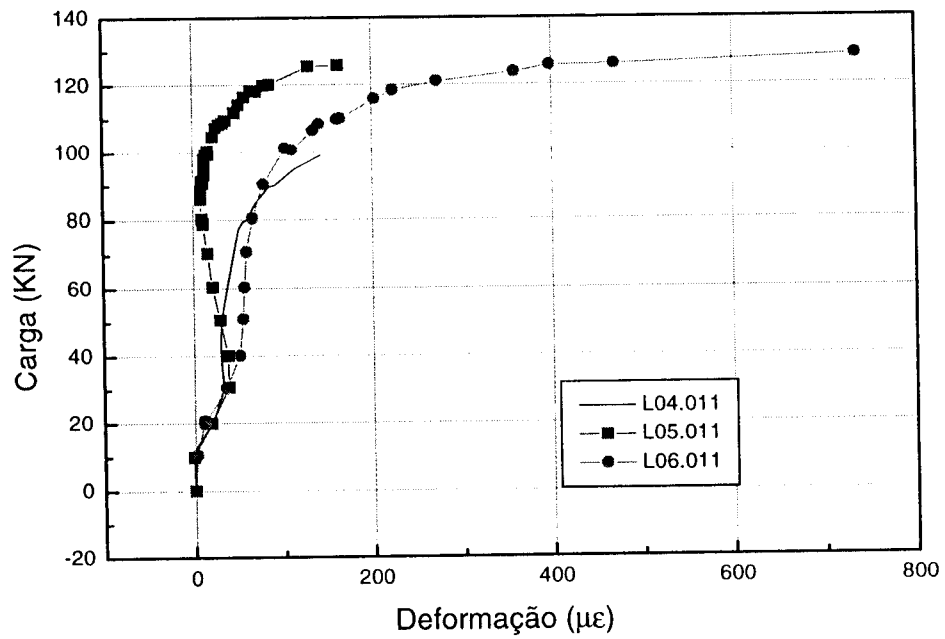


Gráfico 5.94 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

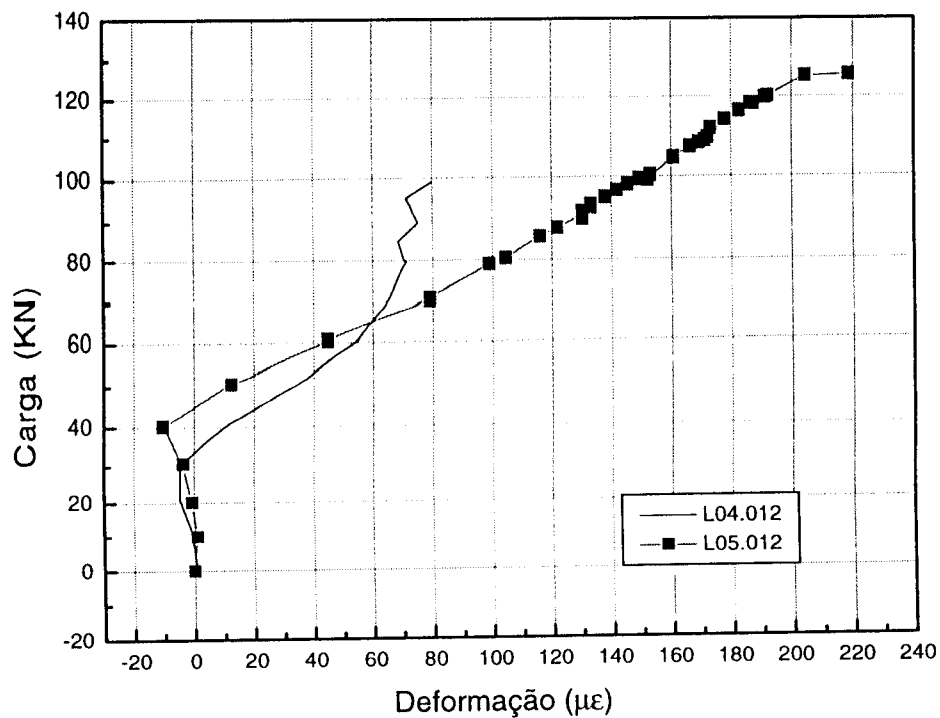


Gráfico 5.95 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

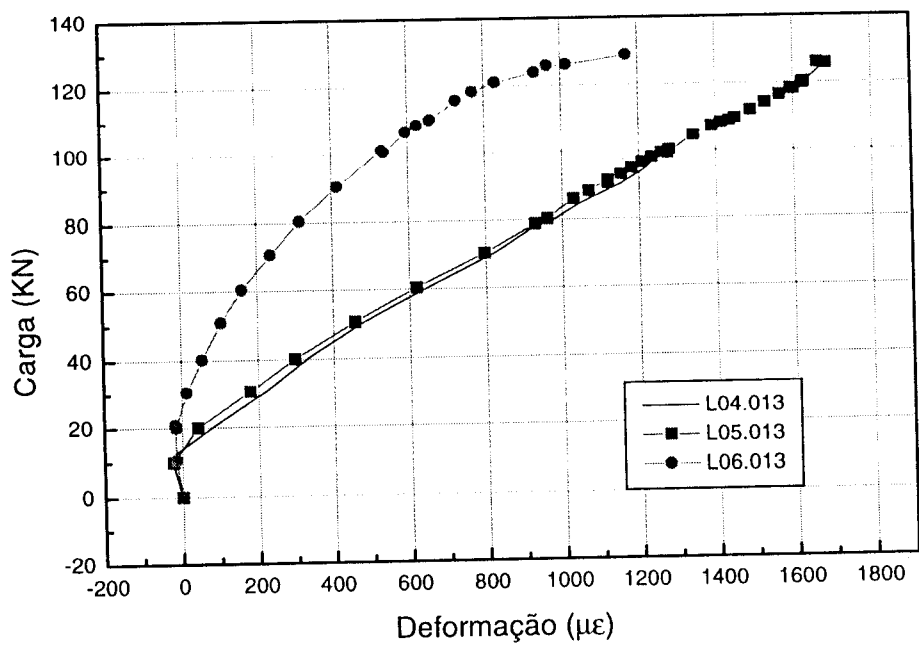


Gráfico 5.96 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

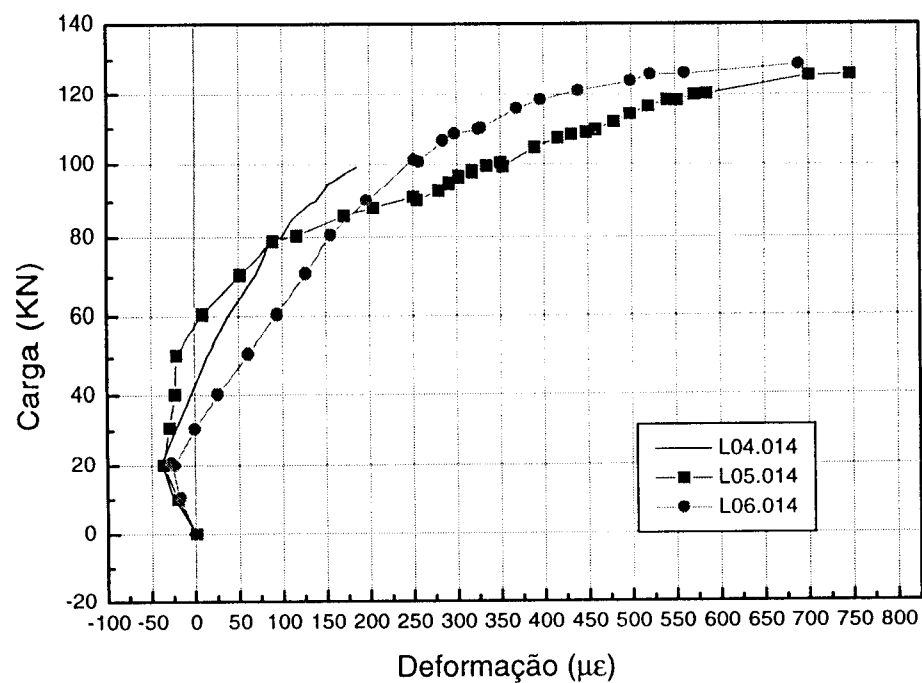


Gráfico 5.97- Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

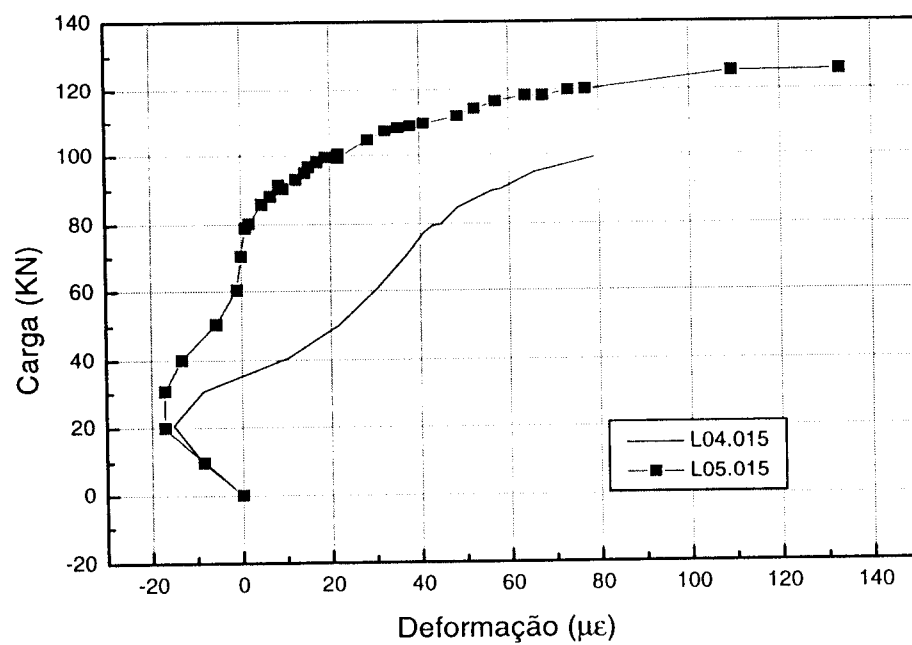
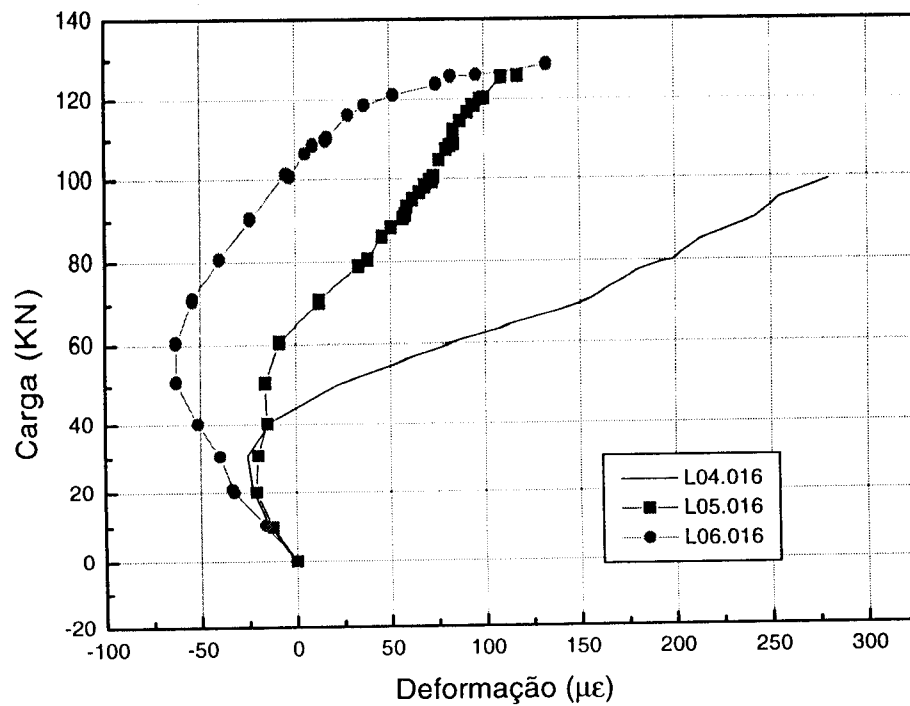


Gráfico 5.98 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO MODELOS SEM Asw

