



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
BIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS
INCLINADOS E PILARES RETANGULARES SUJEITAS A
PUNÇONAMENTO SIMÉTRICO**

ENG^o CIVIL BERNARDO NUNES DE MORAES NETO

Belém - Pará
2007



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ
CENTRO TECNOLÓGICO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
BIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS
INCLINADOS E PILARES RETANGULARES SUJEITAS A
PUNÇONAMENTO SIMÉTRICO**

ENG^o CIVIL BERNARDO NUNES DE MORAES NETO

Dissertação submetida à Universidade Federal do Pará como requisito parcial exigido pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil.

Belém, novembro de 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA

MORAES NETO, BERNARDO NUNES DE

Análise Experimental de Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Estribos
Inclinados e Pilares Retangulares Sujeitas a Puncionamento Simétrico

Belém, Pará, 2007.

Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Pará. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil.

1. Laje Lisa. 2. Concreto Armado. 3. Armadura de cisalhamento. 4. Punção Simétrica. 5. Pilar
Retangular

I. PPGEC/UFGA. II. Título.

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DE LAJES LISAS
BIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO COM ESTRIBOS
INCLINADOS E PILARES RETANGULARES SUJEITAS A
PUNÇIONAMENTO SIMÉTRICO**

ENG^o CIVIL BERNARDO NUNES DE MORAES NETO

Dissertação julgada adequada para a obtenção do Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC, da Universidade Federal do Pará - UFPA.

Alcebíades Negrão Macêdo, D.Sc. - Coordenador do PPGEC

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, D.Sc. - Orientador

COMISSÃO EXAMINADORA:

Guilherme Sales S. de A. Melo, Ph.D. - UNB

Remo Magalhães de Souza, Ph.D. - UFPA

*A eterna lembrança da minha vó, Maria de
Lourdes Teles da Silva*

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Bernardo e Alice, e avós, Juvenal e Lourdes, pela educação acertada. Ao meu irmão de sangue, Bruno e família, e irmãos de vida, Luis, Paulo, Marco Antonio e BW, que me fazem ver que a vida é mais que um dia após outro. A Alessandra, minha paixão, que me acompanhou nos bons e maus momentos.

Ao professor Dênio Ramam, pelo trabalho de orientação e inestimáveis contribuições durante a pesquisa de pós-graduação. Aos professores do PPEGC, que contribuíram para minha formação durante este período.

Aos amigos Adelana Guimarães, Alexandre Vilhena, Amaury Aguiar, Andréa Margot, Arnolfo Valente, Bárbara Lavor, Carlos Rossi, Cristiano Comim, Fabricio Pires, Guilherme Melo, Israel Baltazar, Kelly Nahum, Luana Souza, Mikhail Luczynski, Natasha Costa, Nívea Albuquerque, Rodrigo Peixoto, Sandro Sousa, Sebastião Sena, Selma Azevedo, Tiago Rodrigues e Vitor Branco da UFPA, pelo auxílio prestado na realização de todas as etapas desta pesquisa e por todos os momentos compartilhados, em especial a Shirley Melo e Sandro Damasceno, pelo apoio que me concederam.

Ao estimado Welington, funcionário da empresa Saenge, que contribuiu de forma valiosa nas etapas de ensaio desta pesquisa. Aos funcionários do Laboratório de Engenharia Civil, que auxiliaram para o desenvolvimento desta pesquisa, em especial ao técnico Sr. Urbano.

A todos que direta ou indiretamente contribuíram para mais essa realização em minha vida.

Não existe triunfo sem perda, não há vitória sem sofrimento, não há liberdade sem sacrifício.
Aragorn Telcontar

RESUMO

“Análise Experimental de Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Estribos Inclinados e Pilares Retangulares Sujeitas a Puncionamento Simétrico”

Foram analisadas experimentalmente 08 (oito) lajes lisas bidirecionais de concreto armado, todas com dimensão de (1.800 x 1.800 x 110) mm e submetidas à puncionamento simétrico.

Os carregamentos foram aplicados de baixo para cima através de placas de aço (50 mm de espessura) que simularam os efeitos de pilares retangulares. As larguras destas placas foram mantidas constantes e iguais a 85 mm (C_{min}), enquanto que os comprimentos (C_{max}) foram de 85, 255 e 425 mm, ou seja, os índices de retangularidade das placas (C_{max}/C_{min}) foram 1, 3 e 5 respectivamente.

Das 08 (oito) lajes, 05 (cinco) tinham armaduras de cisalhamento. Tais armaduras foram constituídas por estribos abertos e inclinados a 60° em relação ao plano da laje. As configurações destas armaduras nas lajes consideraram as distribuições das tensões de cisalhamento em cada laje. A resistência à compressão do concreto para as referidas lajes foi, em média, 42 MPa.

Todas as lajes tiveram suas cargas de ruptura comparadas às estimativas de seis códigos de projeto: ACI 318 (2002), BS 8110 (1985), CEB-FIP (1991), EC2 (2004), NBR 6118 (1978) e NBR 6118 (2003). Desta maneira, avaliou-se, observando outros trabalhos realizados, a precisão das referidas normas.

Uma análise linear elástica foi realizada para confrontar tensões de cisalhamento entre lajes com diferentes condições de contorno (lajes bidirecionais e unidirecionais). Pretendeu-se, com isto, avaliar a influência das condições de contorno na distribuição das tensões de cisalhamento.

Em cada laje estudada foram instrumentadas deformações da armadura de flexão, das armaduras de cisalhamento, da face comprimida da laje, próxima à região de carregamento, e a deflexão em cinco pontos da laje. Com isto, pretendeu-se avaliar o

comportamento das lajes ao longo dos ensaios, descrever suas peculiaridades e comparar os resultados com os de outras pesquisas já realizadas.

Palavras-Chave: Laje lisa, concreto armado, armadura de cisalhamento, punção simétrica, pilar retangular.

ABSTRACT

“Experimental analysis of two-way Reinforced Concrete flat plate with inclined stirrup and rectangular column submitted to symmetric punching”

Eight two-way reinforced concrete flat plates were tested, all slabs with dimension of (1.800 x 1.800 x 110) mm and submitted to symmetric punching.

The load was applied in the upward direction through a steel plate (50 mm of thickness) which simulates rectangular column effects. The plate width was maintained constant and equal to 85 mm (C_{min}), whereas lengths (C_{max}) were 85, 255 and 425 mm; it means that rectangularity rates of column were 1, 3 and 5, respectively.

From de eight tested slabs, five had shear reinforcement. The shear reinforcements were made of opening inclined stirrups 60° towards the plane of the slab. The arrangement of shear reinforcement in the slabs depends on shear stresses distribution. The average strength value of concrete was 42 MPa.

All failure loads were compared to six failure loads estimated with design codes: ACI 318 (2002), BS 8110 (1985), CEB-FIP (1991), EC2 (2004), NBR 6118 (1978) e NBR 6118 (2003). Thus, precision of the referred design codes were evaluated with other concluded studies.

A linear elastic analysis was made to confront shear stresses among slabs with different supported conditions (two-way and one-way slabs). Herewith, it is intended to evaluate the influence of different edge conditions on shear stresses distribution.

On each slab, unit elongation of bending reinforcement, shear reinforcement, compression zone of the slab closed to area loading and the deflection in five points on the slabs were measured. So, it was intended to perform an evaluation of the slabs' behavior during the tests, also describing it's peculiarity and comparing conclusions with others studies.

Keywords: Flat plates, reinforced concrete, shear reinforcement, symmetric punching, rectangular column.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CARACTERÍSTICAS DA PUNÇÃO EM LAJES DE CONCRETO ARMADO	1
1.2 - OBJETIVO	5
1.3 - JUSTIFICATIVA	5
1.4 - ESTRUTURA DO TRABALHO	6
2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	8
2.1.1 - Oliveira (1998)	8
2.1.2 - Regan (2000)	14
2.1.3 - Teng <i>et al.</i> (2000)	15
2.1.4 - Borges (2002)	18
2.1.5 - Al-Yousif e Regan (2003)	20
2.1.6 - Oliveira (2003)	22
2.1.7 - Carvalho (2006)	26
2.1.8 - Vilhena e Nahum (2006)	30
2.2 - RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	34
2.2.1 - Considerações Iniciais	34
2.2.2 - ACI 318-02 – American Building Code for Reinforced Concrete. (ACI 318, 2002)	35
2.2.3 - BS 8110 – British Standard Institution – Structural Use of Concrete. (BS 8110, 1985)	38
2.2.4 - CEB-FIP MODEL CODE 1990 – Comité Euro-International du Béton. (CEB-FIP, 1991)	40
2.2.5 - EUROCODE 2 – Design of Concrete Structures. (EC2, 2004)	44
2.2.6 - NBR 6118 – Procedimento e Execução de Obras de Concreto Armado. (NBR 6118, 1978)	48
2.2.7 - NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto-Procedimento. (NBR 6118, 2003)	50
3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL	55
3.1 - LAJES	55
3.2 - ARMADURA DE FLEXÃO	60
3.3 - ARMADURA DE CISALHAMENTO	61
	ix

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO	63
3.4.1 - Concreto	64
3.4.2 - Armadura de flexão	65
3.4.3 - Armadura de cisalhamento	68
3.5 - SISTEMA DE ENSAIO	70
3.6 - PROCESSO DE CARREGAMENTO	74
3.7 - CARGAS ÚLTIMAS DE FLEXÃO	76
3.8 - CRITÉRIOS PARA CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUÍNA	80
3.9 - MATERIAIS	80
3.9.1 - Concreto	80
3.9.1.1 - Composição	80
3.9.1.2 - Resistência à compressão	81
3.9.1.3 - Resistência à tração	81
3.9.1.4 - Módulo de elasticidade	81
3.9.2 - Aço	82
3.9.3 - Fôrmas	83
4 - ANÁLISE NUMÉRICA	84
4.1 - ANÁLISE DE LAJES COM PREDOMINÂNCIA DAS TENSÕES EM UMA E DUAS DIREÇÕES	88
4.2 - ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	97
5 - ESTIMATIVAS NORMATIVAS	106
5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	106
5.2 - PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	111
5.3 - CONCLUSÃO DAS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	119
5.4 - PRECISÃO DAS NORMAS	119
5.5 - CONCLUSÃO DAS ANÁLISES NORMATIVAS	132
6 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS	135
6.1 - DESLOCAMENTOS DAS LAJES	135
6.2 - DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	147
6.3 - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO	155
6.4 - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE CISALHAMENTO	164
6.5 - MAPA DE FISSURAÇÃO	170
6.5.1 - Laje L1	170
6.5.2 - Laje L2	172
6.5.3 - Laje L3	174
6.5.4 - Laje L4	175
6.5.5 - Laje L5	177

6.5.6 - Laje L6	179
6.5.7 - Laje L7	180
6.5.8 - Laje L8	181
6.6 - CARGAS DE RUÍNA	184
6.7 - CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUÍNA	186
6.7.1 - Laje L1	186
6.7.2 - Laje L2	188
6.7.3 - Laje L3	190
6.7.4 - Laje L4	192
6.7.5 - Laje L5	194
6.7.6 - Laje L6	196
6.7.7 - Laje L7	198
6.7.8 - Laje L8	200
6.8 - INFLUÊNCIA DO MODO DE SOLICITAÇÃO	203
6.8.1 - Comparação dos resultados	203
7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	213
7.1 - CONCLUSÕES	213
7.1.1 - Lajes	213
7.1.2 - Sistema de ensaio e processo de carregamento	213
7.1.3 - Instrumentações	213
7.1.4 - Influência do índice de retangularidade na resistência das lajes	214
7.1.5 - Influência da armadura de cisalhamento	214
7.1.6 - Influência do modo de solicitação	214
7.1.7 - Análise numérica	215
7.1.8 - Classificação do modo de ruína	215
7.1.9 - Estimativa das normas	215
7.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	216
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	217
ANEXO A - Leitura das Instrumentações	220
ANEXO B - Registro Fotográfico	236

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 - Característica das lajes ensaiadas (Oliveira, 1998)	9
Tabela 2.2 - Distribuição das armaduras de cisalhamento e os estribos utilizados por Oliveira (1998)	10
Tabela 2.3 - Modos de ruptura observados (Oliveira, 1998)	13
Tabela 2.4 - Características das lajes (Teng <i>et al</i> , 2000)	17
Tabela 2.5 - Tensões nas armaduras (Borges, 2002)	19
Tabela 2.6 - Dados e resultados das lajes sem aberturas (Borges, 2002)	19
Tabela 2.7 - Característica das lajes (Al-Yousif e Regan, 2003)	21
Tabela 2.8 - Análise das normas	22
Tabela 2.9 - Características das lajes ensaiadas por Oliveira (2003)	23
Tabela 2.10 - Modos de ruptura observados nas lajes de Oliveira (2003)	25
Tabela 2.11 - Características das lajes ensaiadas (Carvalho, 2006)	27
Tabela 2.12 - Resultados experimentais (Carvalho, 2006)	29
Tabela 2.13 - Resultados experimentais (Vilhena e Nahum, 2006)	32
Tabela 3.1 - Característica das lajes ensaiadas	55
Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto	81
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do aço	83
Tabela 4.1 - Cargas últimas de punção, segundo a NBR 6118 (2003)	88
Tabela 4.2 - Considerações normativas	98
Tabela 4.3 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L1	99
Tabela 4.4 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L1	99
Tabela 4.5 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L2	100
Tabela 4.6 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L2	100
Tabela 4.7 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L3	100
Tabela 4.8 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L3	100
Tabela 4.9 - Resumo da análise da laje L1	101
Tabela 4.10 - Resumo da análise da laje L2	103
Tabela 4.11 - Resumo da análise da laje L3	104
Tabela 5.1 - Prescrições normativas para lajes sem armadura de cisalhamento	106
Tabela 5.2 - Prescrições normativas para lajes com armadura de cisalhamento	108

Tabela 5.3 - Resultados normativos da laje L1	111
Tabela 5.4 - Resultados normativos da laje L2	112
Tabela 5.5 - Resultados normativos da laje L3	113
Tabela 5.6 - Resultados normativos da laje L4	114
Tabela 5.7 - Resultados normativos da laje L5	115
Tabela 5.8 - Resultados normativos da laje L6	116
Tabela 5.9 - Resultados normativos da laje L7	117
Tabela 5.10 - Resultados normativos da laje L8	118
Tabela 5.11 - Estimativa das normas para análise da precisão	120
Tabela 5.12 - Classificação dos grupos	122
Tabela 5.13 - Avaliação das lajes do grupo 01	129
Tabela 5.14 - Avaliação das lajes do grupo 02	129
Tabela 5.15 - Avaliação das lajes do grupo 03	129
Tabela 5.16 - Avaliação das lajes do grupo 04	130
Tabela 5.17 - Avaliação das lajes do grupo 05	130
Tabela 5.18 - Avaliação das lajes do grupo 06	130
Tabela 5.19 - Avaliação das lajes do grupo 07	131
Tabela 5.20 - Avaliação das lajes do grupo 08	131
Tabela 5.21 - Avaliação das lajes do grupo 09	131
Tabela 5.22 - Avaliação das lajes do grupo 10	132
Tabela 6.1 - Resumo das deformações do concreto	154
Tabela 6.2 - Resumo das deformações da armadura de flexão	162
Tabela 6.3 - Resumo das deformações da armadura de cisalhamento	169
Tabela 6.4 - Quadro resumo da análise da fissuração	183
Tabela 6.5 - Cargas de ruína	184
Tabela 6.6 - Características da laje L1	187
Tabela 6.7 - Características da laje L2	189
Tabela 6.8 - Características da laje L3	191
Tabela 6.9 - Características da laje L4	193
Tabela 6.10 - Características da laje L5	195
Tabela 6.11 - Características da laje L6	197
Tabela 6.12 - Características da laje L7	199
Tabela 6.13 - Características da laje L8	201
Tabela 6.14 - Classificação do modo de ruína das lajes	202
Tabela 6.15 - Características das lajes de Carvalho (2006) e das lajes apresentadas	203

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 - Ruptura por cisalhamento em lajes lisas (MacGregor, 1992)	2
Figura 1.2 - Distribuição das fissuras na ocasião da ruptura por punção	2
Figura 1.3 - Ruptura por punção em lajes com armadura de cisalhamento	4
Figura 1.4 - Tipos de armadura de cisalhamento	4
Figura 2.1 - Disposição das armaduras de flexão	10
Figura 2.2 - Distribuição das armaduras de cisalhamento das lajes D3R a D8I (Oliveira, 1998)	11
Figura 2.3 - Distribuição das armaduras de cisalhamento das lajes D9I a D11I (Oliveira, 1998)	12
Figura 2.4 - Lajes ensaiadas por Teng <i>et al.</i> (2000)	16
Figura 2.5 - Armação das lajes de Teng <i>et al.</i> (2000)	17
Figura 2.6 - Armação das lajes de Borges (2002) sem abertura	19
Figura 2.7 - Condições de apoio das lajes de Al-yousif e Regan	21
Figura 2.8 - Armadura principal e grampos das lajes (Oliveira, 2003)	24
Figura 2.9 - Linhas de ruptura adotadas (Oliveira, 2003)	24
Figura 2.10 - Estribos utilizados (Carvalho, 2006)	26
Figura 2.11 - Detalhe da região central das lajes L1 e L2 (Carvalho, 2006)	27
Figura 2.12 - Detalhe da região central das lajes L3 a L8 (Carvalho, 2006)	28
Figura 2.13 - Detalhe da região central das lajes L9 e L10 (Carvalho, 2006)	29
Figura 2.14 - Sistema de ensaio (Vilhena e Nahum, 2006)	31
Figura 2.15 - Lajes do tipo L1 (Vilhena e Nahum, 2006)	31
Figura 2.16 - Lajes do tipo L3 e L5 (Vilhena e Nahum, 2006)	32
Figura 2.17 - Perímetro de controle para avaliar a punção (ACI 318, 2002)	36
Figura 2.18 - Perímetro de controle com armadura de cisalhamento (ACI 318, 2002)	37
Figura 2.19 - Perímetro de controle (BS 8110, 1985)	38
Figura 2.20 - Perímetros verificados (BS 8110, 1985)	40
Figura 2.21 - Perímetro de controle para lajes sem armadura de cisalhamento (CEB-FIP, 1991)	41
Figura 2.22 - Perímetro de controle para pilares internos com armadura de cisalhamento (CEB-FIP, 1991)	43
Figura 2.23 - Modelo de ruptura para verificação do cisalhamento por punção (EC2, 2004)	44
Figura 2.24 - Perímetro de controle (EC2, 2004)	45
Figura 2.25 - Perímetro de controle com armadura de cisalhamento (EC2, 2004)	47
Figura 2.26 - Perímetro de controle (NBR 6118, 1978)	48
Figura 2.27 - Perímetro de controle (NBR 6118, 1978)	49

Figura 2.28 - Distribuição da armadura de cisalhamento entre os perímetros C' e C''	50
Figura 2.29 - Perímetro de controle para pilar interno com carregamento simétrico (NBR 6118, 2003)	51
Figura 2.30 - Perímetro de controle com armadura de punção (NBR 6118, 2003)	53
Figura 2.31 - Disposição da armadura de punção em corte	53
Figura 3.1 - Detalhe esquemático das lajes L1 a L4	56
Figura 3.2 - Detalhe esquemático das lajes L5 a L8	57
Figura 3.3 - Esquema da laje em planta	58
Figura 3.4 - Esquema geral das lajes ensaiadas	59
Figura 3.5 - Disposição da armadura principal com os ganchos	60
Figura 3.6 - Detalhe dos ganchos	61
Figura 3.7 - Armadura de cisalhamento do tipo estribo aberto e inclinado	61
Figura 3.8 - Posições das camadas dos estribos	62
Figura 3.9 - Detalhe da distribuição dos estribos nas lajes L4 e L5	62
Figura 3.10 - Detalhe da distribuição dos estribos nas lajes L6, L7 e L8	63
Figura 3.11 - Arranjo dos deflectômetros para a medição dos deslocamentos das lajes	64
Figura 3.12 - Disposição dos EERs na face inferior das lajes	65
Figura 3.13 - Localização do EER na face das armaduras de flexão	66
Figura 3.14 - Disposição dos EERs nas armaduras de flexão para pilares com índice de retangularidade 1	66
Figura 3.15 - Disposição dos EERs nas armaduras de flexão para pilares com índice de retangularidade 3 e 5	67
Figura 3.16 - Localização do EER na face da armadura de cisalhamento	68
Figura 3.17 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento na laje L4	68
Figura 3.18 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento das lajes L5 a L7	69
Figura 3.19 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento na laje L8	70
Figura 3.20 - Estrutura em laje lisa e simulação numérica	71
Figura 3.21 - Vista em planta do sistema de ensaio	71
Figura 3.22 - Corte do sistema de ensaio	72
Figura 3.23 - Montagem do sistema de ensaio	73
Figura 3.24 - Arranjo do sistema de carregamento	75
Figura 3.25 - Sistema de carregamento sob a laje	75
Figura 3.26 - Diagrama simplificado das tensões de compressão no concreto (estádio III)	76
Figura 3.27 - Configuração de ruína por flexão para laje em estudo	77
Figura 3.28 - Característica das lajes desta pesquisa	78
Figura 3.29 - Gráfico tensãoxdeformação dos aços de \varnothing 12,5 mm	82
Figura 3.30 - Gráfico tensãoxdeformação dos aços de \varnothing 6,3 mm	82
Figura 3.31 - Esquema das fôrmas metálicas	83

Figura 4.1 - Malha das lajes	85
Figura 4.2 - Malha das lajes com $C_{max}/C_{min}=1$	86
Figura 4.3 - Malha das lajes	87
Figura 4.4 - Tensão cisalhante e deformada da L1 BI	89
Figura 4.5 - Tensão cisalhante e deformada da L2 BI	89
Figura 4.6 - Tensão cisalhante e deformada da L3 BI	90
Figura 4.7 - Tensão cisalhante e deformada da L1 UNI-X	91
Figura 4.8 - Tensão cisalhante e deformada da L2 UNI-X	91
Figura 4.9 - Tensão cisalhante e deformada da L3 UNI-X	92
Figura 4.10 - Tensão cisalhante e deformada da L1 UNI-Y	92
Figura 4.11 - Tensão cisalhante e deformada da L2 UNI-Y	93
Figura 4.12 - Tensão cisalhante e deformada da L3 UNI-Y	93
Figura 4.13 - Deflexões máximas das lajes L1 em função do carregamento	94
Figura 4.14 - Deflexões máximas das lajes L2 em função do carregamento	94
Figura 4.15 - Deflexões máximas das lajes L3 em função do carregamento	94
Figura 4.16 - Pontos de estudo para avaliar a tensão cisalhante	95
Figura 4.17 - Tensão cisalhante na laje L1	95
Figura 4.18 - Tensão cisalhante na laje L2	96
Figura 4.19 - Tensão cisalhante na laje L3	97
Figura 5.1 - Precisão da ACI 318, 2002	123
Figura 5.2 - Precisão da BS 8110, 1985	124
Figura 5.3 - Precisão da CEB-FIP, 1991	125
Figura 5.4 - Precisão da EC2, 2004	126
Figura 5.5 - Precisão da NBR 6118, 1978	127
Figura 5.6 - Precisão da NBR 6118, 2003	128
Figura 5.7 - Lajes de Vilhena e Nahun (2006) avaliadas pela ACI 318 (2002)	133
Figura 5.8 - Lajes de Vilhena e Nahun (2006) avaliadas pela EC2 (2004)	134
Figura 6.1 - Deslocamentos da laje L1	135
Figura 6.2 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L1	136
Figura 6.3 - Deslocamentos da laje L2	136
Figura 6.4 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L2	137
Figura 6.5 - Deslocamentos da laje L3	137
Figura 6.6 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L3	138
Figura 6.7 - Deslocamentos da laje L4	138
Figura 6.8 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L4	139
Figura 6.9 - Deslocamentos da laje L5	139
Figura 6.10 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L5	140
Figura 6.11 - Deslocamentos da laje L6	140

Figura 6.12 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L6	141
Figura 6.13 - Deslocamentos da laje L7	141
Figura 6.14 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L7	142
Figura 6.15 - Deslocamentos da laje L8	142
Figura 6.16 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L8	143
Figura 6.17 - Efeito do alongamento do pilar nos deslocamentos centrais das lajes L1, L2 e L3	144
Figura 6.18 - Efeito do alongamento do pilar nos deslocamentos centrais das lajes L4, L5 e L6	144
Figura 6.19 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L1 e L4	145
Figura 6.20 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L2 e L5	145
Figura 6.21 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L3, L6, L7 e L8	146
Figura 6.22 - Deformação do concreto na laje L1	147
Figura 6.23 - Deformação do concreto na laje L2	147
Figura 6.24 - Deformação do concreto na laje L3	148
Figura 6.25 - Deformação do concreto na laje L4	148
Figura 6.26 - Deformação do concreto na laje L5	149
Figura 6.27 - Deformação do concreto na laje L6	149
Figura 6.28 - Deformação do concreto na laje L7	150
Figura 6.29 - Deformação do concreto na laje L8	150
Figura 6.30 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações do concreto (EER_C2)	151
Figura 6.31 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações do concreto (EER_C2)	152
Figura 6.32 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_C2)	152
Figura 6.33 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_C2)	153
Figura 6.34 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_C2)	153
Figura 6.35 - Deformação da armadura de flexão na laje L1	155
Figura 6.36 - Deformação da armadura de flexão na laje L2	155
Figura 6.37 - Deformação da armadura de flexão na laje L3	156
Figura 6.38 - Deformação da armadura de flexão na laje L4	156
Figura 6.39 - Deformação da armadura de flexão na laje L5	157
Figura 6.40 - Deformação da armadura de flexão na laje L6	157
Figura 6.41 - Deformação da armadura de flexão na laje L7	158
Figura 6.42 - Deformação da armadura de flexão na laje L8	158
Figura 6.43 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações da armadura de flexão (EER_S2)	159
Figura 6.44 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações da armadura de flexão (EER_S2)	160
Figura 6.45 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_S2)	160

Figura 6.46 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_s2)	161
Figura 6.47 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_s2)	161
Figura 6.48 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L4	164
Figura 6.49 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L5	164
Figura 6.50 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L6	165
Figura 6.51 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L7	165
Figura 6.52 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L8	166
Figura 6.53 - Efeito do alongamento do pilar (EER_v1)	167
Figura 6.54 - Efeito do alongamento do pilar (EER_v2)	167
Figura 6.55 - Efeito da distribuição da armadura (EER_v1)	168
Figura 6.56 - Efeito da distribuição da armadura (EER_v2)	168
Figura 6.57 - Mapa de fissuração padrão	170
Figura 6.58 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L1	171
Figura 6.59 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L1	171
Figura 6.60 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L2	172
Figura 6.61 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L2	173
Figura 6.62 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L3	174
Figura 6.63 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L3	174
Figura 6.64 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L4	176
Figura 6.65 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L4	176
Figura 6.66 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L5	177
Figura 6.67 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L5	178
Figura 6.68 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L6	179
Figura 6.69 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L6	179
Figura 6.70 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L7	180
Figura 6.71 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L7	181
Figura 6.72 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L8	182
Figura 6.73 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L8	182
Figura 6.74 - Superfície de ruína das lajes L1 e L4	185
Figura 6.75 - Face superior da laje L1 após o ensaio	186
Figura 6.76 - Face inferior da laje L1 após o ensaio	187
Figura 6.77 - Face superior da laje L2 após o ensaio	188
Figura 6.78 - Face inferior da laje L2 após o ensaio	189
Figura 6.79 - Face superior da laje L3 após o ensaio	190
Figura 6.80 - Face inferior da laje L3 após o ensaio	191
Figura 6.81 - Face superior da laje L4 após o ensaio	192
Figura 6.82 - Face inferior da laje L4 após o ensaio	193

Figura 6.83 - Face superior da laje L5 após o ensaio	194
Figura 6.84 - Face inferior da laje L5 após o ensaio	195
Figura 6.85 - Face superior da laje L6 após o ensaio	196
Figura 6.86 - Face inferior da laje L6 após o ensaio	197
Figura 6.87 - Face superior da laje L7 após o ensaio	198
Figura 6.88 - Face inferior da laje L7 após o ensaio	199
Figura 6.89 - Face superior da laje L8 após o ensaio	200
Figura 6.90 - Face inferior da laje L8 após o ensaio	201
Figura 6.91 - Deslocamentos centrais	204
Figura 6.92 - Deformação do concreto no EER_C2	205
Figura 6.93 - Deformação da armadura de flexão no EER_S2	206
Figura 6.94 - Deformação da armadura de cisalhamento no EER_V1	206
Figura 6.95 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 1	207
Figura 6.96 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 2	207
Figura 6.97 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 3	208
Figura 6.98 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 4	208
Figura 6.99 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 5	209
Figura 6.100 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 6	209
Figura 6.101 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 7	210
Figura 6.102 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 8	210
Figura 6.103 - Carregamento último	211

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A_s	Área da armadura de flexão
A_{sv}	Área da seção transversal de todas as pernas da armadura de cisalhamento situada sobre um perímetro de controle
b_0	Perímetro de controle
b_{out}	Perímetro de controle externo à última camada de estribos
C	Comprimento efetivo do perímetro do pilar
C'	Comprimento efetivo do perímetro externo ao perímetro C
C''	Comprimento efetivo do perímetro externo ao perímetro C'
C_{max}	Menor dimensão do pilar retangular
C_{min}	Maior dimensão do pilar retangular
d	Altura útil da laje
D	Rigidez da laje a flexão
E	Módulo de elasticidade
f'_c	Resistência do concreto à compressão medida em corpos de prova cilíndricos
f_{cd2}	Resistência à compressão de projeto em uma zona considerada fissurada
f_{cu}	Resistência à compressão do concreto obtido em corpos de prova cúbicos
f_u	Tensão última da armadura
f_{yv}	Tensão de escoamento da armadura de cisalhamento
h	Altura efetiva da laje
l_x	Dimensão da laje na direção x
l_y	Dimensão da laje na direção y
P_u	Carga última de punção
u	Comprimento efetivo do perímetro externo ao perímetro u_0
u_0	Comprimento efetivo do perímetro do pilar
u_1	Comprimento efetivo do perímetro externo ao perímetro u_0
$u_{n,ef}$	Comprimento efetivo de um perímetro construído a uma distância $2,0 \cdot d$ da armadura de cisalhamento mais externa
V_c	Parcela nominal de resistência do concreto
V_n	Resistência ao cisalhamento nominal
V_s	Parcela nominal referente à armadura de cisalhamento
V_u	Força cortante (majorada)
w	Deflexão da laje
ρ	Taxa geométrica da armadura de flexão
ϕ	Diâmetro das armaduras
α	Inclinação dos estribos com o plano da laje
ν	Coefficiente de Poisson
τ_{BI}	Tensão cisalhante das lajes obtida pela análise linear elástica para lajes bidirecionais

β_c	Razão entre o lado maior e o menor do pilar
v_c	Tensão de cisalhamento do concreto
v_{max}	Tensão de cisalhamento máxima
τ_N	Tensão cisalhante estimada pelas normas estudadas
τ_{UNI-X}	Tensão cisalhante das lajes obtida pela análise linear elástica para lajes unidirecionais na direção x
τ_{UNI-Y}	Tensão cisalhante das lajes obtida pela análise linear elástica para lajes unidirecionais na direção y

1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CARACTERÍSTICAS DA PUNÇÃO EM LAJES DE CONCRETO ARMADO

As lajes são componentes essenciais na estrutura de prédios com mais de um pavimento, sendo as de concreto armado as mais utilizadas. São elementos estruturais de superfície plana e com dimensão perpendicular à sua superfície (espessura) muito menor do que as outras dimensões (largura e comprimento), e estão sujeitas, principalmente, a carregamentos normais ao seu plano.

A função das lajes é transmitir o carregamento aplicado aos elementos que lhe servem de apoio (vigas, paredes e pilares). Pode-se citar, ainda, o seu comportamento como diafragmas, contribuindo para o contraventamento da estrutura. Quando ligadas monoliticamente às vigas, as lajes podem também contribuir para a resistência das próprias vigas.

Segundo Cunha e Vicente (1998), as lajes em concreto armado podem ser classificadas segundo diferentes critérios: quanto à forma, elas podem ser poligonais ou curvas. Contudo, podem assumir qualquer geometria. Quanto à natureza, existem as lajes maciças, as nervuradas, as mistas e as pré-fabricadas. Quanto ao tipo de apoio, podem ter apoios contínuos (sobre alvenaria ou vigas), apoios discretos (diretamente sobre pilares) e apoios proporcionados por determinado trecho de sua área (em contato com o solo, também denominadas radiers).

A NBR 6118 (2003) define laje lisa como a laje apoiada diretamente sobre pilares sem a utilização de capitéis. De acordo com Cunha e Vicente (1998), em lajes apoiadas sobre pilares ou submetidas a cargas concentradas, é necessário verificar a resistência ao esforço cortante ao redor do pilar da laje, uma vez que esta é a condição preponderante no dimensionamento (excetuando-se lajes com baixa resistência à flexão). Nas lajes lisas, a ruptura por punção tem sido bastante estudada teórica e experimentalmente, pelo fato de ocasionar uma ruptura brusca. Oliveira (1998) e diversos autores citam o prédio da Prest-o-Lite (1911) em Indianópolis como o primeiro caso em que houve ruptura por punção, já que foi verificado o desligamento total entre laje e pilar.

MacGregor (1992) explica que as lajes lisas podem apresentar ruptura por cisalhamento por dois diferentes mecanismos: ou o cisalhamento em uma direção (por viga chata), caracterizado por uma fissura inclinada que se desenvolve por todo o comprimento da peça, ou o cisalhamento nas duas direções (por punção), que se caracteriza pelo aparecimento de uma superfície em forma de tronco de cone ou pirâmide próximo ao pilar (Figura 1.1).

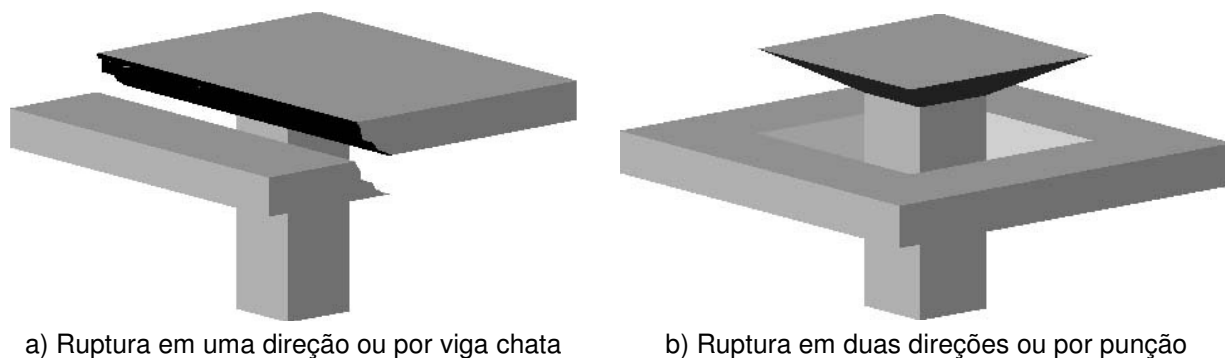


Figura 1.1 - Ruptura por cisalhamento em lajes lisas (MacGregor, 1992)

De acordo com Cordovil (1997), os ensaios de punção demonstram que, inicialmente, as deformações circunferenciais são maiores que as radiais. Por isso, as fissuras radiais surgem em primeiro lugar e, somente na ocasião da ruptura, há a formação de uma fissura quase circular, a qual limita o contorno de um sólido deslocado ao redor do pilar. A distância da fissura circular indica até onde a superfície de ruptura se estende.

A Figura 1.2 apresenta uma distribuição esquemática típica das fissuras em uma laje submetida a carregamento centralizado de baixo para cima, na ocasião da ruptura por punção.

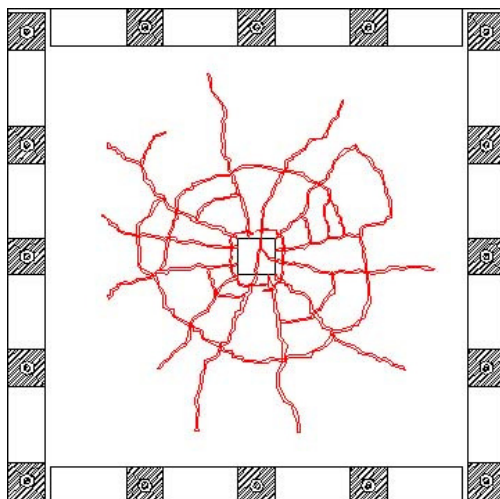


Figura 1.2 - Distribuição das fissuras na ocasião da ruptura por punção (face tracionada)

Ainda de acordo com Cordovil, a adoção de armadura de cisalhamento na região sujeita a punção tem por objetivo o aumento da resistência da laje, conferindo, também, à mesma uma maior ductilidade. Normalmente, a armadura é distribuída simetricamente em camadas ao redor do pilar.

De acordo com Azevedo (1999), a resistência das lajes à punção pode ser aumentada considerando-se:

- Aumento da espessura da laje em regiões próximas aos pilares ou áreas carregadas;
- Aumento das dimensões dos pilares ou utilização de capitéis;
- Utilização de concreto de alta resistência nas regiões próximas aos pilares ou áreas carregadas;
- Uso da protensão;
- Utilização de armadura de combate à punção que obedeça a certas exigências, como: ancoragem adequada, interferência mínima nas demais armaduras e custo compatível;
- Adição de fibras de aço ao concreto.

Segundo o CEB-FIP (1991), no caso de lajes com armadura de cisalhamento; a superfície de ruptura pode ocorrer em três posições como visto na Figura 1.3:

- Zona entre o pilar e a primeira camada da armadura de cisalhamento, com ruptura somente do concreto adjacente ao pilar;
- Zona com armadura de cisalhamento, com ruptura do concreto e da armadura transversal;
- Zona situada além da armadura de cisalhamento, com ruptura do concreto.