Gráfico 5.99 - Deformação do ponto central da armadura principal superior

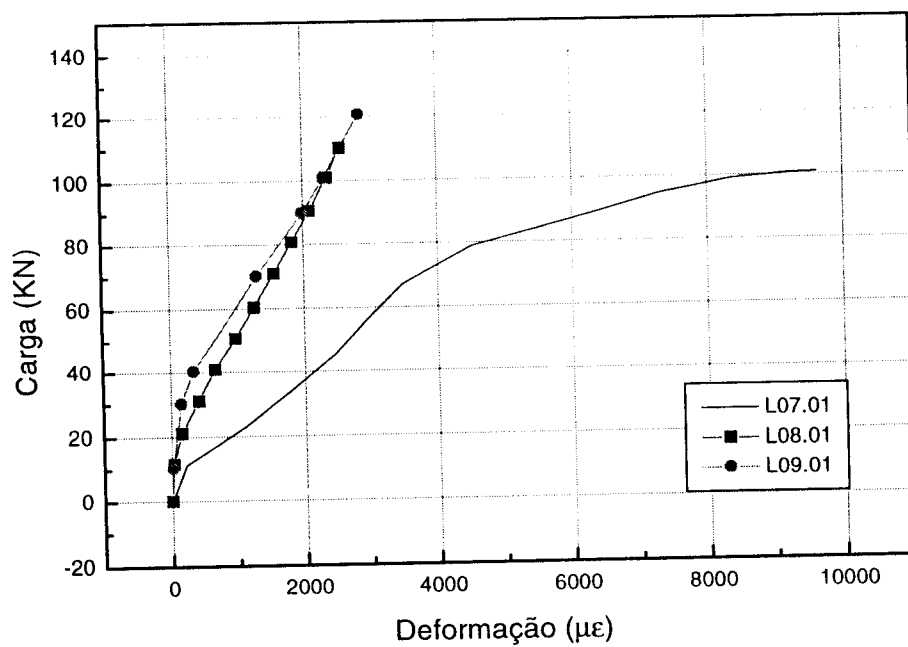


Gráfico 5.100- Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

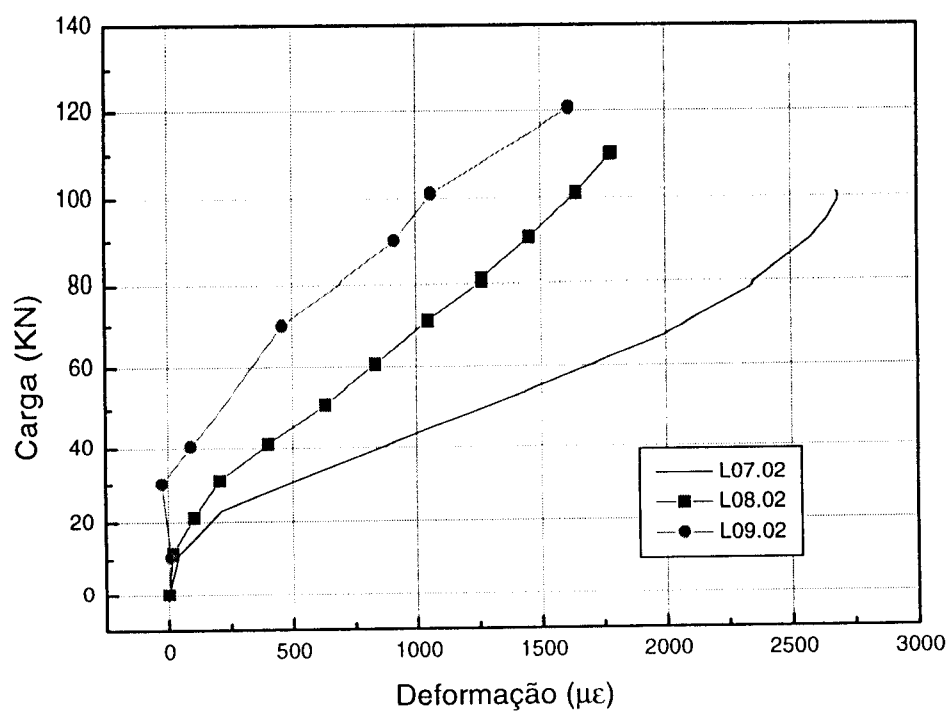


Gráfico 5.101 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

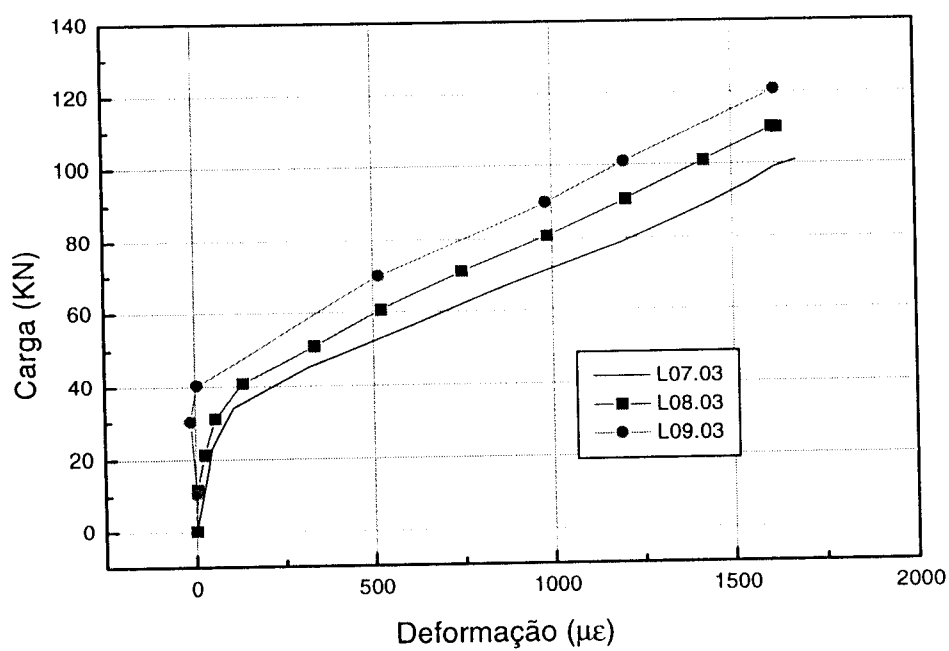


Gráfico 5.102 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

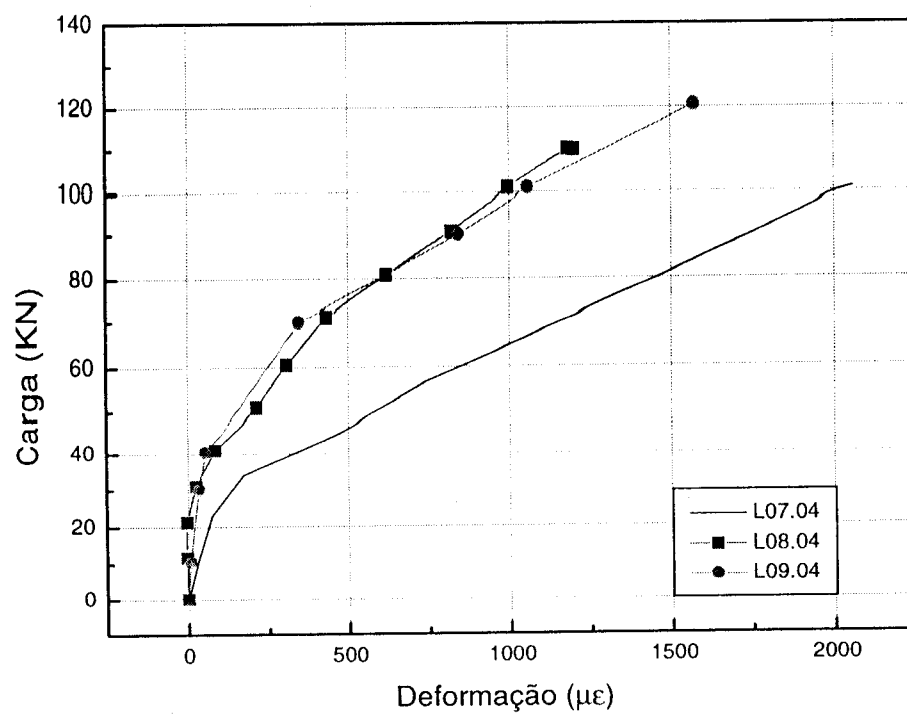


Gráfico 5.103 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

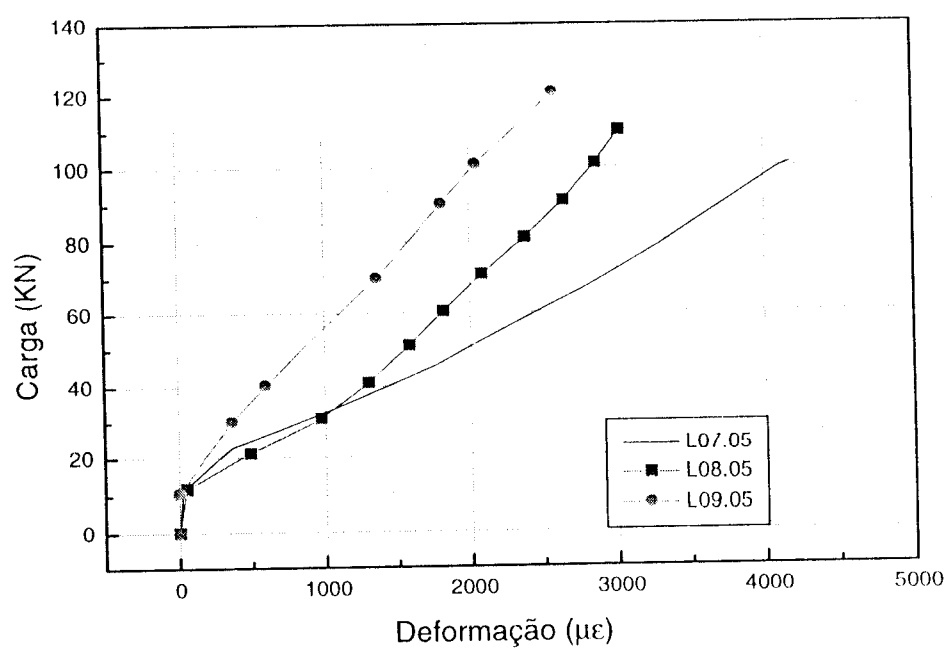


Gráfico 5.104 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

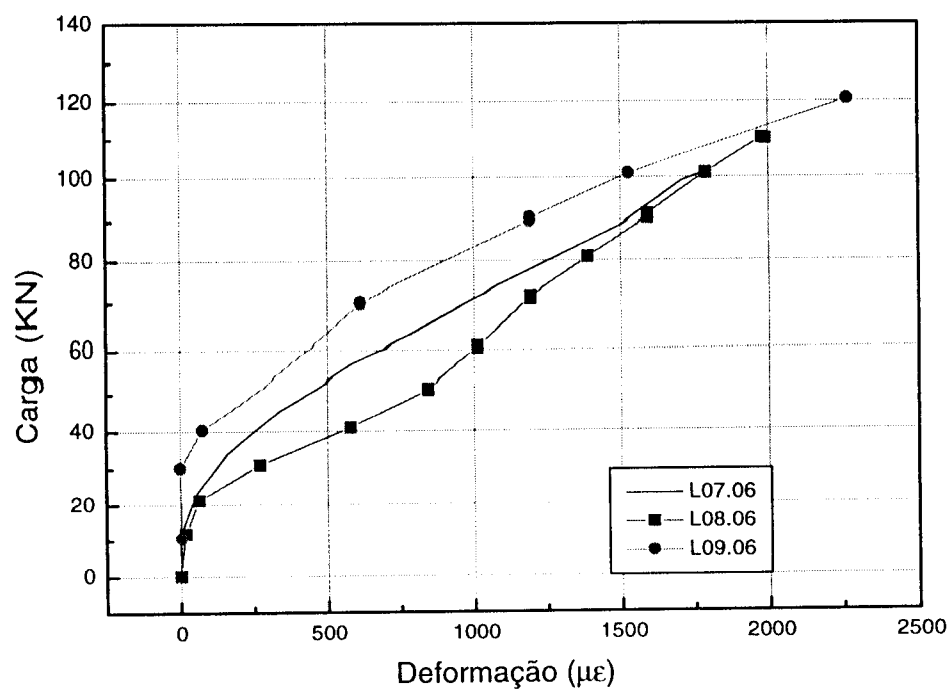


Gráfico 5.105 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

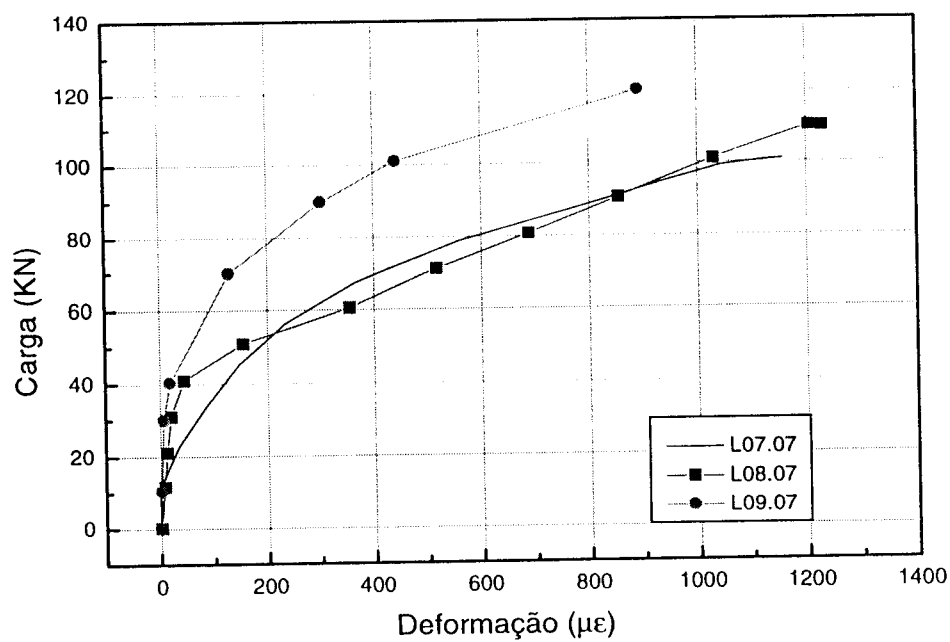


Gráfico 5.106 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

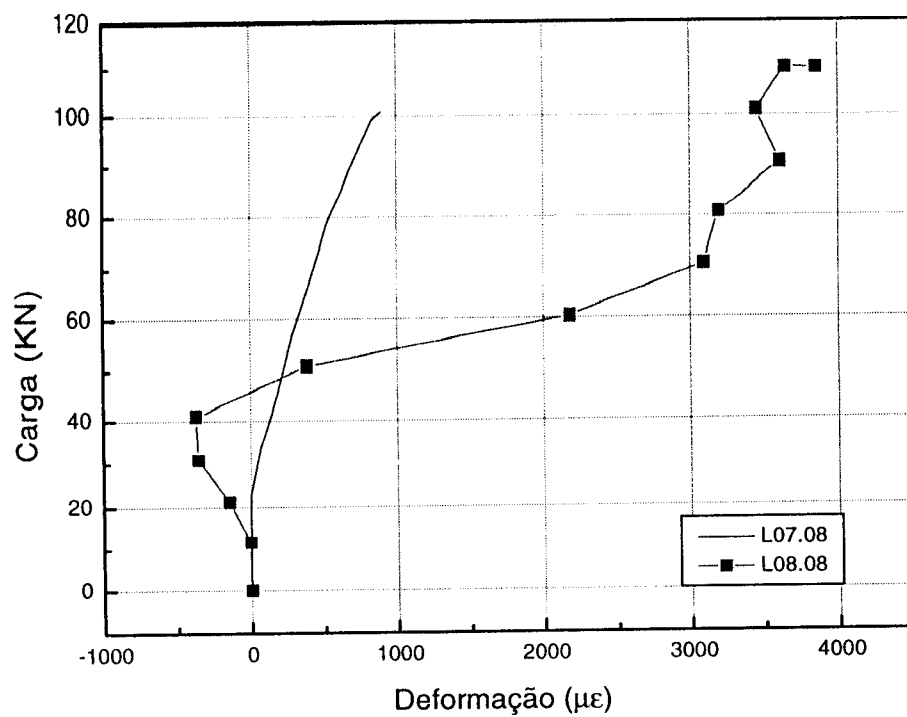


Gráfico 5.107 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

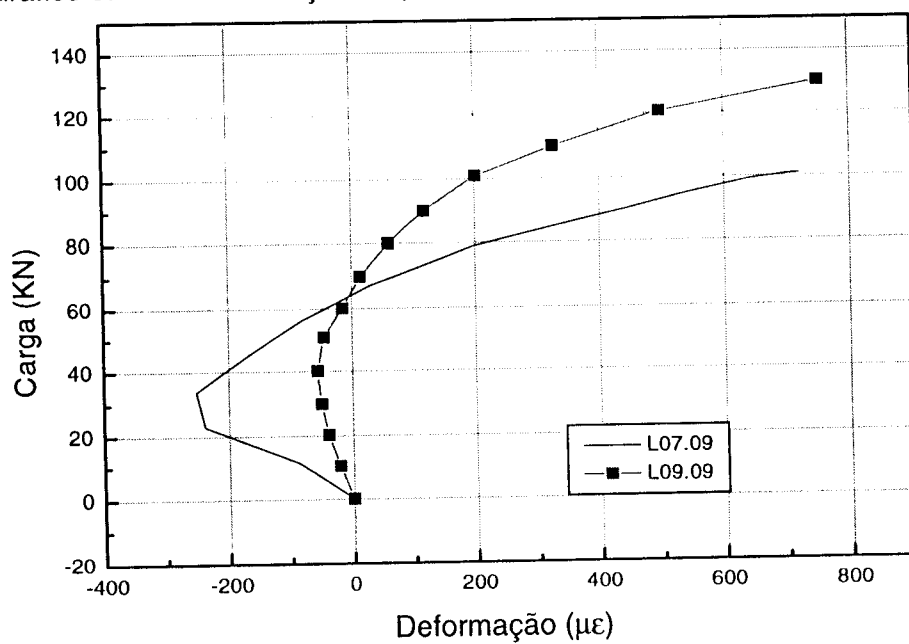


Gráfico 5.108 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

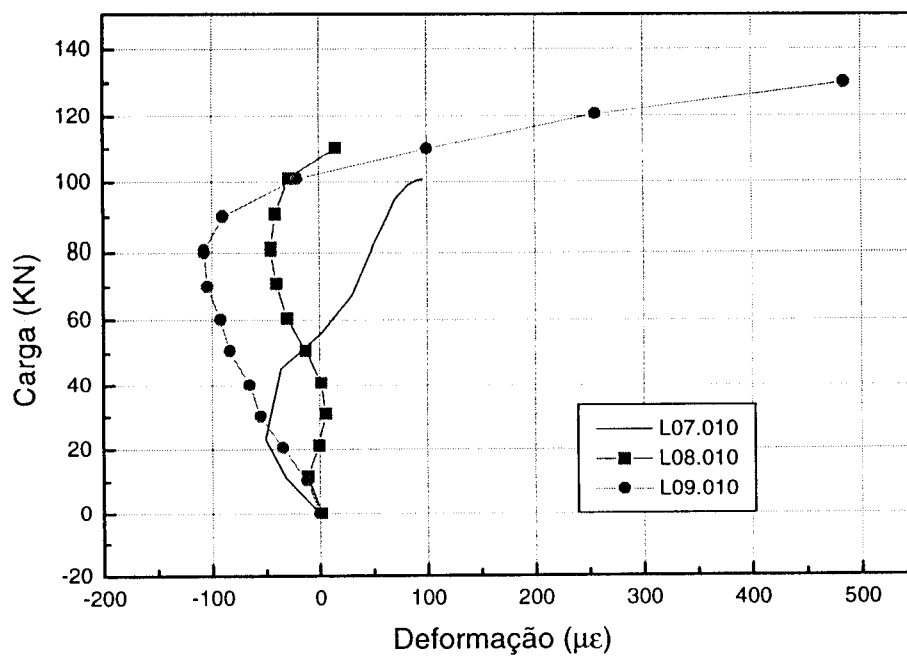


Gráfico 5.109 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

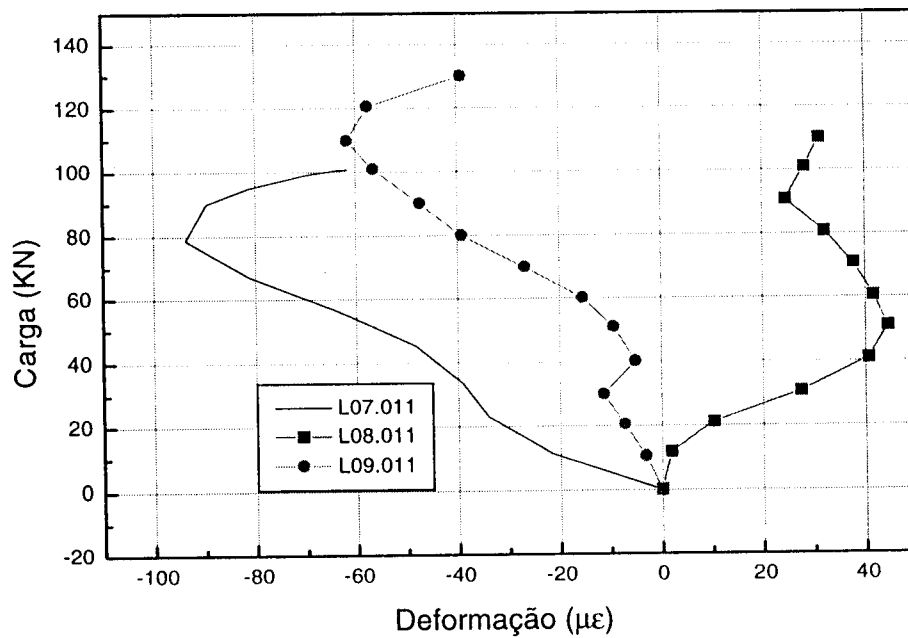


Gráfico 5.110- Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

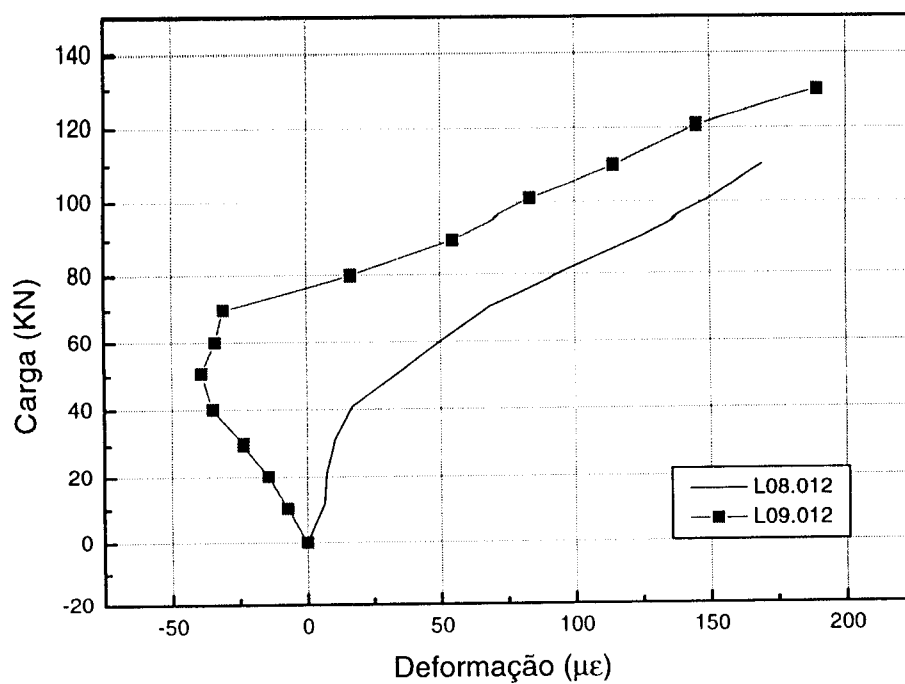


Gráfico 5.111 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

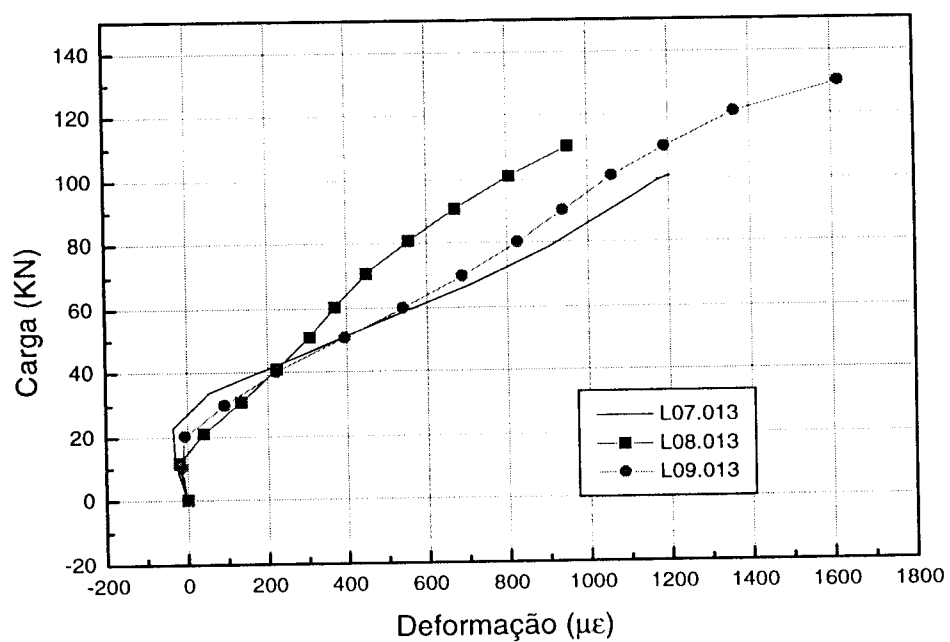


Gráfico 5.112 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

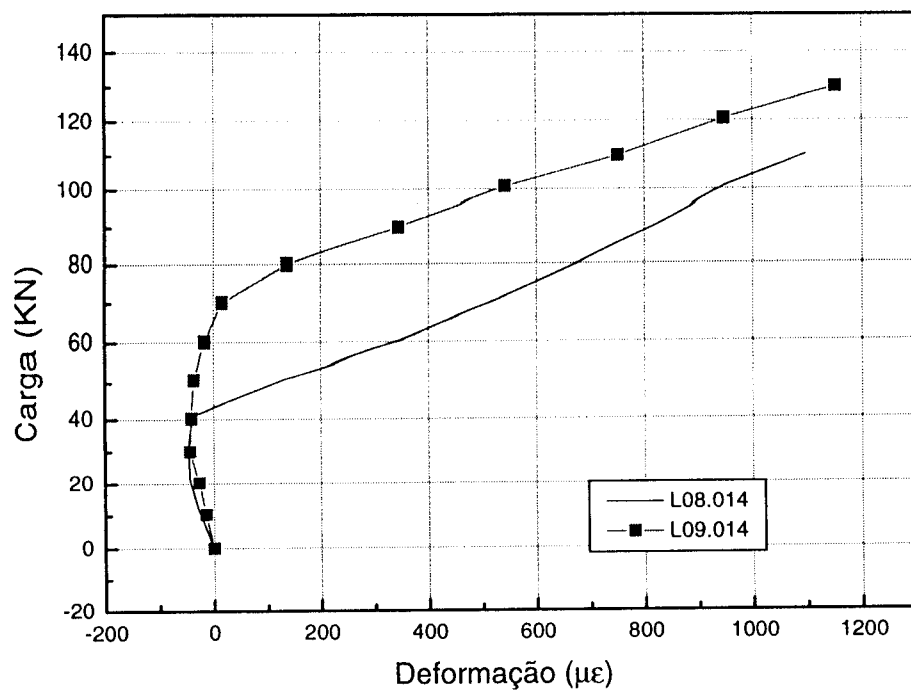


Gráfico 5.113 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

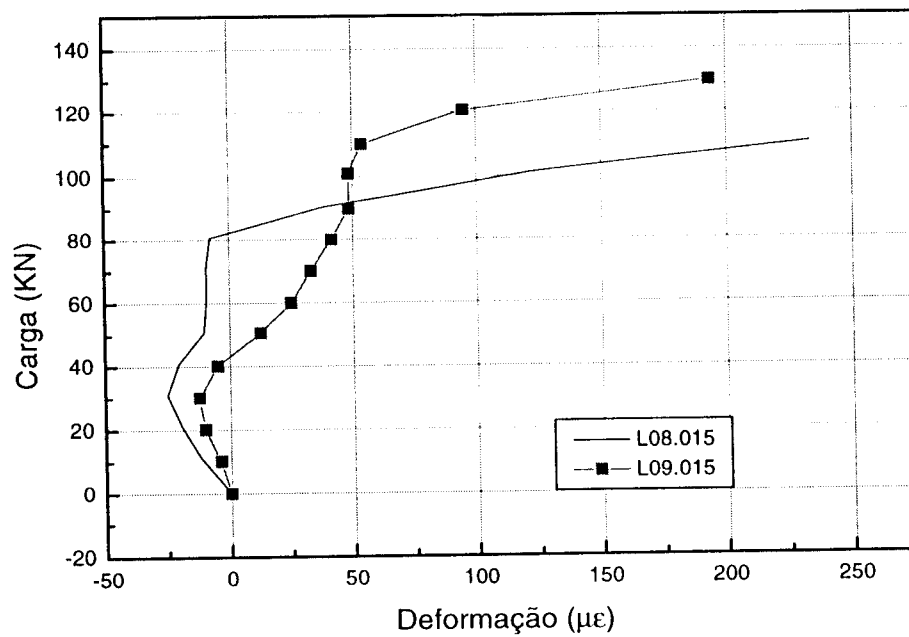
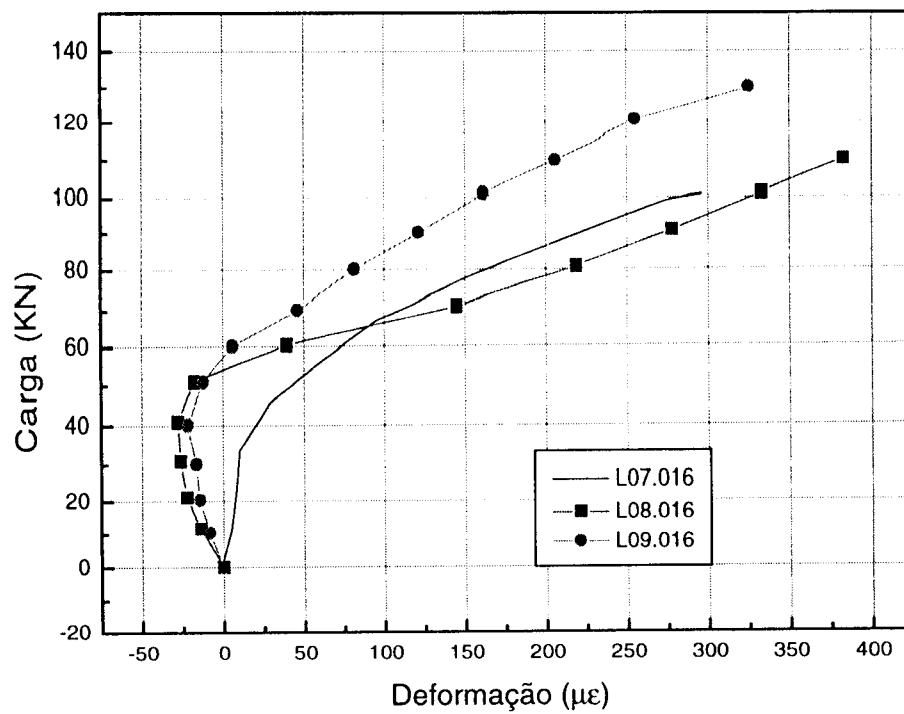


Gráfico 5.114 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO MODELOS COM Asw