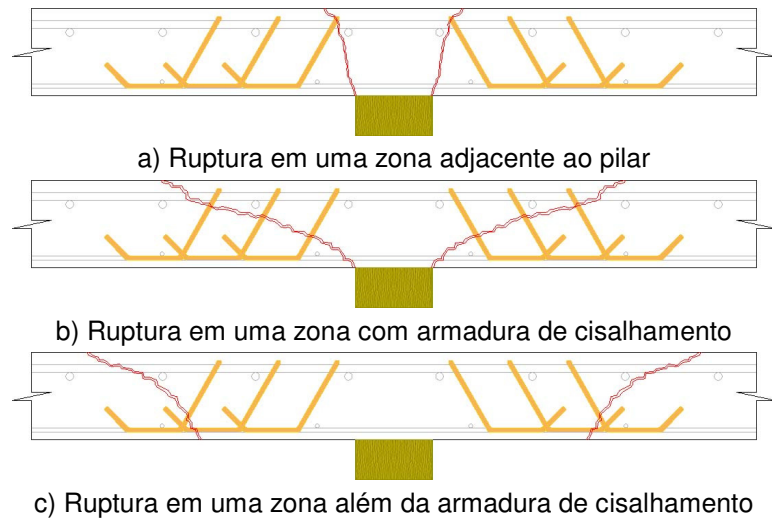


Figura 1.3 - Ruptura por punção em lajes com armadura de cisalhamento CEB-FIP (1991)

A ACI 318 (2002) ressalta que a armadura de cisalhamento deve satisfazer os requisitos de ancoragem e aproveitar a armadura de flexão como apoio na direção considerada. A Figura 1.4 apresenta alguns tipos de armação.

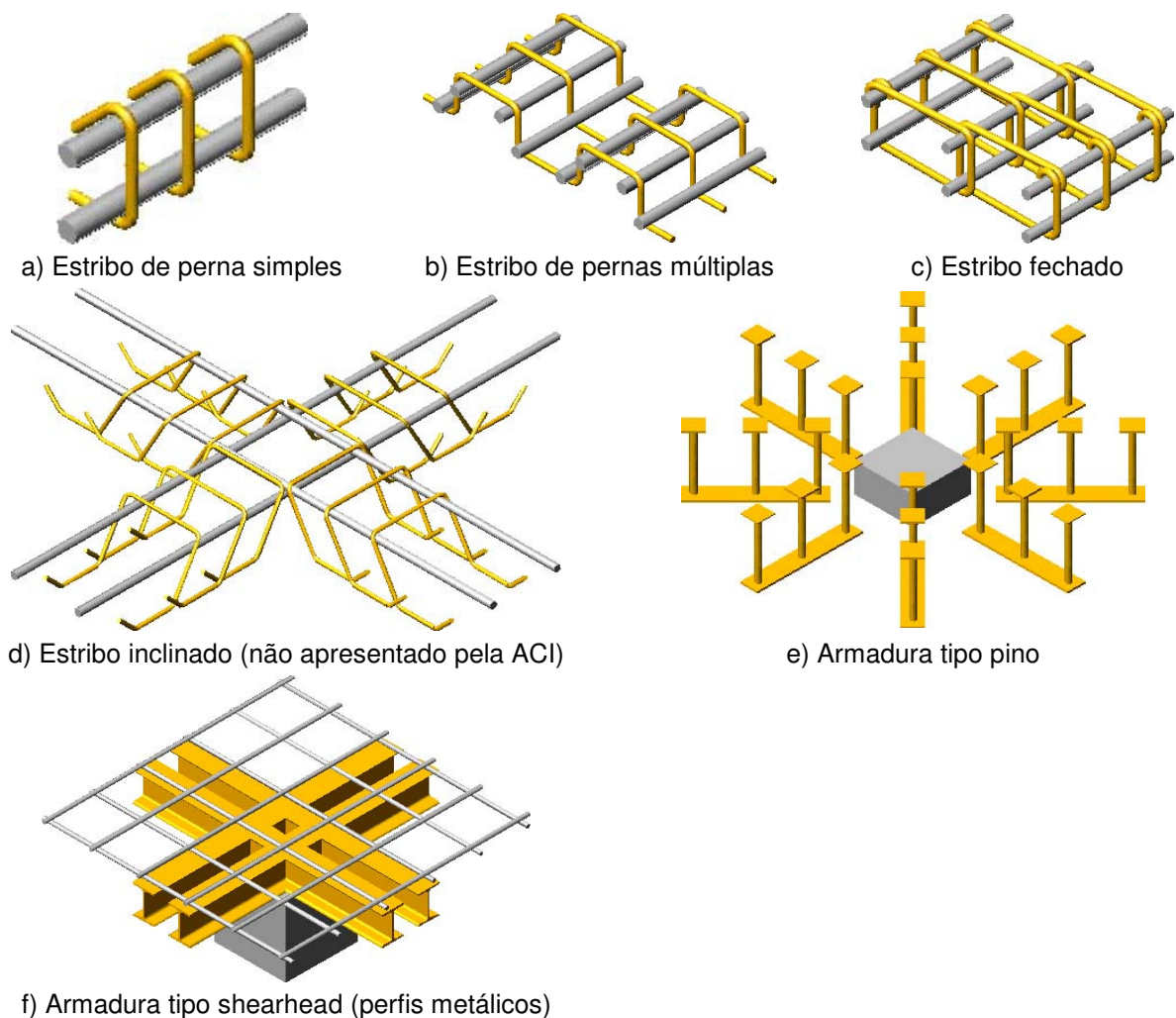


Figura 1.4 - Tipos de armadura de cisalhamento ACI 318 (2002)

A NBR 6118 (2003) recomenda que a análise estrutural de lajes lisas deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, como: diferenças finitas, elementos finitos e elementos de contorno. Nos casos em que os pilares estiverem dispostos em fileiras ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, que consiste em adotar em cada direção pórticos múltiplos.

1.2 - OBJETIVO

Este trabalho teve como finalidade investigar a influência do índice de retangularidade, variando em 1, 3 e 5, na ruptura de lajes lisas bidirecionais submetidas a punção simétrica, bem como a influência do arranjo de estribos abertos inclinados, em torno dos pilares, no acréscimo de resistência das lajes.

No trabalho foram analisados seis códigos de projeto: ACI 318 (2002), BS 8110 (1985), CEB-FIP (1991), EC2 (2004), NBR 6118 (1978) e NBR 6118 (2003). Desta maneira pretendeu-se avaliar, juntamente com outros trabalhos realizados, a precisão das referidas normas.

Pretendeu-se avaliar, juntamente com outros trabalhos realizados, a influência das condições de contorno das lajes na resistência da mesma.

1.3 - JUSTIFICATIVA

Com o desenvolvimento científico-tecnológico foram surgindo alguns sistemas estruturais que desempenham um comportamento diferente dos sistemas ditos tradicionais (laje x viga x pilar). As lajes lisas são uma alternativa de sistema estrutural. Caracterizam-se por serem apoiadas diretamente sobre pilares, gerando tensões de cisalhamento significativas na região da ligação laje x pilar que ocasionam uma ruptura brusca por punção. Com esta pesquisa pretendeu-se contribuir para o melhor entendimento do sistema estrutural em lajes lisas, principalmente no que diz respeito ao fenômeno da punção.

Analisaram-se nesta pesquisa seis códigos de projeto. Isto se fez necessário porque as normas apresentam divergências em seus resultados, assim como uma carência de informações com relação a pilares retangulares e à utilização de estribos inclinados.

Avaliando as pesquisas sobre punção, verificou-se que poucos são os trabalhos envolvendo pilares retangulares e estribos abertos e inclinados, apesar de ser corrente a utilização de pilares retangulares na grande maioria das obras. Por estes motivos estudou-se a influência do índice de retangularidade do pilar e o arranjo dos estribos inclinados na ruptura das lajes lisas.

1.4 - ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em seis capítulos. Primeiramente, são abordadas as características da punção em lajes de concreto armado.

No Capítulo 2 são apresentados alguns trabalhos que contribuíram para o estudo da punção no que se refere a pilares retangulares e à utilização de armaduras de cisalhamento para conferir resistência às lajes. São abordadas também, no Capítulo 2, as recomendações normativas de seis códigos de projeto referentes à punção.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental, com as características das lajes ensaiadas, as armaduras utilizadas, a instrumentação realizada e os materiais empregados na confecção das lajes. Neste mesmo capítulo é apresentado ainda o sistema de ensaio empregado na pesquisa.

No Capítulo 4 é realizada uma análise linear elástica com o objetivo de comparar as distribuições das tensões de cisalhamento entre lajes com diferentes condições de contorno (lajes bidirecionais e unidirecionais), bem como avaliar as recomendações normativas.

No Capítulo 5 são apresentadas as estimativas normativas com os respectivos comentários.

No Capítulo 6 são apresentados os resultados das instrumentações nas lajes, o mapeamento das fissuras, as cargas e modos de ruína e a relevância do modo de solicitação no comportamento das lajes.

Finaliza-se com o Capítulo 7, onde são apresentadas as principais conclusões e algumas sugestões para trabalhos futuros, seguido dos anexos.

2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Alguns trabalhos referentes à punção em lajes com pilares de seção transversal retangular são apresentados, bem como trabalhos envolvendo a utilização de estribos como armadura de cisalhamento com a finalidade de proporcionar às lajes maior resistência à punção.

2.1.1 - Oliveira (1998)

Oliveira (1998) analisou experimentalmente 11 lajes lisas de concreto armado com concreto de alta resistência, f'_c entre 60 e 66 MPa, submetidas ao puncionamento simétrico. As lajes desta pesquisa tiveram dimensões de (1.800 x 1.800 x 130) mm e as principais variáveis consideradas foram o tipo de estribo utilizado, a área e a distribuição desses estribos na região do pilar ou área carregada.

Com o objetivo de investigar a eficácia de dois tipos de estribos como armadura de cisalhamento, Oliveira analisou o estribo convencional, caracterizado por ser retangular, posicionado na vertical com relação ao plano da laje, fechado e envolver a armadura de flexão. O segundo tipo de estribo analisado foi o aberto e inclinado, formando cerca de 90° com a superfície de ruptura de puncionamento. Ainda segundo Oliveira, os estribos abertos e inclinados são bem mais fáceis de instalar e podem ser posicionados após a colocação da armadura de flexão.

Todas as lajes foram submetidas a um carregamento aplicado no centro da superfície inferior por meio de uma placa quadrada de lados iguais a 120 mm e espessura de 42 mm. Algumas características das lajes de Oliveira podem ser encontradas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Característica das lajes ensaiadas (Oliveira, 1998)

Laje	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	$\frac{A_{sv}}{cam.}$ (mm ²)	N ^o cam.
D1	93	0,014	68,88	-	-
D2	97	0,014	62,85	-	-
D3R	105	0,012	63,02	157,07	2
D4R	103	0,013	66,35	249,37	2
D5R	103	0,013	61,45	249,37	3
D6I	100	0,014	62,38	157,07	2
D7I	100	0,014	60,00	249,37	2
D8I	100	0,014	62,60	249,37	3
D9I	100	0,014	60,00	249,37	4
D10I	105	0,012	61,00	249,37*	3
D11I	102	0,013	62,06	249,37*	4

* 1^a camada da distribuição alternada

A armadura de flexão foi constituída por 40 barras de 12,5 mm de diâmetro, dispostas em duas direções ortogonais (20 barras em cada direção), com espaçamento de 94 mm e ancoradas em suas extremidades por 80 ganchos (40 ganchos em cada direção), com (400 x 400 x 92) mm de dimensão. O cobrimento adotado foi de aproximadamente 13 mm.

A armadura secundária foi constituída de 12 barras de 6,3 mm de diâmetro, espaçadas de 163 mm. O cobrimento utilizado foi de 6,3 mm. A Figura 2.1 apresenta a disposição das barras e ganchos das armaduras de flexão.

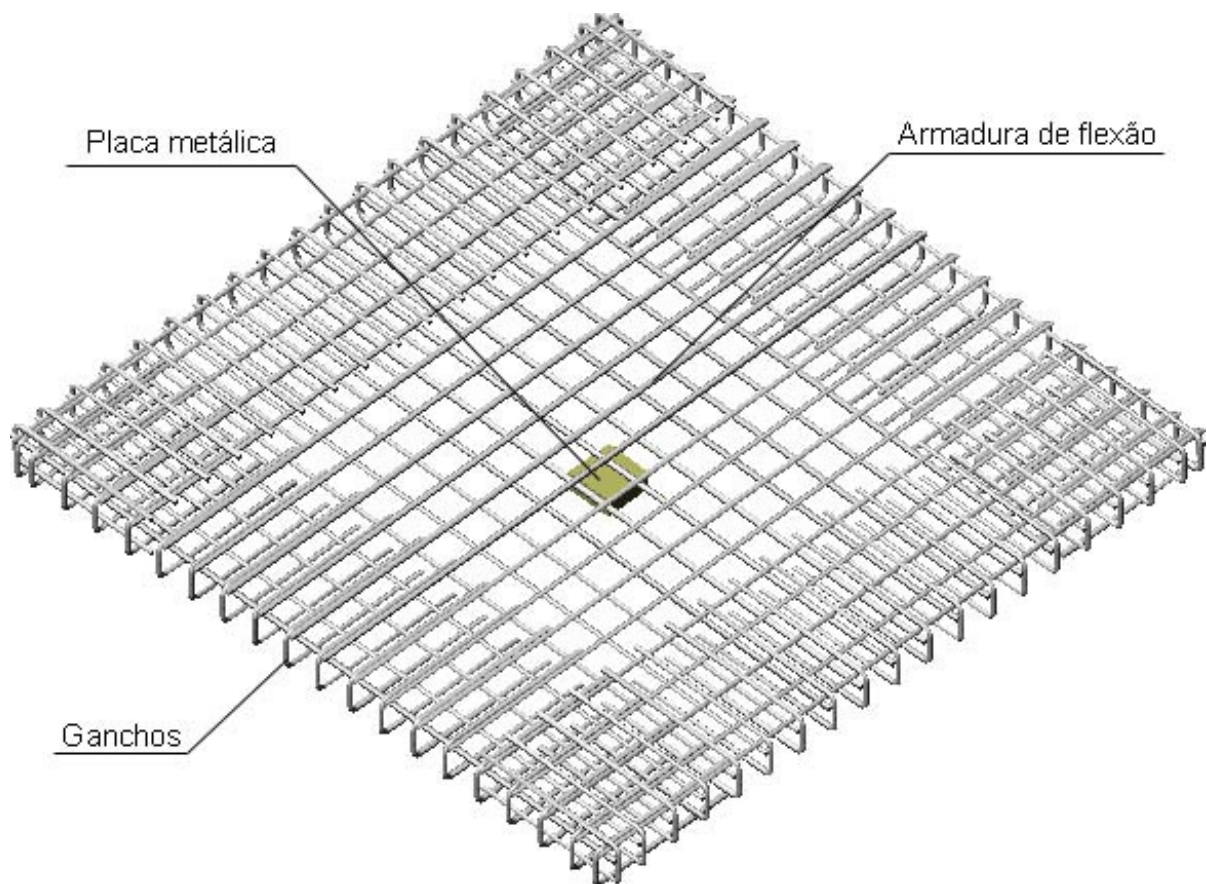


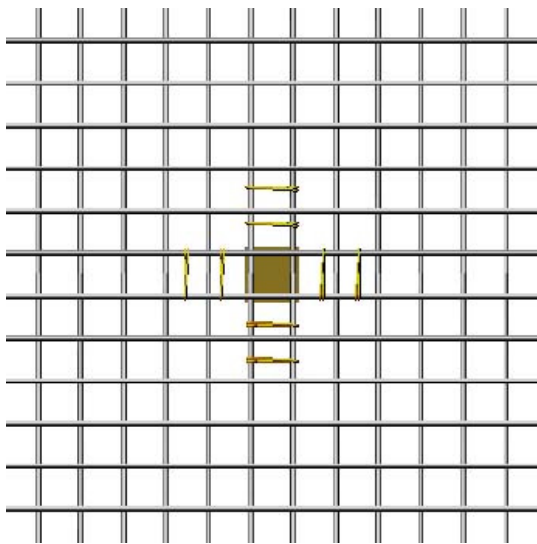
Figura 2.1 - Disposição das armaduras de flexão

A quantidade e a forma como os estribos foram distribuídos em cada laje são mostradas na Tabela 2.2. A Figura 2.2 e Figura 2.3 exibem a região central das lajes, mostrando o posicionamento dos estribos ao redor do pilar.

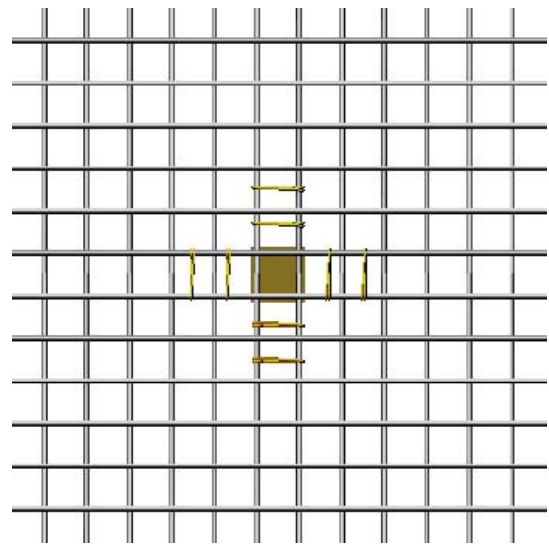
Tabela 2.2 - Distribuição das armaduras de cisalhamento e os estribos utilizados por Oliveira (1998)

Laje	f'_c (MPa)	f_{yv} (MPa)	Estribo	Distribuição adotada	$\phi_{Estri.}$ (mm)	$\frac{A_{sv}}{cam.}$ (mm ²)	Nº cam.
D1	68,88	-	-	-	-	-	-
D2	62,85	-	-	-	-	-	-
D3R	63,02	900,00	Retangular	Fileiras	5,00	157,07	2
D4R	66,35	643,00	Retangular	Fileiras	6,30	249,37	2
D5R	61,45	643,00	Retangular	Fileiras	6,30	249,37	3
D6I	62,38	900,00	Inclinado	Fileiras	5,00	157,07	2
D7I	60,00	643,00	Inclinado	Fileiras	6,30	249,37	2
D8I	62,60	643,00	Inclinado	Fileiras	6,30	249,37	3
D9I	60,00	643,00	Inclinado	Fileiras	6,30	249,37	4
D10I	61,00	643,00	Inclinado	Alternada	6,30	249,37*	3
D11I	62,06	643,00	Inclinado	Alternada	6,30	249,37*	4

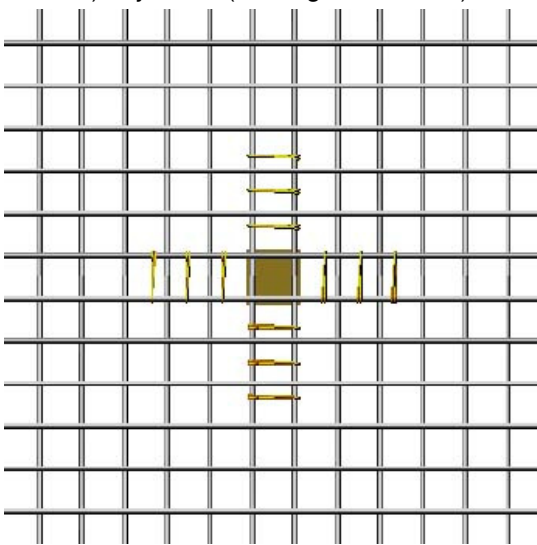
* - 1ª camada da distribuição alternada



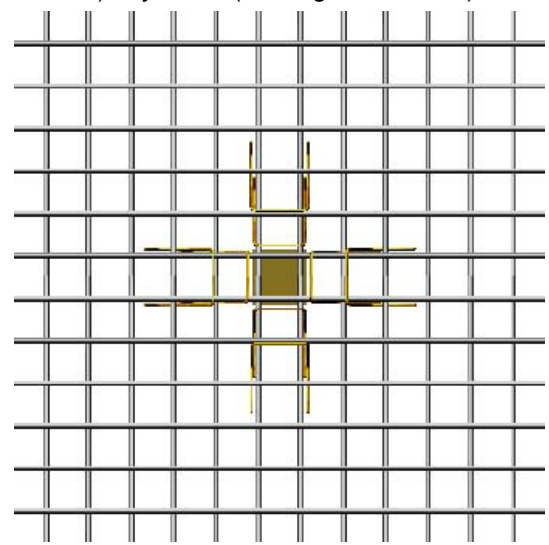
a) Laje D3R (Retangular / Fileira)



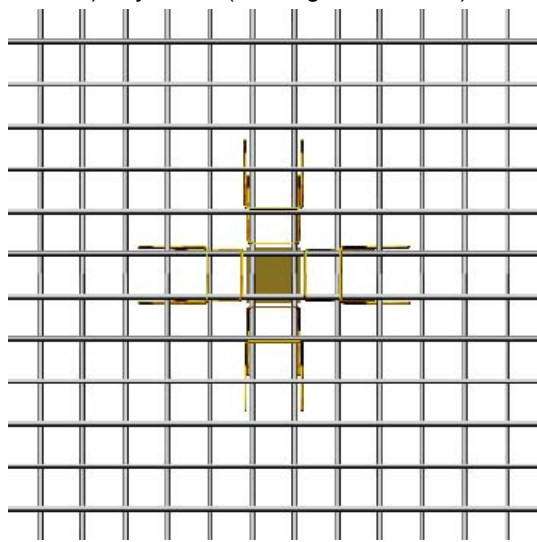
b) Laje D4R (Retangular / Fileira)



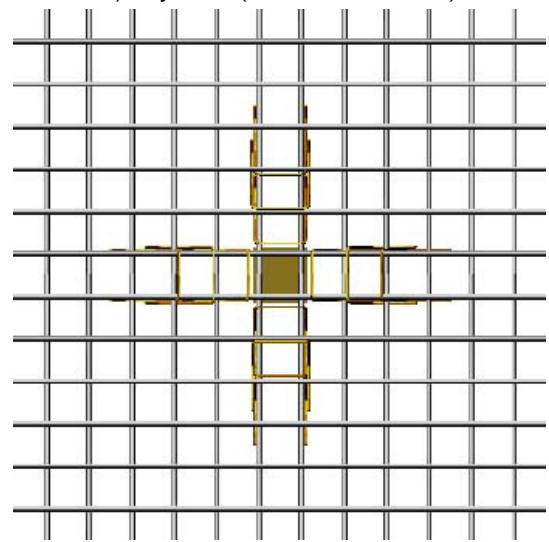
c) Laje D5R (Retangular / Fileira)



d) Laje D6I (Inclinado / Fileira)



e) Laje D7I (Inclinado / Fileira)



f) Laje D8I (Inclinado / Fileira)

Figura 2.2 - Distribuição das armaduras de cisalhamento das lajes D3R a D8I (Oliveira, 1998)

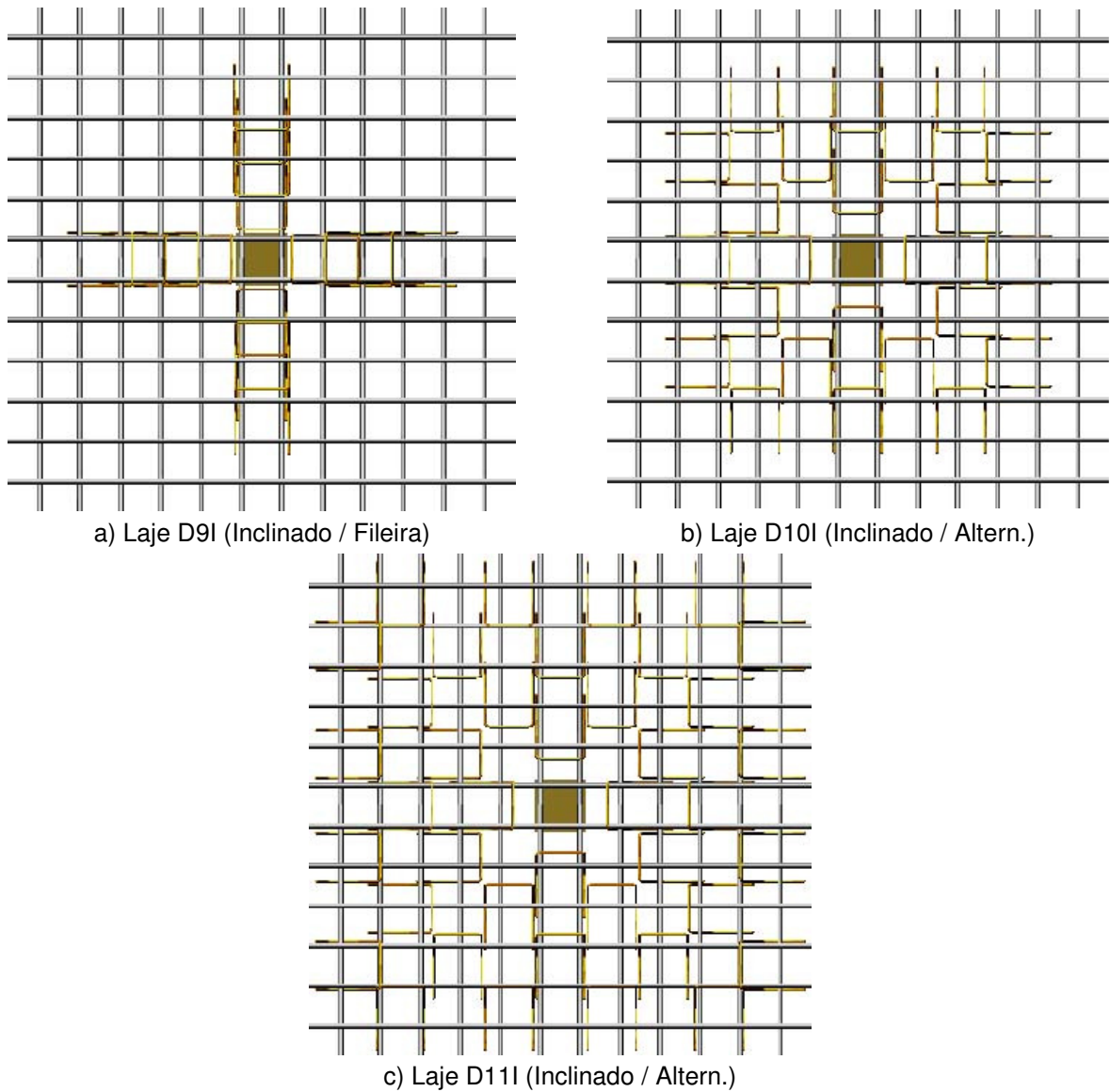


Figura 2.3 - Distribuição das armaduras de cisalhamento das lajes D9I a D11I (Oliveira, 1998)

Oliveira comenta que na distribuição chamada alternada não há a inconveniente presença do espaçamento circunferencial exagerado, não permitindo que a superfície de ruptura ocorra entre as fileiras de estribos. A Tabela 2.3 apresenta as cargas de ruptura de todas as lajes juntamente com o modo de ruptura observado durante os testes.

Tabela 2.3 - Modos de ruptura observados (Oliveira, 1998)

Laje	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	$\frac{A_{sv}}{\text{cam.}}$ (mm ²)	Nº cam.	f_{yv} (MPa)	P_u (kN)	Modo de ruptura observado
D1	93	0,014	68,88	-	-	-	270	Punção
D2	97	0,014	62,85	-	-	-	335	Punção
D3R	105	0,012	63,02	157,07	2	900,00	386	Punção Dúctil
D4R	103	0,013	66,35	249,37	2	643,00	377	Punção
D5R	103	0,013	61,45	249,37	3	643,00	423	Punção Dúctil
D6I	100	0,014	62,38	157,07	2	900,00	410	Punção Dúctil
D7I	100	0,014	60,00	249,37	2	643,00	490	Flexão Punção
D8I	100	0,014	62,60	249,37	3	643,00	540	Flexão
D9I	100	0,014	60,00	249,37	4	643,00	560	Flexão
D10I	105	0,012	61,00	249,37*	3	643,00	520	Flexão
D11I	102	0,013	62,06	249,37*	4	643,00	551	Flexão

* - 1ª camada da distribuição alternada

Oliveira observou que a utilização de estribos inclinados proporcionou às lajes ganhos de resistência bem mais significativos do que o uso de estribos retangulares verticais. Entretanto, ambos os tipos de estribos conferiram às lajes ganho de resistência ao funcionamento. Os estribos inclinados possibilitaram um acréscimo de resistência de até 30% em relação aos estribos retangulares.

Segundo Oliveira, a utilização de amaduras de cisalhamento com estribos inclinados permitiu que as lajes D8I, D9I e D11I apresentassem cargas de ruptura correspondentes ao dobro da carga de ruptura da laje D1.

O autor concluiu que o uso de armaduras de cisalhamento propiciou maior ductilidade às lajes ensaiadas. As lajes D8I, D9I, D10I e D11I foram as lajes que apresentaram maior ductilidade, e as cargas de ruptura destas lajes ultrapassaram as previstas para ruptura por flexão. As lajes sem armadura de cisalhamento apresentaram rupturas frágeis, com pouca ou nenhuma ductilidade.

Foi verificado que a distribuição alternada dos estribos se mostrou mais eficaz que as fileiras ortogonais, pois não permitiram que as superfícies de ruptura se localizassem entre as fileiras de estribos.

2.1.2 - Regan (2000)

Segundo Regan (2000), a função da armadura de cisalhamento em uma laje lisa deve ser semelhante à verificada em outros elementos de concreto. As armaduras de cisalhamento, em um elemento qualquer de concreto armado, proporcionam as tensões transversais ou inclinadas que mantêm o equilíbrio vertical com as forças inclinadas provenientes no concreto. Já o equilíbrio longitudinal é garantido pelos componentes de tensões de flexão e compressão. Este modelo, entretanto, não é adequado para quantificar a resistência à punção de lajes com armadura de cisalhamento.

Regan também observou que a resistência à punção de uma laje é acrescida pela parcela da armadura de cisalhamento, a qual é insuficiente para resistir a todo o carregamento. A parcela da armadura de cisalhamento é somada à parcela do concreto e ambas são responsáveis pela resistência final da laje à punção.

Ainda segundo o autor, para uma laje com armadura de cisalhamento mal ancorada, a resistência à punção é aproximadamente igual a uma laje sem armadura de cisalhamento. Um melhor desempenho das armaduras de cisalhamento é obtido com armaduras distantes de $0,5 \cdot d$ e $1,5 \cdot d$, aproximadamente, da face do pilar ou área carregada. A superfície de ruptura de uma laje com armadura de cisalhamento é semelhante à de uma laje sem armadura.

Foi observado também que, para uma quantidade grande de armadura de cisalhamento várias possibilidades de ruptura podem ocorrer. Uma delas é a ruptura por flexão; outra é que, se a área da laje com armadura de cisalhamento não for significativa e a quantidade de aço for elevada, a ruptura por punção pode ocorrer fora da área reforçada pela armadura. Uma terceira possibilidade é que, se a área da laje reforçada for grande, a ruptura por punção continua ocorrendo próximo ao pilar. Nesta

última possibilidade, a inclinação da superfície de ruptura tende a crescer e, no caso extremo, a ruptura pode ocorrer entre o pilar e a camada de armadura mais interna.

O autor sugere que, uma representação razoável da laje rompendo por punção pode ser obtida considerando que a resistência total será a soma das parcelas do concreto (a qual aumenta com o acréscimo da inclinação da superfície de ruptura) e do aço (que decresce à medida que a inclinação da superfície de ruptura torna-se acentuada).

2.1.3 - Teng *et al.* (2000)

Teng *et al.* (2000) ensaiaram 20 lajes em escala natural com várias aberturas e vários índices de retangularidade de pilares de apoio. Os parâmetros incluídos na investigação são: os efeitos das diferentes localizações das aberturas nas lajes, a retangularidade dos pilares e as diferentes relações de carregamento nas direções x e y das lajes (Figura 2.4).

Os autores explicaram a nomenclatura das lajes com base em 3 parâmetros: índice de retangularidade, orientação da abertura e relação entre carregamento. A laje OC13H02-1,6, por exemplo, apresenta índice de retangularidade 3, indicado em OC13; possui uma abertura orientada na horizontal distante do centro do pilar nas coordenadas (0;200), apontado na nomenclatura como H02; e tem uma relação entre os carregamentos nas direções x e y de 1,6, ou seja, o momento M_y é 1,6 vezes M_x .

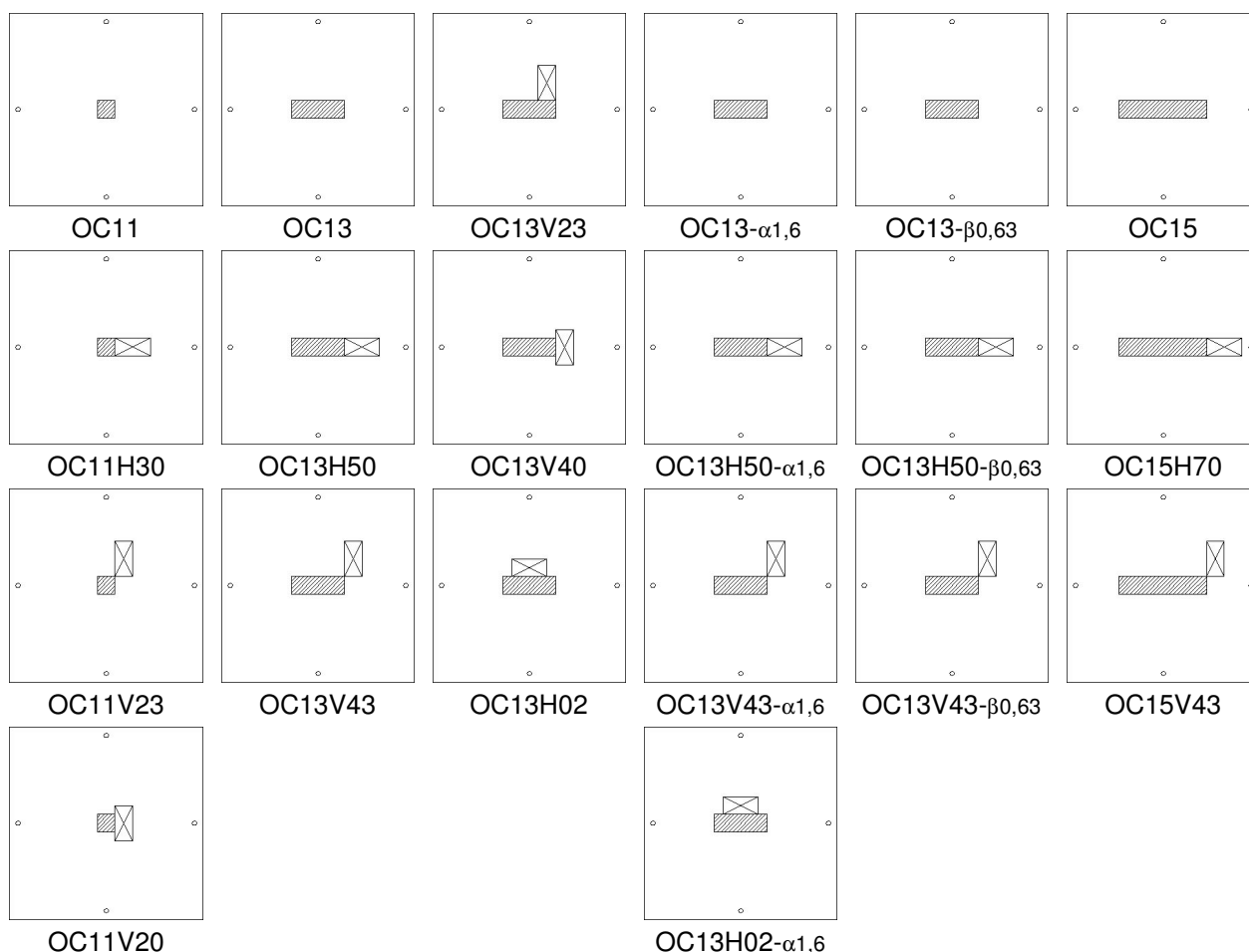
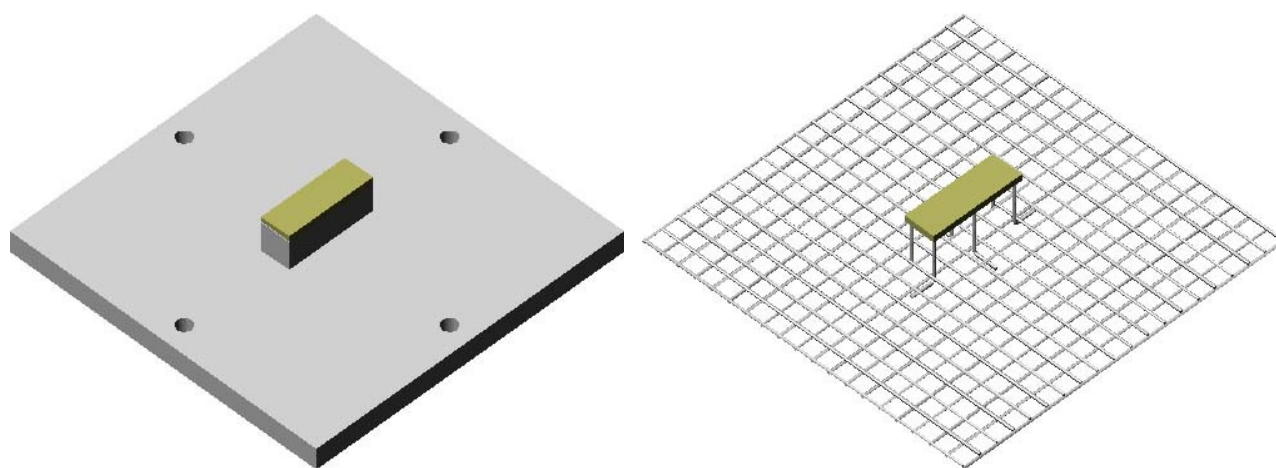


Figura 2.4 - Lajes ensaiadas por Teng *et al.* (2000)

As lajes apresentavam dimensões de (2.200 x 2.200 x 150) mm. O pilar foi concretado junto com a laje e apresentava uma altura de 200 mm. O índice de retangularidade dos pilares variou em 1, 3 e 5, sendo o valor de C_{min} de 200 mm. A armadura de flexão foi constituída por 20 barras de 16,0 mm de diâmetro distribuídas a cada 120 mm nas direções x e y . A armadura secundária foi constituída por 20 barras de 12,5 mm de diâmetro distribuídas a cada 120 mm nas direções x e y . A armadura do pilar foi constituída por 6 barras de 20,0 mm de diâmetro soldadas na extremidade de aplicação do carregamento à uma placa de aço de 40 mm de espessura e seção transversal semelhante à do pilar. A Figura 2.5 apresenta um esquema das lajes de Teng *et al* e a Tabela 2.4 apresenta as características das lajes ensaiadas.



a) Esquema das lajes

b) Armação de flexão e pilar ligado a placa

Figura 2.5 - Armação das lajes de Teng *et al.* (2000)

Tabela 2.4 - Características das lajes (Teng *et al.*, 2000)

Laje	C_{min} (mm)	C_{max} (mm)	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	P_u (kN)
OC11	200	200	105,25	0,0181	36,01	452,48	423
OC11H30	200	200	107,75	0,0170	33,87	452,48	349
OC11V23	200	200	108,50	0,0169	34,14	452,48	373
OC11V20	200	200	105,25	0,0174	38,63	452,48	207
OC13	200	600	107,25	0,0171	35,81	452,48	568
OC13H50	200	600	109,50	0,0167	36,29	452,48	443
OC13V43	200	600	113,50	0,0161	36,62	452,48	467
OC13V23	200	600	108,00	0,0170	36,94	452,48	484
OC13V40	200	600	108,50	0,0169	43,03	452,48	340
OC13H02	200	600	111,75	0,0164	43,09	452,48	512
OC15	200	1000	102,75	0,0176	40,15	452,48	649
OC15H70	200	1000	108,25	0,0167	37,89	470,23	529
OC15V43	200	1000	109,00	0,0166	35,97	470,23	612
OC13- α 1.6	200	600	109,75	0,0167	32,98	470,23	508
OC13H50- α 1.6	200	600	114,50	0,0160	33,09	470,23	428
OC13V43- α 1.6	200	600	111,00	0,0165	33,21	470,23	383
OC13H02- α 1.6	200	600	113,50	0,0161	37,53	470,23	420
OC13- β 0,63	200	600	111,00	0,0165	39,71	470,23	455
OC13H50- β 0,63	200	600	109,50	0,0167	39,80	470,23	511
OC13V23- β 0,63	200	600	109,50	0,0167	35,65	470,23	488

Teng *et al.* observaram que as lajes sem abertura apresentaram as maiores cargas de ruptura nos conjuntos de lajes de mesmas características. O acréscimo do índice de retangularidade foi acompanhado de um acréscimo de resistência nas lajes sem abertura e nas lajes que apresentam abertura com as mesmas características.