Gráfico 5.115 - Deformação do ponto central da armadura superior

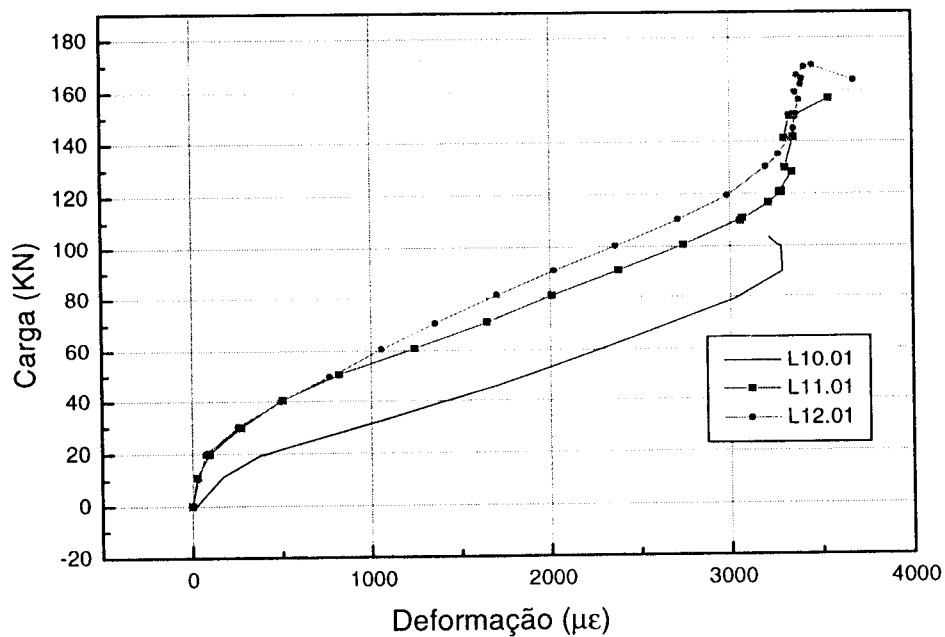


Gráfico 5.116 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal superior

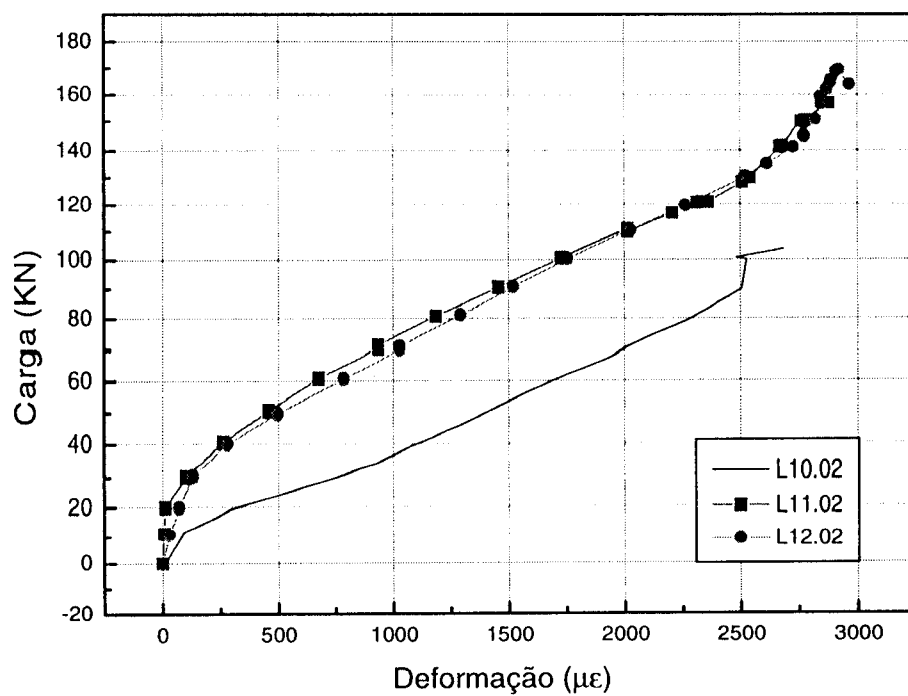


Gráfico 5.117 - Deformação do ponto externo na armadura principal superior

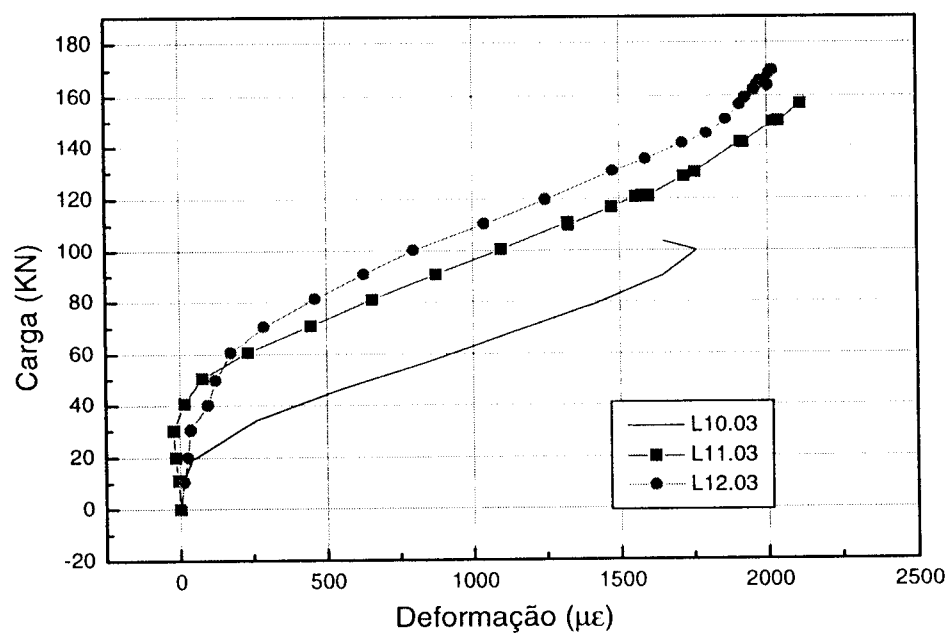


Gráfico 5.118 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal superior

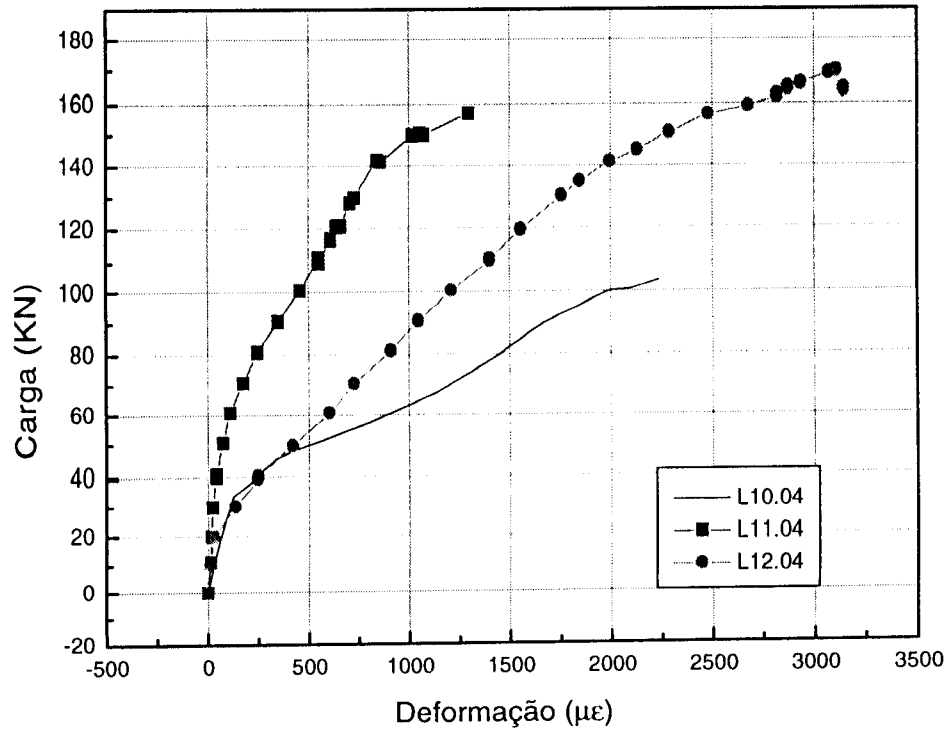


Gráfico 5.119 - Deformação do ponto central na armadura principal inferior

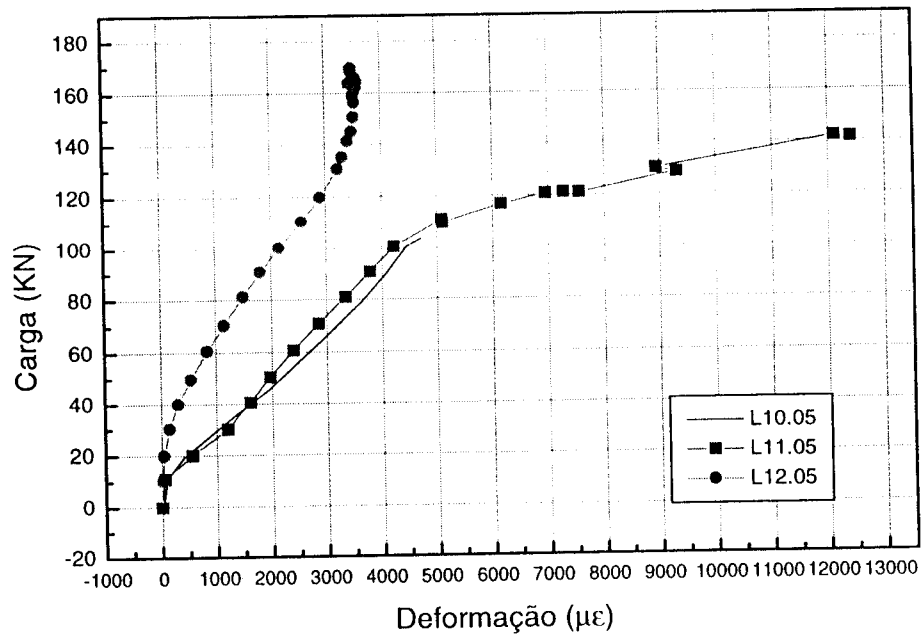


Gráfico 5.120 - Deformação do ponto intermediário na armadura principal inferior

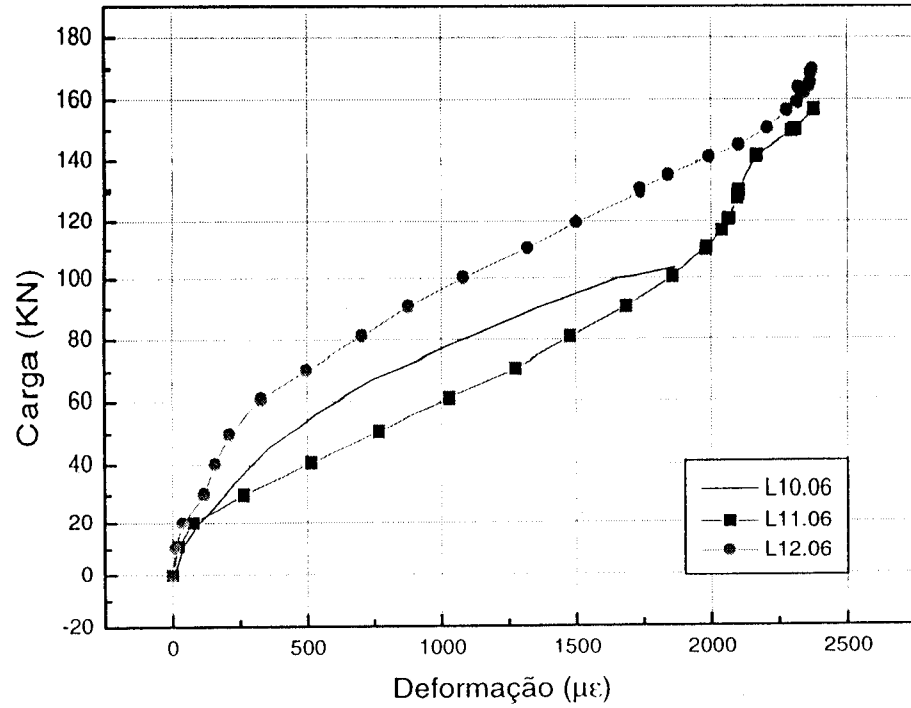


Gráfico 5.121 - Deformação do ponto externo na armadura principal inferior

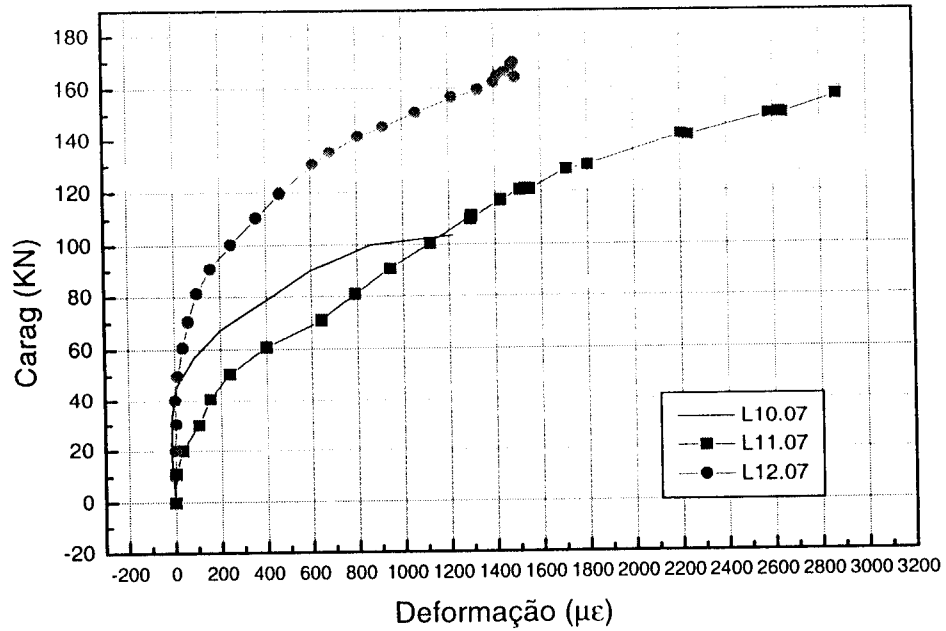


Gráfico 5.122 - Deformação do ponto deslocado na armadura principal inferior

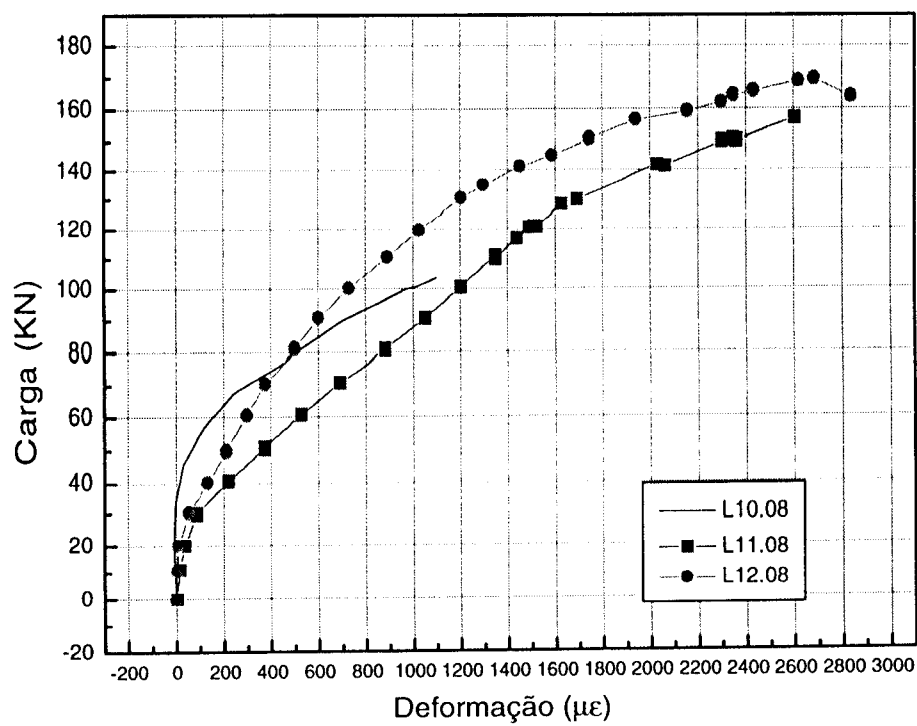


Gráfico 5.123 - Deformação do ponto central na armadura secundária inferior

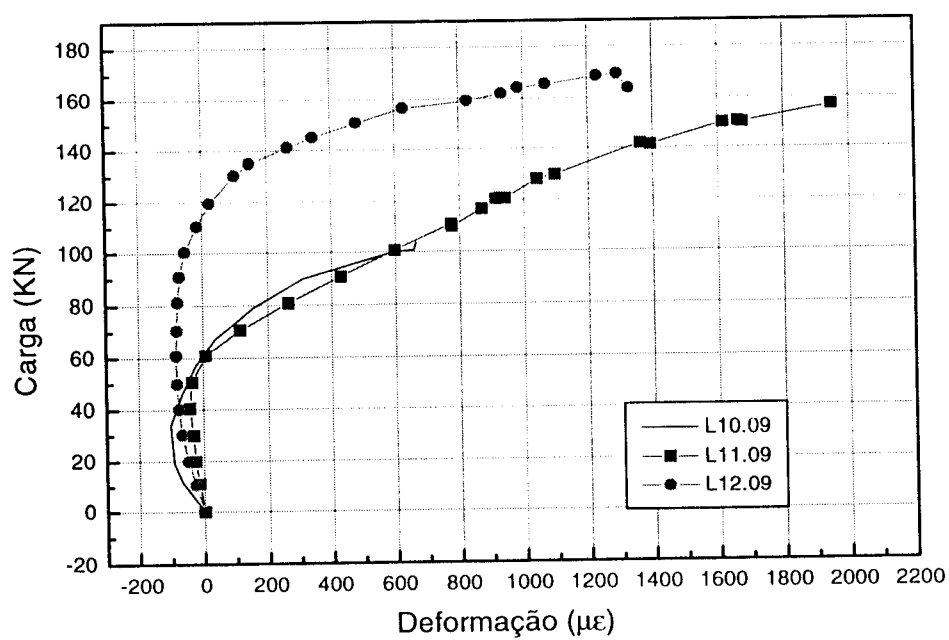


Gráfico 5.124 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária inferior

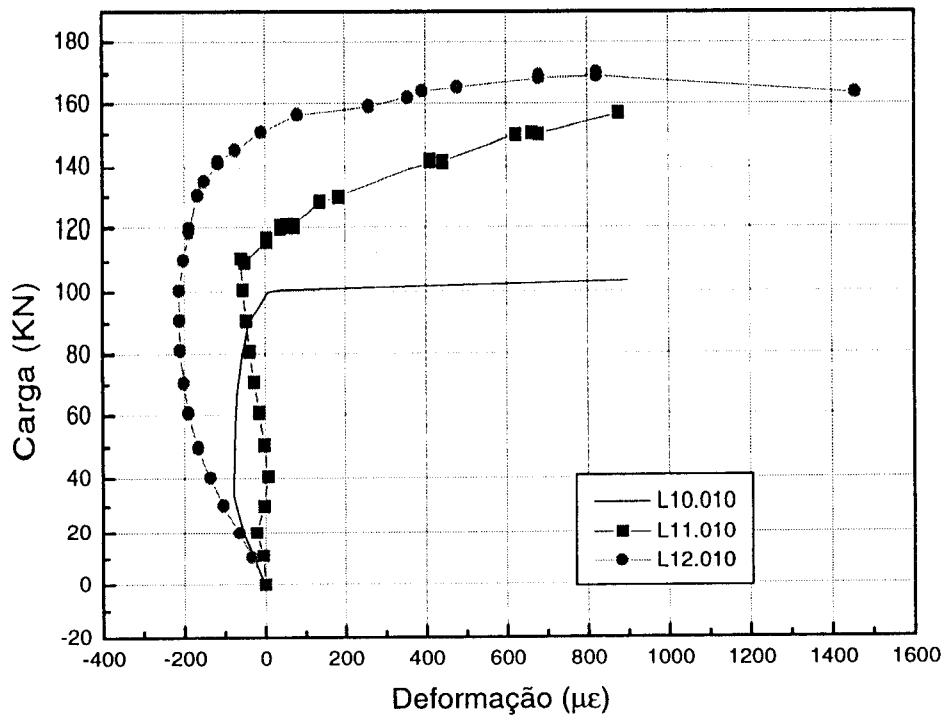


Gráfico 5.125 - Deformação do ponto externo na armadura secundária inferior

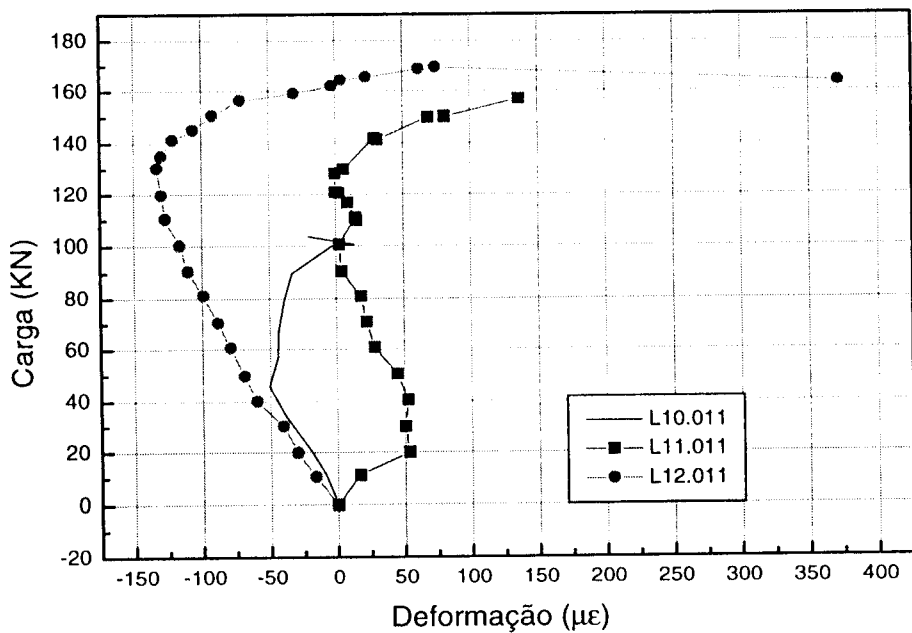


Gráfico 5.127 - Deformação do ponto deslocado na armadura secundária inferior

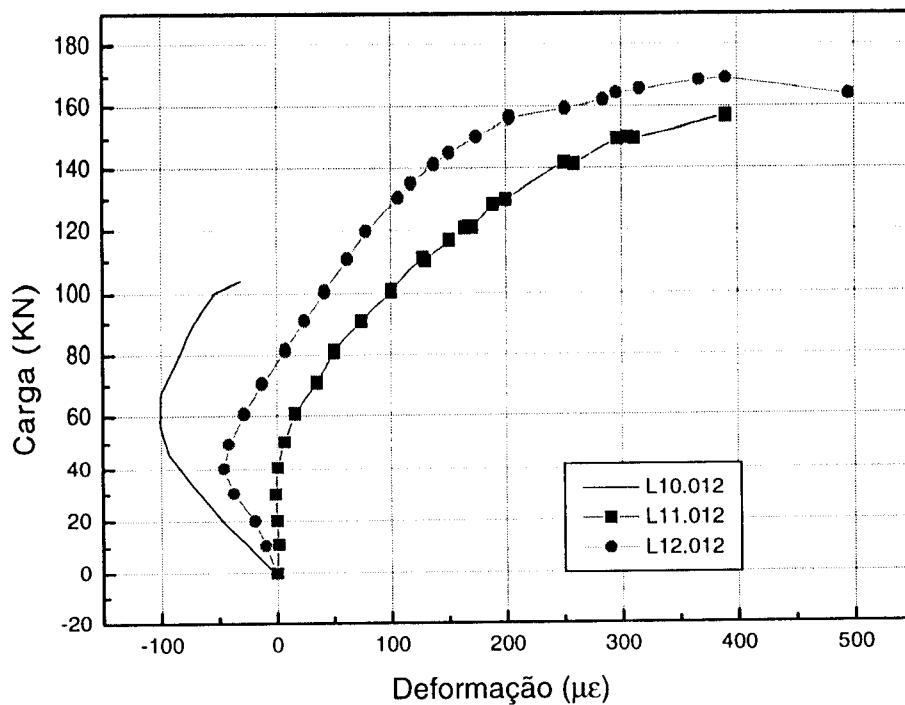


Gráfico 5.128 - Deformação do ponto central na armadura secundária superior

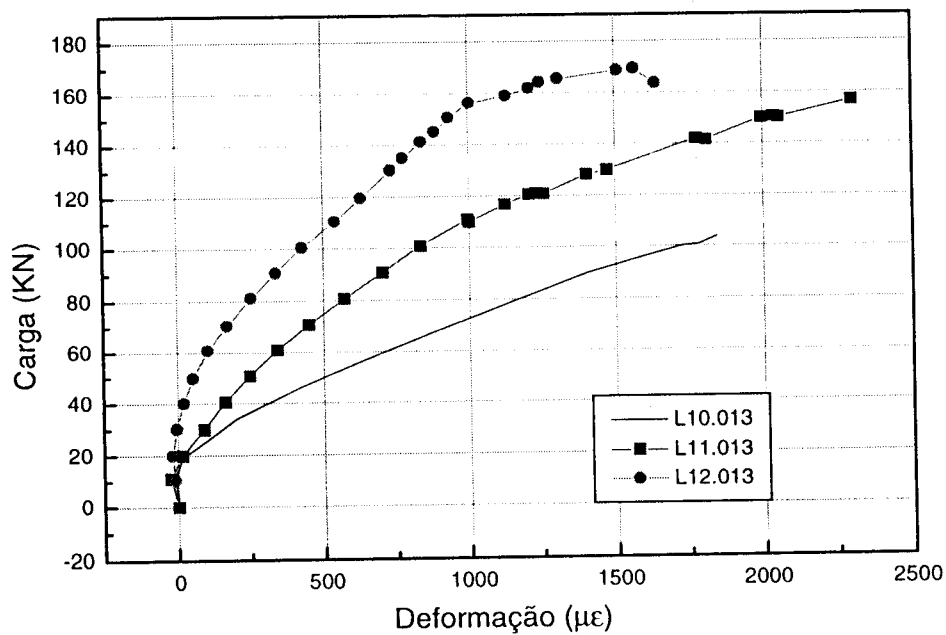


Gráfico 5.129 - Deformação do ponto intermediário na armadura secundária superior

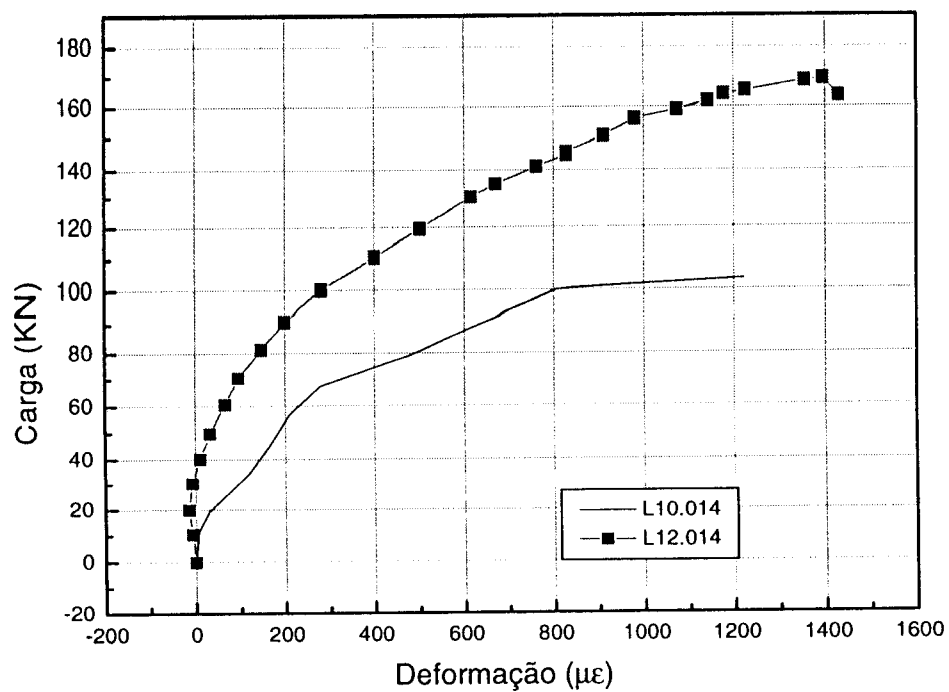


Gráfico 5.130 - Deformação do ponto externo da armadura secundária superior

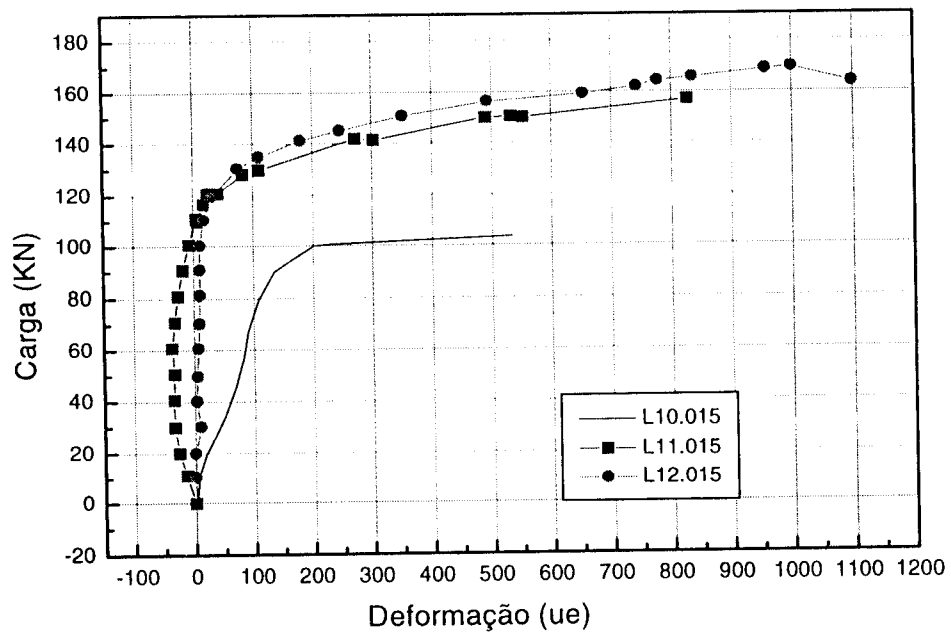
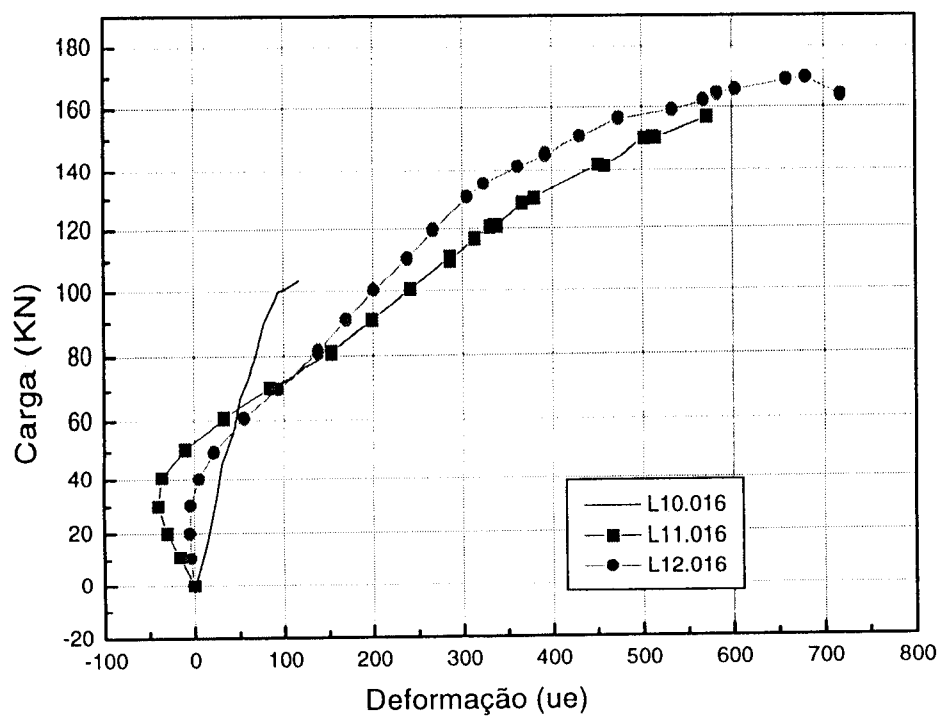