Ainda de acordo com os autores, a maior parte das tensões de cisalhamento nos pilares retangulares estava concentrada nos cantos. Concluíram os autores que a resistência das lajes à punção é determinada pela resistência nas proximidades dos cantos dos pilares retangulares.

Segundo Teng *et al.*, carregamentos diferentes na direção x e y influenciam na resistência à punção. Porém, este efeito tende a ser limitado aos casos em que o carregamento paralelo ao menor lado do pilar é maior, isto é, quando a força cortante no menor lado do pilar é 60% maior que a força cortante encontrada no maior lado do pilar a resistência ao puncionamento reduz de aproximadamente 10%. Em caso contrário, a redução na resistência ao puncionamento é insignificante.

2.1.4 - Borges (2002)

Borges (2002) ensaiou 12 lajes bidirecionais com dimensão de (3.000 x 3.000 x 200) mm, sendo as 8 primeiras sem abertura e as 4 últimas com uma ou duas aberturas próximas à área carregada. A armadura de flexão foi constituída por 31 barras de 16 mm de diâmetro e espaçadas de 100 mm em cada direção. A armadura secundária foi constituída por 21 barras de 8 mm de diâmetro e espaçadas de 150 mm em cada direção. Foram utilizados ganchos em forma de “U” nas extremidades de todas as barras da armadura de flexão para proporcionar uma melhor ancoragem. Estes foram constituídos por barras de 12,5 mm de diâmetro.

A Figura 2.6 apresenta a armação típica das lajes sem abertura de Borges. Observa-se que a armadura de flexão mais externa à laje está orientada na direção y. As Tabelas 2.5 e 2.6 apresentam alguns resultados obtidos pelo autor.

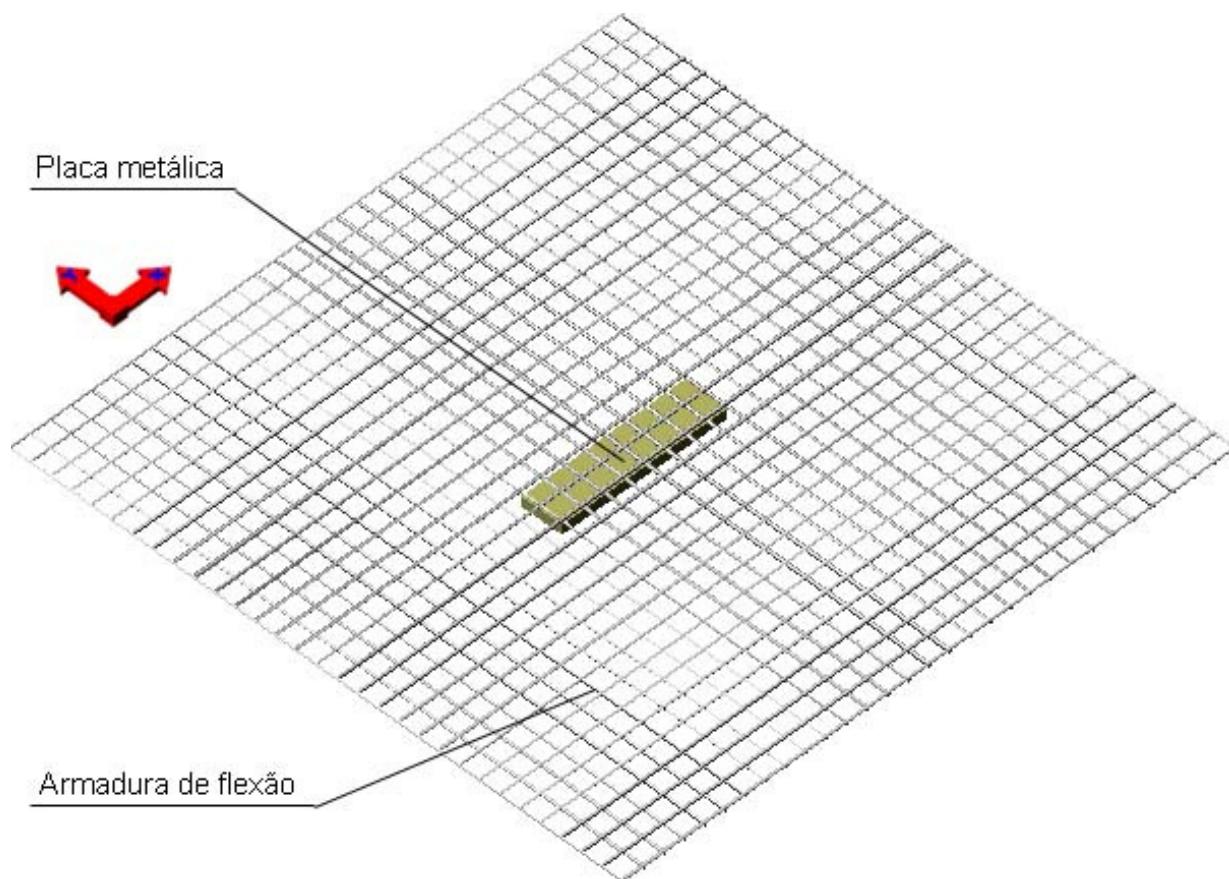


Figura 2.6 - Armadura das lajes de Borges (2002) sem abertura

Tabela 2.5 - Tensões nas armaduras (Borges, 2002)

ϕ (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)
8.00	674	814
12.5	617	748
16.0	604	757

Tabela 2.6 - Dados e resultados das lajes sem aberturas (Borges, 2002)

Laje	C_{min} (mm)	C_{max} (mm)	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	P_u (kN)
L42	200	400	139	0,0145	43,2	657
L42A	200	400	164	0,0123	36,2	693
L45	200	600	154	0,0131	42,0	798
L46	200	800	164	0,0123	39,3	911
L41	150	250	139	0,0145	44,7	563
L41A	150	250	164	0,0123	38,9	600
L43	150	450	164	0,0123	38,7	726
L44	150	600	164	0,0123	40,0	761

Foi observado que os pilares das lajes com maiores índices de retangularidade apresentaram maiores carga de ruptura. Todas as lajes de Borges (2002) romperam por punção.

2.1.5 - Al-Yousif e Regan (2003)

Nesta pesquisa Al-Yousif e Regan (2003) comentaram que a grande parte dos ensaios sobre punção são feitos em lajes com vãos de mesmo tamanho nas duas direções (momentos fletores iguais nas duas direções) e carregadas/apoiadas, ou por pilares circulares ou quadrados, onde o diâmetro ou comprimento do lado dos pilares quadrados são uma ou duas vezes a altura útil das lajes.

Os autores observaram que os resultados obtidos em ensaios do tipo descrito anteriormente são uma fonte incompleta para descrever a expressão geral da resistência à punção. Isto pode ser constatado nas diferenças entre as normas quando considerado o efeito da retangularidade do pilar. O mesmo pode ser observado quando a flexão da laje é desigual nas duas direções.

Nesta pesquisa foram ensaiadas 4 lajes quadradas de (2.000 x 2.000 x 100) mm. A armadura de flexão foi constituída por 20 barras de 10 mm de diâmetro e espaçadas de 100 mm nas duas direções. O cobrimento adotado foi de 10 mm, o qual fornece uma altura útil média de 80 mm; a taxa geométrica da armadura de flexão foi de 0,92 e 1,05 para cada direção.

Trechos de pilar com 150 mm de altura foram executados no centro da face superior das lajes, e estas foram apoiadas conforme mostra a Figura 2.7. Cuidado especial foi tomado para garantir que a armadura de flexão mais externa à laje estivesse orientada na direção da flexão principal das lajes apoiadas em uma direção. A carga foi aplicada sobre uma placa metálica que se encontrava na cabeça do pilar. A Tabela 2.7 apresenta as características das lajes (Al-Yousif e Regan, 2003).

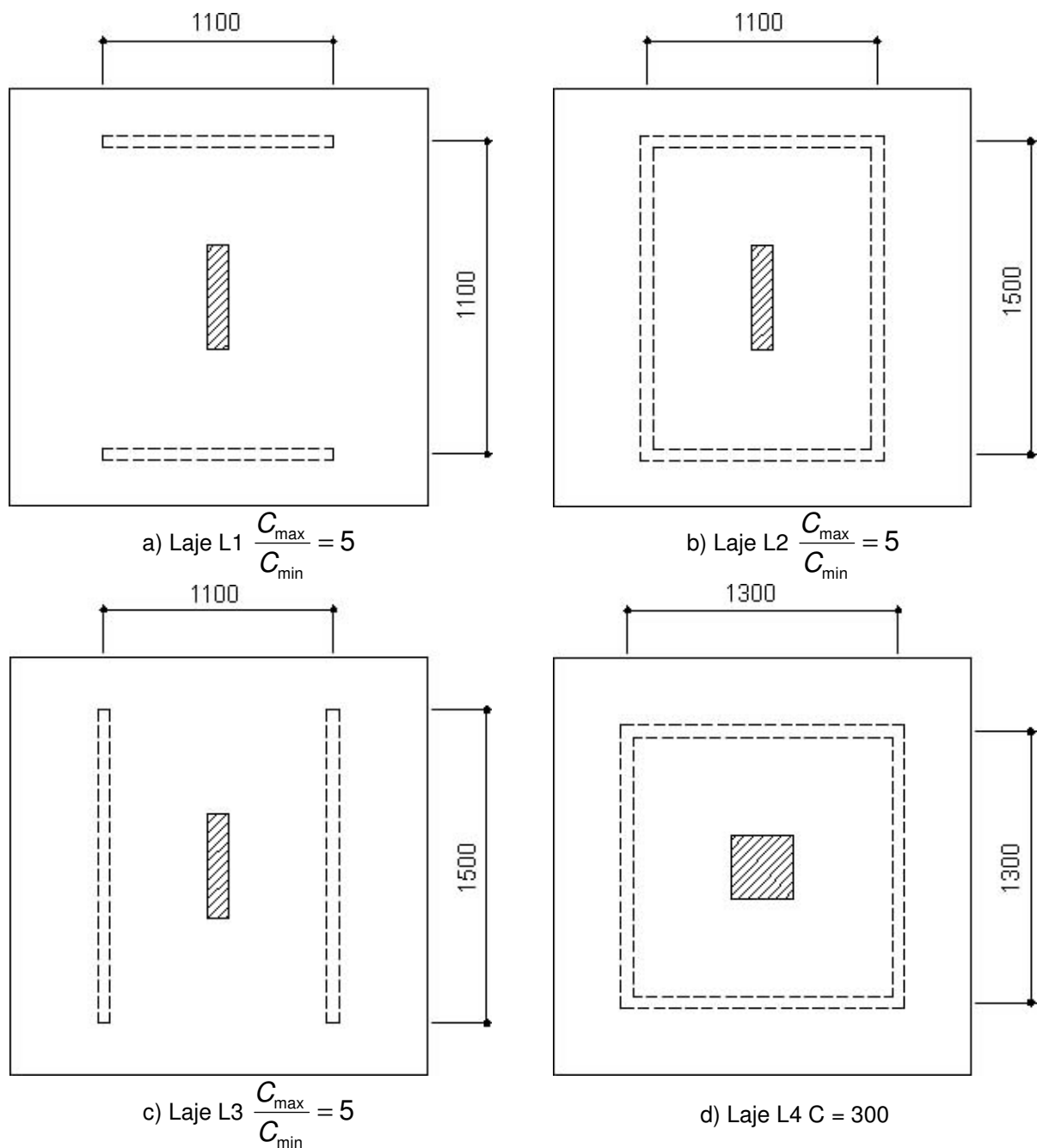


Figura 2.7 - Condições de apoio das lajes de Al-yousif e Regan

Tabela 2.7 - Característica das lajes (Al-Yousif e Regan, 2003)

Laje	Pilar $C_{min} \times C_{max}$ (mm)	f'_c (MPa)	Apoio das lajes	P_u (kN)
L1	100 x 500	23,60	2 lados paralelos a C_{min}	163
L2	100 x 500	23,20	4 lados	209
L3	100 x 500	21,20	2 lados paralelos a C_{max}	189
L4	300 x 300	22,00	4 lados	242

Al-Yousif e Regan compararam os resultados experimentais com as prescrições de três normas: BS 8110 (1997), ACI 318 (1999) e EC 2 (1992), como mostra a Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Análise das normas

Laje	$\frac{P_u}{P_{Norma}}$		
	BS 8110 (1997)	ACI 318 (1999)	EC 2 (1992)
L1	0,76	1,19	1,44
L2	0,98	1,54	1,87
L3	0,91	1,45	1,75
L4	1,15	1,28	1,82

A BS 8110 (1997) apresentou resultado a favor da segurança apenas para a laje L4. A razão P_u/P_{NORMA} é reduzida consideravelmente para as lajes com pilar retangular, atingindo o valor de 0,76 para a laje L1. Segundo os autores, esta última relação significa que o coeficiente de segurança sobre a resistência deveria ser 0,95 ao invés de 1,25, valor que vem sendo utilizado.

Al-Yousif e Regan concluíram que a ACI 318 (1999) está a favor da segurança para todas as lajes. O coeficiente de variação do valor de P_u/P_{NORMA} é menor que o da BS 8110 (1997), mas a redução de resistência com o acréscimo da retangularidade é excessiva. A EC 2 (1992) é muito conservadora em todos os casos na análise dos autores.

Analisando os resultados obtidos na presente pesquisa e em outros trabalhos existentes na literatura, os autores concluíram que as normas apresentam resultados imprecisos quando considerado o efeito da retangularidade dos pilares e as condições de apoio das lajes. Por este motivo os autores propuseram uma formulação alternativa baseada nas recomendações da BS 8110 (1997). A escolha da norma BS 8110 (1997) é devido ao fato da ACI 318 (1999) não considerar o efeito da armadura de flexão em suas formulações e a EC 2 (1992) ser considerada muito conservadora pelos autores.

2.1.6 - Oliveira (2003)

Oliveira (2003) avaliou experimentalmente 15 lajes lisas de concreto armado com concreto de alta resistência e submetidas a carregamento simétrico. As lajes possuíam dimensões de (1.680 x 2.280 x 130) mm.

O objetivo da pesquisa foi de investigar a influência do índice de retangularidade do pilar (C_{max}/C_{min} variando de 1 a 5) e a posição do carregamento na resistência última das lajes. Para cada índice de retangularidade as lajes foram carregadas nos dois menores bordos opostos (lajes tipo “a”), nos dois maiores bordos opostos (lajes tipo “b”) e, finalmente, nos quatro bordos (lajes tipo “c”).

As características das lajes são apresentadas na Tabela 2.9.

Tabela 2.9 - Características das lajes ensaiadas por Oliveira (2003)

Laje	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	Pilar	
				C_{min} (mm)	C_{max} (mm)
L1a	107	0,0109	57	120	120
L1b	108	0,0108	59	120	120
L1c	107	0,0109	59	120	120
L2a	109	0,0107	58	120	240
L2b	106	0,0110	58	120	240
L2c	107	0,0109	57	120	240
L3a	108	0,0108	56	120	360
L3b	107	0,0109	60	120	360
L3c	106	0,0110	54	120	360
L4a	108	0,0108	56	120	480
L4b	106	0,0110	54	120	480
L4c	107	0,0109	56	120	480
L5a	108	0,0108	57	120	600
L5b	108	0,0108	67	120	600
L5c	109	0,0107	63	120	600

As armaduras de flexão foram iguais para todas as lajes. A armadura principal na direção x foi constituída por 23 barras de 12,5 mm de diâmetros e espaçadas de 102 mm, na direção y; a armadura foi constituída por 15 barras de 12,5 mm de diâmetros e espaçadas de 117 mm. Todas as armaduras principais foram ancoradas em suas extremidades por ferros de 6,3 mm de diâmetro, dobrados em forma de “U” e com dimensões de (400 x 400 x 108) mm. O cobrimento das armaduras foi de aproximadamente 10 mm.

A armadura secundária foi constituída por barras de 6,3 mm, espaçadas de 204 mm na direção x e 236 mm na direção y. A distribuição foi semelhante à da armadura principal. A Figura 2.8 mostra um esquema das lajes ensaiadas por Oliveira (2003).

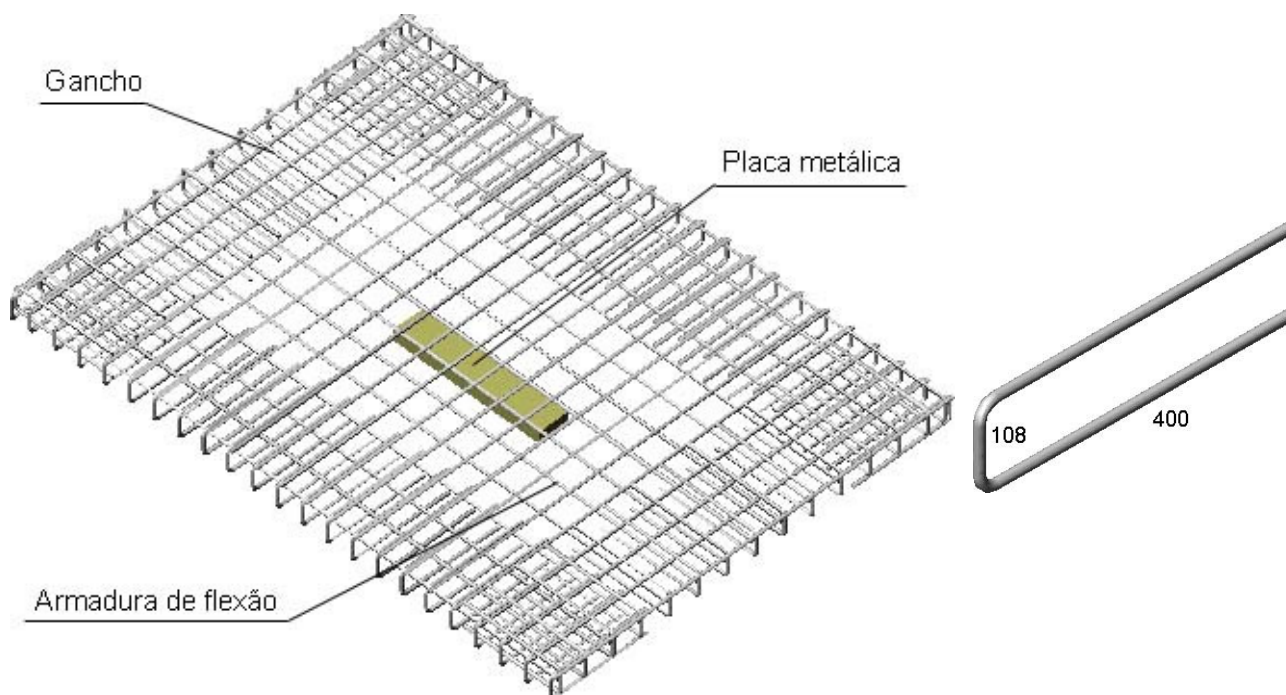


Figura 2.8 - Armadura principal e grampos das lajes (Oliveira, 2003)

O método das linhas de ruptura foi utilizado para determinar a capacidade resistente à flexão. A Figura 2.9 mostra as configurações adotadas para as distribuições das linhas de ruptura das lajes de Oliveira (2003).

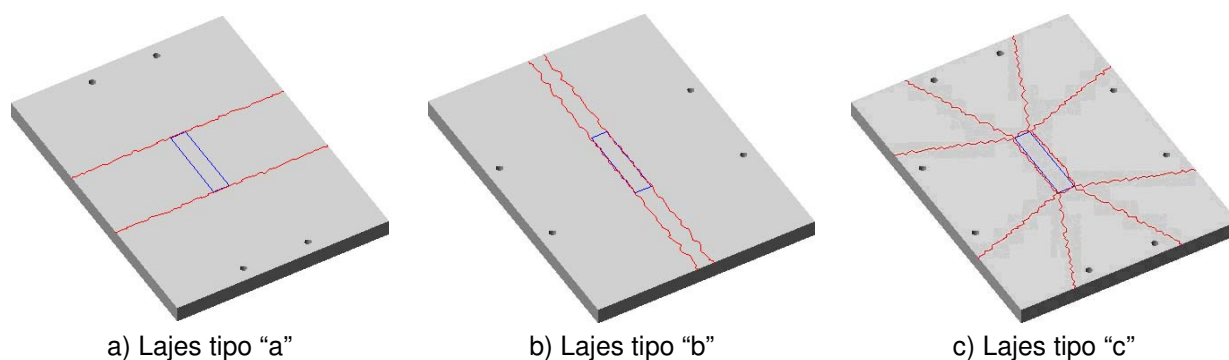


Figura 2.9 - Linhas de ruptura adotadas (Oliveira, 2003)

O critério adotado por Oliveira (2003) para classificar o modo de ruptura baseia-se em observações experimentais. Como critério secundário, foi adotada o que estabelece que a razão entre a resistência última observada e a resistência à flexão, $\frac{V_{Exp}}{P_{Flex}} = \phi$, para classificar o modo de ruptura. Quando $\phi > 1$, o modo de ruptura é a flexão; se $\phi < 1$, a ruptura se dá por punção; e se $\phi \cong 1$, as rupturas por punção e flexão ocorrem quase que simultaneamente. A Tabela 2.10 apresenta o valor das cargas

experimentais de todas as lajes juntamente com os modos de ruptura observados durante os ensaios.

Tabela 2.10 - Modos de ruptura observados nas lajes de Oliveira (2003)

Laje	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	Pilar		V_{Exp} (kN)	$\frac{V_{Exp}}{P_{Flex}}$	Ruptura
				C_{min} (mm)	C_{max} (mm)			
L1a	107	0,0109	57	120	120	234	0,97	Flexão Punção
L1b	108	0,0108	59	120	120	322	0,49	Punção
L1c	107	0,0109	59	120	120	318	0,45	Punção
L2a	109	0,0107	58	120	240	246	0,94	Flexão Punção
L2b	106	0,0110	58	120	240	361	0,56	Punção
L2c	107	0,0109	57	120	240	331	0,45	Punção
L3a	108	0,0108	56	120	360	241	0,87	Flexão Punção
L3b	107	0,0109	60	120	360	400	0,62	Punção
L3c	106	0,0110	54	120	360	358	0,48	Punção
L4a	108	0,0108	56	120	480	251	0,85	Flexão Punção
L4b	106	0,0110	54	120	480	395	0,62	Punção
L4c	107	0,0109	56	120	480	404	0,51	Punção
L5a	108	0,0108	57	120	600	287	0,90	Flexão Punção
L5b	108	0,0108	67	120	600	426	0,65	Punção
L5c	109	0,0107	63	120	600	446	0,52	Punção

Segundo as observações do autor, todas as cargas de ruptura tenderam a aumentar com o acréscimo do índice de retangularidade, sendo 23% de acréscimo máximo para as lajes do tipo “a”, 32% e 40% para as lajes do tipo “b” e “c”, respectivamente.

Foi verificado que as cargas de ruptura das lajes do tipo “a” foram inferiores às apresentadas pelos outros grupos. Tal fato pode ser atribuído à baixa capacidade resistente destas lajes à flexão.

Segundo Oliveira, as lajes dos tipos “b” e “c” apresentaram cargas de ruptura muito próximas, sendo a maior diferença (12%) registrada para as lajes L3b e L3c, com respectivamente 400 kN e 358 kN.

2.1.7 - Carvalho (2006)

Carvalho (2006) ensaiou 10 lajes unidirecionais de concreto de alta resistência (60 MPa) dosado com metacaulim, submetendo-as a carregamento simétrico. A análise consistiu em verificar a influência da variação do índice de retangularidade dos pilares e o arranjo das armaduras de cisalhamento na resistência ao puncionamento.

As lajes apresentaram dimensões de (1.800 x 1.800 x 110) mm. A armadura de cisalhamento utilizada nas lajes foi constituída por estribos abertos e inclinado a 60° com o plano da laje. O índice de retangularidade dos pilares, C_{max}/C_{min} , variou em 1, 3 e 5, onde C_{min} apresentava 85 mm.

Nas lajes, os lados paralelos à maior face do pilar (C_{max}) foram fixados ao sistema de ensaio, enquanto os lados paralelos à menor face do pilar (C_{min}) permaneceram livres configurando, desta maneira, uma laje com comportamento unidirecional na direção x. O carregamento foi aplicado de baixo para cima. A Figura 2.10 apresenta um detalhe esquemático dos estribos utilizado por Carvalho.

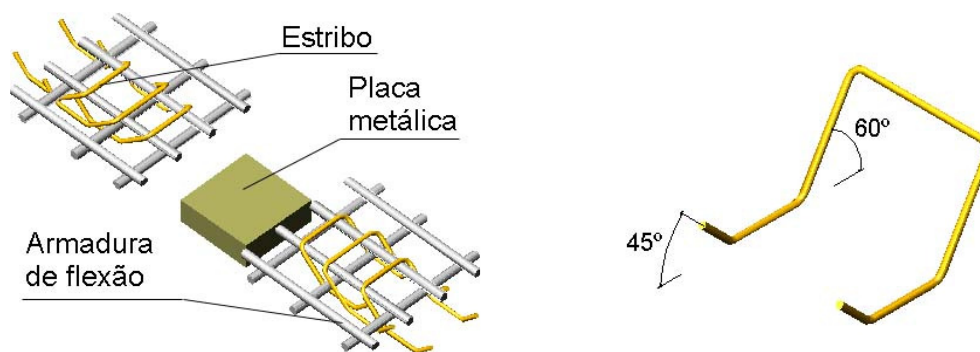


Figura 2.10 - Estribos utilizados (Carvalho, 2006)

A Tabela 2.11 apresenta as principais características das lajes de Carvalho e as Figuras 2.11 a 2.13 mostram a região central das lajes, onde é exibido o arranjo das armaduras de cisalhamento.

Tabela 2.11 - Características das lajes ensaiadas (Carvalho, 2006)

Laje	$\frac{C_{max}}{C_{min}}$	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	$\frac{A_{sv}}{Cam}$ (mm ²)	Nº Cam
L1	1	85,0	0,015	52	-	-
L2	3	86,0	0,013	52	-	-
L3	5	85,0	0,013	50	-	-
L4	1	85,0	0,015	59	249	3
L5	3	85,0	0,013	58	125	3
L6	5	85,5	0,013	55	125	3
L7	3	86,0	0,013	60	249	3
L8	5	85,0	0,013	55	249	3
L9	5	85,5	0,013	56	249	3
L10	5	85,5	0,013	57	374	3

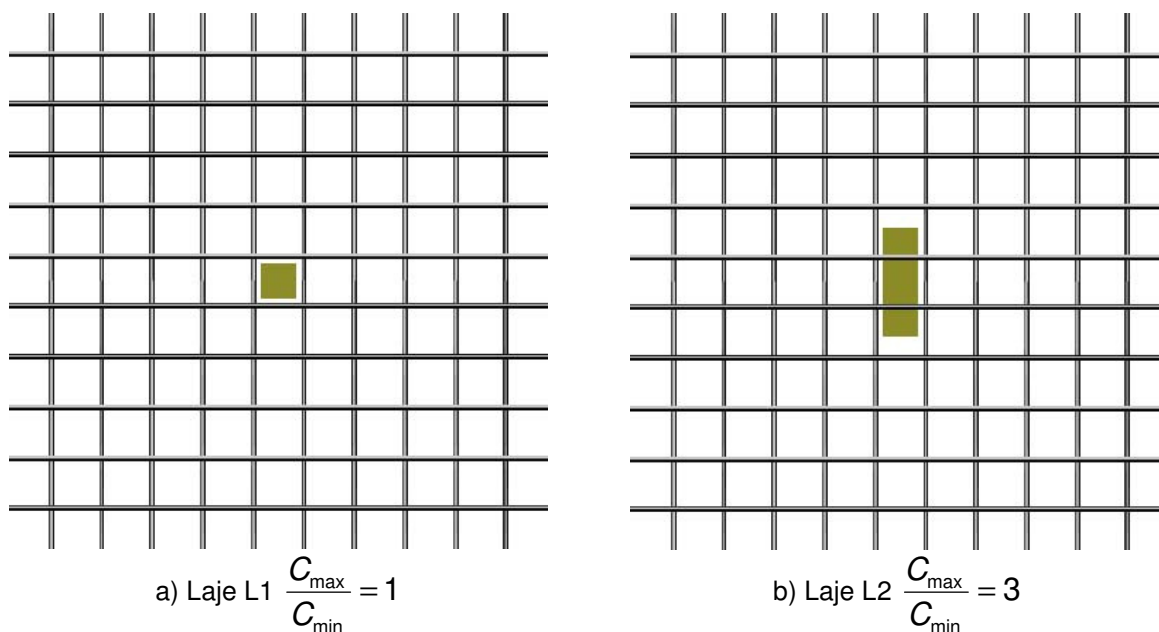
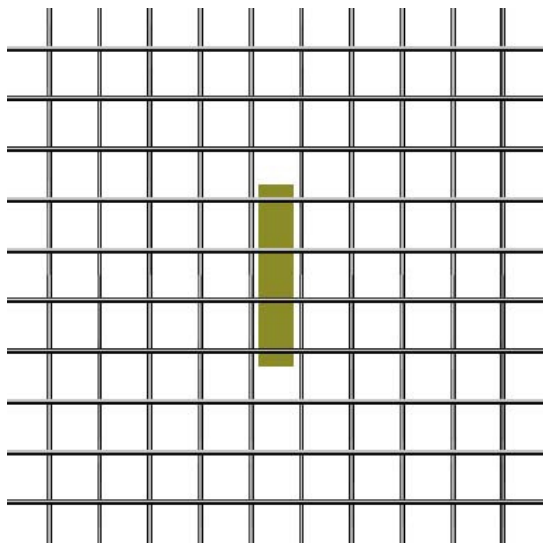
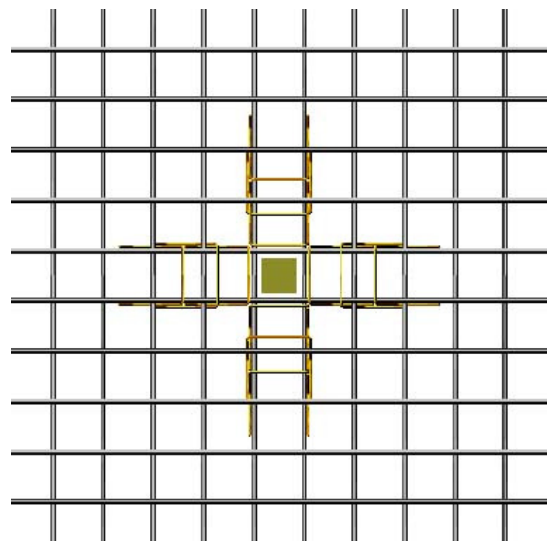


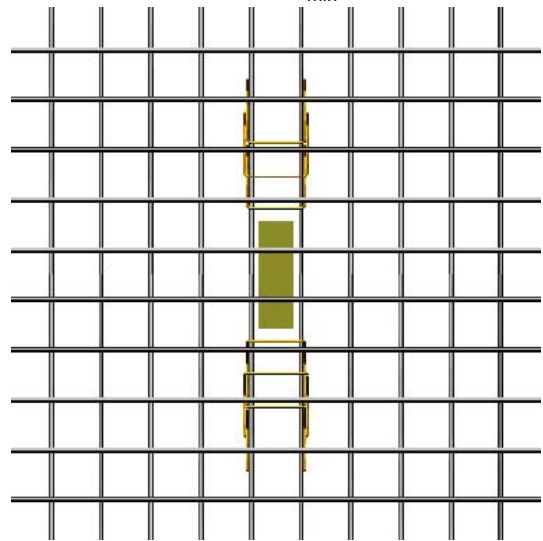
Figura 2.11 - Detalhe da região central das lajes L1 e L2 (Carvalho, 2006)



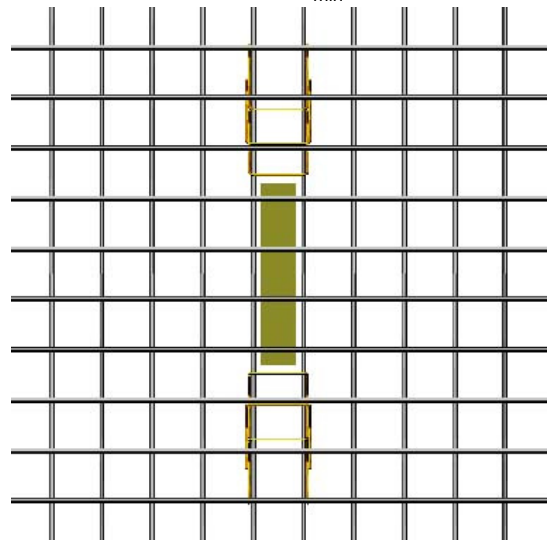
a) Laje L3 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$



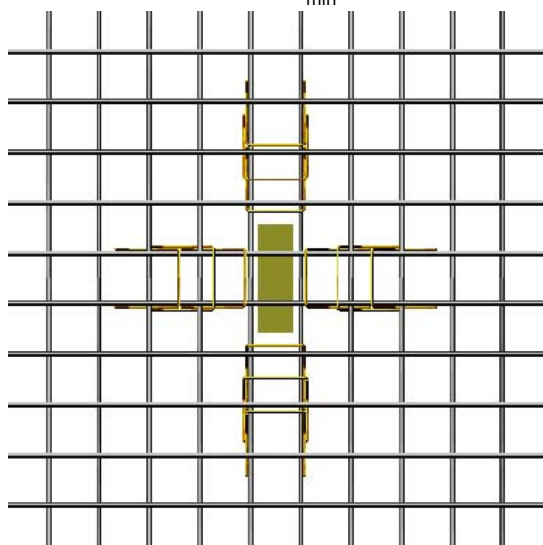
b) Laje L4 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 1$



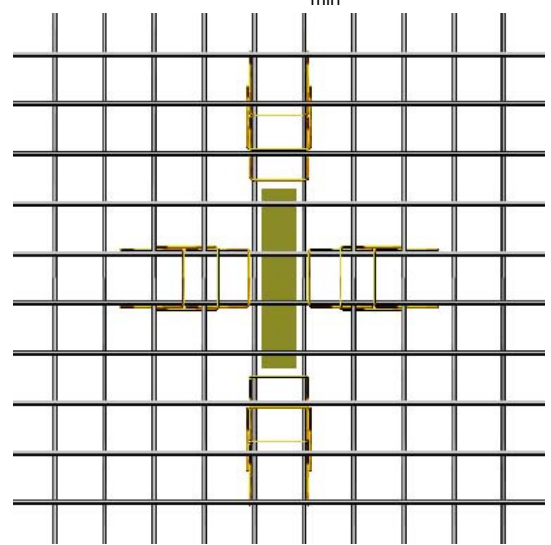
c) Laje L5 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 3$



d) Laje L6 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$



e) Laje L7 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 3$



f) Laje L8 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$

Figura 2.12 - Detalhe da região central das lajes L3 a L8 (Carvalho, 2006)

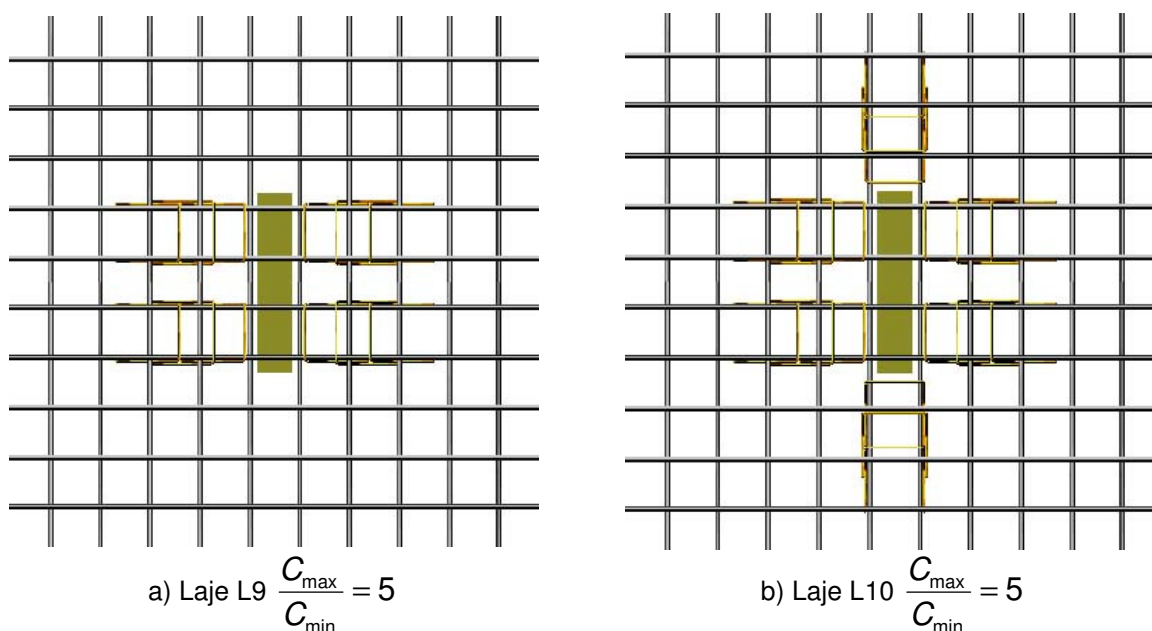


Figura 2.13 - Detalhe da região central das lajes L9 e L10 (Carvalho, 2006)

A Tabela 2.12 apresenta os resultados obtidos por Carvalho.