Gráfico 5.131- Deformação do ponto deslocado na armadura secundária superior



**DEFORMAÇÃO DOS PINOS
CONCRETO CONVENCIONAL**

Gráfico 132 - Deformação do pino 17

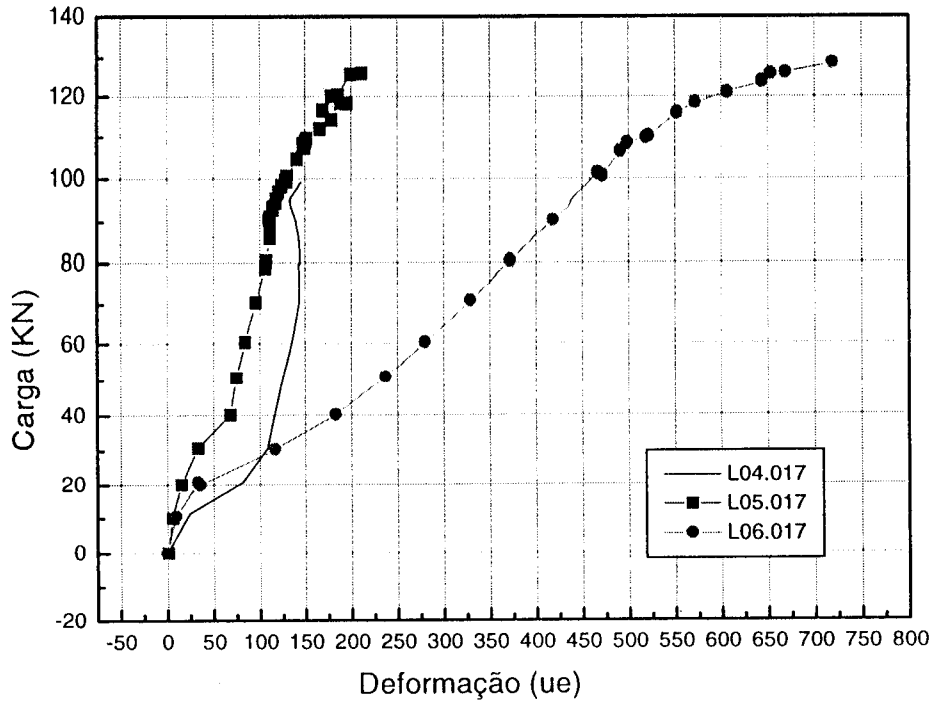


Gráfico 5.133 - Deformação do pino 18

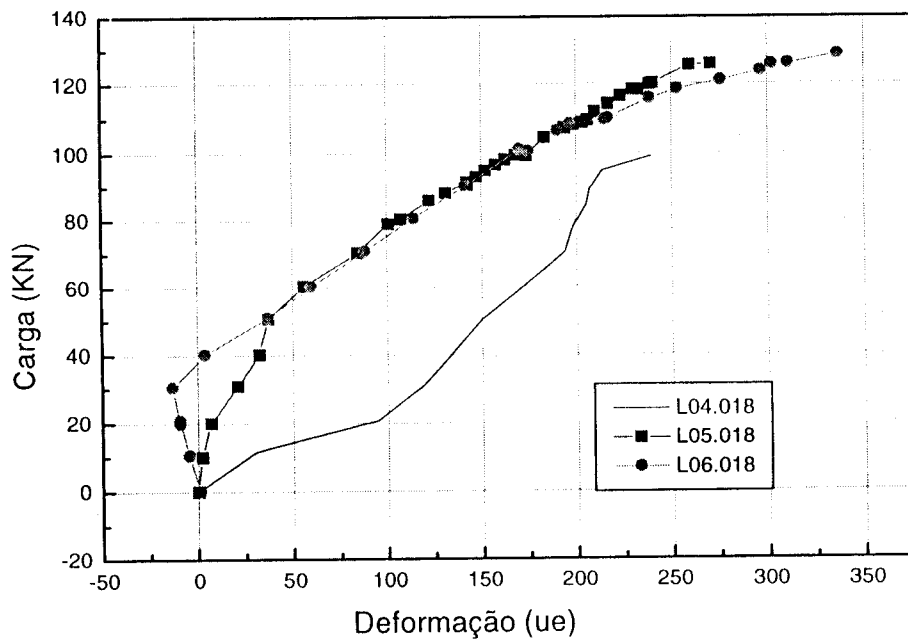


Gráfico 5.134 - Deformação do pino 19

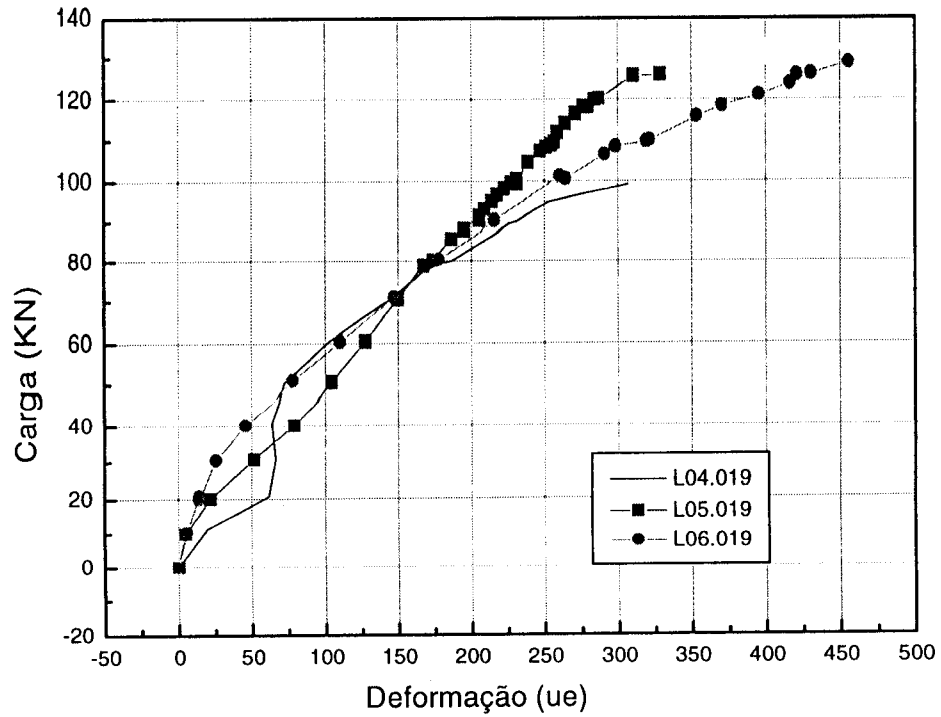


Gráfico 5.135 - Deformação do pino 20

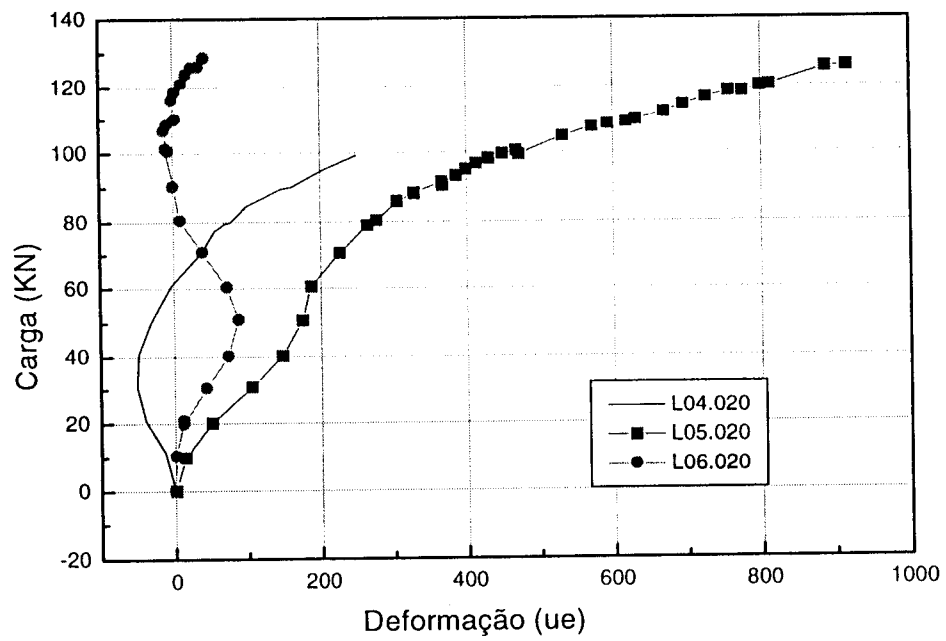


Gráfico 5.136 - Deformação do pino 21

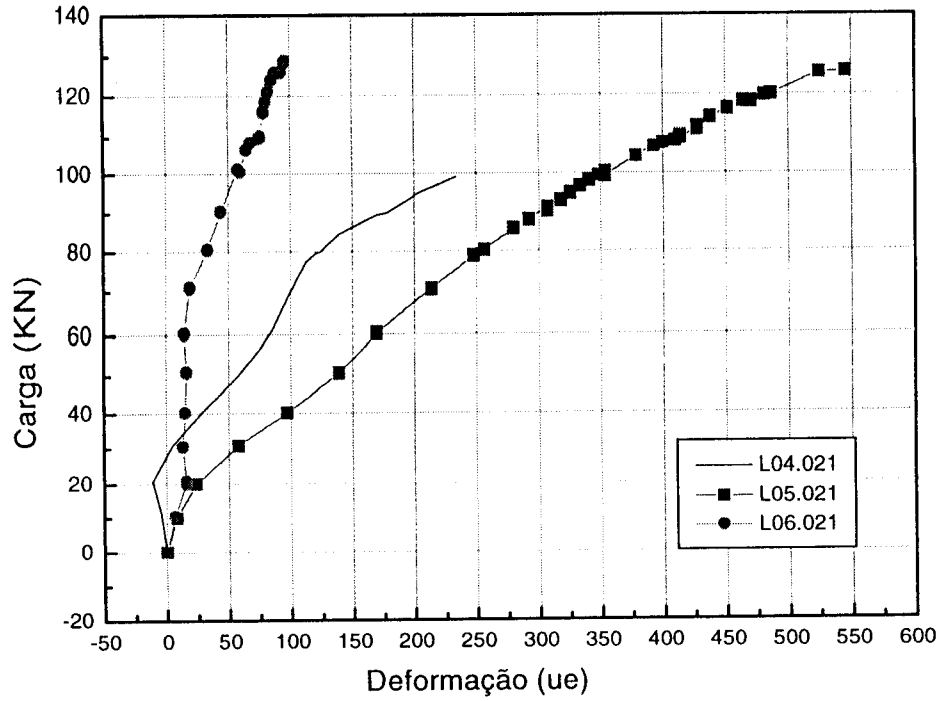
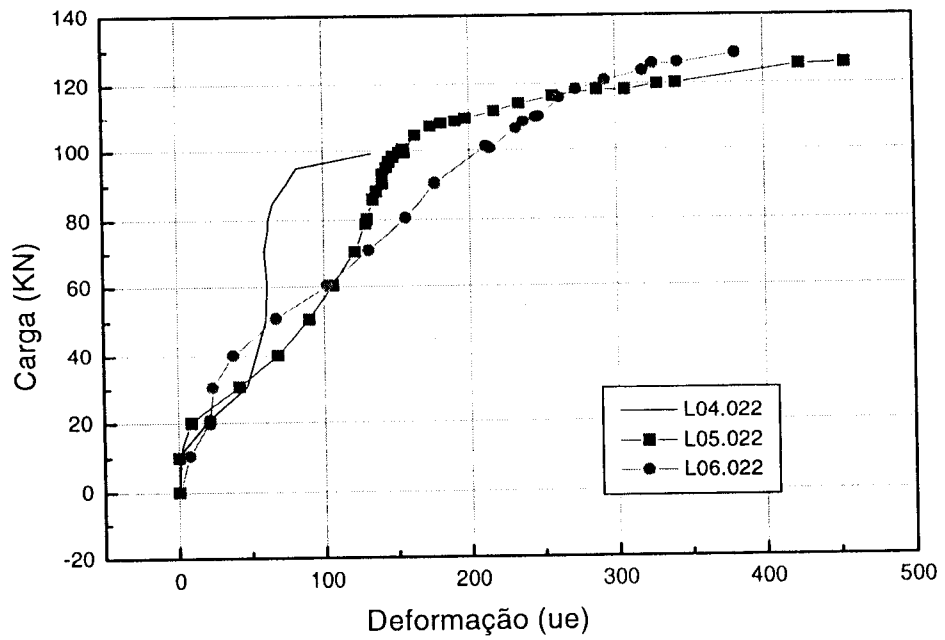


Gráfico 5.137 - Deformação do pino 22



CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

Gráfico 138 - Deformação do pino 17

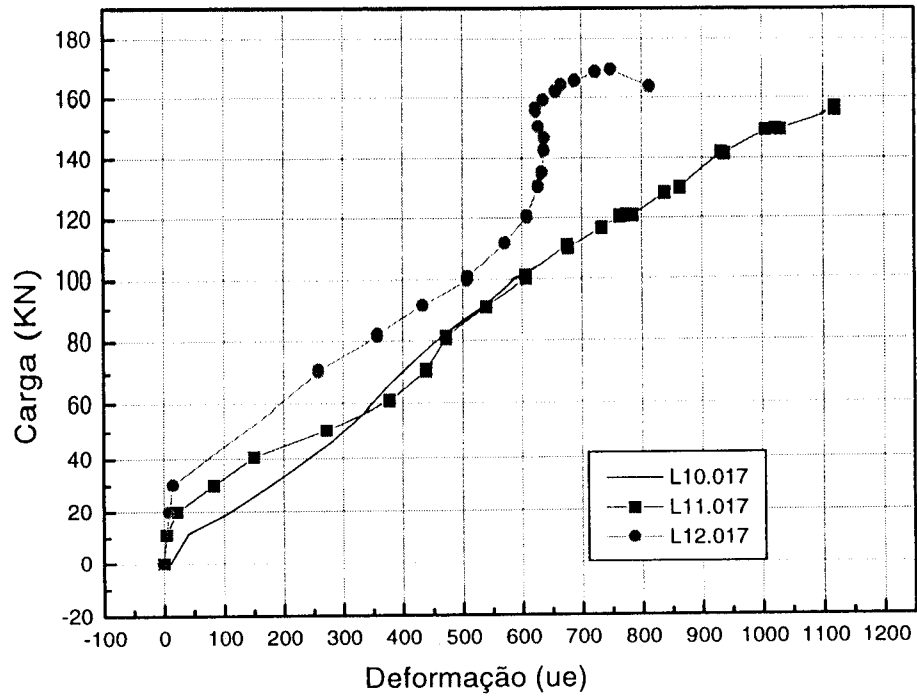


Gráfico 5.139 - Deformação do pino 18

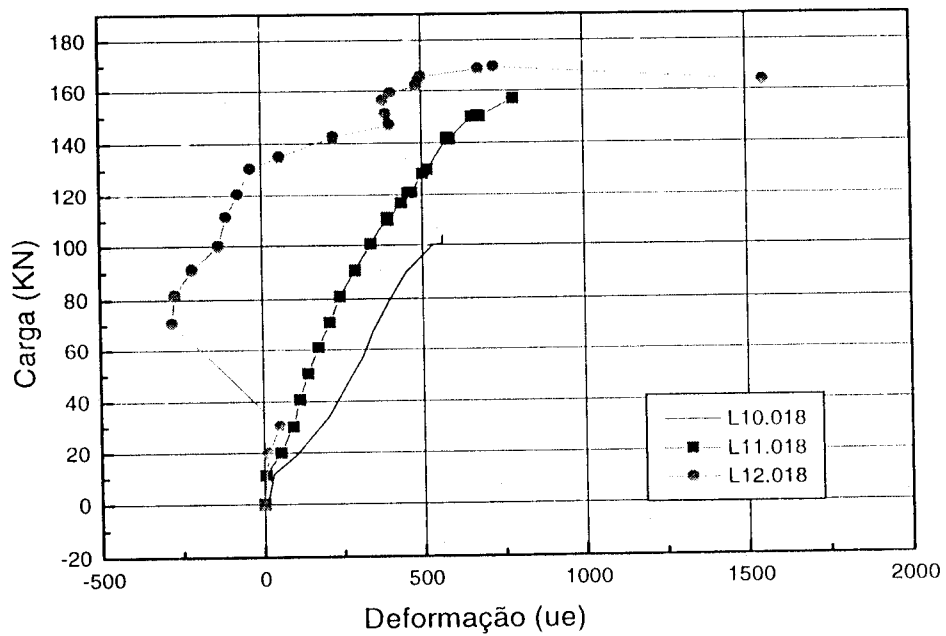


Gráfico 5.140 - Deformação do pino 19

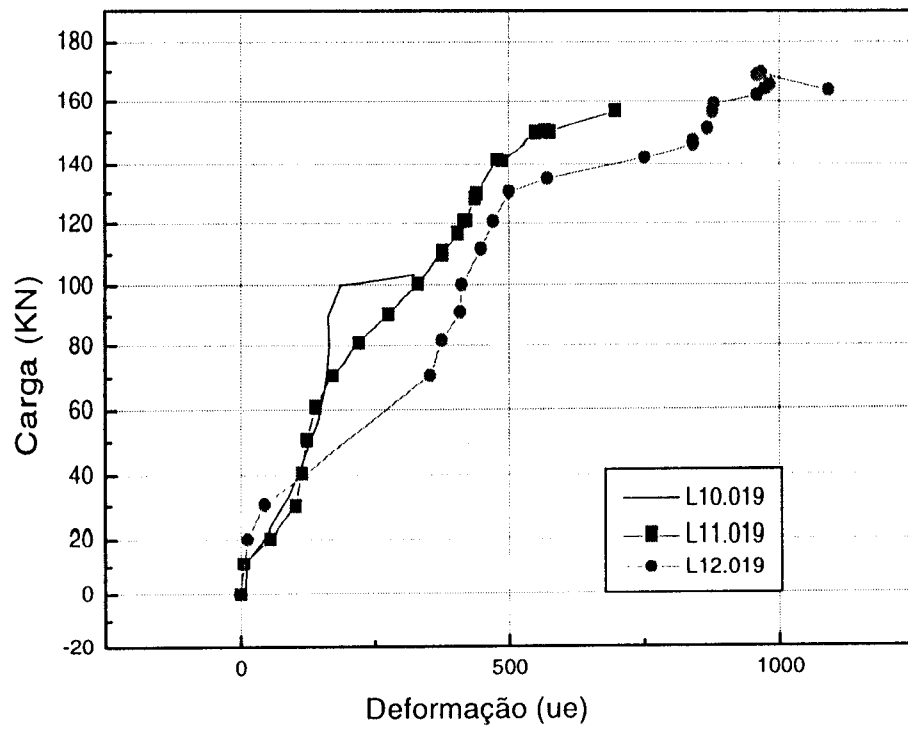


Gráfico 5.141 - Deformação do pino 20

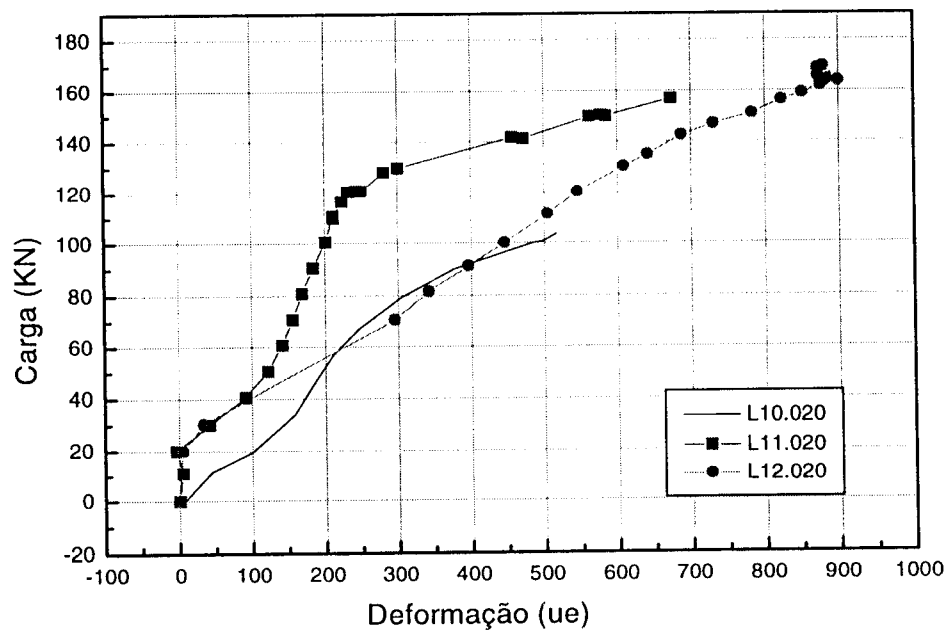


Gráfico 5.142 - Deformação do pino 21

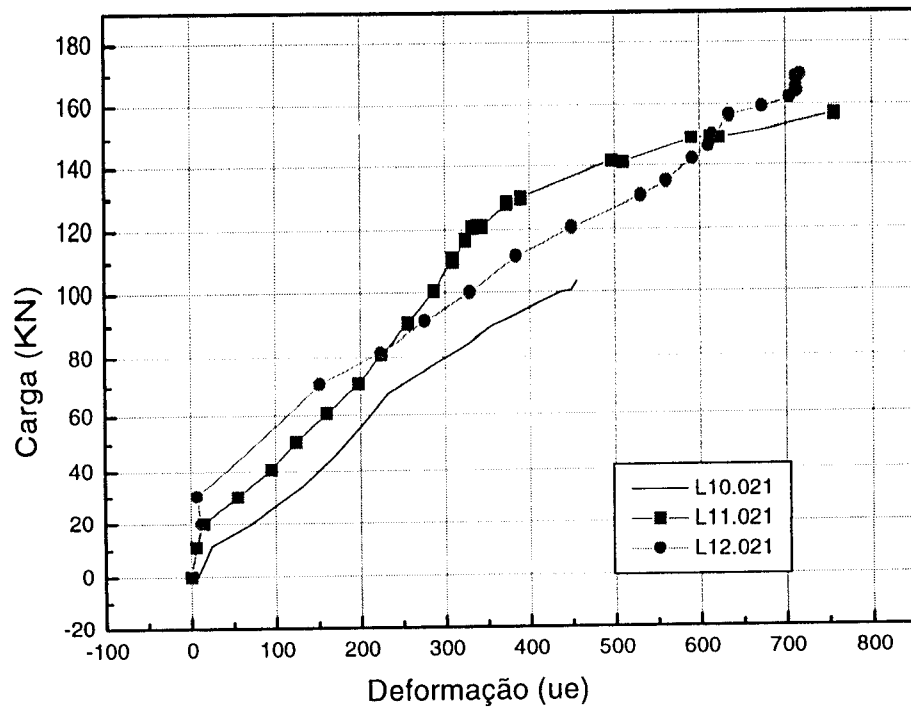
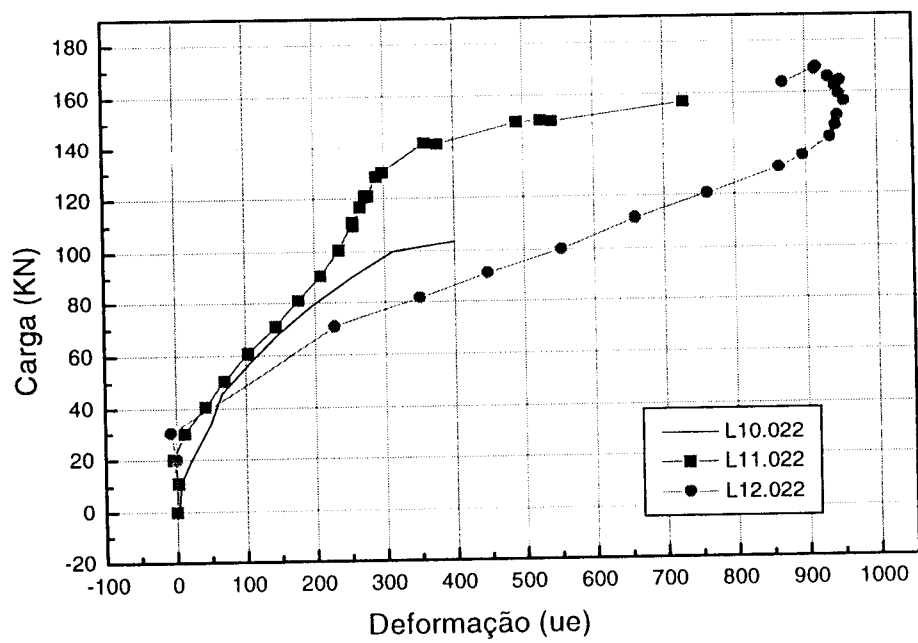


Gráfico 5.143 - Deformação do pino 22



MODELOS COM 0% DE FIBRAS

Gráfico 5.144- Deformação do pino 17

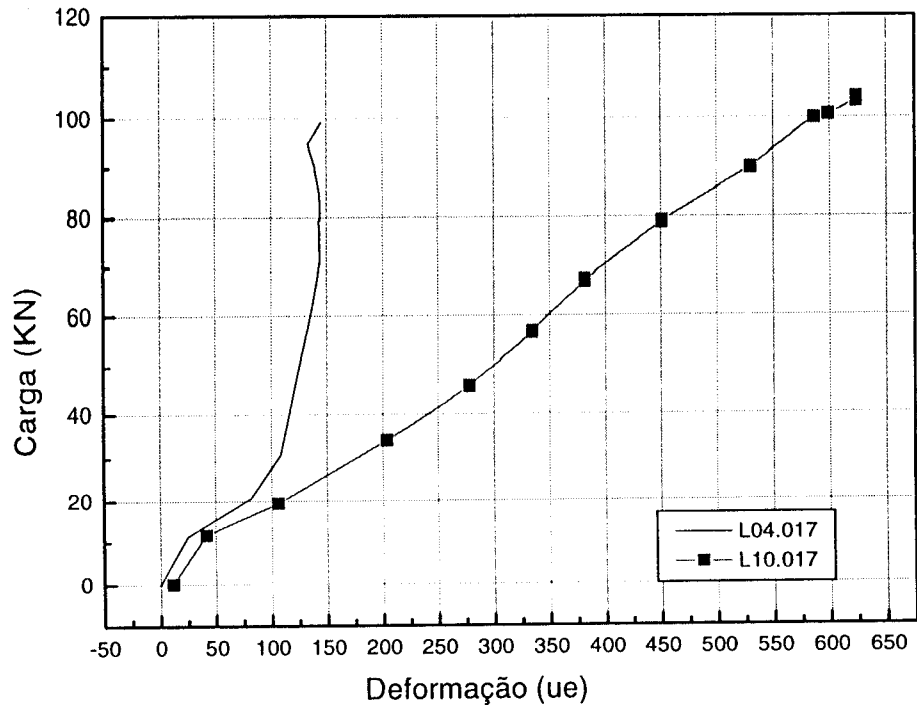


Gráfico 5.145 - Deformação do pino 18

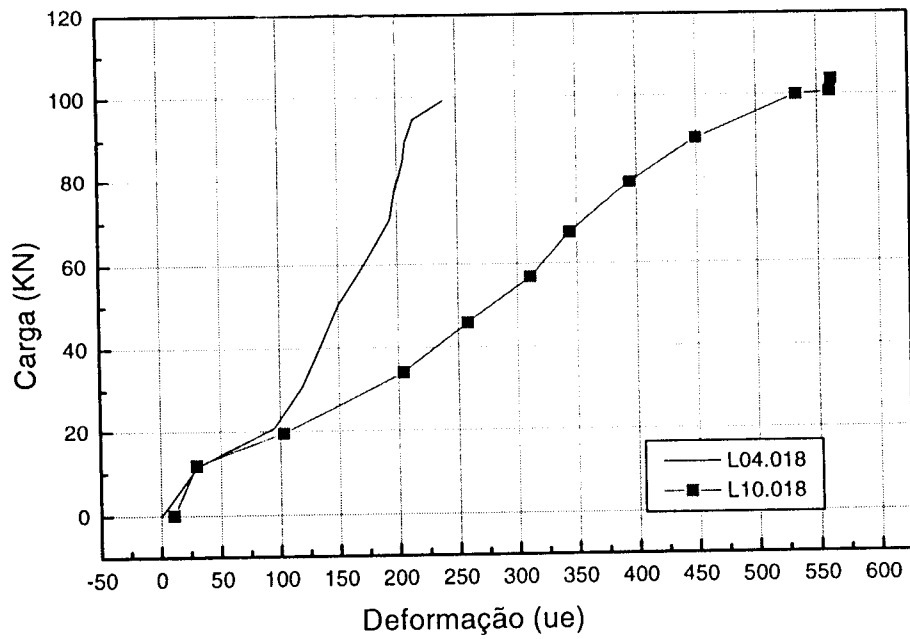


Gráfico 5.1146 - Deformação do pino 19

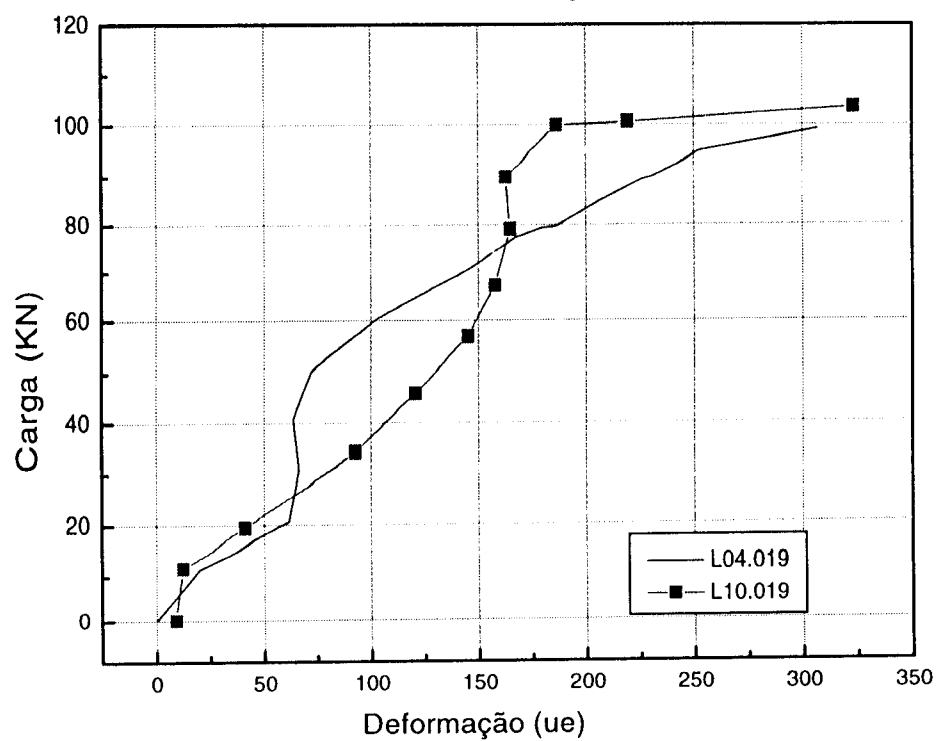


Gráfico 5.147 - Deformação do pino 20

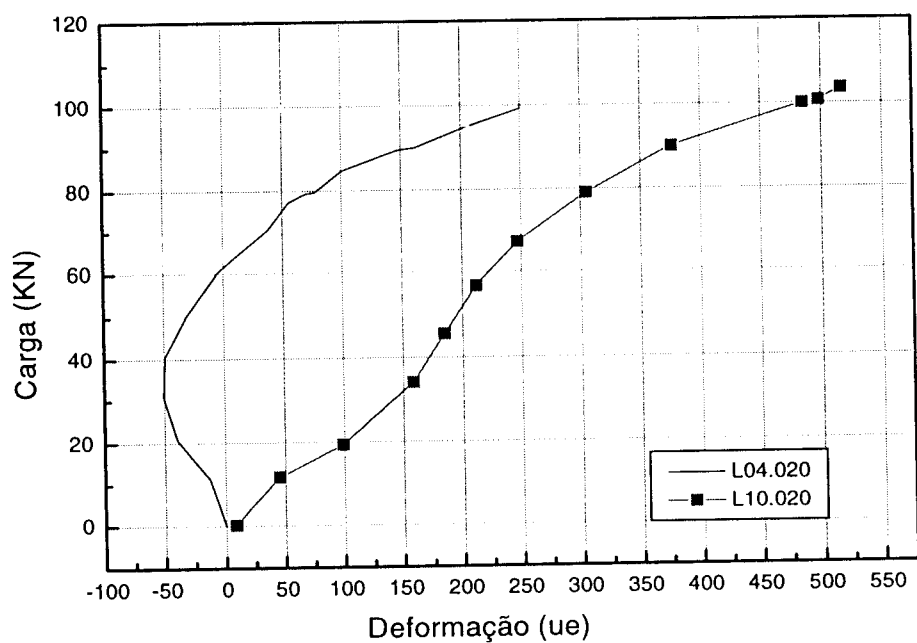


Gráfico 5.148 - Deformação do pino 21

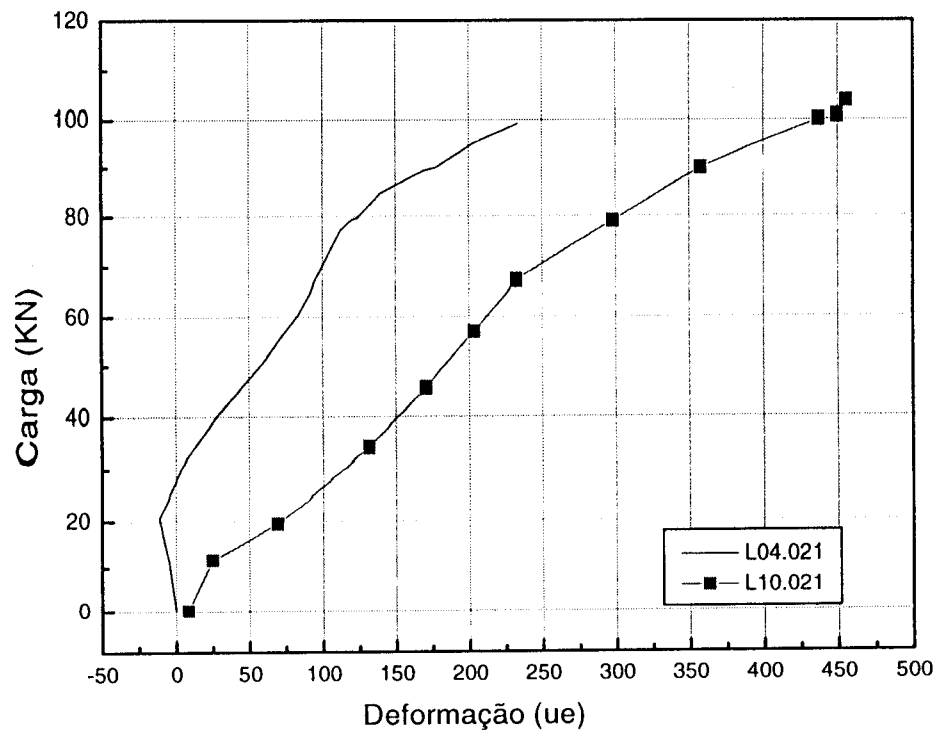
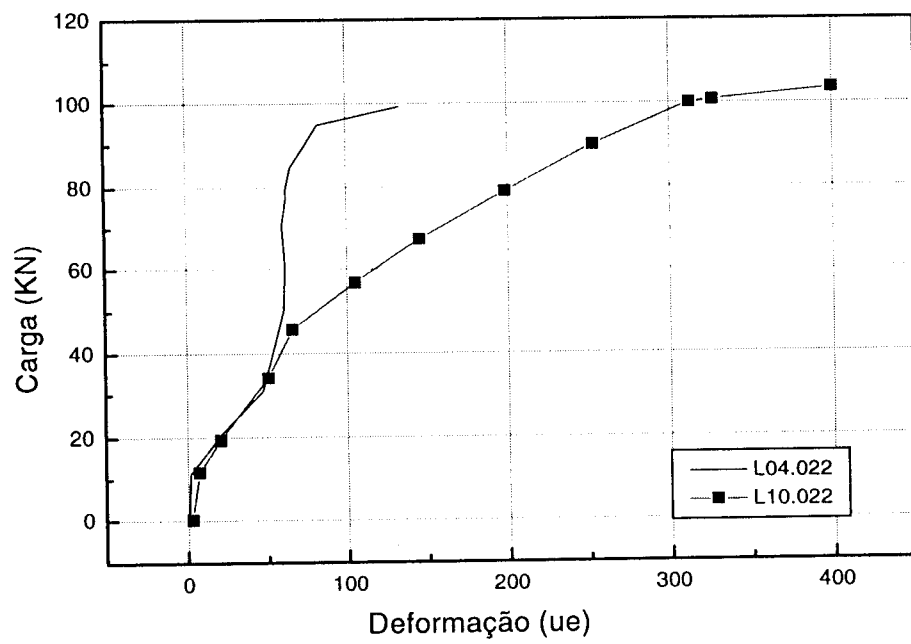