Tabela 2.12 - Resultados experimentais (Carvalho, 2006)

Laje	$\frac{C_{\max}}{C_{\min}}$	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	P_u (kN)	Modo de ruptura
L1	1	85,0	0,015	52	185	Punção
L2	3	86,0	0,013	52	226	Punção
L3	5	85,0	0,013	50	239	Punção
L4	1	85,0	0,015	59	233	Punção Dúctil
L5	3	85,0	0,013	58	210	Punção Dúctil
L6	5	85,5	0,013	55	280	Punção Dúctil
L7	3	86,0	0,013	60	333	Flexão
L8	5	85,0	0,013	55	305	Flexo-Punção
L9	5	85,5	0,013	56	304	Flexão
L10	5	85,5	0,013	57	320	Flexão

Carvalho observou que o acréscimo do índice de retangularidade para as lajes sem armadura de cisalhamento proporcionou ganho de resistência. Maiores ganhos de resistência foram observados nas lajes com armadura de cisalhamento o que, inclusive, alterou o modo de ruptura.

Segundo o autor, as lajes L1, L2 e L3, sem armadura de cisalhamento, apresentaram ruptura típica de punção: ruptura brusca. Nas lajes L4, L5 e L6 a armadura de cisalhamento proporcionou ductilidade, conferindo às mesmas ruptura por punção dúctil. A laje L8 punçou, mas apresentou linhas de ruptura que configurariam ruptura

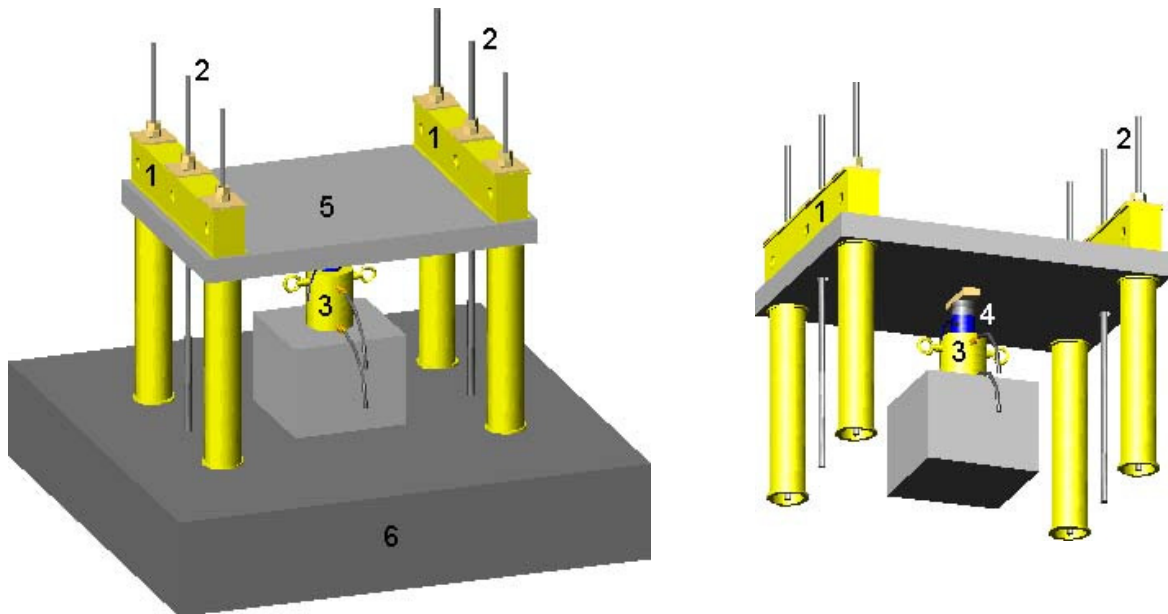
por flexão. As lajes L7, L9 e L10 comportaram-se de forma semelhante à laje L8, mas as suas armaduras de cisalhamento impediram o puncionamento, prevalecendo para estas lajes a ruptura por flexão.

2.1.8 - Vilhena e Nahum (2006)

Vilhena e Nahum (2006) ensaiaram 6 lajes lisas unidirecionais de concreto armado de alta resistência submetidas ao puncionamento simétrico. As lajes possuíam dimensões de (1.400 x 1.000 x 80) mm e resistência à compressão de aproximadamente 55 MPa. As principais variáveis foram a taxa geométrica da armadura na direção y , 0,012 para as lajes do tipo “a” e 0,019 para as lajes do tipo “b”, e o índice de retangularidade do pilar, C_{max}/C_{min} , variando em 1, 3 e 5, sendo C_{min} igual a 85 mm. Cada taxa geométrica da armadura experimentou os três índices de retangularidade.

As armaduras principais na direção x foram constituídas por 10 barras de 10 mm de diâmetro e espaçadas a cada 109 mm; nas extremidades destas barras foram adotados ganchos para conferir uma melhor ancoragem às armaduras. As armaduras principais na direção y nas lajes do tipo “a” foram constituídas por 13 barras de 10 mm de diâmetro e espaçadas a cada 115 mm; nas lajes do tipo “b”, foram utilizadas 20 barras de 10 mm de diâmetro e espaçadas de 73 mm. Nas armaduras na direção y não foram adotados ganchos nas extremidades.

As armaduras secundárias foram constituídas por 5 barras de 5 mm de diâmetro e espaçadas de 245 mm na direção x , e 7 barras de 5 mm de diâmetro e espaçadas de 228 mm na direção y . O carregamento foi aplicado de baixo para cima. O sistema de ensaio é exibido na Figura 2.14.



- 1 - Viga metálica, distribuição dos esforços;
- 2 - Tirantes de aço, fixação do sistema à laje de reação;
- 3 - Cilindro hidráulico, aplicação do carregamento;
- 4 - Célula de carga, leitura do carregamento;
- 5 - Laje;
- 6 - Laje de reação.

Figura 2.14 - Sistema de ensaio (Vilhena e Nahum, 2006)

A Figura 2.15 e Figura 2.16 apresentam as lajes ensaiadas por Vilhena e Nahum.

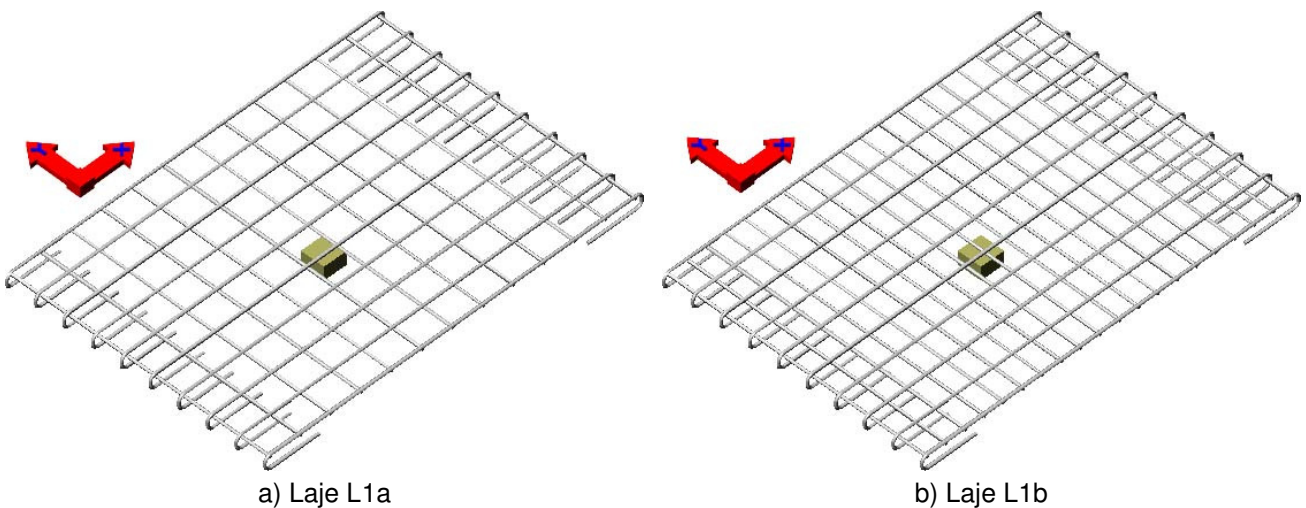


Figura 2.15 - Lajes do tipo L1 (Vilhena e Nahum, 2006)

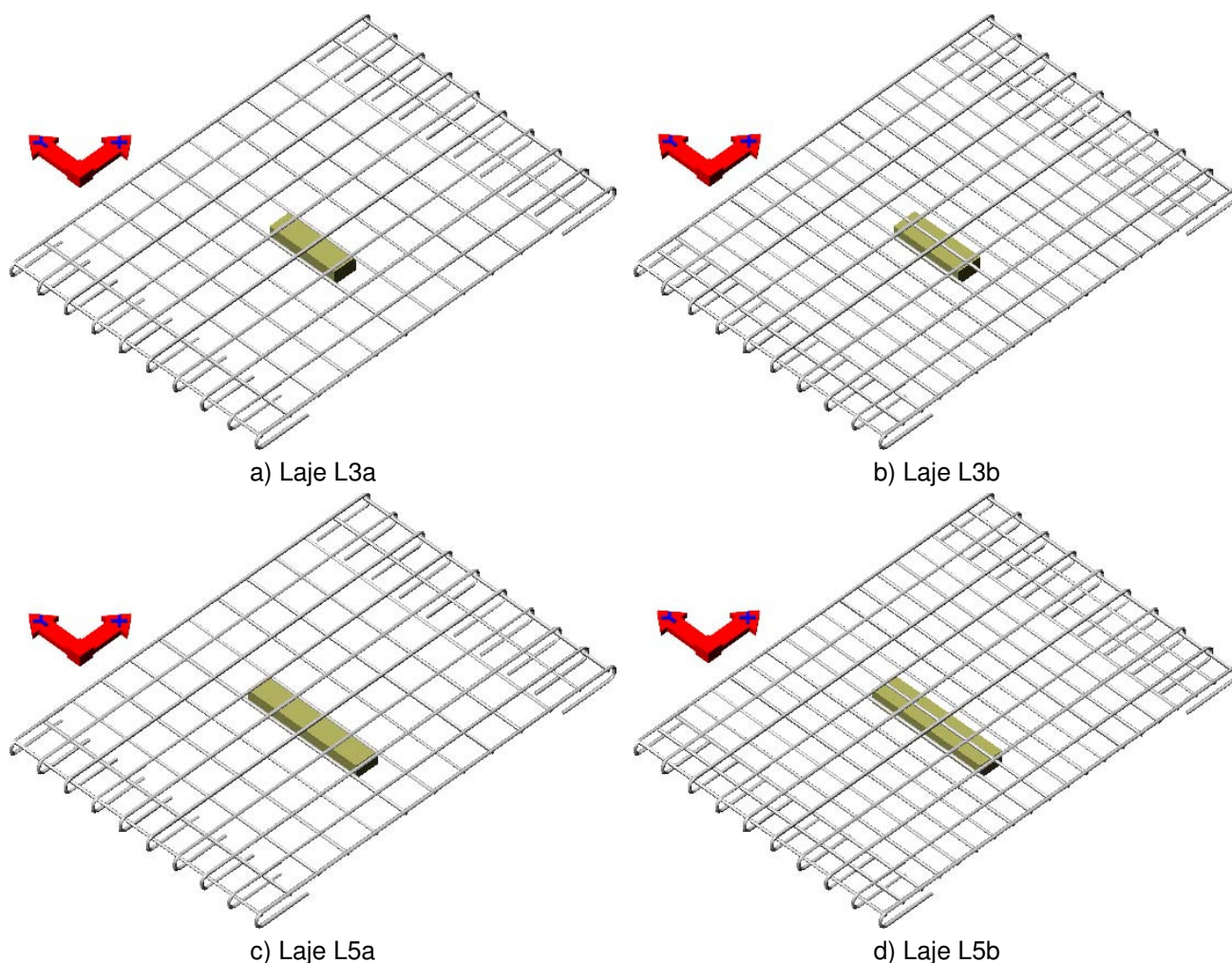


Figura 2.16 - Lajes do tipo L3 e L5 (Vilhena e Nahum, 2006)

A Tabela 2.13 apresenta os resultados obtidos por Vilhena e Nahum.

Tabela 2.13 - Resultados experimentais (Vilhena e Nahum, 2006)

Laje	$\frac{C_{max}}{C_{min}}$	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	P_u (kN)	Modo de ruptura
L1a	1	65	0,012	51,2	123,0	Punção
L1b	1	65	0,014	51,2	122,0	Punção
L3a	3	65	0,012	53,6	134,5	Flexão-Punção
L3b	3	67	0,014	53,6	134,0	Flexão-Punção
L5a	5	65	0,012	55,2	122,0	Flexão
L5b	5	65	0,014	55,2	124,5	Flexão

Vilhena e Nahum observaram que, conforme o índice de retangularidade dos pilares aumentava, a proximidade de uma ruptura por flexão tornava-se evidente. Os valores estimados pelas normas analisadas, CEB-FIP MC 90 (1993) e NBR 6118 (2003), tenderam a superestimar as resistências à punção à medida que o índice de

retangularidade aumentava. Este comportamento deve-se ao fato das normas não considerarem as distribuições dos esforços nas lajes em suas estimativas.

De acordo com os autores, foi observada uma diferença de até 50% nas recomendações normativas com relação aos resultados encontrados em laboratório para as lajes com índice 5. O elevado índice de retangularidade tende a dissipar as tensões de cisalhamento levando a laje a se comportar como viga chata. O mesmo não acontece com as lajes que apresentam pilares com menores índices, como a L1a e a L1b, onde foi observada uma diferença de até 23% entre as prescrições normativas e os resultados experimentais. Para as lajes L3a e L3b o puncionamento ocorreu dentro de um regime de ruptura por flexão.

Ainda segundo os autores, a baixa resistência à flexão de todas as lajes reduziu a capacidade resistente ao puncionamento.

2.2 - RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

2.2.1 - Considerações Iniciais

Segundo MacGregor (1992), o projeto e execução de obras são regulamentados por leis chamados códigos de construções (normas), as quais existem para garantir a segurança dos usuários.

Cordovil (1997) relata que antes da década de 70, as normas existentes quase não continham recomendações a respeito do problema da punção em lajes de concreto armado. O autor ressalta que as normas vigentes fazem diferentes considerações a respeito da escolha do perímetro de controle e, como consequência, do parâmetro de resistência ao cisalhamento do concreto. Naturalmente, devido às díspares definições, o tratamento do parâmetro de resistência do concreto ao cisalhamento é feito, em cada norma, de maneira adequada ao traçado do perímetro de controle.

Neste estudo serão apresentadas, com caráter orientativo, as recomendações de seis normas de projeto que visam a estimar a resistência ao puncionamento de lajes de concreto armado submetidas a carregamento simétrico, com e sem a utilização de armadura de cisalhamento. Os coeficientes de ponderação serão desconsiderados nos cálculos a fim de obter os valores característicos de resistência das lajes.

Neste trabalho, adotou-se as seguintes normas para estudo:

- ACI 318 – American Building Code for Reinforced Concrete. (ACI 318, 2002);
- BS 8110 – British Standard Institution – Structural Use of Concrete. (BS 8110, 1985);
- CEB-FIP MODEL CODE 1990 – Comitê Euro-Internacional do Beton. (CEB-FIP, 1991);
- EUROCODE 2 – Design of Concrete Structures. (EC2, 2004);
- NBR 6118 – Procedimento e Execução de Obras de Concreto Armado. (NBR 6118, 1978);
- NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto-Procedimento. (NBR 6118, 2003).

2.2.2 - ACI 318-02 – American Building Code for Reinforced Concrete. (ACI 318, 2002)

O projeto de seções transversais sujeitas ao cisalhamento é baseado na Equação 2.1.

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad (2.1)$$

onde V_u é a força cortante (majorada) na seção considerada e V_n é a resistência ao cisalhamento nominal, calculada pela Equação 2.2. O coeficiente ϕ é considerado unitário para estudos em laboratório.

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.2)$$

na qual V_c é a parcela nominal de resistência do concreto e V_s é a parcela nominal referente à armadura de cisalhamento.

A resistência ao cisalhamento das lajes sem armadura de cisalhamento nas proximidades de pilares, cargas concentradas ou reações, é feita considerando-se duas situações:

- Análise da laje comportando-se como viga-chata;
- Análise da influência nas duas direções (punção).

Adotando-se a resistência para a situação mais desfavorável.

Devido às condições de contorno das lajes em estudo, apoiadas nos quatro lados, a ruptura por viga chata torna-se pouco provável e, por este motivo, não será considerada nas verificações.

Analisando o efeito nas duas direções (punção) na laje para pilares localizados no interior da edificação, é considerado o perímetro de controle, b_0 , indicado na Figura 2.17.

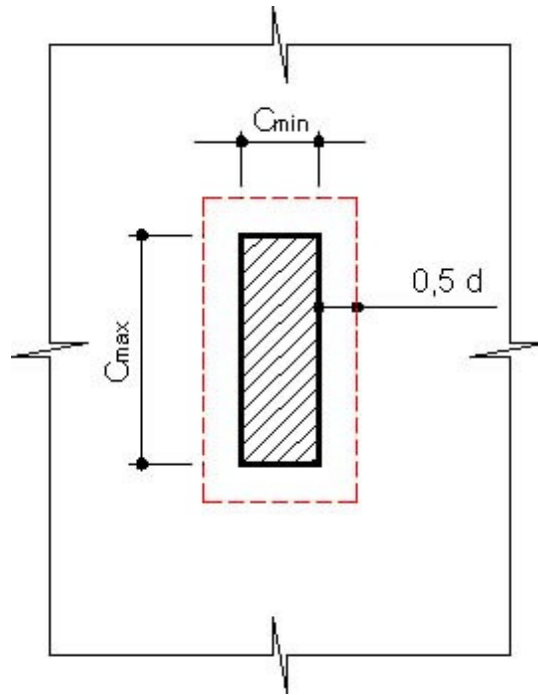


Figura 2.17 - Perímetro de controle para avaliar a punção (ACI 318, 2002)

A parcela nominal de resistência do concreto, V_c , para esta verificação é determinada considerando-se a situação mais desfavorável para os três casos apresentados a seguir.

A Equação 2.3 considera, primeiramente, o efeito das dimensões do pilar na tensão limite do concreto.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.3)$$

onde β_c é a razão entre o lado maior e o menor do pilar, $\beta_c = \frac{C_{\max}}{C_{\min}}$.

Para considerar a contribuição do perímetro de controle, b_0 , na tensão limite do concreto, é utilizada a Equação 2.4.

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{6 \cdot \alpha_s \cdot d}{b_0} + 1 \right) \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.4)$$

onde α_s assume o valor 3,32 para pilares internos.

A última consideração expressa pela Equação 2.5 não leva em conta o efeito da dimensão do pilar, β_c , e nem a contribuição do perímetro de controle, b_o , na tensão limite do concreto.

$$V_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.5)$$

V_n deve ser calculado pela Equação 2.2, onde V_c não deve ser maior que $\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$. Além disso, V_n não deve ser tomado maior que $\frac{1}{2} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$. Desta maneira, V_s não deve ser maior que $\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot d$. Quando estribos inclinados são usados como armadura de cisalhamento, V_s é determinado pela Equação 2.6.

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot d}{s} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.6)$$

onde A_v é a área da seção transversal de todas as pernas da armadura de cisalhamento situada sobre uma linha periférica geometricamente semelhante ao perímetro da seção do pilar; s é a distância entre estribos, e α é a inclinação dos estribos com o plano da laje. A tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, f_y , não deve exceder 414 MPa. A Figura 2.18 apresenta o perímetro de controle externo à última camada de estribos, b_{out} , utilizado para análise externa a $0,5 \cdot d$ em relação à esta camada.

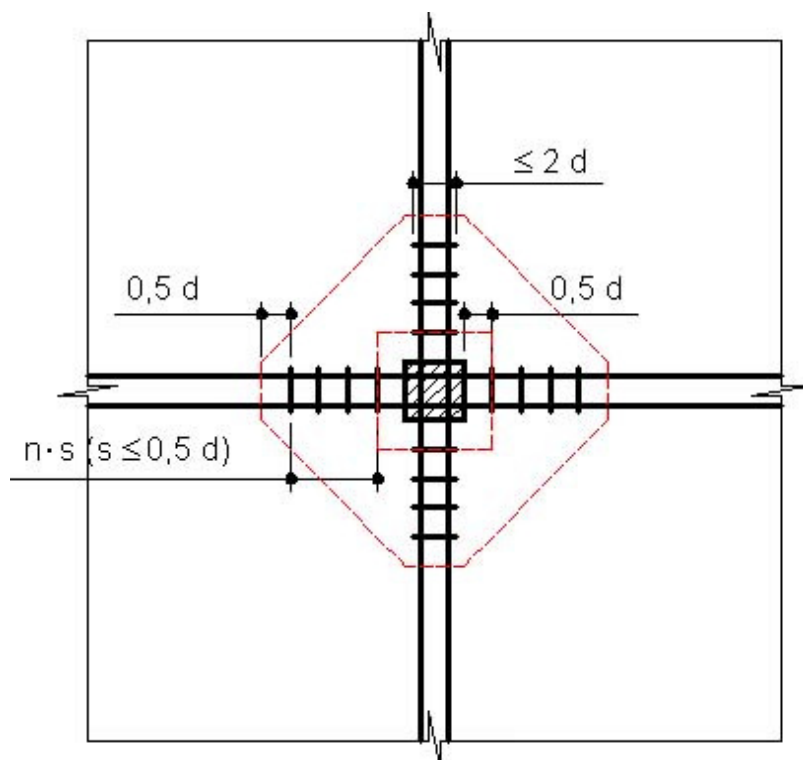


Figura 2.18 - Perímetro de controle com armadura de cisalhamento (ACI 318, 2002)

2.2.3 - BS 8110 – British Standard Institution – Structural Use of Concrete. (BS 8110, 1985)

A ruptura por punção ocorre na face inclinada de um tronco de cone ou pirâmide, dependendo da forma da área carregada. Porém, para considerações práticas, é satisfatório considerar um perímetro de controle retangular como visto na Figura 2.19.

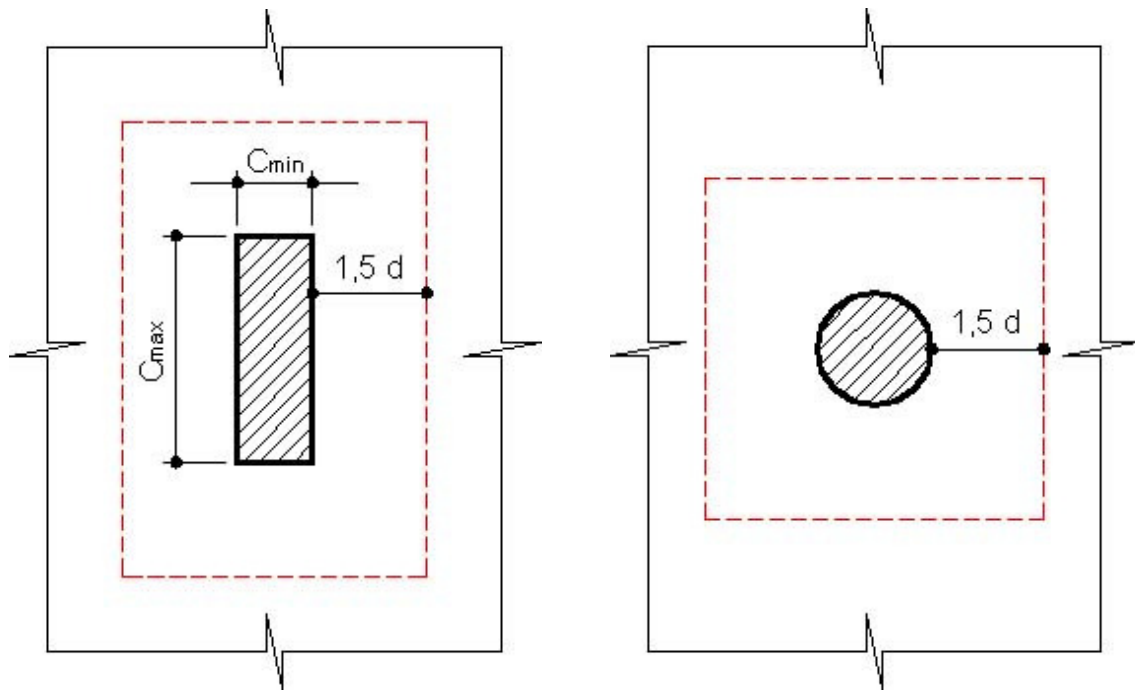


Figura 2.19 - Perímetro de controle (BS 8110, 1985)

A tensão de cisalhamento máxima, v_{max} , não deve exceder $0,8 \cdot \sqrt{f_{cu}}$ ou, se menor, 5 MPa. A tensão f_{cu} é a resistência à compressão do concreto obtido em corpos de prova cúbicos. O valor de v_{max} é dado pela Equação 2.7.

$$v_{max} = \frac{V}{u_0 \cdot d} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.7)$$

onde V é o valor último da carga concentrada e u_0 é o comprimento efetivo do perímetro do pilar.

O valor nominal para a tensão de cisalhamento, v , apropriada para a zona de ruptura é calculada pela Equação 2.8.

$$v = \frac{V}{u \cdot d} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.8)$$

onde u é o comprimento efetivo do perímetro externo ao perímetro u_0 .

Na análise de lajes sem armadura de cisalhamento, a tensão de cisalhamento do concreto, v_c , é dada pela Equação 2.9.

$$v_c = 0,27 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d} \cdot \frac{f'_c}{\psi} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.9)$$

Pode ser observado que a quantia $\frac{A_s}{b_v \cdot d}$ é a taxa de armadura de flexão, ρ , valor que não deve ser maior que 3. A relação de $\frac{400}{d}$ não deve ser menor que 1. ψ corrige o valor da resistência à compressão do concreto realizada em corpos de prova cúbicos para a resistência em corpos de provas cilíndricos. Segundo Mehta (1994), a resistência do concreto baseado no ensaio padrão com cubos de 150 mm é de 10 a 15% maior que a resistência do mesmo concreto utilizado em ensaio com cilindros de (150 x 300) mm (diâmetro x comprimento). O CEB-FIP (1991) apresenta uma tabela relacionando a resistência à compressão para concretos ensaiados com corpos de prova cúbicos e cilíndricos. Nesta tabela, f'_c de 30 MPa corresponde a um f_{cu} de 37 MPa, representando $\psi \cong 0,8$.

Quando v excede o valor v_c em uma zona de ruptura, armaduras de cisalhamento podem ser utilizadas para aumentar a resistência das lajes ao cisalhamento. A armadura de cisalhamento, A_{sv} , é determinada pela Equação 2.10.

$$\sum A_{sv} \cdot \text{sen} \alpha \geq \frac{(v - v_c) \cdot u \cdot d}{0,87 \cdot f_{yv}} \quad [\text{MPa, mm}] \quad (2.10)$$

onde f_{yv} é a resistência característica da armadura ao cisalhamento, não devendo exceder 460 MPa; α é o ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje.

A armadura de cisalhamento deve ser distribuída, uniformemente, ao redor de uma zona de, pelo menos, dois perímetros. O espaçamento ao redor do perímetro não deve exceder $1,5 \cdot d$, como exibido na Figura 2.20.

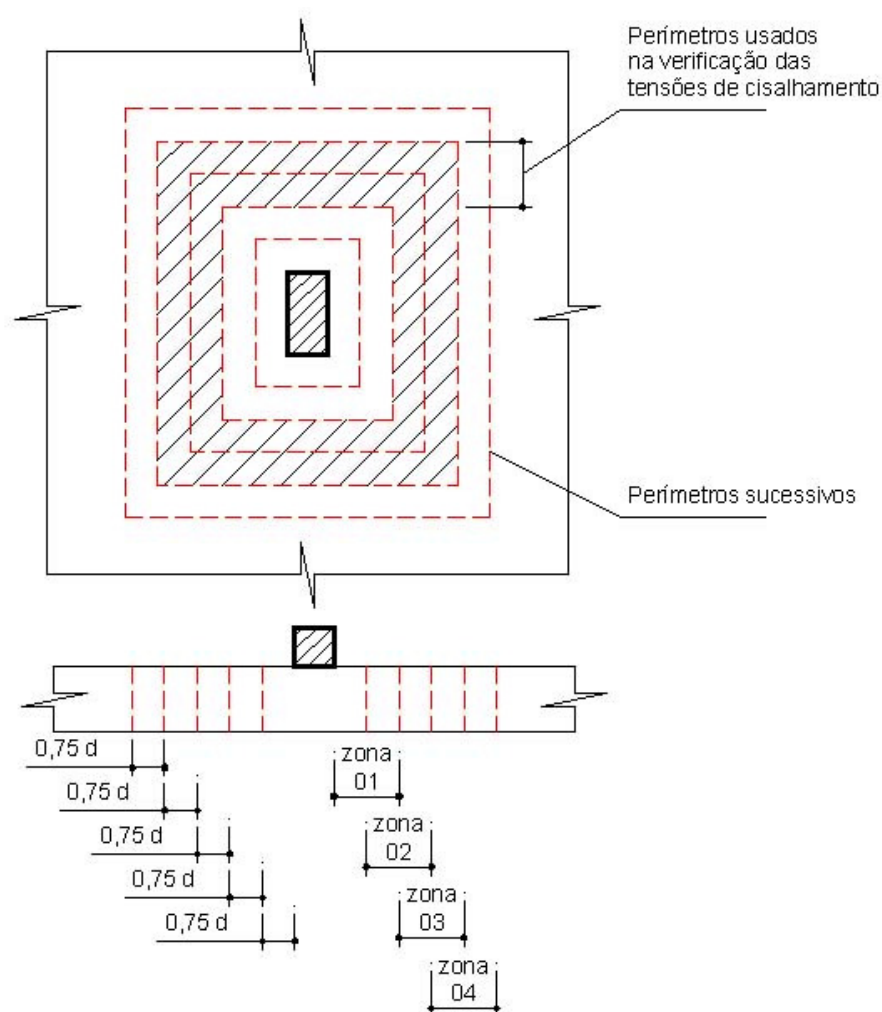


Figura 2.20 - Perímetros verificados (BS 8110, 1985)

2.2.4 - CEB-FIP MODEL CODE 1990 – Comitê Euro-Internacional do Beton. (CEB-FIP, 1991)

A resistência transversal ao efeito de cargas concentradas (ou reações), atuando em lajes sem armadura de cisalhamento pode ser verificada pelo esforço cortante nominal no perímetro de controle, u_1 , considerado a uma distância $2,0 \cdot d$ do perímetro do pilar e construído de tal forma que minimize seu comprimento.

A altura útil da laje é considerada constante e pode ser, na maioria das vezes, determinada pela Equação 2.11.

$$d_{cf} = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad (2.11)$$

onde d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais das armaduras.

Se a distribuição da força concentrada é, aproximadamente, polar-simétrica, a tensão de cisalhamento no perímetro de controle, Figura 2.21, pode ser determinada pela Equação 2.12.

$$v_s = \frac{P_s}{u_1 \cdot d} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.12)$$

onde P_s é a carga concentrada; u_1 é o comprimento do perímetro de controle.

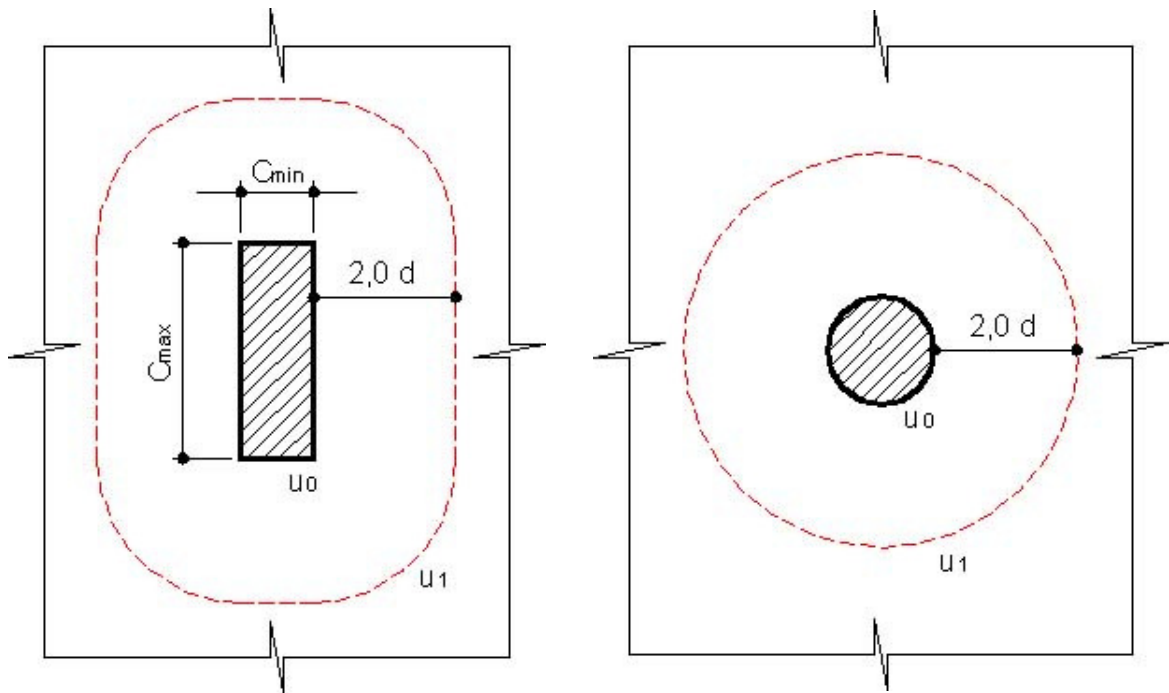


Figura 2.21 - Perímetro de controle para lajes sem armadura de cisalhamento (CEB-FIP, 1991)

A resistência ao cisalhamento de uma laje de concreto armado sem armadura de cisalhamento, expressa em função da tensão de cisalhamento sobre o perímetro de controle, é determinada pela Equação 2.13.

$$\tau_r = 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{\frac{1}{3}} \quad [\text{MPa}] \quad (2.13)$$

onde

$$\xi = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} \quad (2.14)$$

para d tomado em milímetros.

A taxa de armadura, ρ , da armadura de flexão pode ser calculada por $(\rho_x \cdot \rho_y)^{1/2}$, onde ρ_x e ρ_y são as taxas de armaduras em direções ortogonais. Em cada direção, a taxa de armadura deve ser calculada para uma largura igual à dimensão do pilar somada ao valor de $3,0 \cdot d$ para cada lado ou, se menor, soma-se o valor do extremo da laje.

Para lajes com armadura de cisalhamento, a verificação da resistência à punção é realizada em três zonas:

- Zona imediatamente adjacente ao pilar;
- Zona onde se encontra a armadura de cisalhamento;
- Zona fora da região da armadura de cisalhamento.