Gráfico 5.149 - Deformação do pino 22



MODELOS COM 0,75% DE FIBRAS

Gráfico 5.150 - Deformação do pino 17

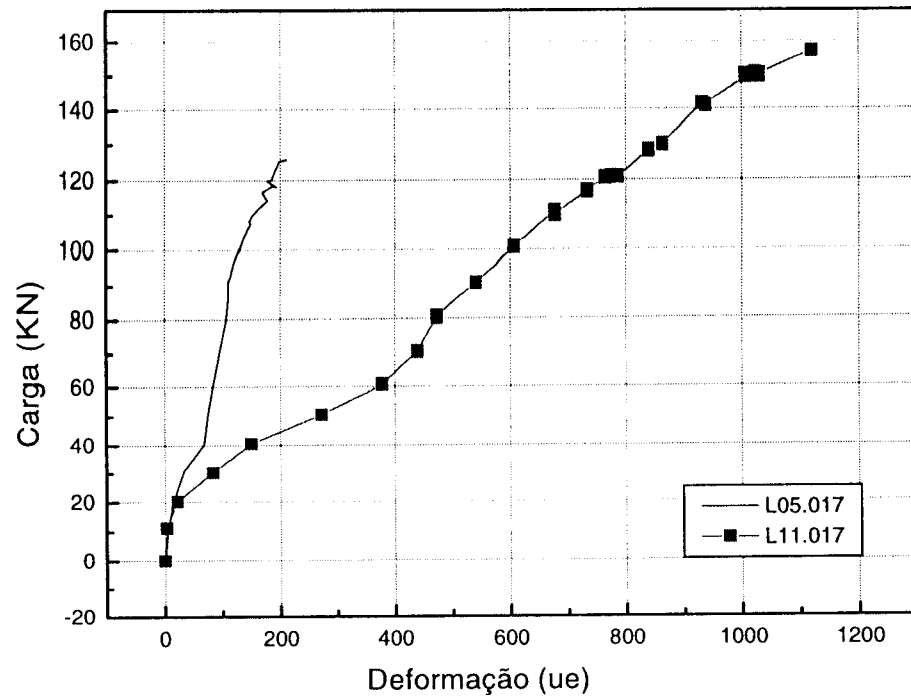


Gráfico 5.151 - Deformação do pino 18

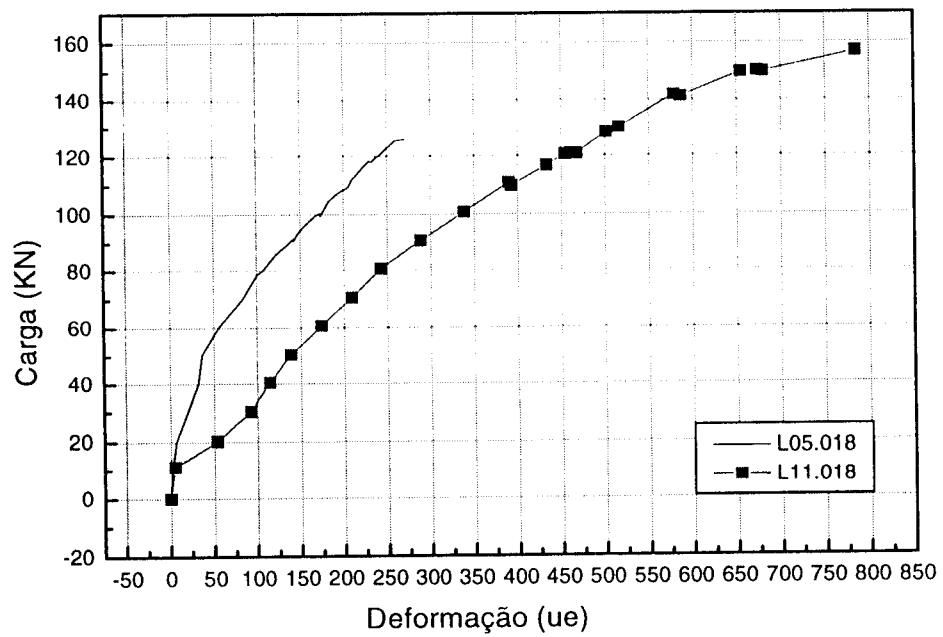


Gráfico 5.152 - Deformação do pino 19

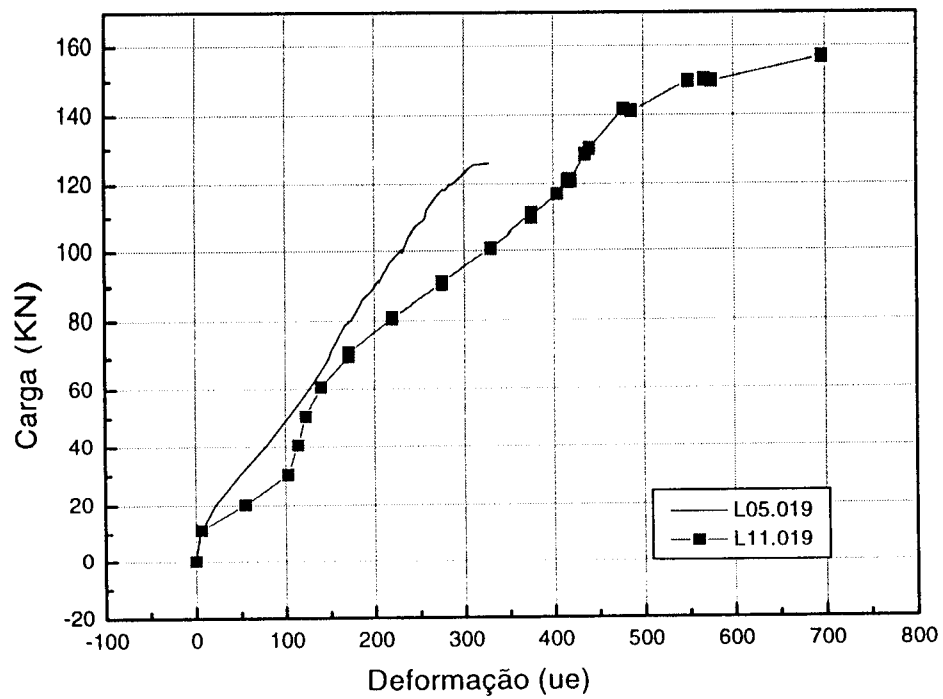


Gráfico 5.152 - Deformação do pino 20

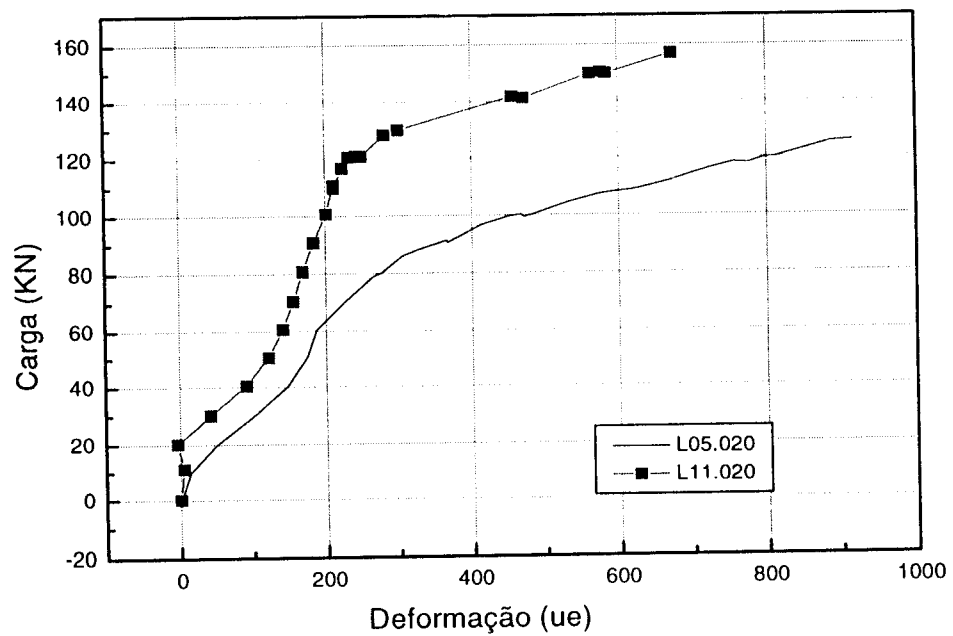


Gráfico 5.153 - Deformação do pino 21

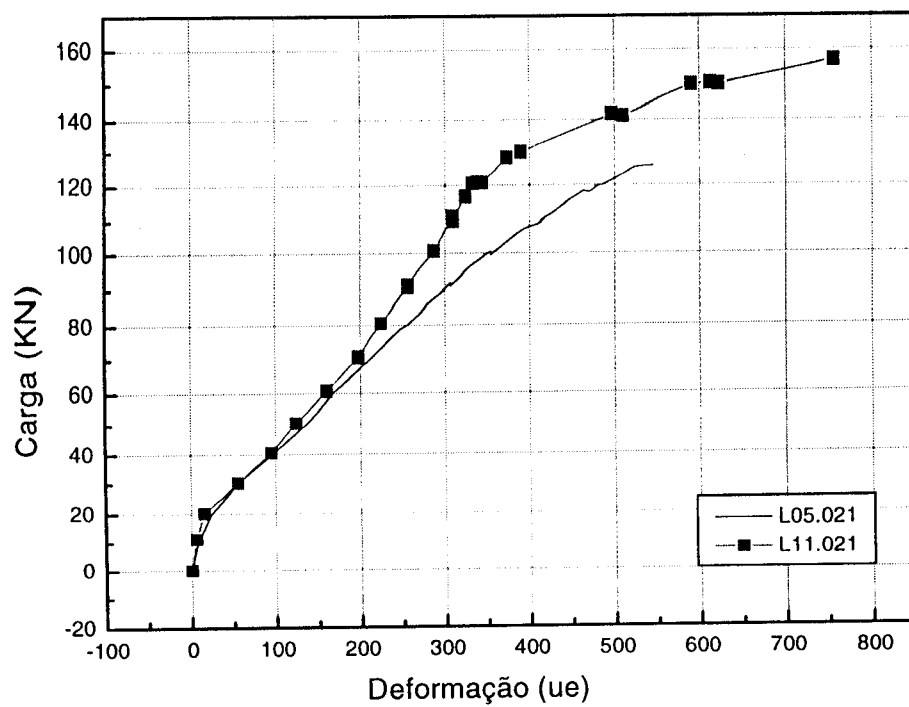
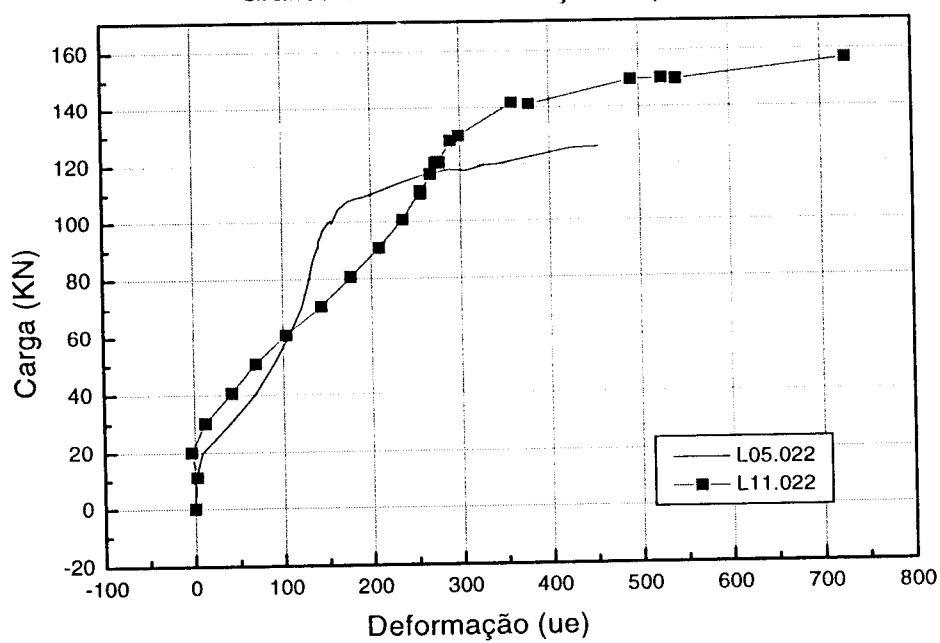