Zona adjacente ao pilar, Equação 2.15.

$$P_s \leq u_0 \cdot d \cdot (0,5 \cdot f_{c2}) \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.15)$$

onde f_{c2} é a resistência à compressão de projeto em uma zona considerada fissurada, e é determinada pela Equação 2.16.

$$f_{c2} = 0,60 \cdot \left[1 - \frac{f'_c}{250} \right] \cdot f'_c \quad [\text{MPa}] \quad (2.16)$$

Zona com armadura de cisalhamento, Equação 2.17.

$$P_s \leq 0,09 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.17)$$

onde, A_{sw} é a área da armadura de cisalhamento em uma camada ao redor do pilar; s_r é o espaçamento radial das camadas da armadura de cisalhamento, onde a distância da armadura de cisalhamento interna à periferia da coluna não deve exceder $0,5 \cdot d$, e o espaçamento radial não deve exceder $0,75 \cdot d$; α é o ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje. É recomendado que o valor de f_{yw} não exceda 300 MPa.

Considerando-se também:

$$1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \text{sen}(\alpha) \geq 0,03 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \cdot u_1 \cdot d \quad [\text{MPa}, \text{mm}] \quad (2.18)$$

Zona fora da armadura de cisalhamento, Equação 2.19.

$$P_s \leq 0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \cdot u_{n,ef} \cdot d \quad [\text{N}, \text{MPa}, \text{mm}] \quad (2.19)$$

onde, $u_{n,ef}$ é o comprimento efetivo de um perímetro construído a uma distância $2,0 \cdot d$ da armadura de cisalhamento mais externa.

Se o espaçamento circunferencial da armadura de cisalhamento externa exceder $2,0 \cdot d$, $u_{n,ef}$ será a soma do comprimento do perímetro correspondente às partes da periferia da armadura de cisalhamento dentro da distância dos elementos da armadura de cisalhamento, como mostrado na Figura 2.22.

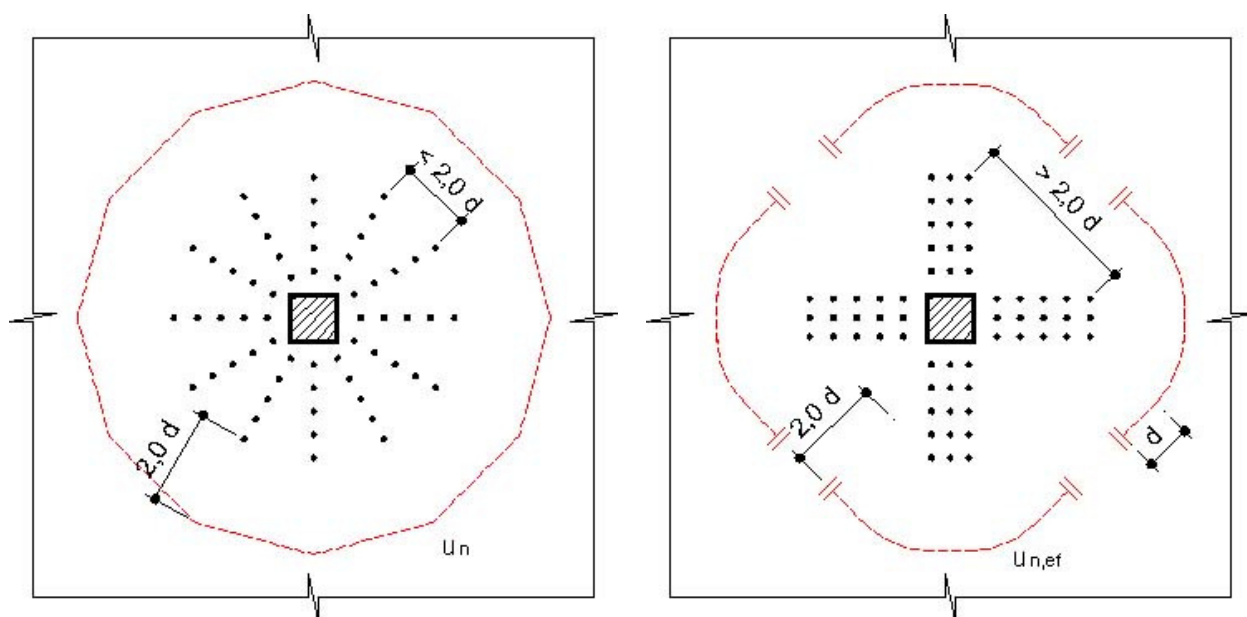


Figura 2.22 - Perímetro de controle para pilares internos com armadura de cisalhamento (CEB-FIP, 1991)

2.2.5 - EUROCODE 2 – Design of Concrete Structures. (EC2, 2004)

Um modelo apropriado de verificação para avaliar a ruptura por punção no estado limite último é mostrado na Figura 2.23.

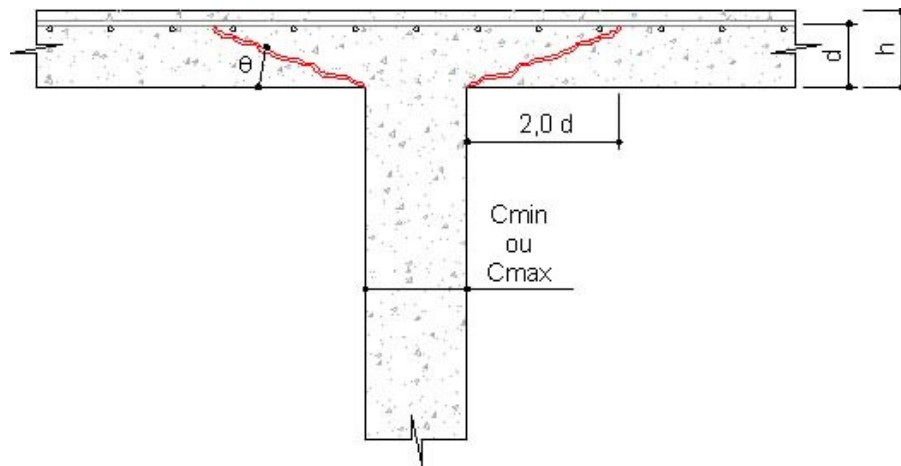


Figura 2.23 - Modelo de ruptura para verificação do cisalhamento por punção (EC2, 2004)

A resistência ao cisalhamento deve ser verificada na face do pilar e no perímetro de controle básico, u_1 . Se for necessário colocar armadura de cisalhamento no perímetro u_1 , deve ser encontrado um perímetro adicional, $u_{out,ef}$, onde não mais se necessita de armadura de cisalhamento.

O perímetro de controle básico, u_1 , pode ser tomado normalmente a uma distância $2,0 \cdot d$, da área carregada e deve ser traçado de tal forma que minimize seu comprimento como é observado na Figura 2.24.

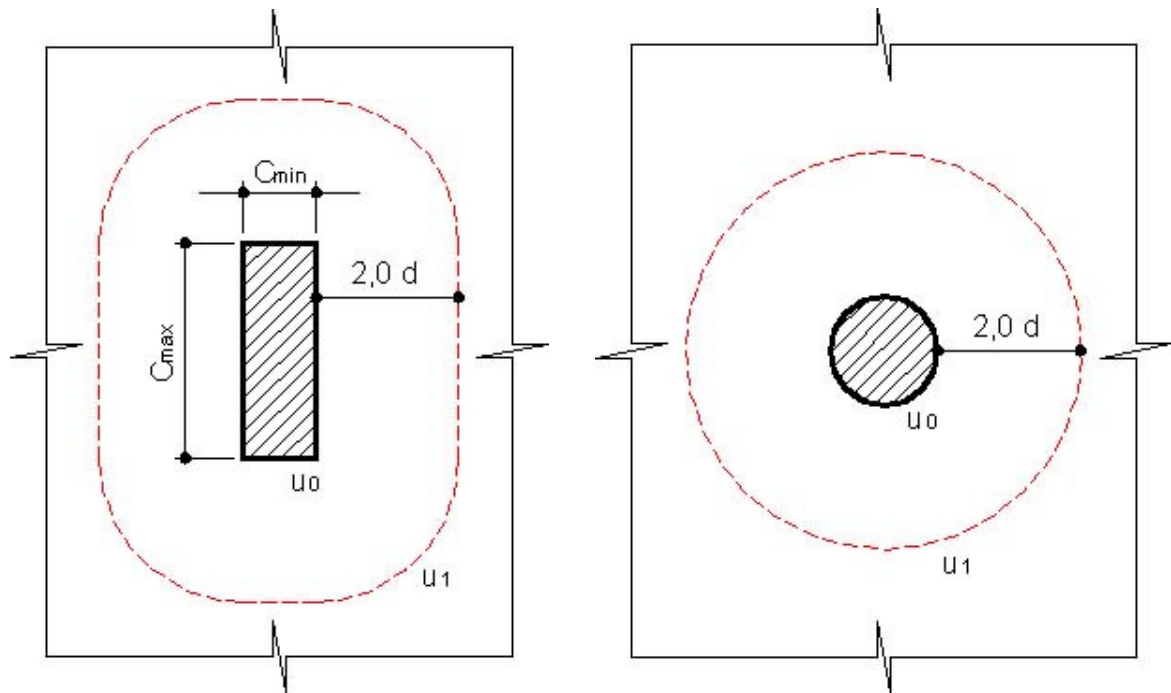


Figura 2.24 - Perímetro de controle (EC2, 2004)

A altura útil da laje é considerada constante e pode, normalmente, ser tomada como indica a Equação 2.20.

$$d_{eff} = \frac{(d_x + d_y)}{2} \quad (2.20)$$

onde d_x e d_y são as alturas úteis em duas direções ortogonais.

As seguintes tensões de projeto de cisalhamento ao longo da seção de controle, em MPa, são definidas.

- $v_{R,c}$ é o valor de projeto da resistência ao cisalhamento por punção de uma laje sem armadura de cisalhamento ao longo do perímetro de controle considerado.
- $v_{R,cs}$ é o valor de projeto da resistência ao cisalhamento por punção de uma laje com armadura de cisalhamento ao longo do perímetro de controle considerado.
- $v_{R,max}$ é o valor de projeto da máxima resistência ao cisalhamento por punção ao longo do perímetro de controle considerado.

No perímetro do pilar a máxima tensão de cisalhamento por punção não deve exceder a desigualdade da Equação 2.21.

$$V_E < V_{R,max} \quad (2.21)$$

Não há necessidade de armadura de cisalhamento se:

$$V_E < V_{R,c} \quad (2.22)$$

onde V_E exceder o valor de $V_{R,c}$ no perímetro de controle analisado, armaduras de cisalhamento podem ser consideradas como uma opção para o acréscimo de resistência da laje.

A resistência ao cisalhamento por punção de lajes sem armadura de cisalhamento deve ser avaliada no perímetro de controle básico, u_1 . A resistência de projeto ao cisalhamento por punção pode ser calculada pela Equação 2.23:

$$V_{R,c} = C_{R,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f'_c)^{1/3} \geq v_{min} \quad [N, MPa, mm] \quad (2.23)$$

onde

f'_c é em MPa

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad d \text{ em mm}$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$$

ρ_{lx} e ρ_{ly} são as taxas de armadura nas direções x e y , respectivamente. Os valores de ρ_{lx} e ρ_{ly} devem ser calculados como um valor médio em relação à largura da laje, sendo que esta é igual a largura do pilar somado ao valor de $3,0 \cdot d$ para cada lado.

É recomendado que o valor de $C_{Rd,c}$ seja $\frac{0,18}{\gamma_c}$. O valor de v_{min} é determinado pela Equação 2.24.

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f'_c^{1/2} \quad [MPa] \quad (2.24)$$

A resistência ao cisalhamento por punção para lajes com armadura de cisalhamento é determinada pela Equação 2.25.

$$v_{R,cs} = 0,75 \cdot v_{R,c} + 1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \cdot \text{sen} \alpha \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.25)$$

onde A_{sw} é a área da armadura de cisalhamento em um perímetro ao redor do pilar (mm^2); s_r é o espaçamento radial da armadura de cisalhamento no perímetro considerado (mm); $f_{yw,ef}$ é a resistência efetiva de projeto da armadura de cisalhamento, determinada pela Equação 2.26;

$$f_{yw,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{yw} \quad [\text{MPa, mm}] \quad (2.26)$$

onde d é a média da altura útil em direções ortogonais; α é o ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje.

Onde não há a necessidade de armadura de cisalhamento, o perímetro de controle $u_{out,ef}$ é determinado pela Equação 2.27, ver Figura 2.25.

$$u_{out,ef} = \frac{\beta \cdot V_E}{v_{R,c} \cdot d} \quad [\text{N, mm}] \quad (2.27)$$

onde β é considerado unitário, para o caso de não haver transferência de momento na ligação laje-pilar.

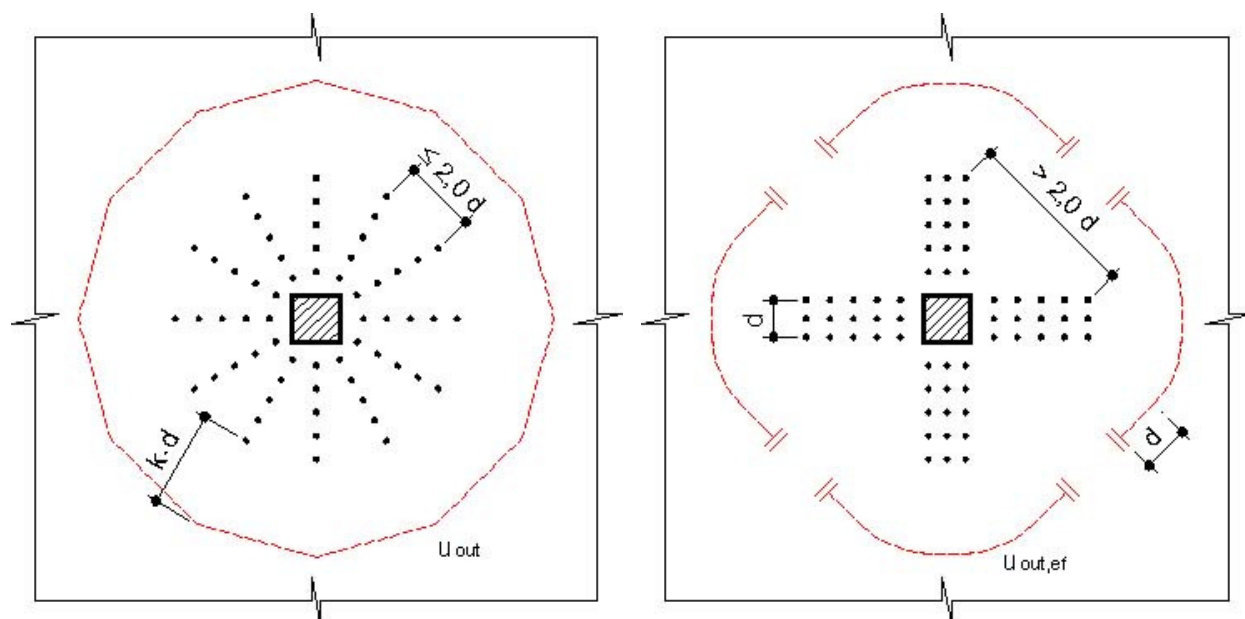


Figura 2.25 - Perímetro de controle com armadura de cisalhamento (EC2, 2004)

O perímetro externo à última camada de armadura de cisalhamento deve ser localizado a uma distância não maior que $k \cdot d$ dentro de $U_{out,ef}$. O valor recomendado para k é 1,5.

2.2.6 - NBR 6118 – Procedimento e Execução de Obras de Concreto Armado. (NBR 6118, 1978)

Esta norma supõe, para o caso de punção, salvo cálculos mais rigorosos, que a carga produza tensão tangencial uniformemente distribuída na região do perímetro de controle C' , como pode ser visto na Figura 2.26.

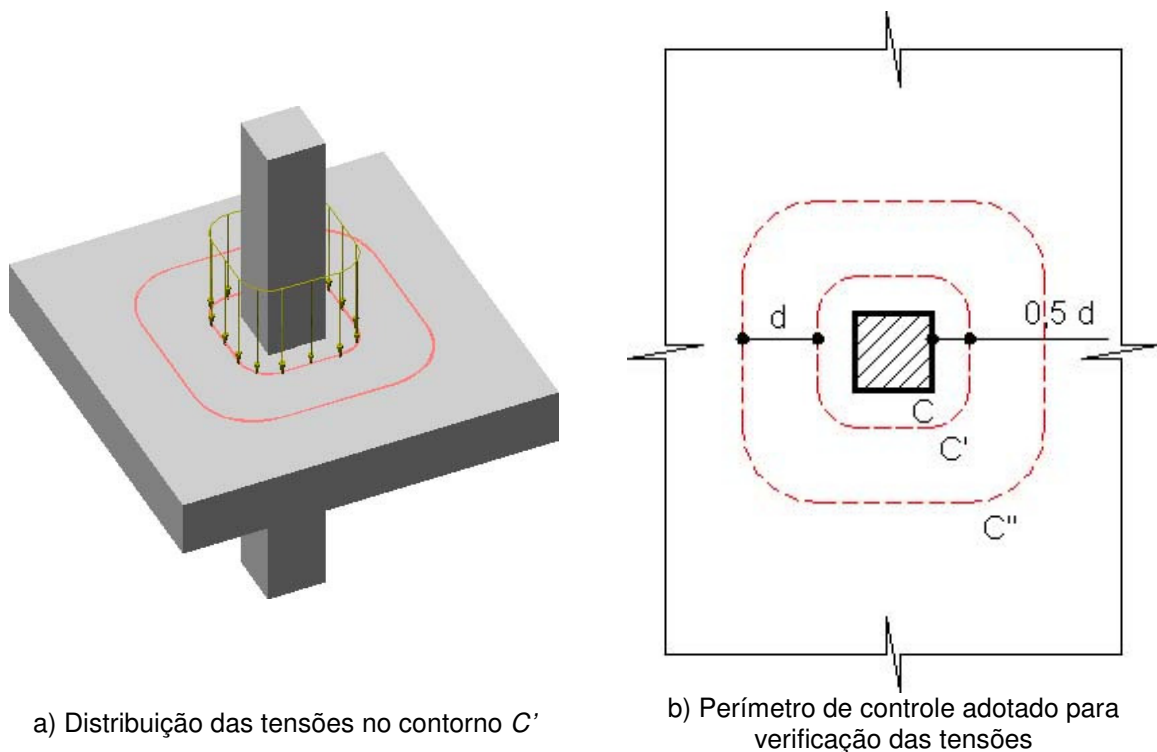


Figura 2.26 - Perímetro de controle (NBR 6118, 1978)

onde d é a altura útil da laje na face do pilar; C' é o perímetro de controle externo ao pilar e distante deste $d/2$ no plano da laje.

No caso do maior lado do pilar, C_{max} , ser três vezes maior que o lado menor, C_{min} , não serão considerados os segmentos do contorno C' contidos entre as duas paralelas aos lados menores e destes distantes $1,5 \cdot C_{min}$ como mostra a Figura 2.27.

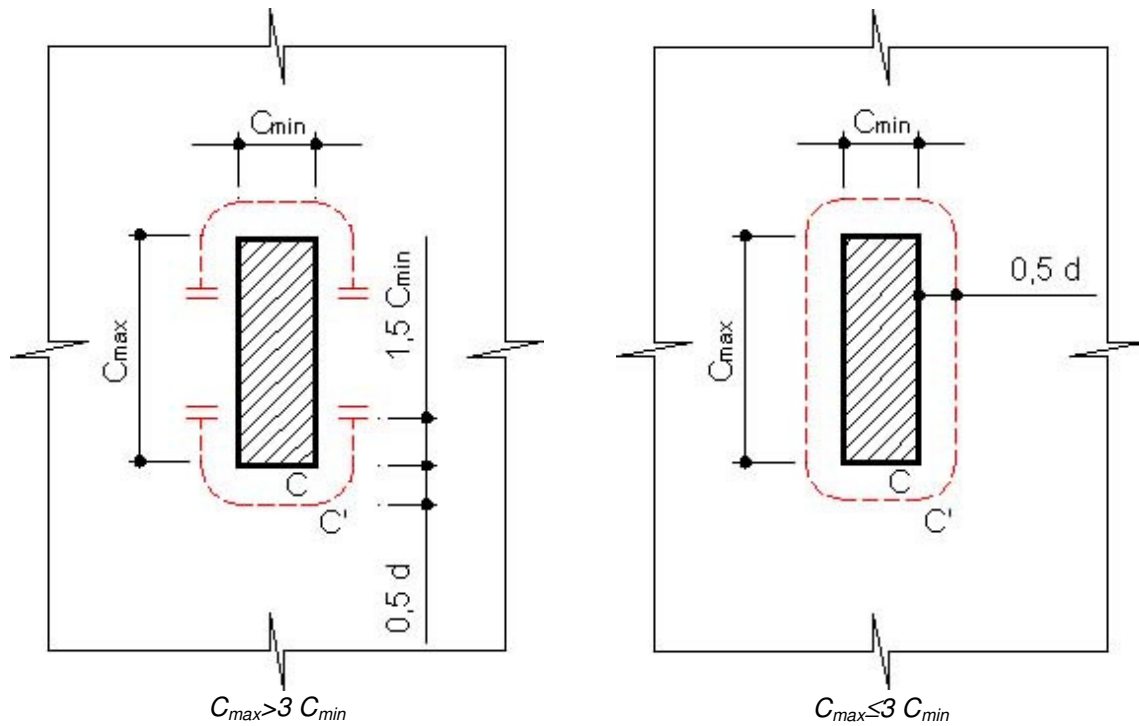


Figura 2.27 - Perímetro de controle (NBR 6118, 1978)

A tensão média determinada pela Equação 2.28 não poderá ultrapassar o valor último obtido pela Equação 2.29, mesmo quando for colocada armadura.

$$\tau = \frac{V}{u \cdot d} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.28)$$

$$\tau_{\text{lim}} = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{\gamma_c} \quad [\text{MPa}] \quad (2.29)$$

onde τ é o esforço médio aplicado à laje; f'_c é a resistência do concreto à compressão, em MPa; u é o perímetro de controle externo ao pilar e distante deste $d/2$; γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto em que, no caso de ensaio em laboratório, é unitário.

Sempre que a tensão no concreto (Equação 2.28) for igual ou inferior ao valor último mas superior à sua metade, dever-se-á dispor de uma armadura transversal tal que a componente dos esforços que ela absorva perpendicularmente à laje corresponda, no mínimo, a 75% do valor de cálculo da força concentrada aplicada à laje. Essa armadura será constituída por estribos distribuídos na faixa contida pelos perímetros C' e C'' , e será calculada com resistência f_y , e com valores não superiores a 300 MPa, como pode ser visto na Figura 2.28.

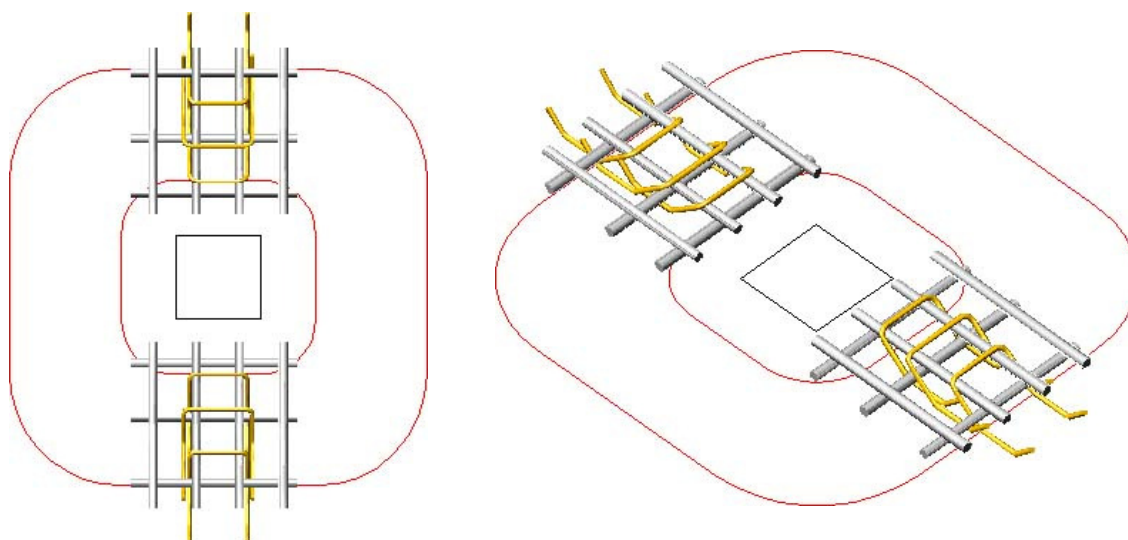


Figura 2.28 - Distribuição da armadura de cisalhamento entre os perímetros C' e C'' (não contem na norma)

Pode ser considerada a abordagem em que a carga de ruptura da laje seja governada pela tensão limite, τ_{lim} , neste caso prevalece a Equação 2.29.

A carga de ruptura pode ser escrita, também, em função das propriedades da armadura de cisalhamento, como mostra a Equação 2.30.

$$V_{sv} = \frac{A_v \cdot f_y \cdot \text{sen}(\alpha)}{0,75} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.30)$$

Onde A_v é a área total da armadura de cisalhamento entre os perímetros C' e C'' e α é o ângulo da armadura de cisalhamento com o plano da laje. Sendo considerada a situação mais desfavorável.

2.2.7 - NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto- Procedimento. (NBR 6118, 2003)

O modelo de cálculo para dimensionamento de lajes à punção corresponde à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.

Na primeira superfície crítica, perímetro de controle C do pilar, deve ser verificado indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, por meio da tensão de cisalhamento.

Na segunda superfície crítica, perímetro de controle C' afastado $2,0 \cdot d$ do pilar, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também se faz através de uma tensão de cisalhamento no perímetro de controle C' .

No caso de pilar interno à edificação e com carregamento simétrico, a tensão solicitante nos perímetros de controle C e C' é determinada pela Equação 2.31 (Figura 2.29).

$$\tau_s = \frac{F_s}{u \cdot d} \quad [\text{N, MPa, mm}] \quad (2.31)$$

onde $d = \frac{d_x + d_y}{2}$. d é a altura útil da laje ao longo do perímetro de controle C' ; d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais; u é o perímetro do contorno C' ; $u \cdot d$ é a área do perímetro de controle; F_s é a força ou a reação concentrada de cálculo.

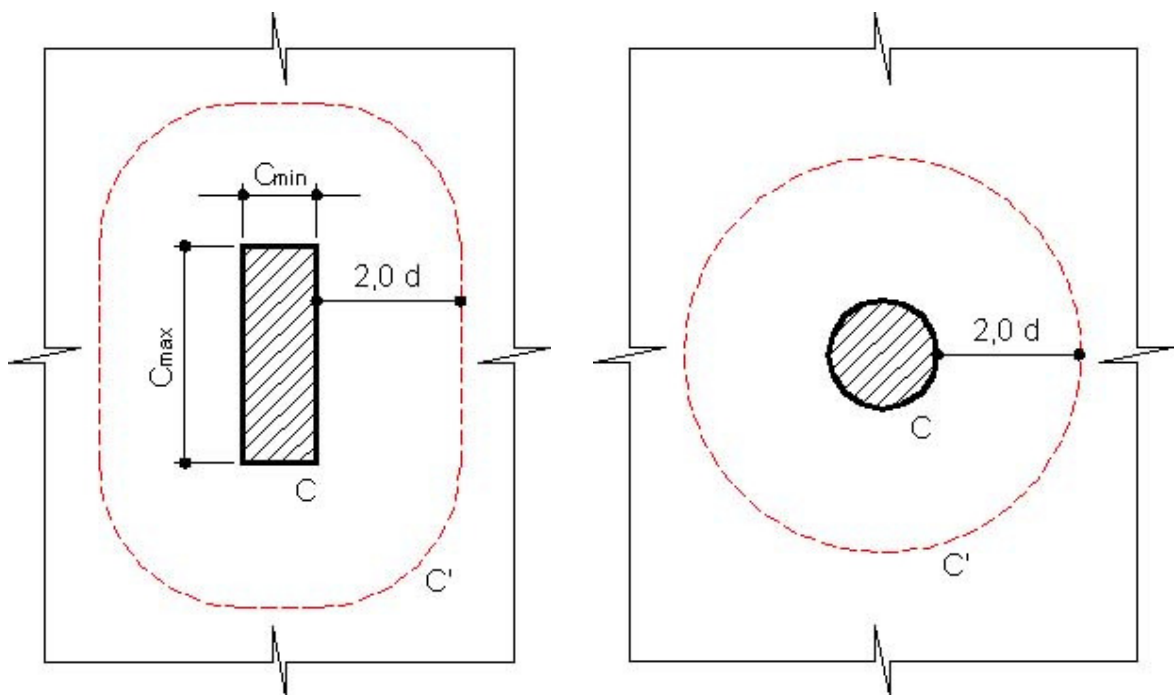


Figura 2.29 - Perímetro de controle para pilar interno com carregamento simétrico (NBR 6118, 2003)

A verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto no perímetro de controle C em lajes submetidas à punção, com ou sem armadura, é determinada pela Equação 2.32.

$$\tau_s \leq \tau_{r2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f'_c \text{ [MPa]} \quad (2.32)$$

onde

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right) \text{ [MPa]} \quad (2.33)$$

com f'_c em MPa;

τ_s é calculada pela Equação 2.31, com u_0 (perímetro do contorno C) no lugar de u .

A tensão resistente no perímetro de controle C' em elementos estruturais ou trechos sem armadura de cisalhamento é determinada pela Equação 2.34.

$$\tau_s \leq \tau_{r1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \text{ [MPa, mm]} \quad (2.34)$$

onde

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad (2.35)$$

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (2.36)$$

sendo d é a altura útil da laje, em cm, ao longo do perímetro de controle C' da área de aplicação da força; ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada); ρ_x e ρ_y são as taxas de armadura nas duas direções ortogonais, na largura igual à dimensão ou área carregada do pilar acrescida de $3,0 \cdot d$ para cada um dos lados.

A tensão resistente no perímetro de controle C' em elementos estruturais ou trechos com armadura de cisalhamento é determinada pela Equação 2.37.

$$\tau_s \leq \tau_{r3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \text{sen}\alpha}{u \cdot d} \quad [\text{MPa, mm}] \quad (2.37)$$

onde s_r é o espaçamento radial entre linhas de armadura de cisalhamento, não maior que $0,75 \cdot d$; A_{sw} é a área da armadura de punção num perímetro de controle completo paralelo a C' ; α é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje; u é o perímetro no contorno C' .

f_{yw} é a resistência de cálculo da armadura de punção, não maior que 300 MPa para conectores ou que 250 MPa para estribos de aço CA-50 ou CA-60.

Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos ao C' até que, num contorno C'' afastado $2,0 \cdot d$ do último contorno de armadura, não seja mais necessária a armadura, isto é, $\tau_s \leq \tau_{r1}$ (Figura 2.30 e Figura 2.31).

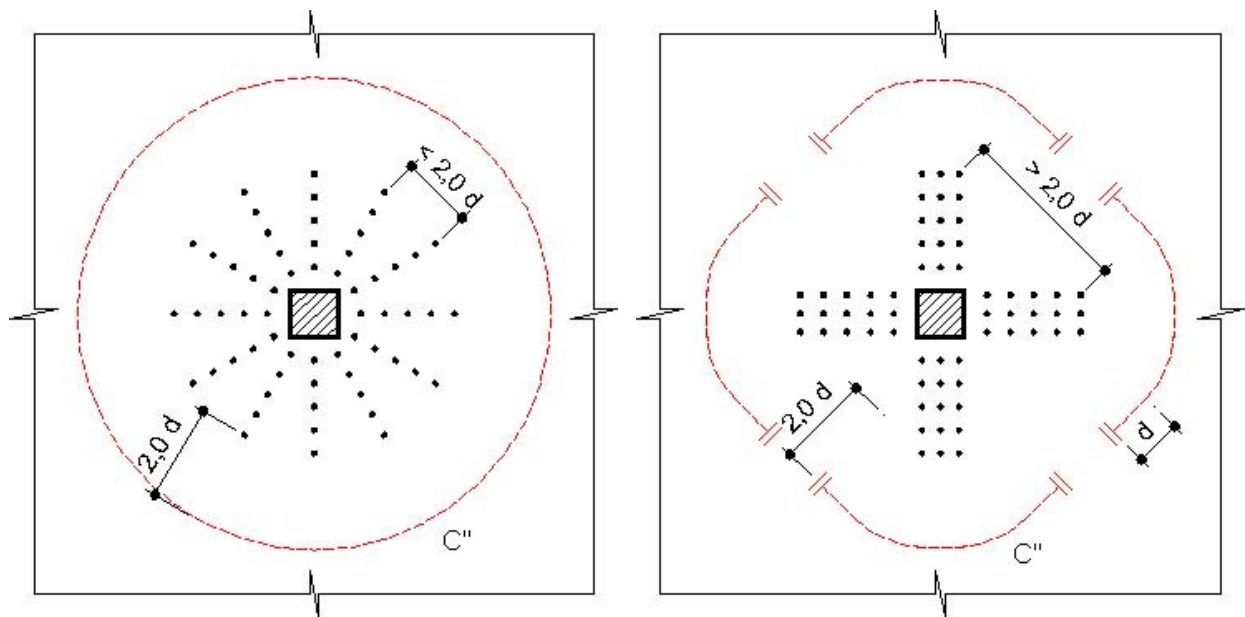


Figura 2.30 - Perímetro de controle com armadura de punção (NBR 6118, 2003)

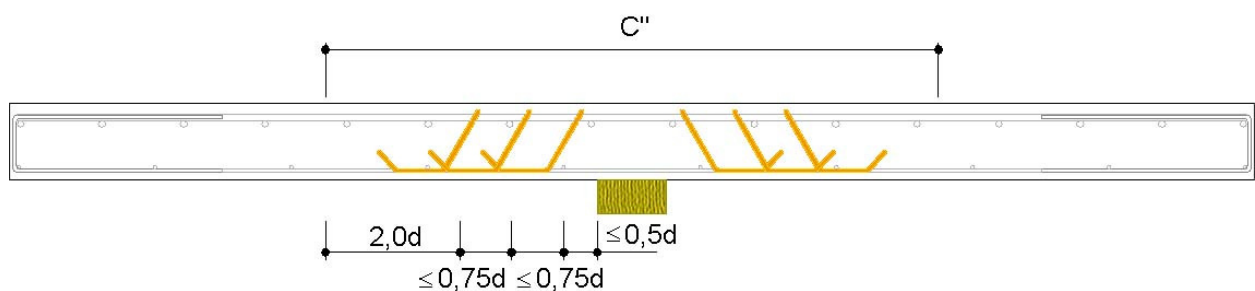


Figura 2.31 - Disposição da armadura de punção em corte (não contem na norma)

No caso de ser necessária a armadura de cisalhamento, três verificações devem ser feitas:

- Tensão resistente de compressão do concreto no perímetro C ;
- Tensão resistente à punção no perímetro C' , considerando armadura de cisalhamento;
- Tensão resistente à punção no perímetro C'' , sem armadura de cisalhamento.

3 - PROGRAMA EXPERIMENTAL

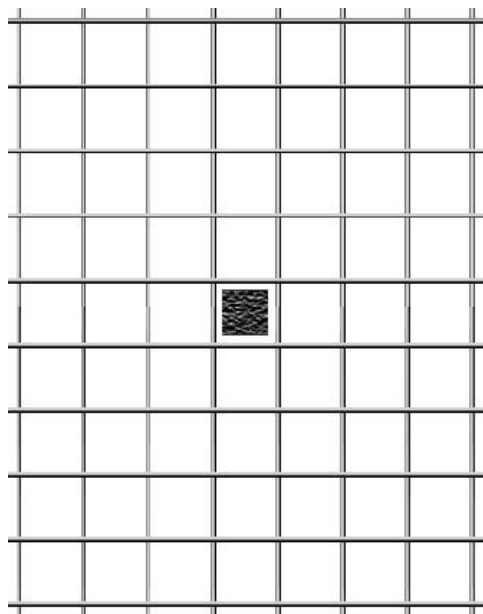
Esta seção visa a esclarecer as características das lajes em estudo mostrando, na seqüência, as armaduras de flexão e de cisalhamento, bem como a instrumentação das mesmas. Apresenta os procedimentos referentes ao sistema de ensaio e ainda, os equipamentos utilizados. Por fim, são apresentados os materiais presentes na confecção das lajes.

3.1 - LAJES

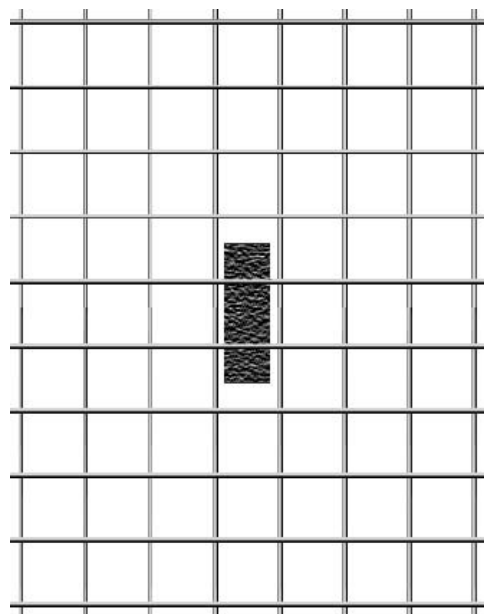
O estudo consistiu na análise de oito lajes de concreto armado de dimensões (1.800 x 1.800 x 110) mm para investigar a influência do índice de retangularidade, o qual representa a relação do maior pelo menor lado da área carregada ou pilar (C_{max}/C_{min}), e dos arranjos de estribos inclinados na ruína de lajes lisas bidirecionais submetidas à punção simétrica. A relação entre os lados dos pilares, C_{max}/C_{min} , variou em 1, 3 e 5. O índice de retangularidade reflete a tendência da concentração de tensões cisalhantes nos extremos da área carregada (C_{min}), levando a laje a uma distribuição não uniforme de tensões. A Tabela 3.1 mostra as principais características das lajes e na seqüência as Figuras 3.1 a 3.2 exibem um esquema das lajes (região central) estudadas.

Tabela 3.1 - Característica das lajes ensaiadas

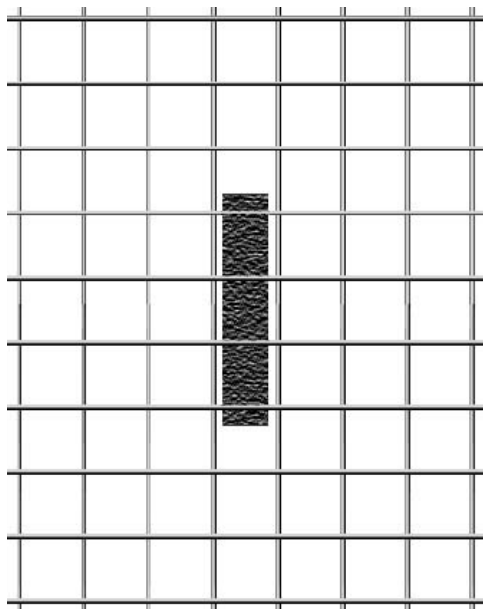
Laje	C_{min} (mm)	C_{max} (mm)	d (mm)	ρ	Distribuição dos estribos	$\frac{A_{sv}}{\text{camada}}$ (mm ²)	Nº. Cam.
L1	85	85	87,0	0,014	-	-	-
L2	85	255	87,5	0,012	-	-	-
L3	85	425	86,5	0,013	-	-	-
L4	85	85	87,0	0,014	Cruz	249,38	3
L5	85	255	87,0	0,012	Cruz	249,38	3
L6	85	425	87,0	0,013	Cruz	249,38	3
L7	85	425	87,0	0,013	Paralelo	249,38	3
L8	85	425	88,0	0,013	Duplo-T	374,07	3
Média	-	-	87,13	0,013	-	-	-
DP	-	-	0,44	0,001	-	-	-
CV (%)	-	-	0,51	5,815	-	-	-



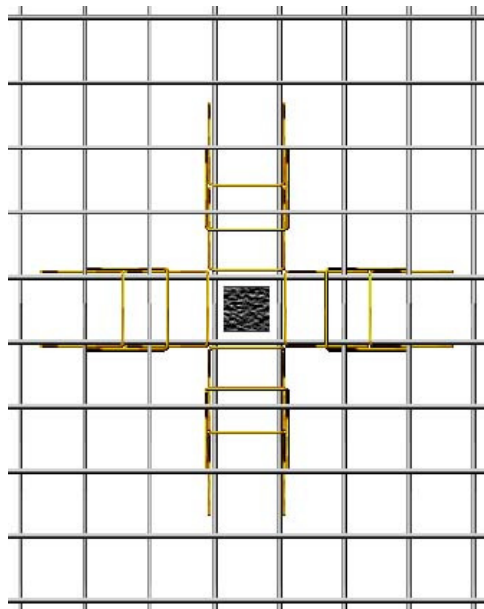
a) Laje L1 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 1$



b) Laje L2 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 3$



c) Laje L3 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$



d) Laje L4 $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 1$

Figura 3.1 - Detalhe esquemático das lajes L1 a L4

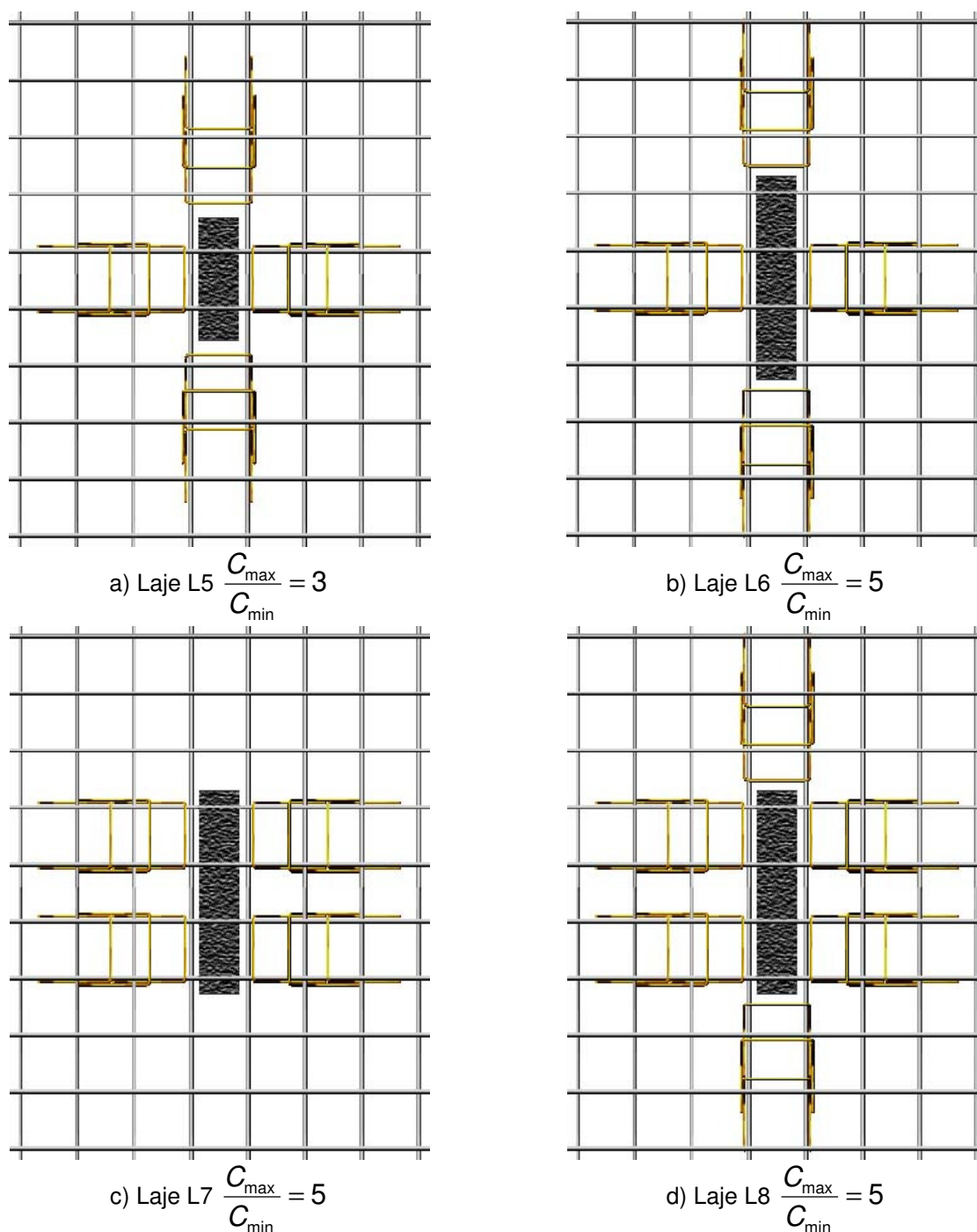


Figura 3.2 - Detalhe esquemático das lajes L5 a L8

Em todos os casos, a armadura principal responsável por resistir às tensões de tração, foi composta por 16 barras de 12,5 mm de diâmetro, posicionadas junto à face superior da laje e igualmente espaçadas nas direções x e y. Foram utilizadas também 10 barras de 6,3 mm de diâmetro, espaçadas uniformemente nas direções x e y como armaduras auxiliares, posicionadas junto à face inferior de cada laje.

O cobrimento adotado nas faces superior e inferior das lajes foi de 10 mm. Como as laterais ficam sujeitas a choques durante o transporte, foi considerado um cobrimento

de 15 mm nestas regiões. Desta maneira, a altura útil teórica é de 93,75 mm em uma direção da laje e 81,25 mm na direção perpendicular a ela.

Com a finalidade de proporcionar uma ancoragem adequada, foram utilizados ganchos em forma de “U” compostos por barras de 6,3 mm de diâmetro acompanhando o espaçamento da armadura principal.

Orifícios de, aproximadamente, 40 mm de diâmetro foram confeccionados próximos à periferia das lajes para permitir a fixação destas ao sistema de ensaio e, para garantir o transporte, foram posicionados ganchos constituídos por pontas de barras de 12,5 mm de diâmetro nas proximidades dos cantos das lajes.

Para proporcionar um acréscimo de resistência, em algumas lajes foram utilizados estribos abertos e inclinados constituídos por barras de 6,3 mm de diâmetro distribuídos em camadas ao redor da área carregada. Esta armadura é uma variável da pesquisa e será melhor detalhada na seção destinada à “Armadura de Cisalhamento”.

A Figura 3.3 mostra as dimensões em planta das lajes, a Figura 3.4 apresenta suas principais características.

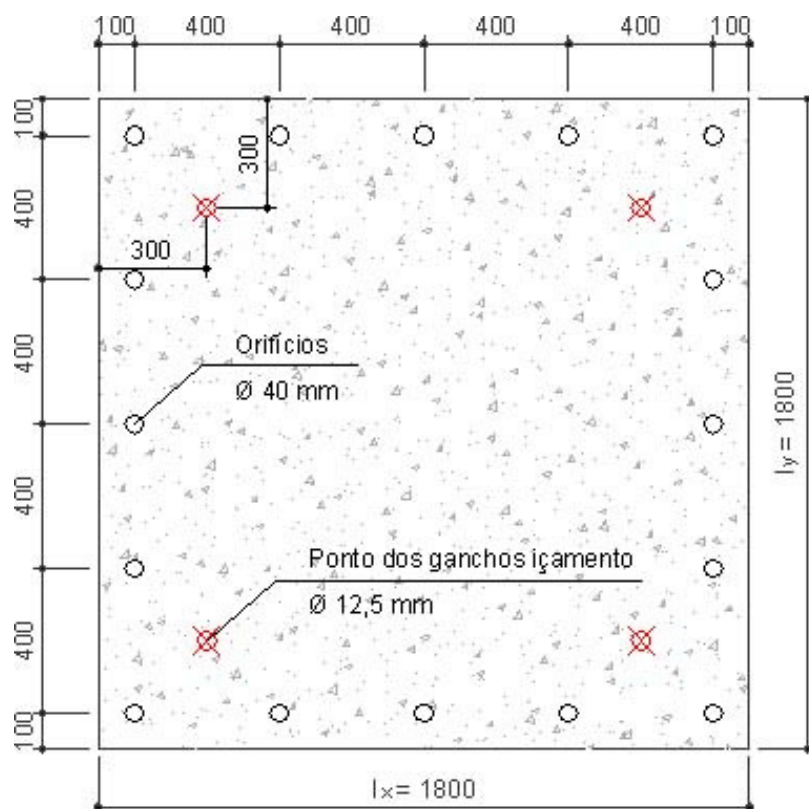
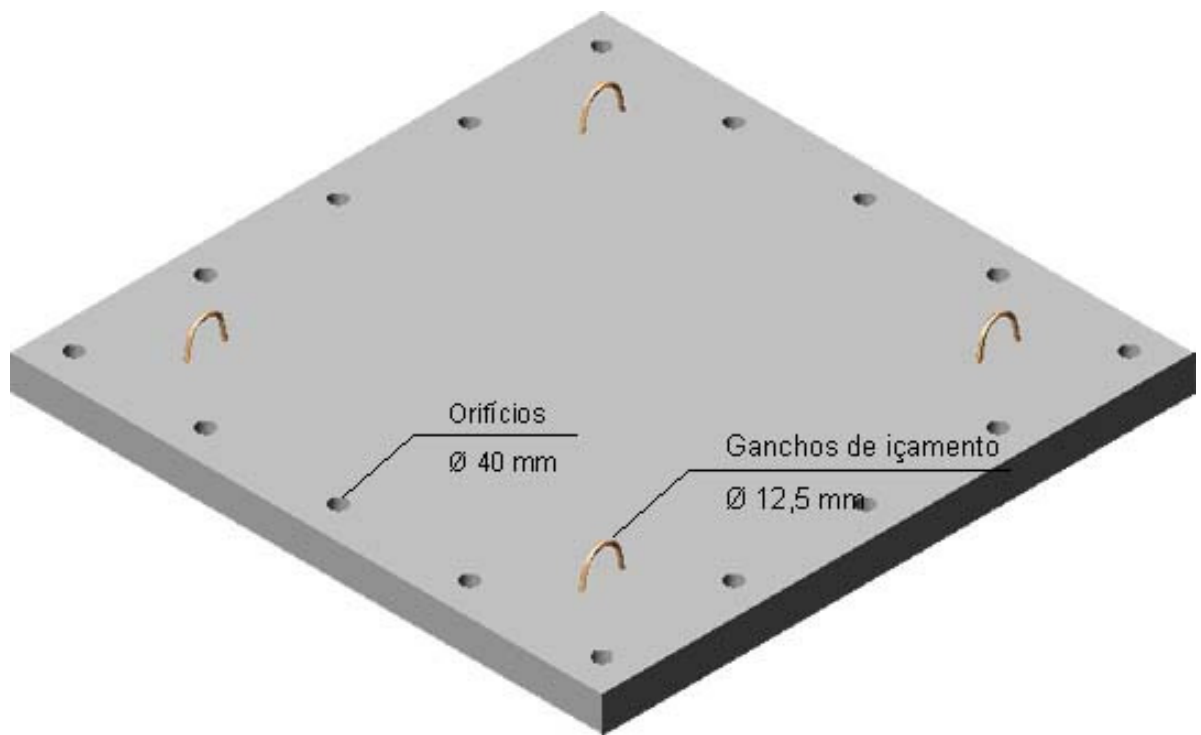
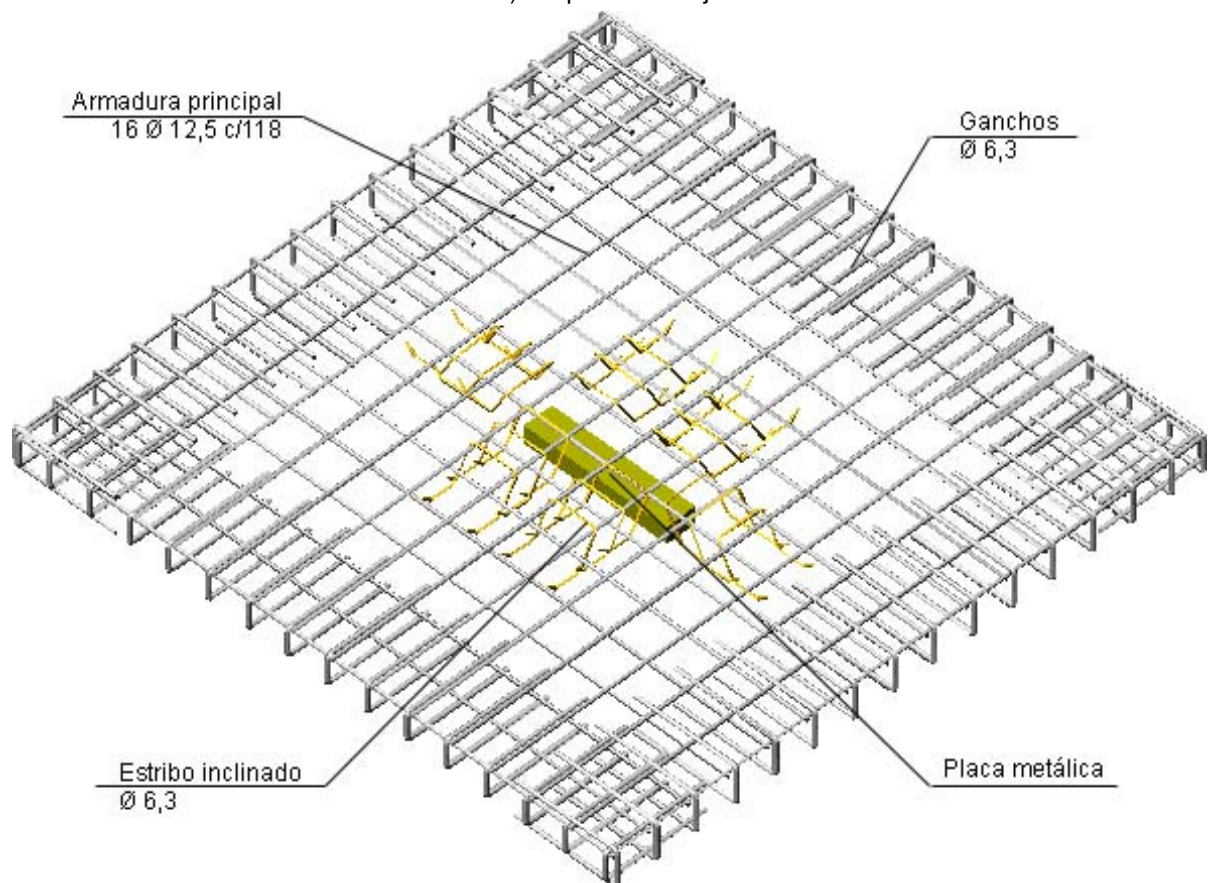


Figura 3.3 - Esquema da laje em planta



a) Esquema da laje



b) Esquema da armação (face superior)

Figura 3.4 - Esquema geral das lajes ensaiadas

3.2 - ARMADURA DE FLEXÃO

Junto à face superior de todas as lajes, foram posicionadas as armaduras de flexão compostas por 16 barras de 12,5 mm de diâmetro e espaçadas de 118 mm em cada direção; elas foram armadas paralelamente às direções x e y do plano cartesiano. Ganchos compostos por 16 barras de 6,3 mm de diâmetro, em forma de “U”, foram posicionados nos extremos de cada barra de flexão, em ambas as direções, para garantir uma ancoragem adequada.

As armaduras auxiliares a serem posicionadas junto à face inferior de todas as lajes, foram compostas por 10 barras de 6,3 mm de diâmetro, espaçadas de 197 mm em cada direção e armadas em disposição paralela as direções x e y do plano cartesiano. O cobrimento nas faces superior e inferior foi de 10 mm; nas laterais, o cobrimento foi de 15 mm. As Figuras 3.5 e 3.6 apresentam, esquematicamente, as armaduras acima descritas.

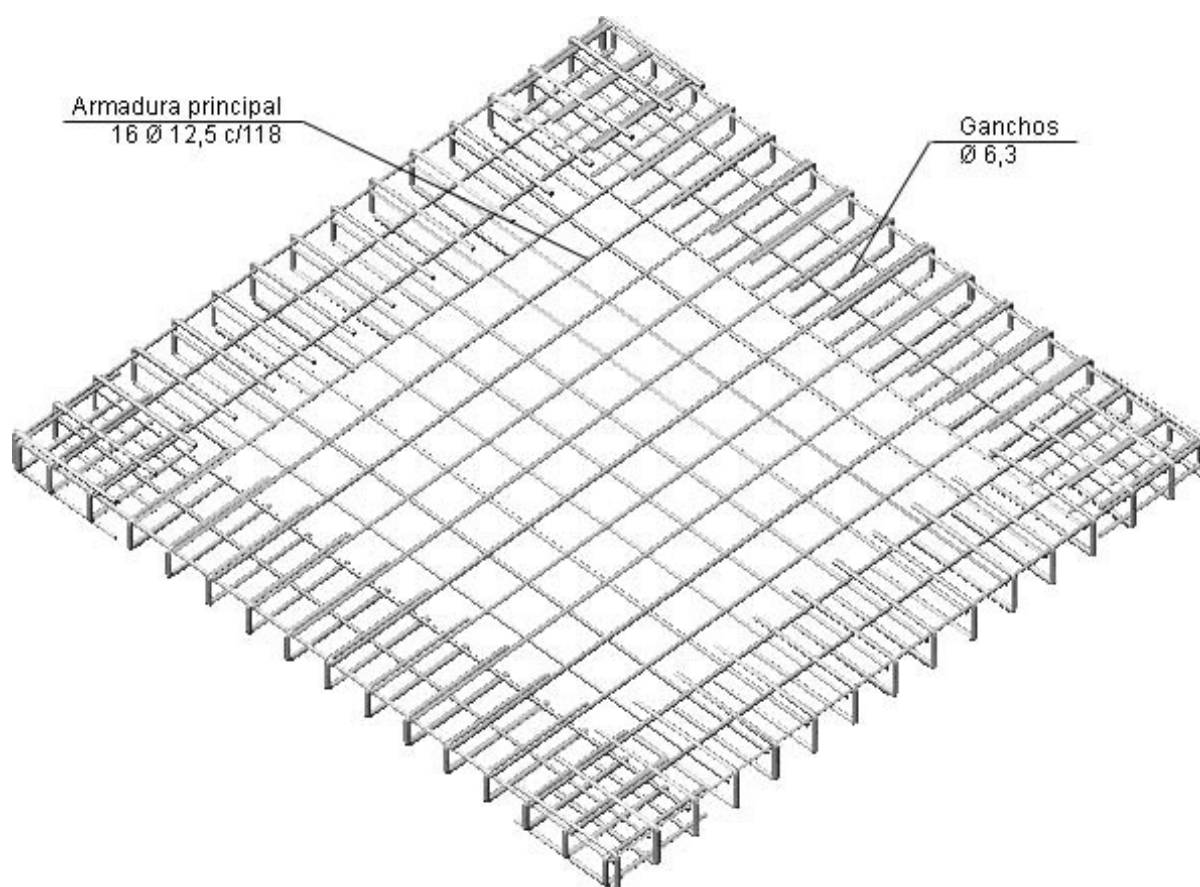


Figura 3.5 - Disposição da armadura principal com os ganchos

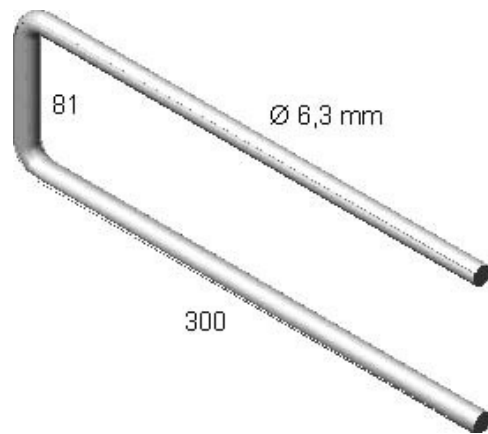


Figura 3.6 - Detalhe dos ganchos

3.3 - ARMADURA DE CISALHAMENTO

Com exceção das lajes de referência, L1, L2 e L3, todas as demais possuíam armadura de cisalhamento, que foram constituídas por estribos abertos e inclinados de 60° com relação ao plano da laje. Os estribos foram formados por barras de 6,3 mm de diâmetro, com as dimensões mostradas na Figura 3.7.

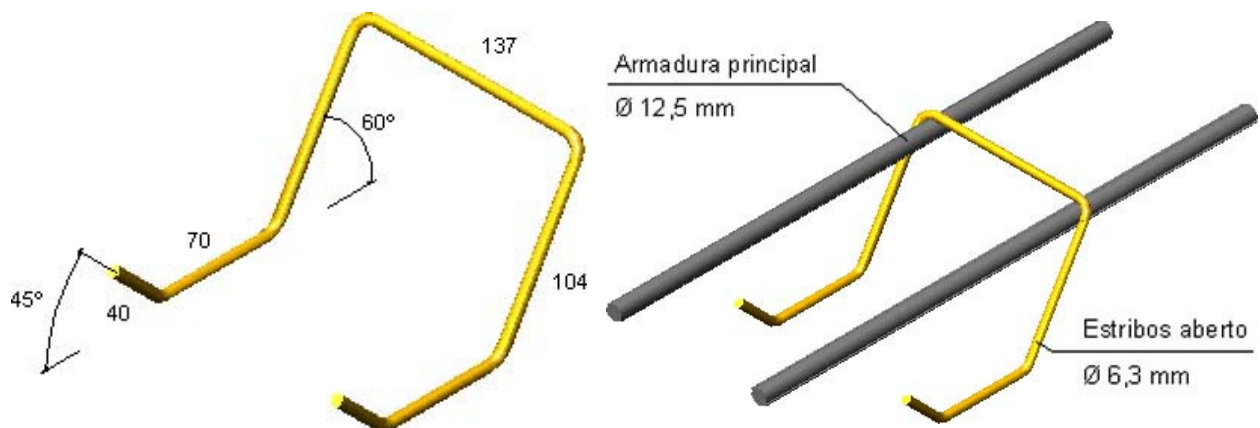


Figura 3.7 - Armadura de cisalhamento do tipo estribo aberto e inclinado

É consenso o modelo mecânico no qual a ruptura por punção ocorre a partir do pilar com o deslocamento de um sólido interno que teria a forma de um tronco de cone, com a superfície inclinada entre 25° e 30° em relação ao plano da laje. Visando obter um aproveitamento máximo das armaduras de cisalhamento, adotou-se uma inclinação de 60° dos estribos com o plano da laje.

A facilidade de instalação dos estribos, uma vez montada as armaduras de flexão, contribuiu para a adoção de estribos abertos. Para conferir uma ancoragem mais

eficiente, foram confeccionadas dobras nos extremos dos estribos com um ângulo de 45° com o plano da laje.

Todas as lajes com armadura de cisalhamento possuíam três camadas de estribos. A primeira camada distava s_0 equivalente a $0,5 \cdot d$ da face da área carregada; a segunda camada distava s_n correspondente a $0,75 \cdot d$ da primeira camada; e a terceira, distava $0,75 \cdot d$ da segunda. O espaçamento a ser adotado para as camadas são os recomendados por algumas normas como o CEB-FIP (1991), EC2 (2004), NBR 6118 (2003) (Figura 3.8). A distribuição dos estribos, para as lajes que os possuem, é mostrada nas Figuras 3.9 e 3.10.

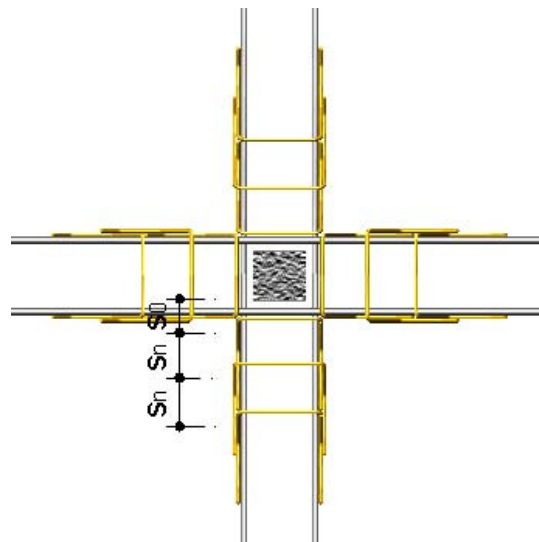
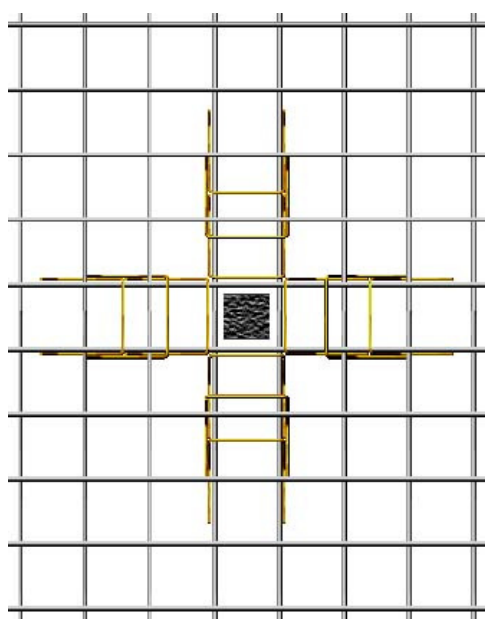
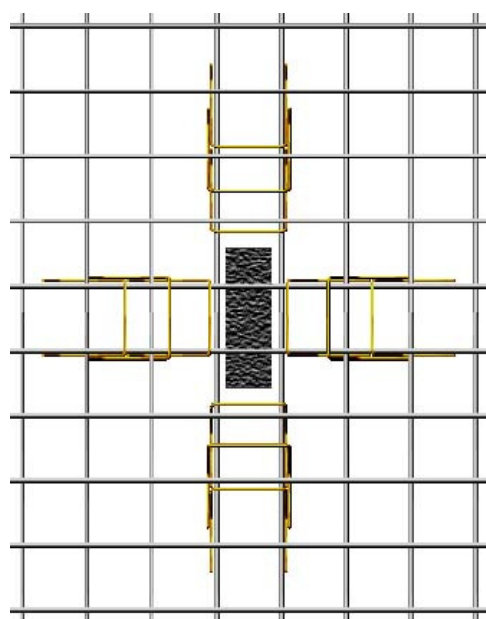


Figura 3.8 - Posições das camadas dos estribos

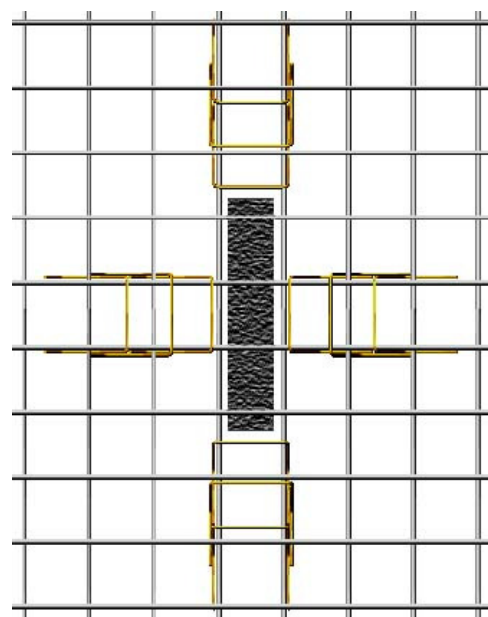


a) Distribuição em cruz dos estribos na L4

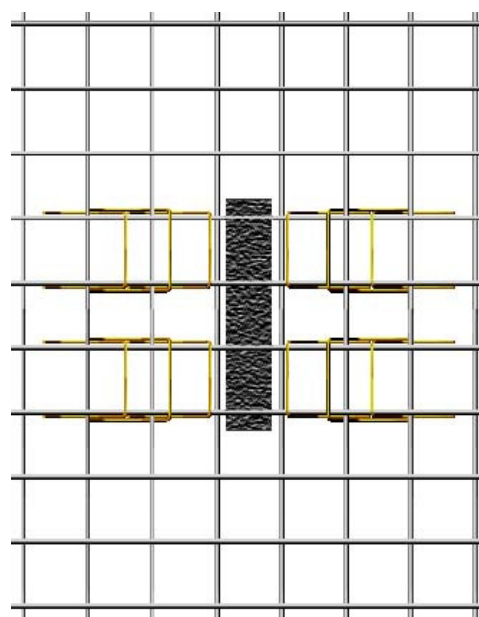


b) Distribuição em cruz dos estribos na L5

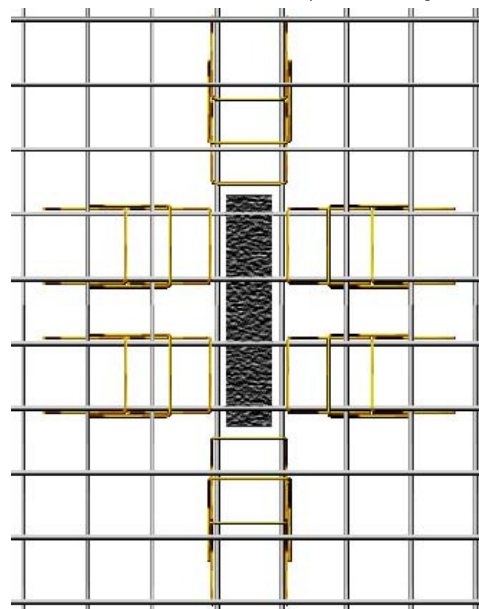
Figura 3.9 - Detalhe da distribuição dos estribos nas lajes L4 e L5



a) Distribuição em cruz dos estribos na L6



b) Distribuição em paralelo dos estribos na L7



c) Distribuição em duplo-T dos estribos na L8

Figura 3.10 - Detalhe da distribuição dos estribos nas lajes L6, L7 e L8

3.4 - INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação em alguns pontos da laje tem a finalidade de monitorar como ela irá se comportar à medida que vai sendo submetida a um carregamento controlado e crescente. Segundo Reese e Kawahara (1993), existe uma diferença entre os termos “carga” e “carregamento”. Carga ocorre durante a vida de serviço de uma estrutura, e é usada para fins de projeto. Carregamento é imposto à estrutura ou à parte dela, em laboratório, com a intenção de representar uma carga.

Neste trabalho foram avaliados o deslocamento da laje na direção perpendicular ao seu plano e a deformação, ambos em função do carregamento crescente. Para isto, foram usados extensômetros elétricos de resistência (EER) que forneceram a medida das deformações no concreto e nas armaduras. Para determinar os deslocamentos nas lajes foram usados 5 deflectômetros. O arranjo dos deflectômetros foi o mesmo para todas as lajes, independente do tipo de área carregada, como pode ser visto na Figura 3.11.

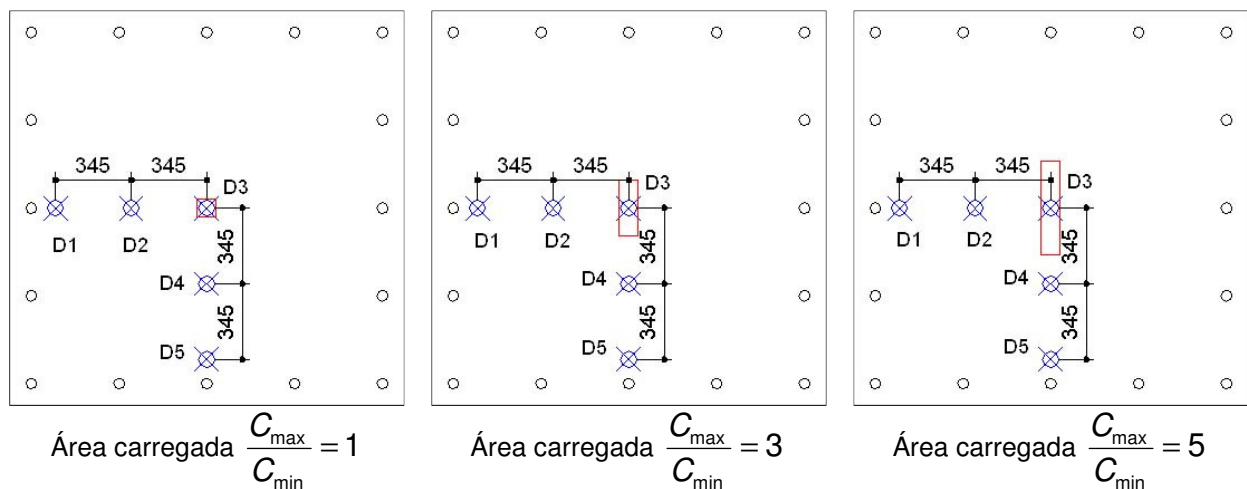


Figura 3.11 - Arranjo dos deflectômetros para a medição dos deslocamentos das lajes

3.4.1 - Concreto

Na aferição das deformações do concreto foram considerados dois pontos de estudo, ambos localizados na face inferior da laje. Adotou-se a face inferior pelo fato de, no instante da ruptura por punção, formar-se uma fissura localizada próxima à área carregada, assim como pelo fato de determinar a ocorrência ou não esmagamento do concreto para uma possível ruptura por flexão. Desta maneira pretendeu-se monitorar o nível de deformação adjacente à esta região. A orientação que foi adotada para os EERs está indicada na Figura 3.12.

O EER_{c1} foi fixado a uma distância de 50 mm (aproximadamente $0,5 \cdot d$) da face da área carregada, paralelo ao lado C_{max} e orientado na direção tangencial. O EER_{c2} foi fixado à mesma distância de 50 mm da face da área carregada, paralelo ao lado C_{min} e orientado, também, na direção tangencial. A orientação tangencial será adotada devido à ocorrência das tensões nessa direção se manifestarem dos primeiros aos últimos

níveis de carregamento. A distância de 50 mm das faces da área carregada foi considerada por ser um valor próximo de $0,5d$, que corresponde à primeira camada de estribo para todas as lajes ensaiadas.

Os extensômetros utilizados foram do tipo KC-70-120-A1-11, do fabricante Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd..

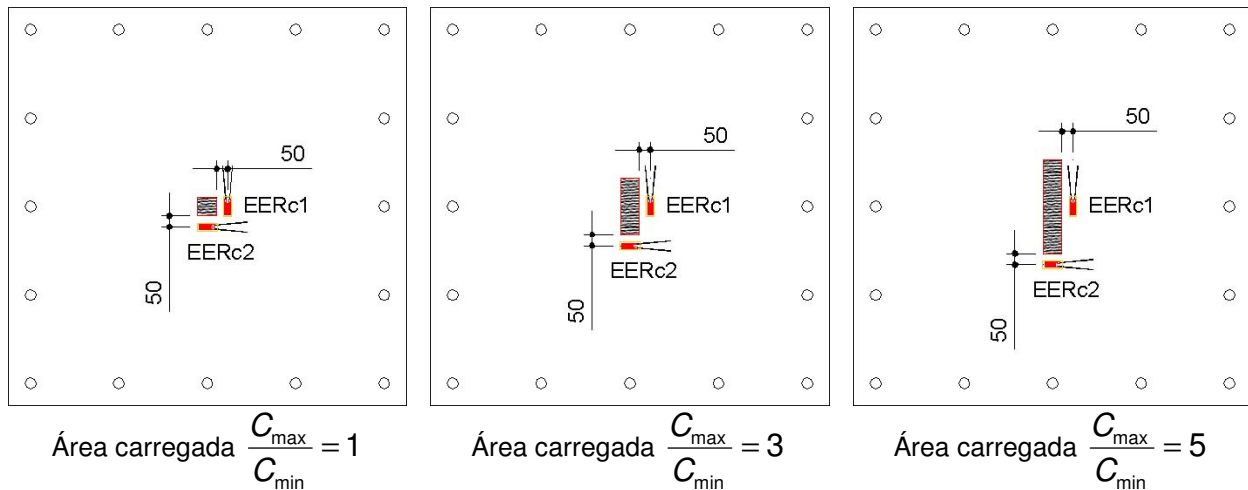


Figura 3.12 - Disposição dos EERs na face inferior das lajes

3.4.2 - Armadura de flexão

Para auxiliar na definição do modo de ruína das lajes e acompanhar seu comportamento ao longo do ensaio, foram estudados alguns pontos da armadura de flexão. Os extensômetros utilizados foram do tipo KFG-5-120-C1-11 e ficaram posicionados conforme mostra a Figura 3.13.