Gráfico 5.154 - Deformação do pino 22



MODELOS COM 1,5% DE FIBRAS

Gráfico 155 - Deformação do pino 17

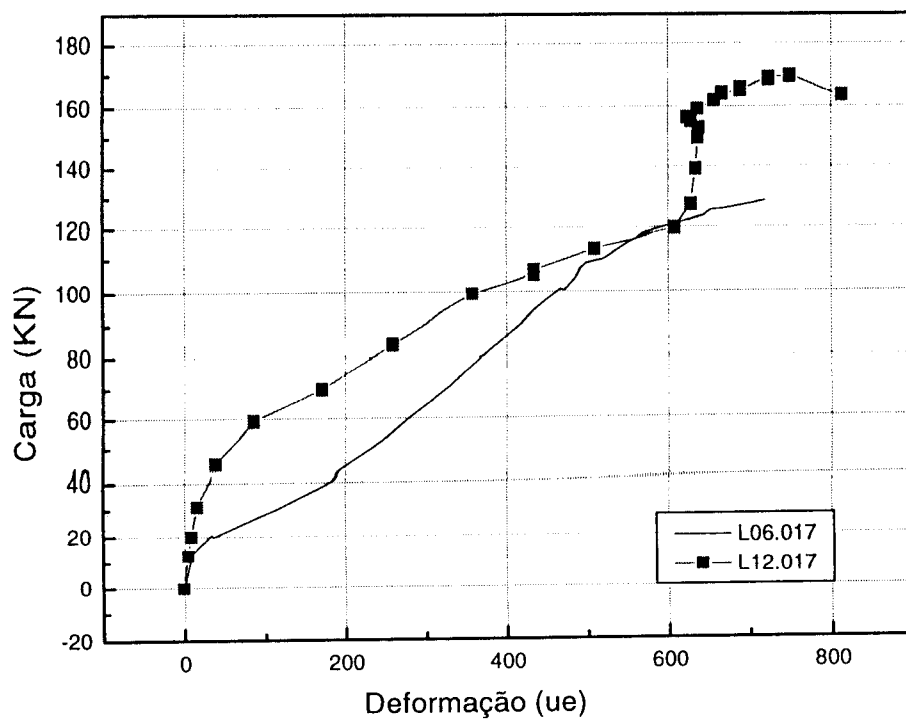


Gráfico 5.156 - Deformação do pino 18

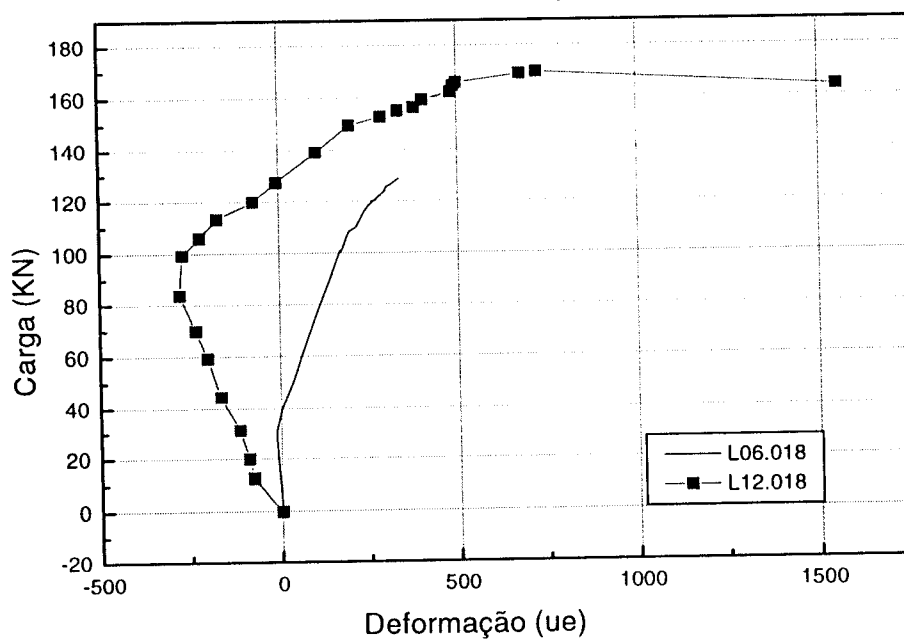


Gráfico 5.157 - Deformação do pino 19

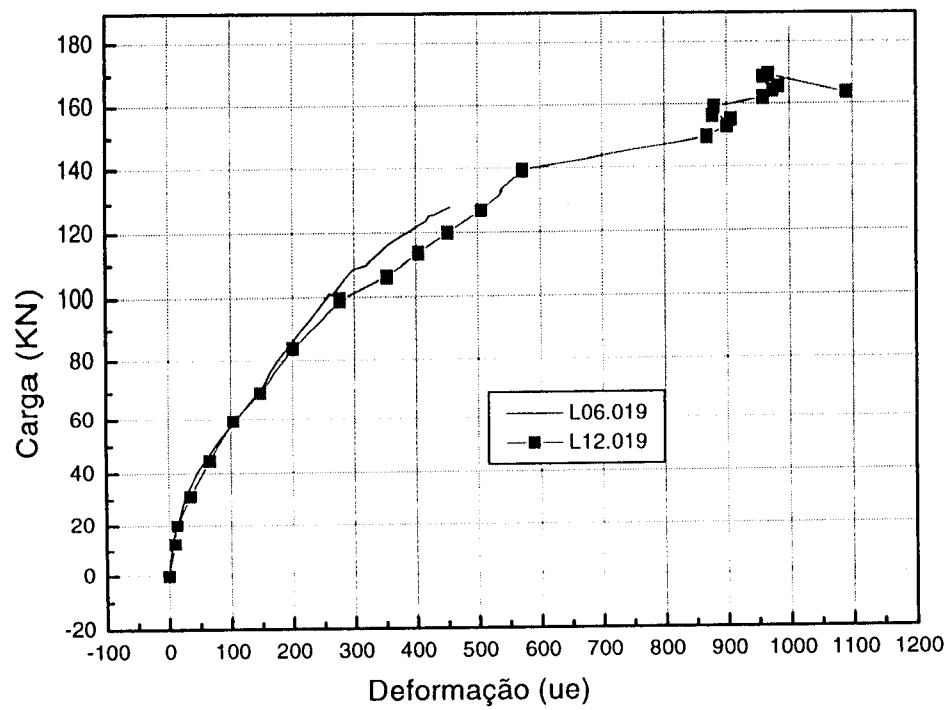


Gráfico 5.158 - Deformação do pino 20

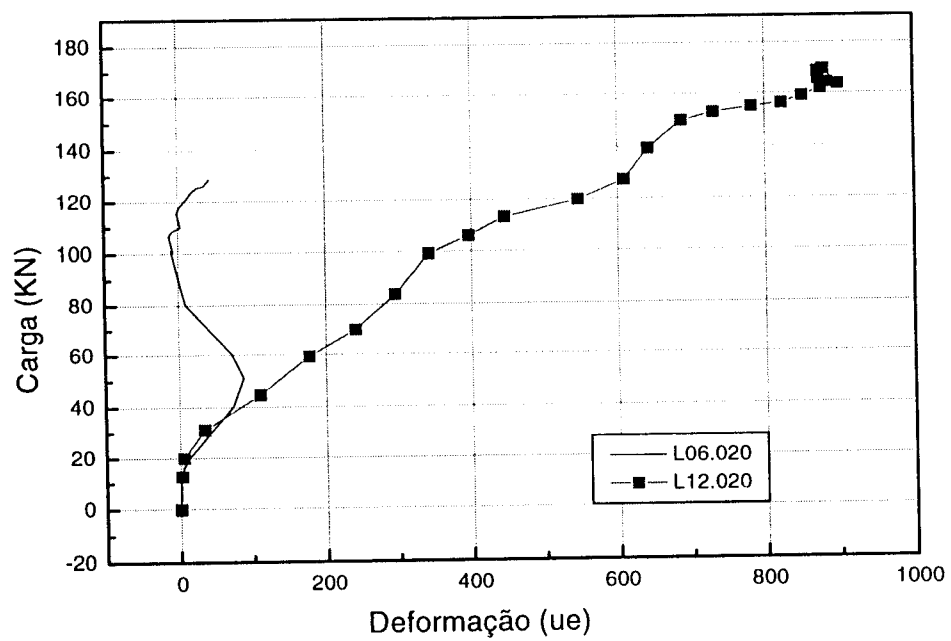


Gráfico 5.159 - Deformação do pino 21

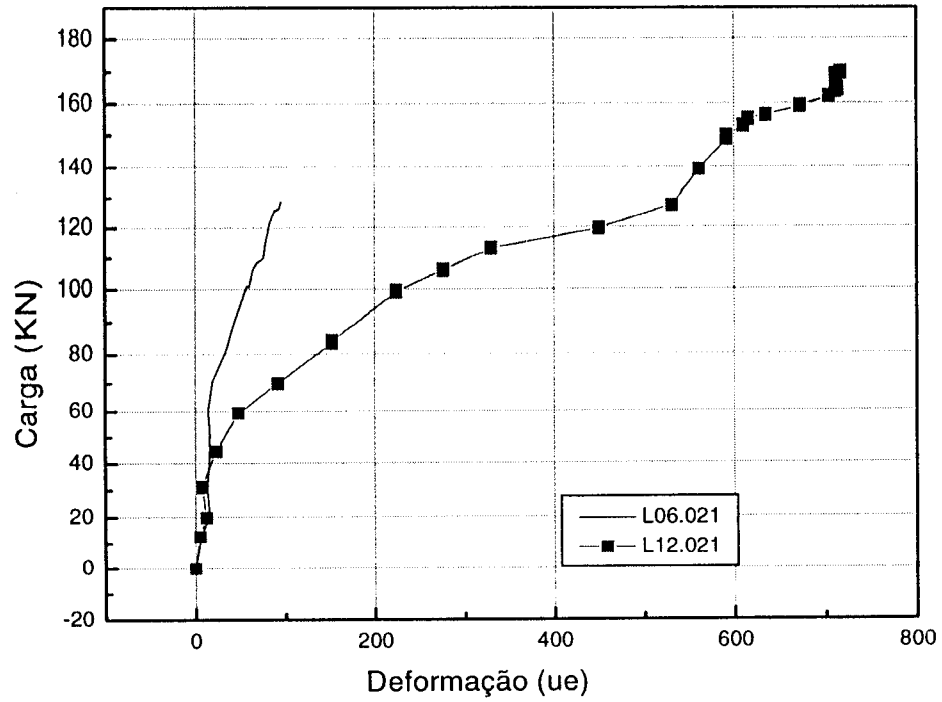
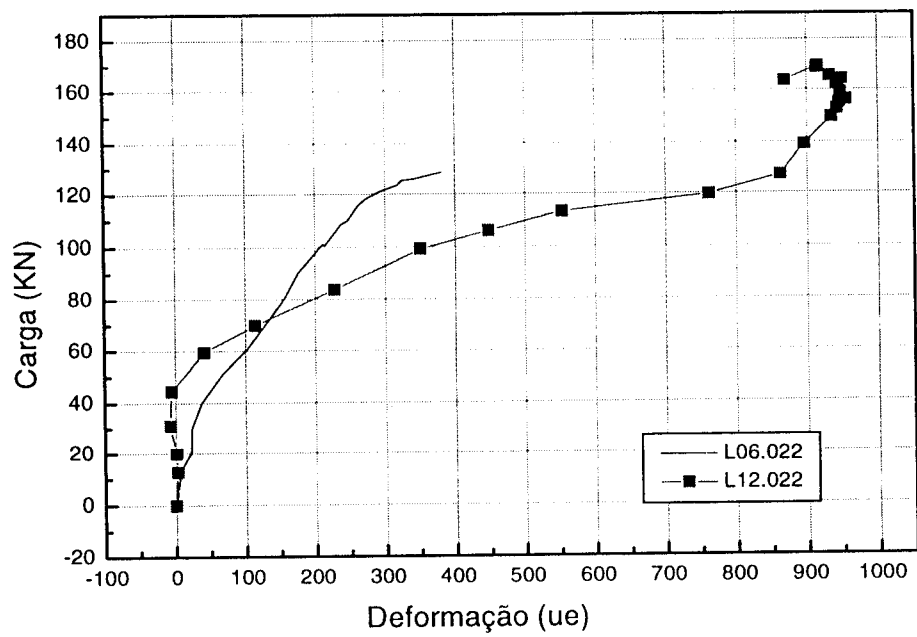


Gráfico 5.160 - Deformação do pino 22



6 CONCLUSÕES

Inicialmente cabe lembrar que os resultados obtidos com os ensaios analisados neste trabalho não elucidam completamente o problema da ruína de ligações laje-pilar em pilares internos de lajes-cogumelo de concreto armado reforçado com fibras de aço, já que são numerosos os parâmetros que influenciam o comportamento à ruína dessas ligações.

Porém, algumas conclusões gerais podem ser alinhadas a partir da análise dos resultados exposta anteriormente, e que são semelhantes às apresentadas por outros pesquisadores, descritas a seguir:

- a) aparentemente o modo de ruptura tornou-se mais dúctil com a adição de fibras, sendo esta mais visível nos concretos de resistência convencional;
- b) as fibras de aço aumentam a resistência à punção das lajes, sendo este aumento maior se utilizadas armaduras transversais de combate à punção;
- c) a presença de fibras de aço não somente permite o aumento da ductilidade, mas também pode modificar o modo de ruptura de punção pura para uma ruptura combinada de punção-flexão quando combinada com armadura de combate à punção. Cabe salientar que pelo fato do ensaio não ter sido efetuado com deformação constante, não foi possível registrar o “softening” da curva de deformação, e assim avaliar melhor a ductilidade;
- d) o aumento de resistência do concreto tem maior influência no valor final da carga de ruptura quando é utilizada armadura transversal de punção;

- e) nas lajes sem armadura transversal, o acréscimo de resistência é crescente, indicando que a adição do volume de fibras além de 1,5% pode aumentar a resistência ainda mais;
- f) ainda nas lajes sem armadura transversal, aparentemente a adição de fibras é mais efetiva nos concretos de alta resistência do que nos de resistência convencional, ou seja, o aumento percentual da resistência à punção é maior nas lajes com concreto de alta resistência (até 34,6%, para $V_f=1,5\%$) do que naquelas com concreto convencional (até 21,2%, para $V_f=1,5\%$);
- g) nas lajes com armadura transversal, o aumento da resistência à punção também é crescente com volume de fibras, mas aparentemente ele tende a estabilizar com V_f próximo de 1,5%;
- h) nas lajes com armadura transversal, a adição de fibras é muito positiva, proporcionando acréscimos de resistência à punção percentualmente maiores do que no caso de lajes sem armadura transversal, chegando-se a observar 54,5% de acréscimo na carga de ruptura no caso de concreto de alta resistência com $V_f=1,5\%$ e 30% no caso de concreto convencional com $V_f=1,5\%$. Essa constatação indica que a adição de fibras potencializa um melhor funcionamento da armadura transversal e possivelmente uma maior contribuição de mecanismos secundários de resistência à punção (efeito de "bridging forces", ou seja, da costura de fissuras, do mecanismo de pino, etc.). Com isso, há possibilidade de eventual redução de armadura transversal;
- i) também no caso de lajes com armadura transversal, verifica-se que a combinação de fibras com concreto de alta resistência ofereceu resultados proporcionalmente melhores, ou seja, o uso de concreto de alta resistência também potencializa uma maior contribuição das fibras;
- j) nas normas precisam ser implementadas expressões para poder ser utilizadas para concretos reforçados com fibras de aço;
- k) nas normas precisam ser implementadas expressões para poder ser utilizadas para concretos de alta resistência;
- l) a abertura das fissuras foi reduzida e houve um melhor controle destas. Comparando-se o padrão de formação de fissuras dos

modelos sem fibras com aqueles que possuem fibras, este está formado por fissuras aparentemente mais finas.

Concluimos também que são necessárias mais pesquisas sobre o problema da punção com o uso de concreto de alta resistência e reforçado com fibras, e que devem ser feitos mais ensaios considerando-se pilares de borda e de canto, assim como o uso de outros tipos de fibras e outras percentagens de adição destas.

6.1 PROSSEGUIMENTO DA PESQUISA

Como foi dito anteriormente este trabalho não elucidou por completo o problema da ruína de punção de ligações laje-pilar internos de lajes-cogumelo de concreto reforçado com fibras. É com este intuito que precisam ser feitos maior número de estudos sobre o problema.

Sugerimos o seguinte:

- a) variar a percentagem de fibras a serem adicionadas ao concreto, para poder determinar a influência que o volume da adição de fibras produz;
- b) ensaios com outros tipos de fibras;
- c) estudo das ligações de canto e de borda, e os casos de punção excêntrica;
- d) mudança da disposição da armadura de punção, podendo ser esta radial;
- e) mudança da taxa de armadura transversal e de flexão, para poder provocar outros tipos de superfície de ruptura;
- f) proposta de equacionamento que represente a influência das fibras;
- g) proposta de equacionamento para os casos de concreto de alta resistência;
- h) mudança da seção do pilar;
- i) mudança do valor da resistência a compressão simples do concreto.

7 REFERERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDUL-WAHAB, H. M. S. (1989). *Strength of reinforced concrete corbels with fibers. J. American Concrete Institute*, v.86, No. 1, Jan/Feb., p.69-69.
- AGOPYAN, V. (1991) *Materiais reforçados com fibras para a construção civil nos países em desenvolvimento: o uso de fibras vegetais*. São Paulo: EPUSP. Tese de Livre-Docência.
- AGOSTINI, L.R. SOBREIRA DE. (1992) *Pilares de concreto de alta resistência*. São Paulo. Tesis (doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- ALEXANDER, S. & SIMMONDS, S. (1992) *Punching shear tests of concrete slabs-column joints containing fiber reinforcement. ACI Journal*, v.4, 425-55.
- ALMEIDA, I.R. (1990). *Betões de Alta Resistência e Durabilidade. Composição e Características*. Tese de Doutorado apresentada à Universidade Técnica de Lisboa, Portugal. Setembro de 1990.
- ALWAN, J.M.; NAAMAN, A.E.; HANSEN, W. (1991) *Pull-out of steel fibers from cementitious composites: analytical investigation. Cement & Concrete Composites*, v.13, p. 247-255.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Committee 318 (1985). *Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit, (ACI-318M-83).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Committee 544 (1987). *Measurements of properties of fiber reinforced concrete. ACI Manual of Concrete Practice*, v.5. Detroit, (ACI 544,2R-86).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Committee 544 (1987). *State of the art report on fiber reinforced concrete. ACI Manual of concrete practice*, v.5. Detroit, (ACI 544,1R-86).
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Committee 544 (1987) *State-of-the-art on fiber reinforced concrete. ACI Manual of Concrete Practice*, V.5, Detroit.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE - Committee 544 (1987). *Measurements of properties of fiber reinforced concrete. ACI Manual of Concrete Practice*, V.5, Detroit.
- ANDRADE, M.A.S., GOMES, R.B. e ET ALLI (1993). *Resistência à punção de lajes cogumelo de concreto armado com furos e armadura de cisalhamento*. Relatório DCT. T. 1.141.93-RO, Furnas Centrais Elétricas S.A., Dez. 1993, pp.1-203.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). *Projeto e execução de obras de concreto armado - NBR-6118*. 76p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1994). *Texto base para revisão . NB-1/94*.
- BATSON, G. B., JENKINS, E. & SPATNEY, R. (1972) Steel fibers as shear reinforcement in beams. *J. American Concrete Institute*, v.69, No. 10, Oct., 640-644.
- BENTUR, A. & MINDESS, S. (1990) *Fibre reinforced cementitious composites*. London: Elsevier.
- BENTUR, A; MINDESS, S. (1990) *Fibre reinforced cementitious composites*. Elsevier Applied Science, London.
- BRANCO, A.F.C.. (1989). *Contribuição para o projeto de lajes-cogumelo*. São Carlos: EESC-USP. Dissertação de Mestrado.
- CERF-CIVIL ENGINEERING RESEARCH FOUNDATION (1993). *High-Performance Construction Materials and Systems: an essential program for America and its infrastructure*. Technical Report N.93-5011.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1991). *CEB-FIP/90 model code for concrete structures*. Paris: CEB. Bulletin d'Information 203.
- COMITE EURO-INTERNATIONAL DU BETON (1994). *High Performance Concrete*. Paris: CEB. Bulletin d'Information 228.
- EL DEBS, M.K. (1992) *Estruturas pré-moldadas de concreto*. São Carlos, EESC - USP. (notas de aula).
- EUROCODE N^o 2. (1992) Design of concrete structures, Revised final draft. Eurocode 2 Editorial Group. (versão em espanhol)
- FATTUHI, N. I. & HUGHES, B. P. (1989) Reinforced steel fiber concrete corbels with various shear span-to-depth ratios. *ACI Materials Journal*, v.88. No. 6, Nov./dec., 590-596.
- FATTUHI, N. I. & HUGHES, B. P. (1989) The ductility of reinforced concrete corbels containing either steel fibers or stirrups. *ACI Structural Journal*, v.86. No. 6, Nov./dec., 633-651.
- FATTUHI, N. I. (1987) SFRC corbel tests. *ACI Structural Journal*, 1987, 84, No. 2, Mar.- Apr., 119-223.
- FIGUEIREDO FILHO, J. R. (1983). *Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em casos características de cantos de lajes-cogumelo*. São Carlos: EESC-USP, Publicação EESC-USP, 073/83. 175p. (Dissertação de Mestrado).

- FIGUEIREDO FILHO, J. R. (1989). *Sistemas estruturais de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução*. São Carlos: EESC-USP. Tese de Doutorado.
- FURLAN JR., S. (1995) *Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: influência do emprego de fibras curtas e de protensão*. São Carlos: EESC-USP. Tese de Doutorado. Orientador: João Bento de Hanai.
- FUSCO, P.B. (1984) *Estruturas de concreto: solicitações tangenciais*, São Paulo. Dpto. de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politecnica, USP.
- GIONGO, J.S., BARBOSA DE LIMA, F., TAKEYA, T. (1997) Análise experimental de pilares de concreto armado de alto desempenho solicitados a compressão simples e flexão normal composta. São Carlos. Relatório apresentado à FAPESP.
- GOMES, R.B. (1991). *Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement*. PhD thesis. The Polytechnic of Central London, 1991.
- GONÇALVES, R.M. (1986) *Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de laje-cogumelo com reforço transversal constituído de perfis metálicos*. São Carlos. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- GRONDZIEL, M. (1993) Development of steel fibre and steel-fibre-reinforced-concrete during the past 10 years in Europe. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL SOBRE MATERIAIS REFORÇADOS COM FIBRAS PARA CONSTRUÇÃO CIVIL, São Paulo, Anais.
- HALLGREN, M.; KINNUNEN, S. (1996) Increase of punching shear capacity by using high strength concrete. In: 4th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, Paris, França, p. 1037-1046.
- HARAJLI, M.H.; MAALOUF, D.; KHATIB, H. (1995) Effect of Fiber on the Punching Shear Strength of Slab-Column Connections. *Cement & Concrete Composites*, 17. P.161-170.
- HUGHES, B.P.; YOUNG XIAO. (1995) Flat slabs with fibre or link reinforcement at slab-column connections, 110, n.3, *Proc. Instn. Civ. Engrs. Struct & Bldgs*, Aug., p. 308-321.
- HUGHES, B. P. & FATTUHI, N. I. (1989) Reinforced steel and polypropylene fibre concrete corbel tests. *Structural Engineer*, v.67, No. 4, Feb., 68-72.

- IMAN, M.; VANDEWALLE, L. (1996) How efficient are steel fibres in high concrete beams?. In: 4th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, Paris, França, p. 1067-1076.
- MARTINELLI, D.A. (1974) *Sobre a ruína das ligações laje-pilar nos cantos de laje-cogumelo*. São Carlos, EESC.
- MARZOUK, H.; MOHAMED EMAM; SAMEH HILAL. (1996) Effect of high-strength columns on the behavior of slab-column connections. *ACI Structural Journal*, Detroit, V.93, N.5, sep-oct., p.545-554
- MEHTA, P.K & MONTEIRO, P. (1993). *Concrete: structure, properties and materials*. Prentice-Hall.
- MELGES, J.L.P. (1995) *Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental*. . São Carlos: EESC-USP. Dissertação de Mestrado.
- MOKHTAR, A., GHALI, A. and DILGER, W.H. (1985). Stud shear reinforcement for flat concrete plates. *ACI Journal*, vol 82(5), Sep-Oct 1985. pp 679-683.
- NAAMAN, A.E.; NAJM, H. (1991) Bond-slip mechanisms of steel fiber in concrete. *ACI. Materials Journal, Detroit*, v.88, n.2, p. 135-145, mar-apr.
- NARAYANAN, R, & DARWISH, I. Y. S. (1987) Punching shear tests on steel-fiber-reinforced micro-concrete slabs. *Magazine of Concrete Research*, v.39, No. 138, Mar., 42-50.
- NARAYANAN, R, & DARWISH, I. Y. S. (1987) Use of steel fibers as shear reinforcement. *J. American Concrete Institute*, v. 84, No. 3, Mar., 216-227.
- NEVILLE, A. (1982) *Propriedades do concreto*. São Paulo: Pini. Trad.: Salvador Giamusso.
- RANDAME, K-E. (1996) *Punching shear of high performance concrete slabs*. In: 4th INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON UTILIZATION OF HIGH-STRENGTH/HIGH-PERFORMANCE CONCRETE, Paris, França, p. 1015-1026.
- REGAN, P.E. (1985). Shear combs, reinforcement against punching. *Structural Engineer*, vol 63b(4), Dec 1985. pp 76-84.
- REGAN, P.E. and BRAESTRUP, M.W. (1985). Punching shear in reinforced concrete: a state of art report. *Bulletin d'Information 168*, Comité Euro International Du Béton, Jan 1985.
- REIS, A.P.A. (1995). *Estudo experimental de reforço de lajes-cogumelo com concreto de alta resistência e armadura de cisalhamento*. Relatório de Iniciação Científica/CNPq-Furnas-U.F.G. Goiânia.

- RODRIGUES FILHO, H.C., SANTOS, M.V. (1988). Tecnologia do Concreto de Alta Resistência: Considerações Gerais e Sucintas 30.a Reunião Anual do Instituto Brasileiro do Concreto, Rio de Janeiro, Ago. 1988, Ed. U.F.R.J., Vol. 1, p. 1171-1184.
- SAVASTANO JR, H. (1992) *Zona de Transição entre Fibras e Pasta de Cimento Portland: Caracterização e Inter-relação com as Propriedades Mecânicas do Compósito*. São Paulo, Tese (doutorado) Escola Politécnica, USP.
- SEIBLE, F., GHALI, A. and DILGER, W.H. (1980). Preassembled shear reinforcing units for flat plates. *ACI Journal*, vol 77(1), Jan-Feb 1980. pp 28-35.
- SHAH, S.P.; OUYANG, C. (1991) Mechanical behavior of fiber-reinforced cement-based composites, *Journal of American Ceramic Society*, v. 74, n. 11, p. 2227-2238; p. 2947-2953.
- SHEHATA, I.A.E.M. (1985). *Theory of punching in concrete slabs*. PhD Thesis, London, Polytechnic of Central London, Sep 1985.
- SOROUSHIAN, P.; BAYASI, Z. (1991) Fiber type effects on the performance of steel fiber reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, Detroit, v. 88, n.2, p.129-134, mar-apr.
- SWAMY, R. N. & ALI, S. A. R. (1982). Punching shear behavior of reinforced slabs-column connections made with steel fiber concrete. *American Concrete Institute*. Proceedings '79, p. 392-406.
- SWAMY, R.N.; JONES, R.; CHIAM, A.T.P. (1993). Influence of steel fibers on the shear resistance of lightweight concrete I-beams. *ACI Structural Journal*, Detroit, V.90, N.1, p.103-114, 1993.
- TAKEYA, T (1981). *Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de lajes-cogumelo*. São Carlos: EESC-USP, Publicação EESC-USP, 064/83. 130p. (Dissertação de Mestrado).
- TESUKA, Y, (1989) *Concreto armado com fibras*. Associação Brasileira de Cimento Portland, Ago, 20p.
- THEODORAKOPOULOS, D. D. & SWAMY, R. N. (1989) Punching shear behavior of lightweight concrete slabs with steel fibers. In *Fiber Reinforced Cements and Concretes - Recent Developments*, ed. R. N. SWAMY & B. BARR, Elsevier Applied Science, London, pp. 640-50.

- VAN DER VOET, A.F., DILGER, W.H. (1985). Concrete Flat Plates with Well-Anchored Shear Reinforcement Elements. *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol 9(1), 1982, p.107-114.
- VASCONCELOS, A.C. (1988) A protensão em lajes de edifícios. In: 10 ANOS DE SIMPATOON. Ed. Pini, São Paulo. p.181-189.