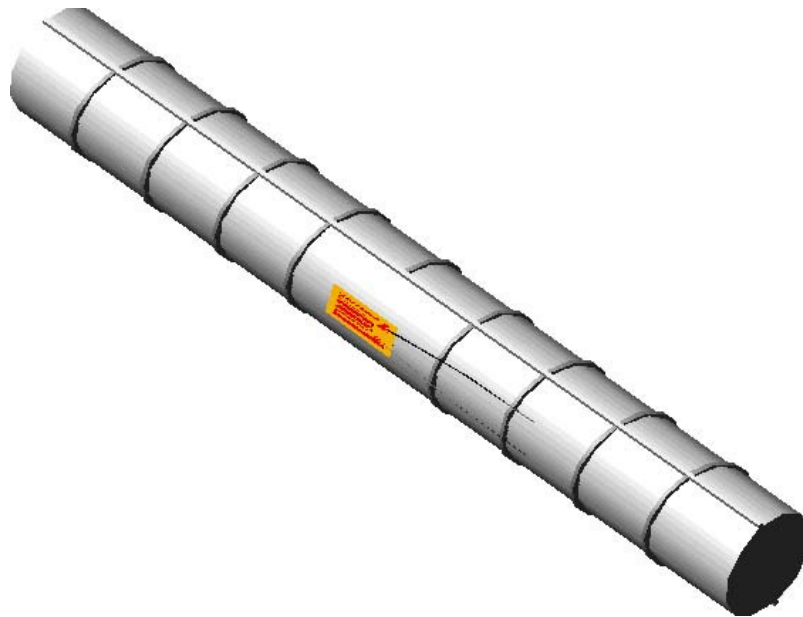


Figura 3.13 - Localização do EER na face das armaduras de flexão

Adotou-se o plano médio para fixação por utilizar-se apenas um EER e em cada ponto monitorado da armadura de flexão.

Foram estudados três pontos das armaduras em cada uma das lajes, e para aquelas com o mesmo tipo de área carregada, foram selecionadas as duas barras paralelas mais próximas à face C_{min} (Figuras 3.14 e 3.15).

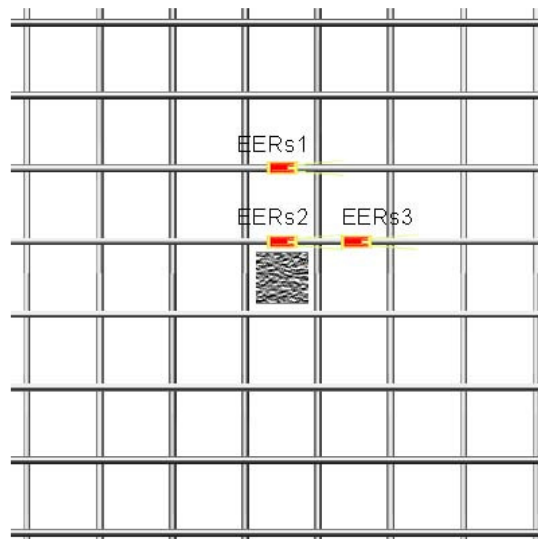


Figura 3.14 - Disposição dos EERs nas armaduras de flexão para pilares com índice de retangularidade 1

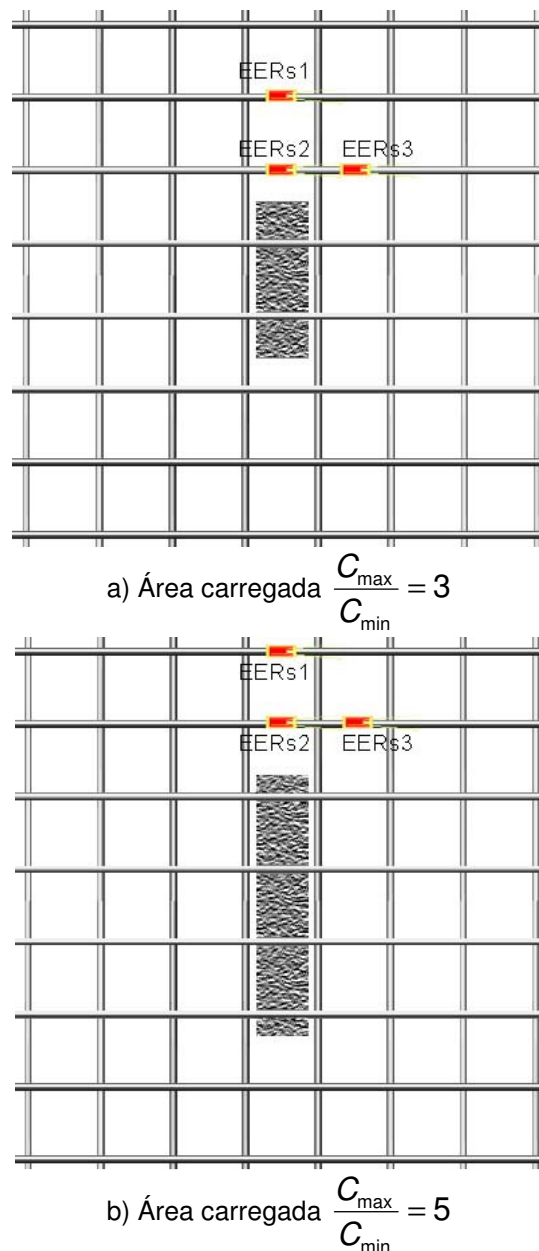


Figura 3.15 - Disposição dos EERs nas armaduras de flexão para pilares com índice de retangularidade 3 e 5

A escolha das barras nas vizinhanças da face C_{min} se deve às elevadas tensões nessa região, quando comparadas às tensões na face adjacente à C_{max} . A orientação tangencial dos EER se justifica porque as tensões tangenciais se manifestam dos primeiros aos últimos níveis de carregamento, enquanto que valores consideráveis de tensões radiais são verificados apenas em níveis mais elevados de carregamento.

Os extensômetros utilizados também foram fabricados pela empresa Kyowa Electronic Instruments Co., Ltd., assim como os da armadura de cisalhamento.

3.4.3 - Armadura de cisalhamento

Para avaliar o comportamento dos estribos no decorrer do ensaio, foram monitorados alguns ramos das armaduras de cisalhamento. Os extensômetros utilizados foram do tipo KFG-5-120-C1-11. O estribo em análise recebeu um EER fixado na altura média do ramo, como pode ser visto na Figura 3.16. A disposição dos EERs nos ramos dos estribos das lajes estudadas é mostrada nas Figuras 3.17 a 3.19.

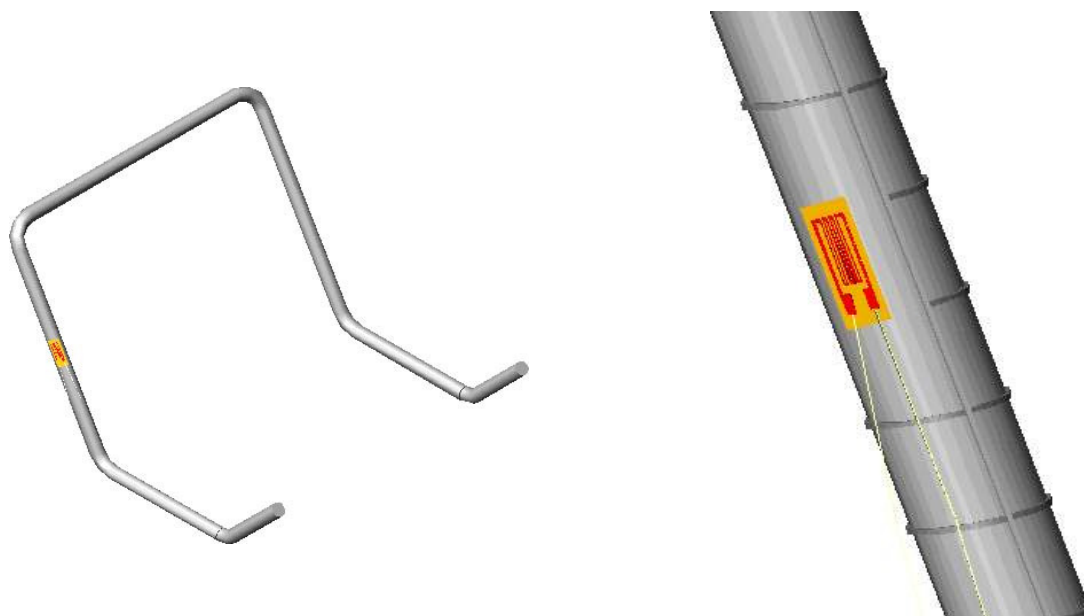


Figura 3.16 - Localização do EER na face da armadura de cisalhamento

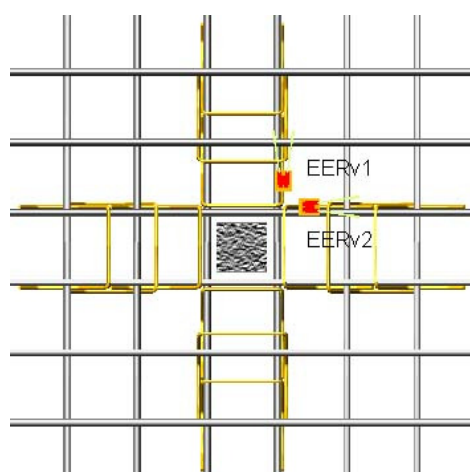
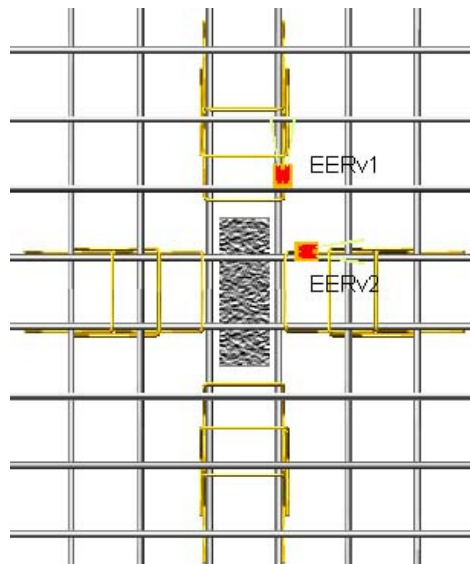
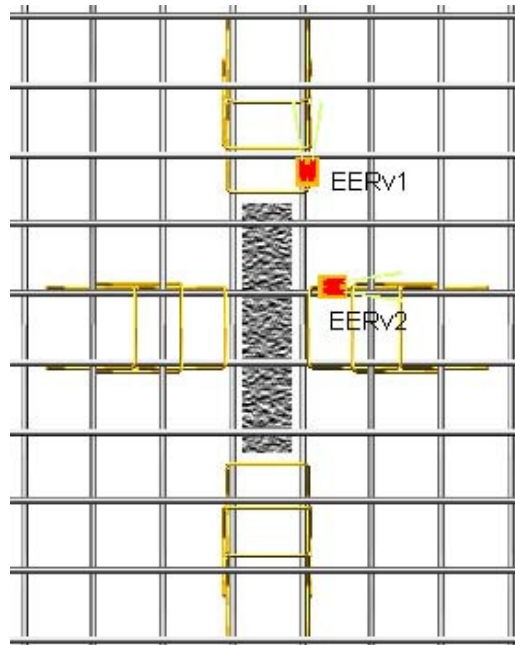


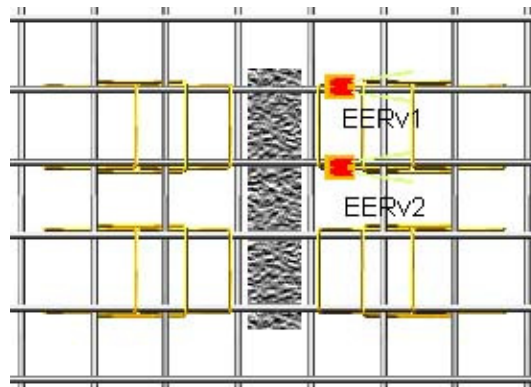
Figura 3.17 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento na laje L4



a) Distribuição dos EERs na L5



b) Distribuição dos EERs na L6



c) Distribuição dos EERs na L7

Figura 3.18 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento das lajes L5 a L7

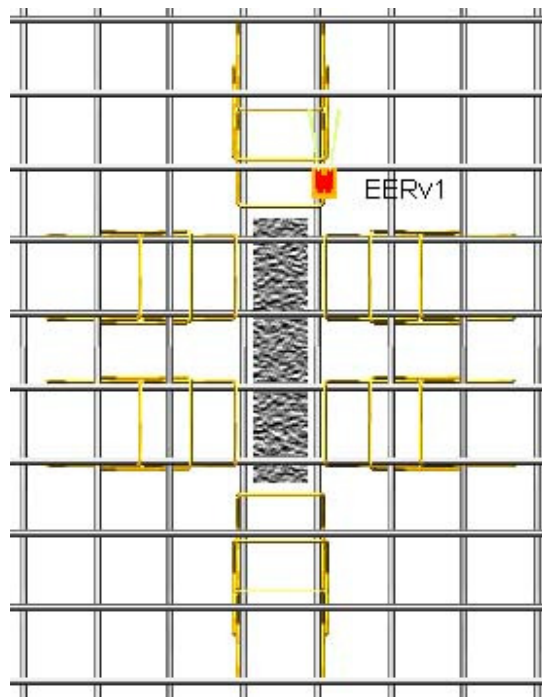


Figura 3.19 - Disposição dos EERs nas armaduras de cisalhamento na laje L8

A escolha da primeira camada de estribo para fixação dos EERs se explica pelo fato das tensões na laje reduzirem à medida que se distanciam da área carregada. Ressalta-se que a superfície de ruptura por punção com armadura de cisalhamento pode se formar antes da primeira camada de estribos, ao longo das camadas ou além da mais externa. Desta forma, não é possível afirmar que os estribos mais solicitados serão os da primeira camada.

3.5 - SISTEMA DE ENSAIO

O ensaio visou a representar a situação de uma laje lisa de concreto armado, retangular e submetida a um carregamento simétrico de tal forma que a solicite nas duas direções. A Figura 3.20 apresenta o esquema da estrutura de um prédio com a região de estudo destacada e a simulação numérica correspondente a uma laje isolada do prédio considerado. Exibe, ainda, a distribuição dos esforços cortantes na mesma laje. Para simular esta situação em laboratório, foi utilizado o sistema definido nas Figuras 3.21 e 3.22.

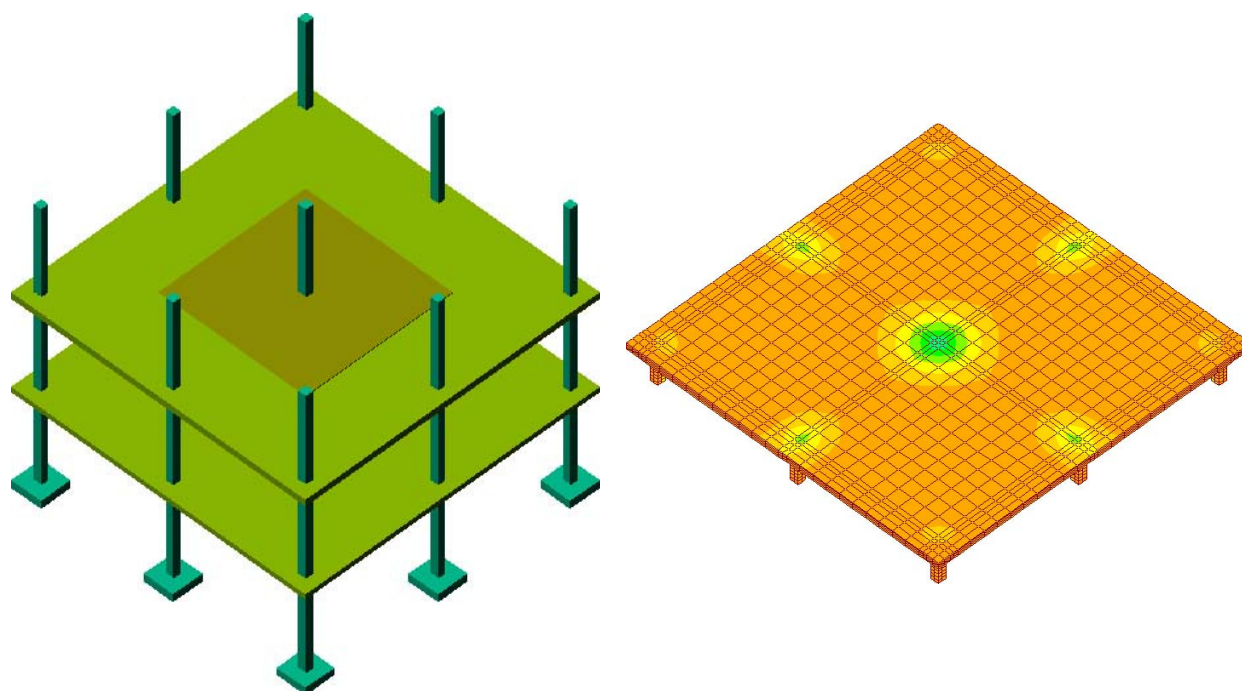


Figura 3.20 - Estrutura em laje lisa e simulação numérica

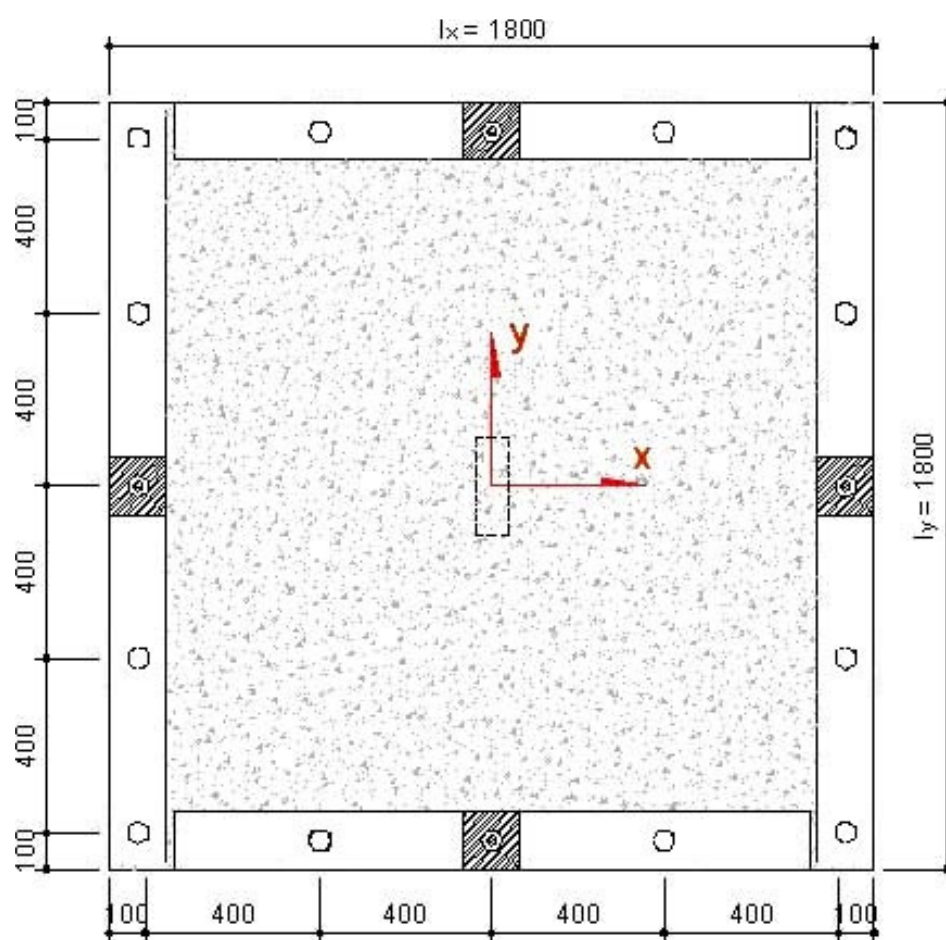


Figura 3.21 - Vista em planta do sistema de ensaio

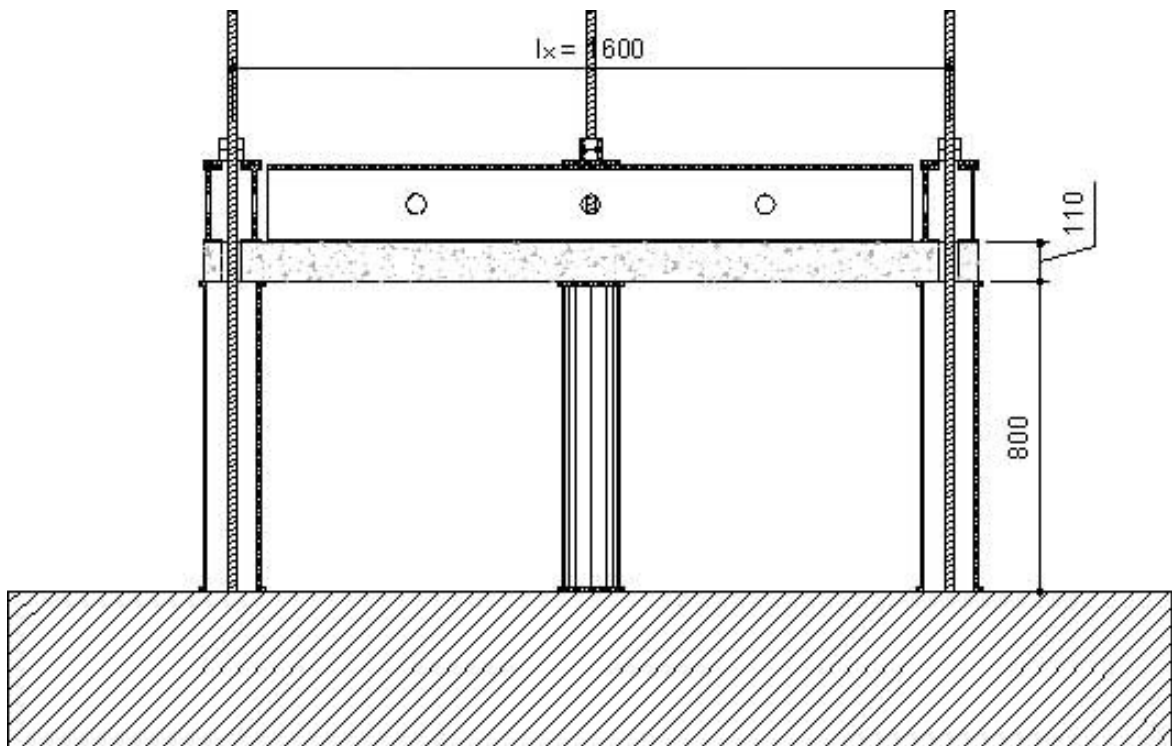
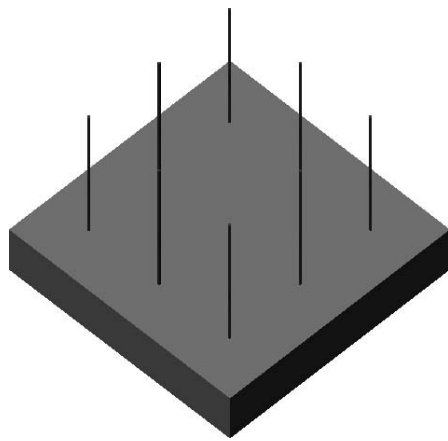


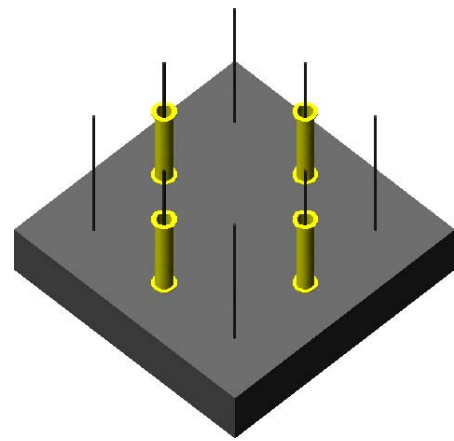
Figura 3.22 - Corte do sistema de ensaio

O sistema foi composto dos seguintes elementos:

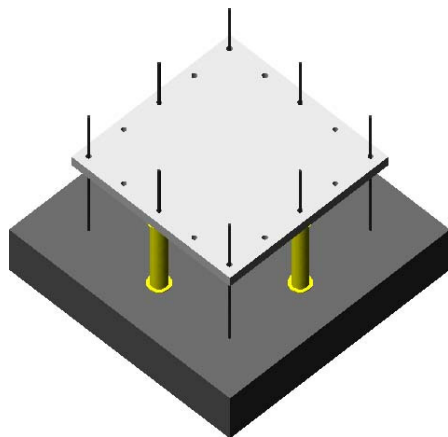
Primeiramente, foram fixados 16 tirantes (25,4 mm de diâmetro e 400 MPa de tensão de escoamento) à laje de reação, elemento este responsável em absorver todo o carregamento aplicado à laje. Em seguida, com função de sustentar a laje para os processos seguintes, foram colocados perfis cilíndricos sobre alguns dos tirantes. Ajustada a laje sobre os perfis, quatro vigas metálicas de reação foram postas sobre o conjunto com a finalidade de distribuir os esforços o mais uniformemente possível aos tirantes. Finalmente, a laje e as vigas de reações foram presas aos tirantes por meio de porcas duplas sobre uma chapa metálica. A Figura 3.23 detalha a montagem acima descrita.



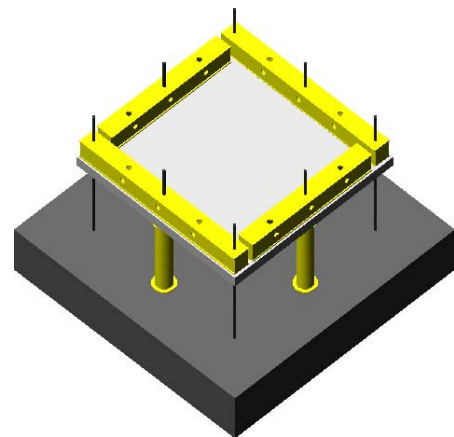
a) Tirantes fixados na laje de reação



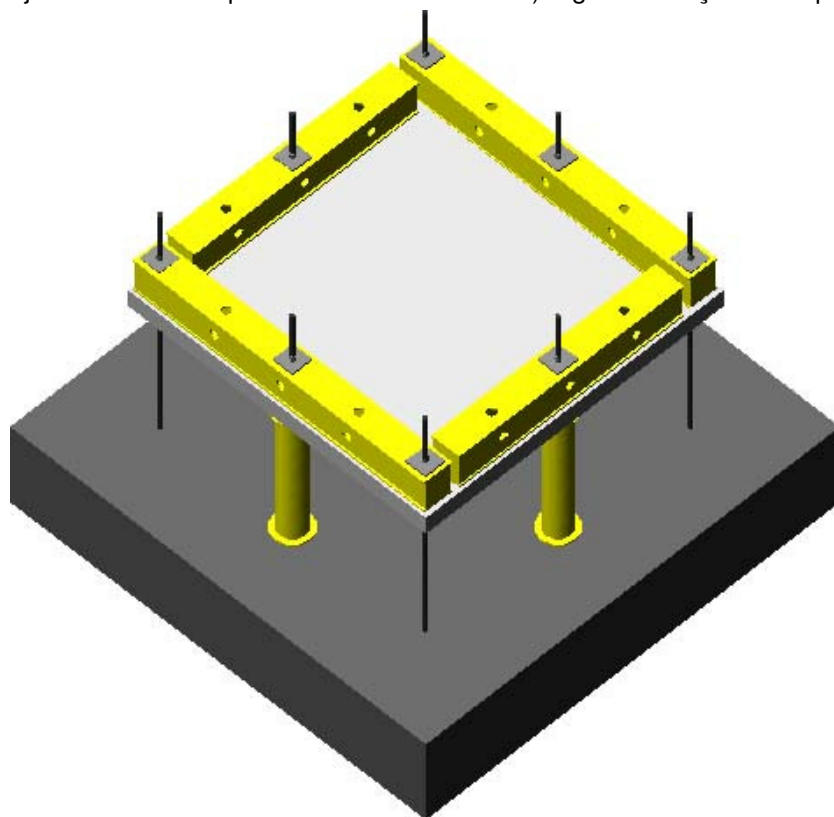
b) Perfis de sustentação da laje analisada



c) Laje ajustada sobre os perfis



d) Vigas de reação sobrepostas à laje



e) Fixação da laje e vigas com porcas duplas

Figura 3.23 - Montagem do sistema de ensaio

Sob o sistema apresentado foram posicionados os elementos responsáveis em transferir o carregamento às lajes, os quais serão apresentados mais detalhadamente na seção “Processo de Carregamento”.

3.6 - PROCESSO DE CARREGAMENTO

Para submeter as lajes a um nível de carregamento que as leve à ruína foram utilizados alguns dispositivos que compõem o sistema de carregamento. Os equipamentos são constituídos dos seguintes elementos:

- Bomba hidráulica;
- Cilindro hidráulico de 1.000 kN;
- Célula de carga com leitora com capacidade de 1.000 kN e precisão de 1 kN;
- Rótula;
- Placa metálica.

A bomba hidráulica tem a função de acionar o cilindro hidráulico responsável pelo carregamento das lajes. A célula de carga com a leitora registra o valor do carregamento aplicado. A rótula garante que a única solicitação seja a proveniente do cilindro hidráulico impedindo, assim, outro tipo de solicitação indesejável à laje. A placa metálica simula a dimensão do pilar.

O sistema foi posicionado sob a laje de tal forma que o carregamento seja simétrico. A Figura 3.24 apresenta o arranjo do sistema. A Figura 3.25 mostra o sistema de carregamento sob a laje.

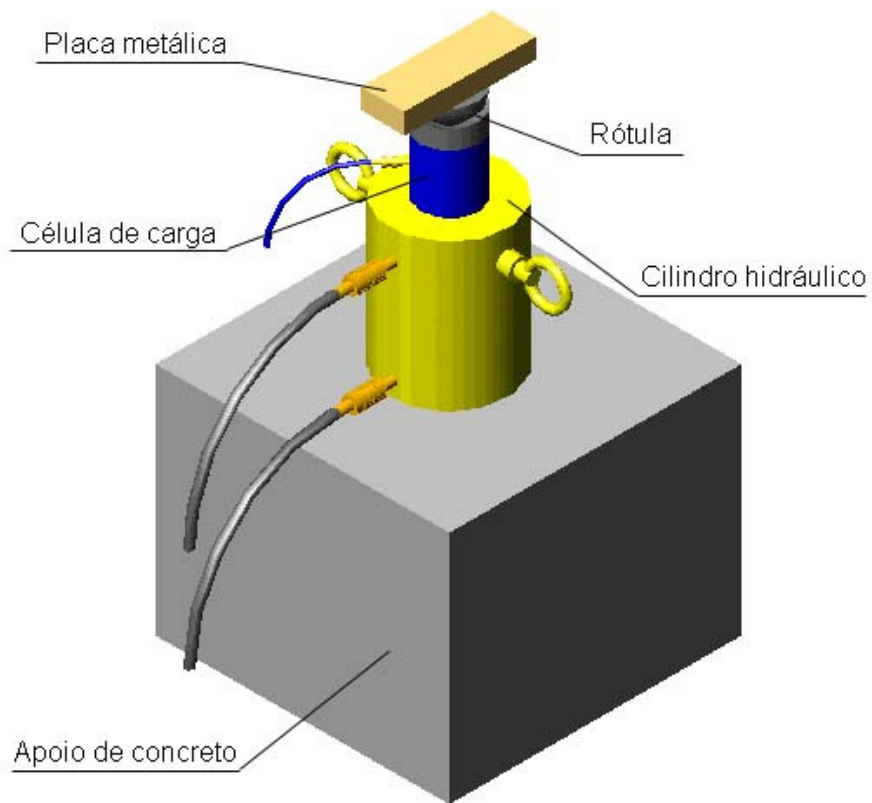


Figura 3.24 - Arranjo do sistema de carregamento

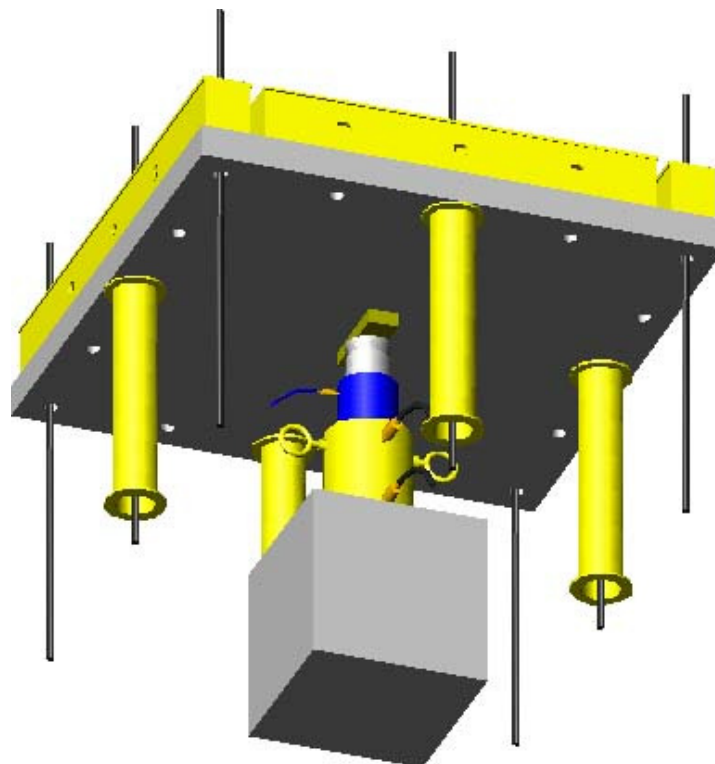


Figura 3.25 - Sistema de carregamento sob a laje

3.7 - CARGAS ÚLTIMAS DE FLEXÃO

De acordo com Langendonck (1970) o valor do momento fletor por unidade de comprimento, correspondente ao estágio III, pode ser determinado adotando-se uma distribuição uniforme das tensões de compressão no concreto (Figura 3.26).

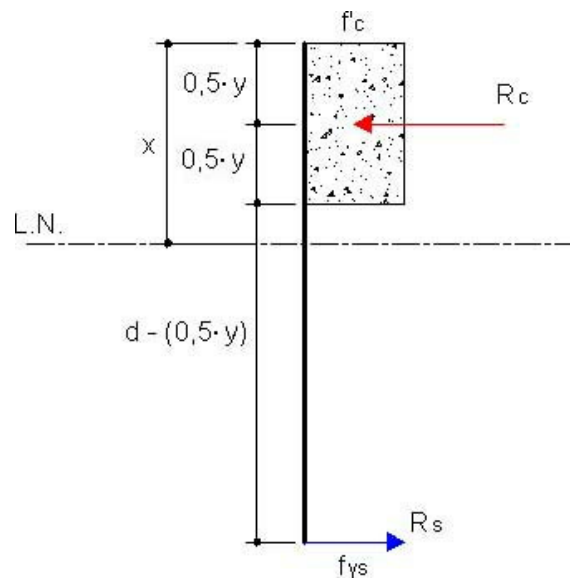


Figura 3.26 - Diagrama simplificado das tensões de compressão no concreto (estádio III)

Para as lajes com seção transversal retangular, o momento fletor último por unidade de comprimento é determinado pela Equação 3.1.

$$M_u = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \cdot \left(1 - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f'_c} \right) \quad (3.1)$$

onde ρ é a taxa geométrica da armadura; d é a altura útil da laje; f_{ys} é a tensão de escoamento da armadura; e f'_c é a tensão de ruptura do concreto.

A carga última de flexão foi estimada com base em duas teorias: inicialmente, consideraram-se as formulações da Teoria Elementar das Charneiras Plásticas e, posteriormente a Teoria das Placas.

Foram adotadas essas duas teorias porque se desenvolvem segundo hipóteses distintas e são vastamente utilizadas em pesquisas nacionais e internacionais, o que indica alta credibilidade.

Aplicando a teoria elementar das charneiras plásticas, Oliveira (2003) desenvolveu uma possível configuração para as linhas de ruptura mediante a presença de pilares retangulares. Essa aproximação baseia-se em modelos da literatura adotados em lajes quadradas com pilares quadrados, considerando apenas os comprimentos das distâncias entre as faces do pilar e as linhas de apoios. Foi considerado igual o momento resistente por unidade de comprimento em ambas as direções (Figura 3.27). Não foram consideradas as fissuras nos cantos da laje por estes estarem livres.

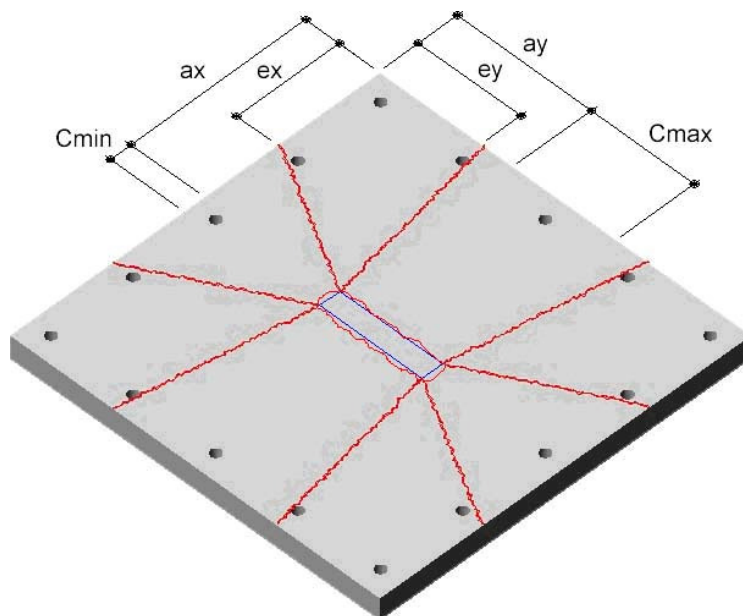


Figura 3.27 - Configuração de ruína por flexão para laje em estudo

A carga última de flexão da configuração de ruína exibida anteriormente é determinada para valores de “ex” e “ey” que tornam mínima a Equação 3.2.

$$P_{flex} = 2 \cdot M_u \cdot \left\{ \frac{l_x}{a_y} + \frac{l_y}{a_x} - 2 \cdot \left[\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right] \right\} \quad (3.2)$$

sendo,

$$f_x = \frac{e_y}{a_y} \cdot \frac{\frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}{1 + \frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}$$

$$f_y = \frac{e_x}{a_x} \cdot \frac{\frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}{1 + \frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}$$

Segundo Timoshenko e Woinowsky-Krieger (1959), existem três classificações de placas: placas finas com pequenas deflexões, placas finas com grandes deflexões e placas espessas. Adotou-se a classificação de placas finas com pequenas deflexões haja vista as hipóteses de suas formulações serem satisfatórias para a determinação dos momentos fletores.

As lajes deste trabalho atendem às condições de placas retangulares, simplesmente apoiadas nos quatro lados e carregadas uniforme e parcialmente sobre uma superfície retangular, como pode ser visto na Figura 3.28.

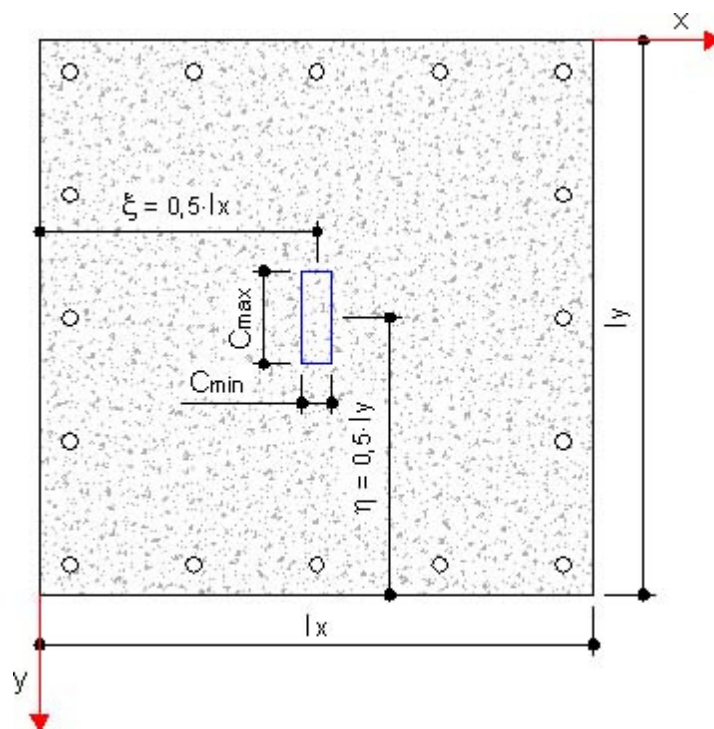


Figura 3.28 - Característica das lajes desta pesquisa

De acordo com Cunha e Vicente (1998), a expressão da deflexão, $w(x,y)=w$, expandida em séries duplas de Fourier pelo método de Navier, é dada pela Equação 3.3.

$$w = \frac{16 \cdot q_0}{D \cdot \pi^6} \cdot \sum_m \sum_n \frac{\text{sen}\left(\frac{m \cdot \pi \cdot \xi}{l_x}\right) \cdot \text{sen}\left(\frac{n \cdot \pi \cdot \eta}{l_y}\right) \cdot \text{sen}\left(\frac{m \cdot \pi \cdot C_{\min}}{2 \cdot l_x}\right) \cdot \text{sen}\left(\frac{n \cdot \pi \cdot C_{\max}}{2 \cdot l_y}\right)}{m \cdot n \cdot \left(\frac{m^2}{l_x^2} + \frac{n^2}{l_y^2}\right)^2} \cdot \text{sen}\left(\frac{m \cdot \pi \cdot x}{l_x}\right) \cdot \text{sen}\left(\frac{n \cdot \pi \cdot y}{l_y}\right) \quad (3.3)$$

A relação existente entre os momentos de flexão e de torção, e a deflexão é apresentada pela Equação 3.4 à Equação 3.6.

$$m_x(x, y) = m_x = -D \cdot \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3.4)$$

$$m_y(x, y) = m_y = -D \cdot \left(\nu \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (3.5)$$

$$m_{xy}(x, y) = m_{yx}(x, y) = m_{xy} = m_{yx} = D \cdot (1 - \nu) \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial xy} \quad (3.6)$$

onde m_x e m_y são os momentos fletores resultantes nas direções x e y , respectivamente, e $m_{xy} = m_{yx}$ são os momentos torçores resultantes. A rigidez da placa à flexão é definida pela Equação 3.7.

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \quad (3.7)$$

onde h é a altura efetiva da laje; E é o módulo de elasticidade; e ν é o coeficiente de Poisson.

É interessante salientar que para os pontos estudados sobre os eixos principais, os valores dos momentos fletores podem ser obtidos diretamente pelas Equações 3.4 e 3.5, já que se tratam de valores máximos. Caso sejam analisados pontos fora dos eixos principais, haverá a necessidade da determinação do valor do momento fletor máximo neste ponto pela aplicação da Equação 3.8.

$$m_{\max}(x, y) = m_{\max} = \frac{m_x + m_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{m_x - m_y}{2} \right)^2 + m_{xy}^2} \quad (3.8)$$

A teoria das placas finas com pequenas deflexões baseia-se na hipótese simplificadora do material da placa ser linearmente elástico, contínuo, homogêneo e isotrópico. Com isto, não se obtém um resultado preciso do comportamento da laje próximo à ruína.

Dada a considerável dificuldade de determinar o valor da carga última de flexão em função das equações empregadas, foi utilizado como ferramenta matemática o software Mathcad7 Professional.

3.8 - CRITÉRIOS PARA CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUÍNA

Para as lajes deste trabalho foram esperados quatro possíveis modos de ruína: ruína por punção, por punção dúctil, por flexo-punção ou por flexão. A classificação do modo de ruína de uma laje foi atribuída mediante avaliação de seu comportamento durante o ensaio. Os aspectos considerados para classificá-los compreendem a propagação das fissuras, a deformação do concreto e a deformação das armaduras.

De acordo com Thomaz (1989), o aspecto das fissuras varia conforme as condições de contorno da laje, a relação entre o comprimento e a largura, o arranjo da armação e a natureza e intensidade da solicitação.

3.9 - MATERIAIS

Nesta seção são apresentados os materiais necessários à confecção das lajes que foram aqui pesquisadas, assim como os ensaios a que eles foram submetidos para por à prova suas características e propriedades.

3.9.1 - Concreto

3.9.1.1 - Composição

A dosagem do concreto utilizada nas lajes investigadas neste trabalho foi obtida junto a uma empresa especializada em tecnologia do concreto, localizada no município de Belém. Para o concreto aos 28 dias de idade, era esperado um mínimo de 30 MPa de resistência à compressão.

3.9.1.2 - Resistência à compressão

Com vista a determinar a resistência do concreto à compressão, foi realizado o ensaio de compressão simples, seguindo os critérios da NBR 5739 (1994). Para cada laje foram utilizados 3 corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm. A Tabela 3.2 exibe os resultados para a resistência à compressão do concreto das varias lajes analisadas.

3.9.1.3 - Resistência à tração

Para determinar a resistência do concreto à tração, foi realizado o ensaio de compressão diametral, seguindo os critérios da NBR 7222 (1994). Adotou-se 3 corpos de prova cilíndricos de (100 x 200) mm para cada laje, para a realização dos ensaios. A Tabela 3.2 exibe os resultados para a resistência à tração do concreto das varias lajes analisadas.

3.9.1.4 - Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade do concreto foi determinado de acordo com a NBR 8522 (1984). Foram utilizados, neste ensaio, 3 corpos de prova cilíndricos de (150 x 300) mm para cada laje. A Tabela 3.2 exibe os resultados para o módulo de elasticidade do concreto das varias lajes analisadas.

Tabela 3.2 - Propriedades mecânicas do concreto

<i>Lajes</i>	<i>Idade (dias)</i>	<i>f'_c (MPa)</i>	<i>f'_{ct} (MPa)</i>	<i>E_c (GPa)</i>
L1	48	39,4	2,4	26,5
L2	48	39,8	2,7	27,3
L3	44	40,9	2,5	27,8
L4	49	39,4	3,8	28,0
L5	29	42,7	3,0	23,5
L6	33	42,8	2,8	23,7
L7	30	43,9	3,3	25,3
L8	28	46,9	3,7	23,9

3.9.2 - Aço

O aço utilizado nas lajes deste trabalho foram constituídos por barras de 12,5 mm de diâmetro e barras de 6,3 mm de diâmetro. As primeiras compunham a armadura de flexão, e as últimas foram utilizadas para confecção da armadura secundária, dos estribos e dos ganchos que proporcionam à armadura de flexão uma ancoragem mais eficiente. Para determinar as propriedades mecânicas do aço utilizado, foi realizado, o ensaio de tração simples seguindo as recomendações da NBR 6152 (1992). Para a realização dos ensaios, foram utilizadas 3 amostras aleatórias de cada bitola. As Figuras 3.29 e 3.30 mostram os gráficos tensão x deformação das armaduras ensaiadas e a Tabela 3.3 exibe os resultados obtidos nos ensaios.

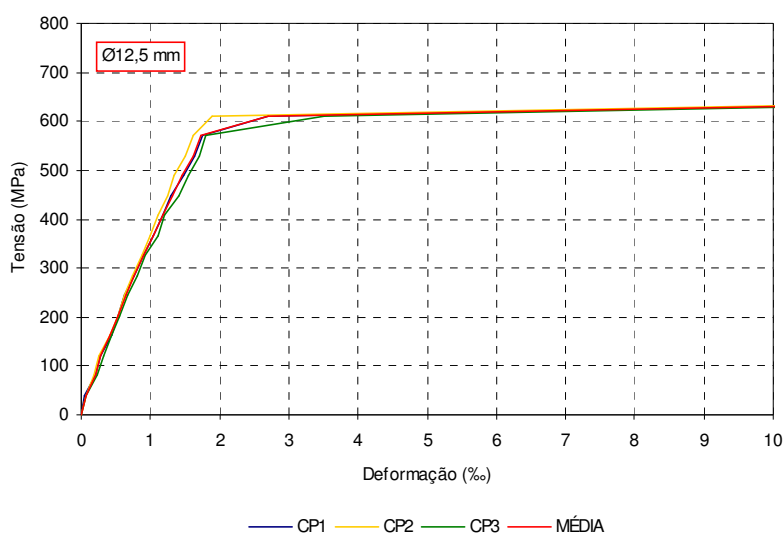


Figura 3.29 - Gráfico tensão x deformação dos aços de Ø 12,5 mm

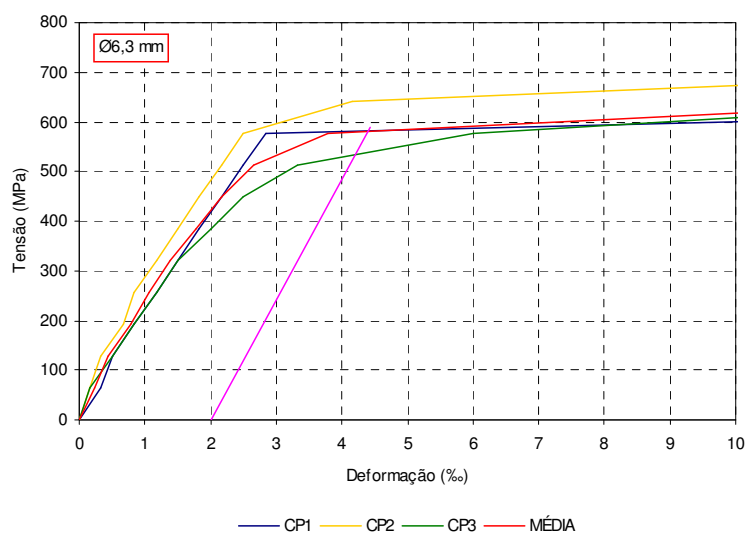


Figura 3.30 - Gráfico tensão x deformação dos aços de Ø 6,3 mm

Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas do aço

ϕ (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	f_u (MPa)	ϵ_u (‰)	E_s (GPa)
12,5	601,6	2,5	740,2	-	255,3
6,3	585,0	4,4	794,5	-	245,8

3.9.3 - Fôrmas

Para garantir as dimensões das lajes, foram utilizadas fôrmas metálicas. Foram utilizados desmoldantes para facilitar a retirada das fôrmas, as quais foram estanques e rígidas. A Figura 3.31 apresenta um esquema das fôrmas metálicas.



Figura 3.31 - Esquema das fôrmas metálicas

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará (UFPA).

4 - ANÁLISE NUMÉRICA

A análise numérica forneceu informações valiosas que corroboraram com as decisões pertinentes aos elementos estudados neste trabalho. A análise realizada foi do tipo linear elástica.

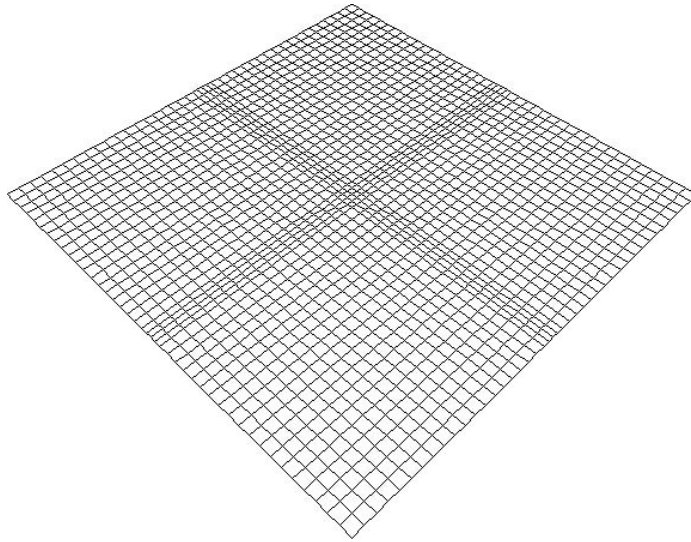
As lajes deste trabalho foram analisadas utilizando-se método dos elementos finitos. O software utilizado foi o SAP2000 versão 9.0.3. O elemento utilizado foi do tipo Shell, que é uma formulação de três ou quatro nós que combina, separadamente, o comportamento de membrana e de placa flexionada.

O comportamento de placa flexionada adotada no estudo inclui duas considerações: componentes de rigidez à rotação e componentes de rigidez à translação na direção normal ao plano do elemento.

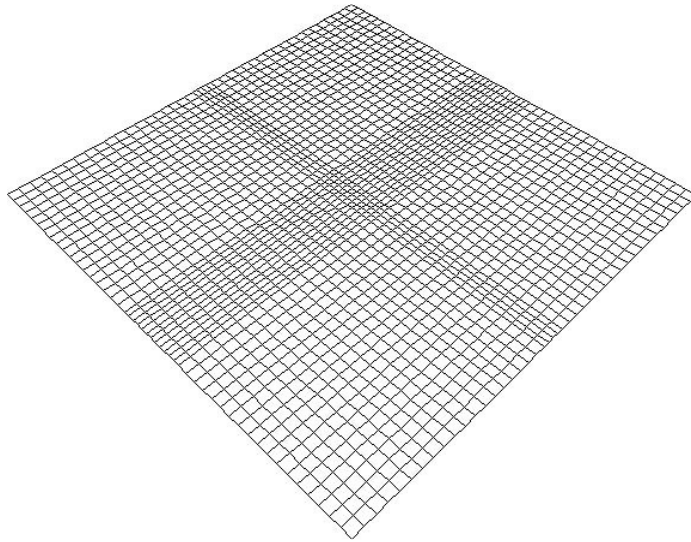
A dimensão de cada elemento foi escolhida de tal forma que satisfizesse as condições geométricas seguintes:

- O ângulo interno de cada canto deveria ser menor que 180° , sendo que os melhores resultados para o elemento quadrilateral são obtidos quando esses ângulos são próximos de 90° ou, ao menos, no limite de 45° e 135° ;
- A relação entre as dimensões do elemento não deveria ser muito grande, considerando que para o elemento quadrilateral, essa relação é a razão entre a maior e a menor distância medidas nos pontos médios de lados opostos. Melhores resultados são obtidos para uma relação próxima da unidade ou, ao menos, menor que quatro. Não é recomendado usar uma relação maior que dez.

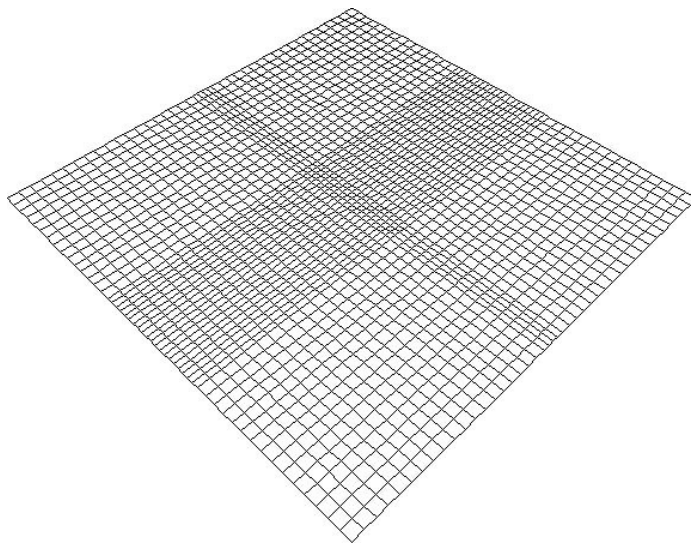
As malhas utilizadas na análise são apresentadas na Figura 4.1.



a) Malha para lajes com $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 1$



b) Malha para lajes com $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 3$



c) Malha para lajes com $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$

Figura 4.1 - Malhas das lajes

As lajes a serem analisadas tiveram dimensões iguais a (1.800 x 1.800 x 110) mm. De acordo com o sistema de ensaio, serão deixados orifícios de, aproximadamente, 40 mm de diâmetro para permitir a fixação das lajes à laje de reação. Estes orifícios ficarão a uma distância de 100 mm do contorno da laje. Por este motivo, adotou-se uma placa de (1.600 x 1.600 x 110) mm na análise numérica. A discretização das malhas é mostrada na Figura 4.2 e Figura 4.3, destacando-se a região carregada. Devido à simetria, é exibido apenas um quadrante das malhas.

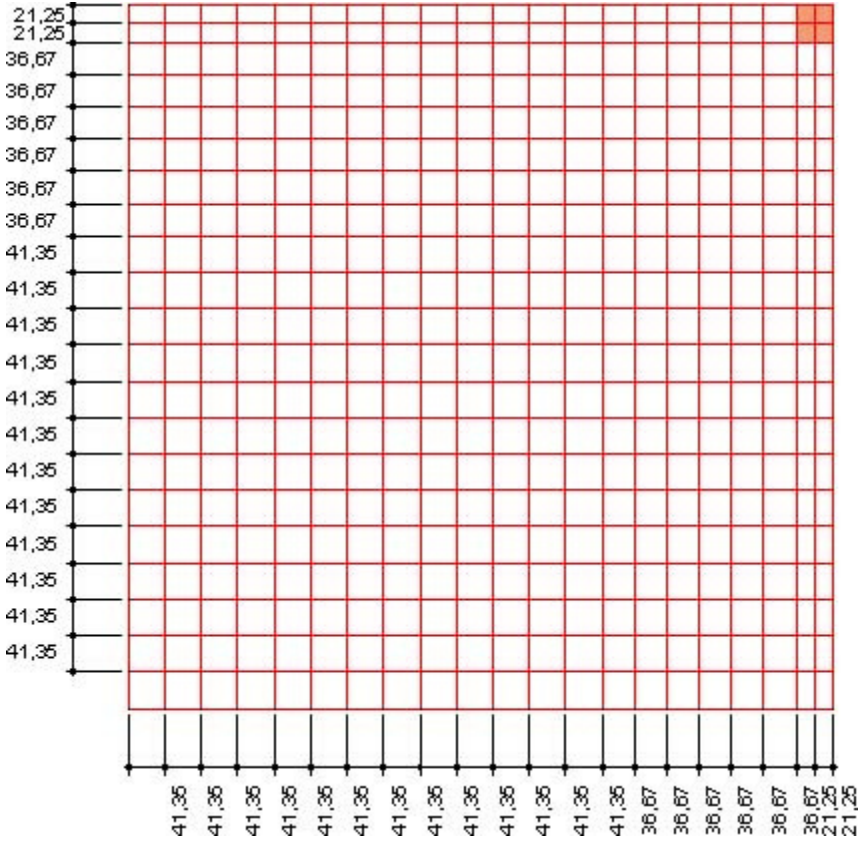
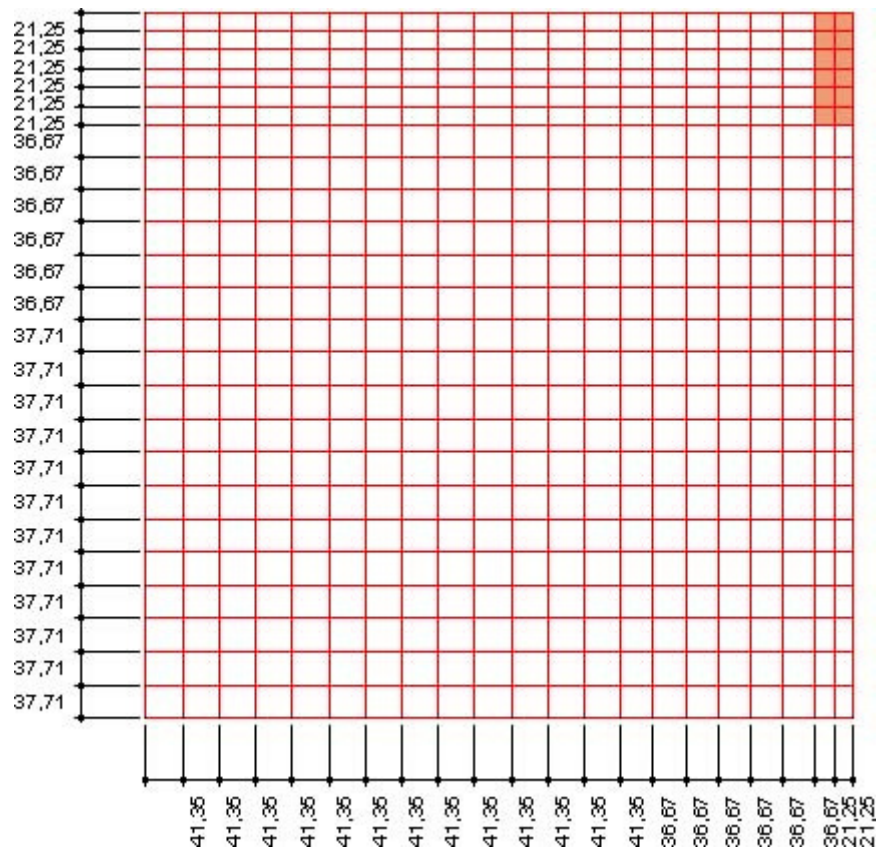
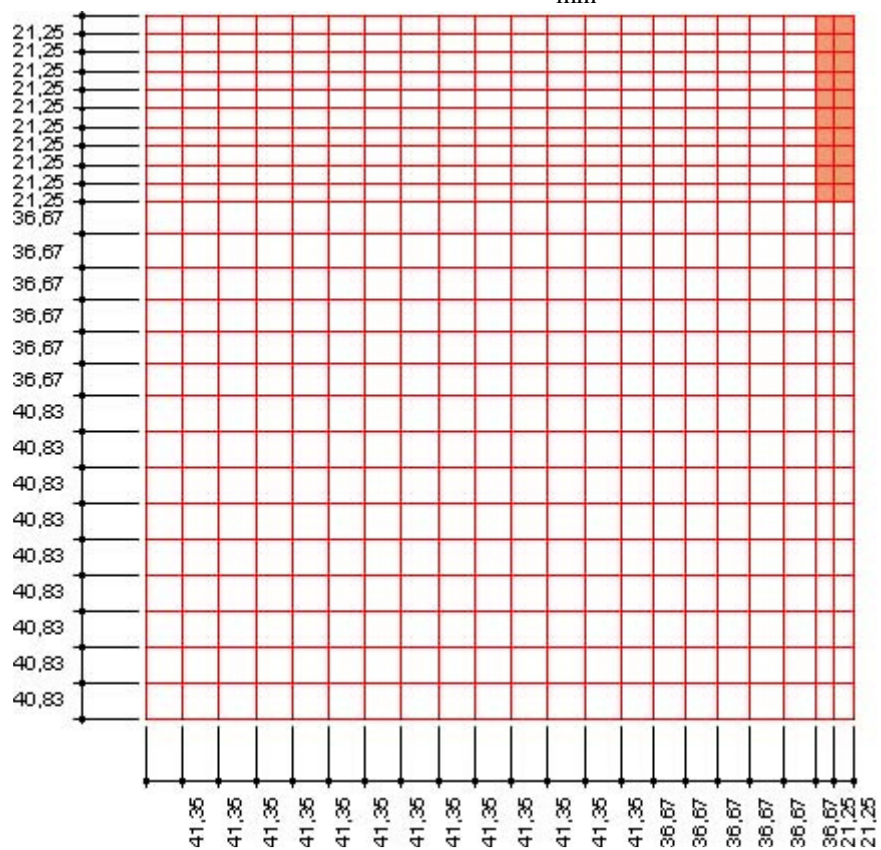


Figura 4.2 - Malha das lajes com $\frac{C_{max}}{C_{min}} = 1$



a) Malha para lajes com $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 3$



b) Malha para lajes com $\frac{C_{\max}}{C_{\min}} = 5$

Figura 4.3 - Malha das lajes

O carregamento foi feito distribuindo, uniformemente, o valor da carga de ruína estimada por cada norma nos elementos de placa que compõem a região do pilar.

Para simular as lajes solicitadas em ambas as direções, restringiu-se todos os nós periféricos por tê-los considerado como apoios de segundo gênero (apoio nos quatro bordos da laje). Para as lajes solicitadas em apenas uma direção, restringiu-se todos os nós extremos referentes à direção da solicitação considerando-os, também, como apoios de segundo gênero (dois bordos paralelos apoiados e dois bordos paralelos livres).

4.1 - ANÁLISE DE LAJES COM PREDOMINÂNCIA DAS TENSÕES EM UMA OU DUAS DIREÇÕES

Para verificar o efeito das distribuições das tensões no comportamento das lajes, foi realizada análise linear elástica em três lajes com a distribuição das tensões nas duas direções (laje bidirecional – ‘L BI’); em outras três com predominância das tensões na direção x (laje unidirecional na direção x – ‘L UNI-X’); e nas três últimas com preponderância das tensões na direção y (laje unidirecional na direção y – ‘L UNI-Y’).

Os carregamentos adotados nas lajes foram obtidos por estimativa da carga última de punção pela NBR 6118 (2003), $P_{(NBR-03)}$, e são apresentadas na Tabela 4.1, juntamente com outras informações necessárias à realização da análise.

Ressalta-se que os valores das cargas últimas para punção estimadas pela NBR 6118 (2003) são os mesmos para as lajes bi e unidirecionais. A NBR 6118 (2003), assim como as demais normas estudadas neste trabalho, não considera as distribuições das tensões na determinação da carga última por punção. O cálculo do módulo, $E_{C(NBR-03)}$, de elasticidade é correspondente à resistência à compressão do concreto de 30 MPa.

Tabela 4.1 - Cargas últimas de punção, segundo a NBR 6118 (2003)

Laje	$\frac{C_{max}}{C_{min}}$	$P_{(NBR-03)} (kN)$	$E_{C(NBR-03)} (GPa)$	ν
L1	1	199	26,0	0,2
L2	3	236	26,0	0,2
L3	5	286	26,0	0,2

Na Figura 4.4 a Figura 4.6 são apresentadas as distribuições das tensões cisalhantes e as deformadas das lajes bidirecionais.

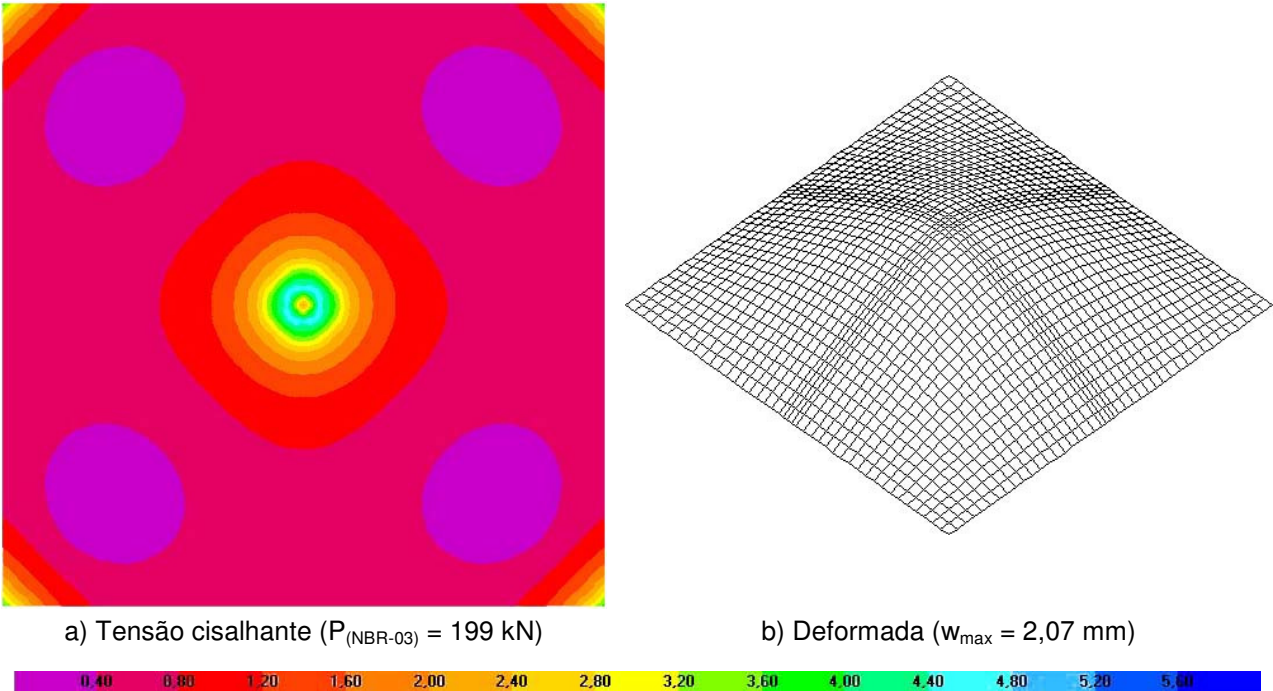


Figura 4.4 - Tensão cisalhante e deformada da L1 BI

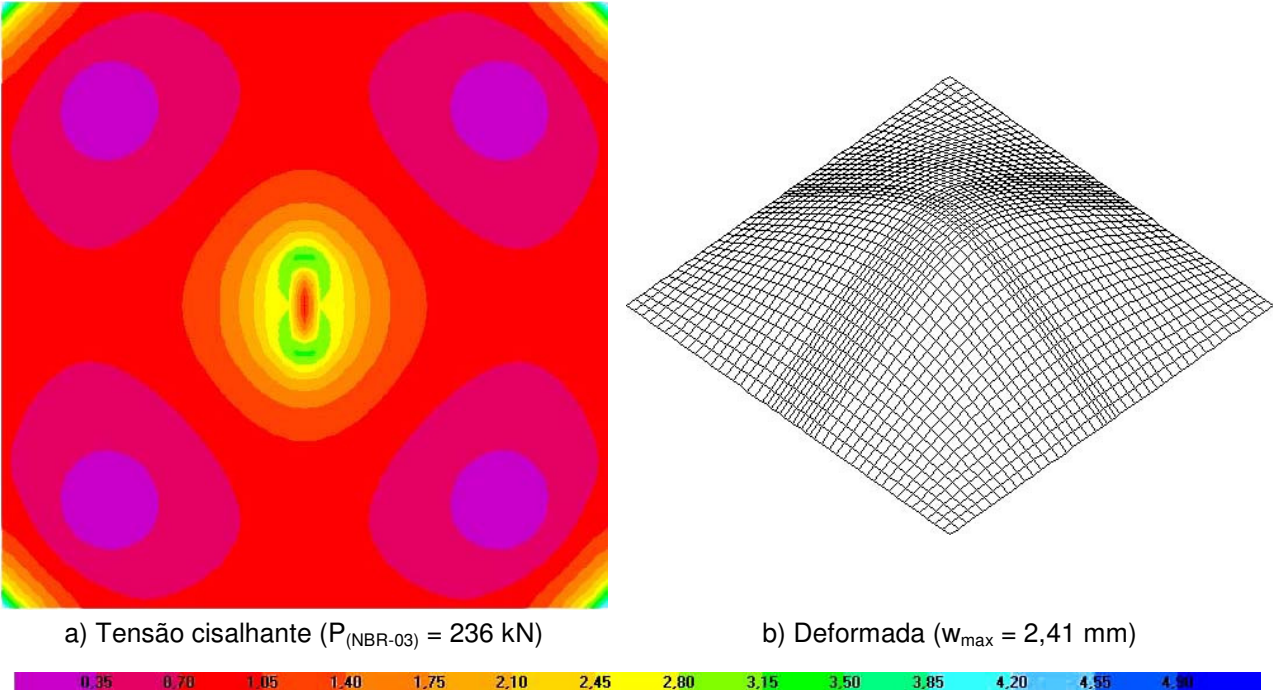


Figura 4.5 - Tensão cisalhante e deformada da L2 BI

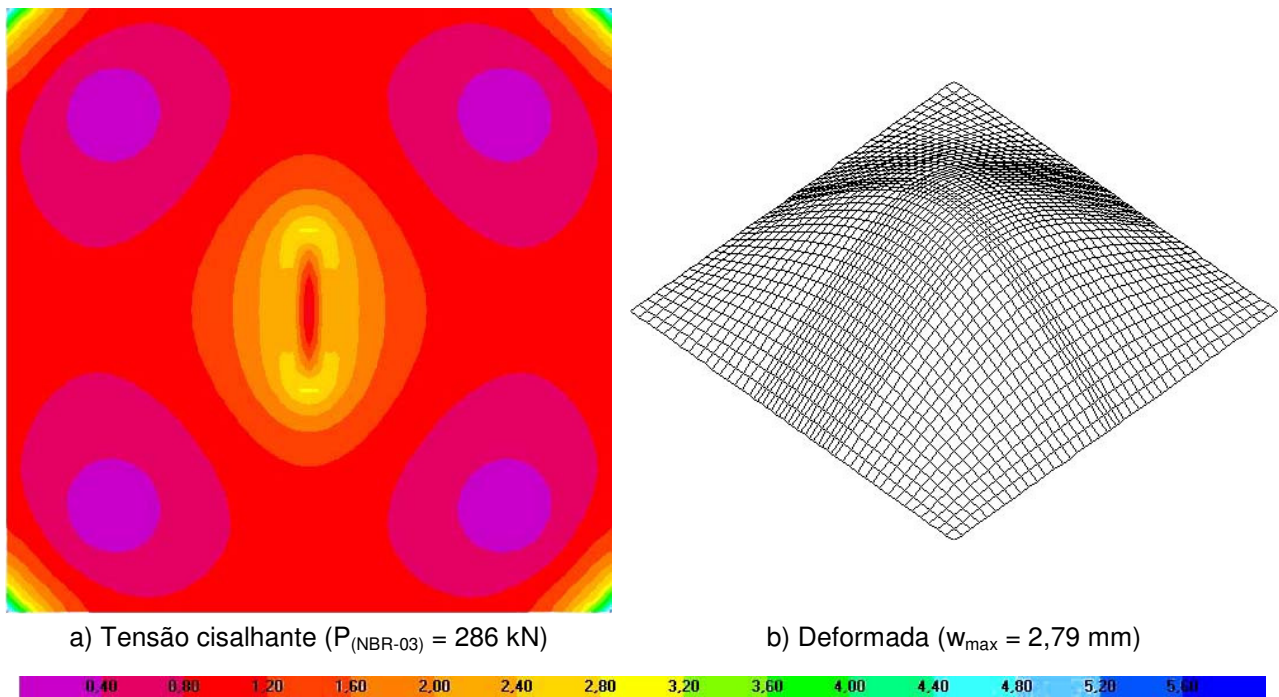


Figura 4.6 - Tensão cisalhante e deformada da L3 BI

Para que as três lajes fossem submetidas ao mesmo carregamento, ao distribuir-se o carregamento sobre suas respectivas áreas foram observadas tensões maiores para as lajes com áreas carregadas menores, L1, no caso. Em outras palavras, seria necessário um carregamento maior na L3 para alcançar o mesmo nível de tensão observado na L1. Isto configura um ganho de resistência.

As lajes foram carregadas com suas respectivas cargas últimas de punção obtidas de acordo com as recomendações da NBR 6118 (2003), para que futuras comparações das deflexões e tensões cisalhantes entre as laje bidirecionais e unidirecionais possam ser feitas. Nas Figuras 4.7 a 4.12 são apresentadas as tensões cisalhantes e as deformadas para as lajes unidirecionais nas direções x e y.

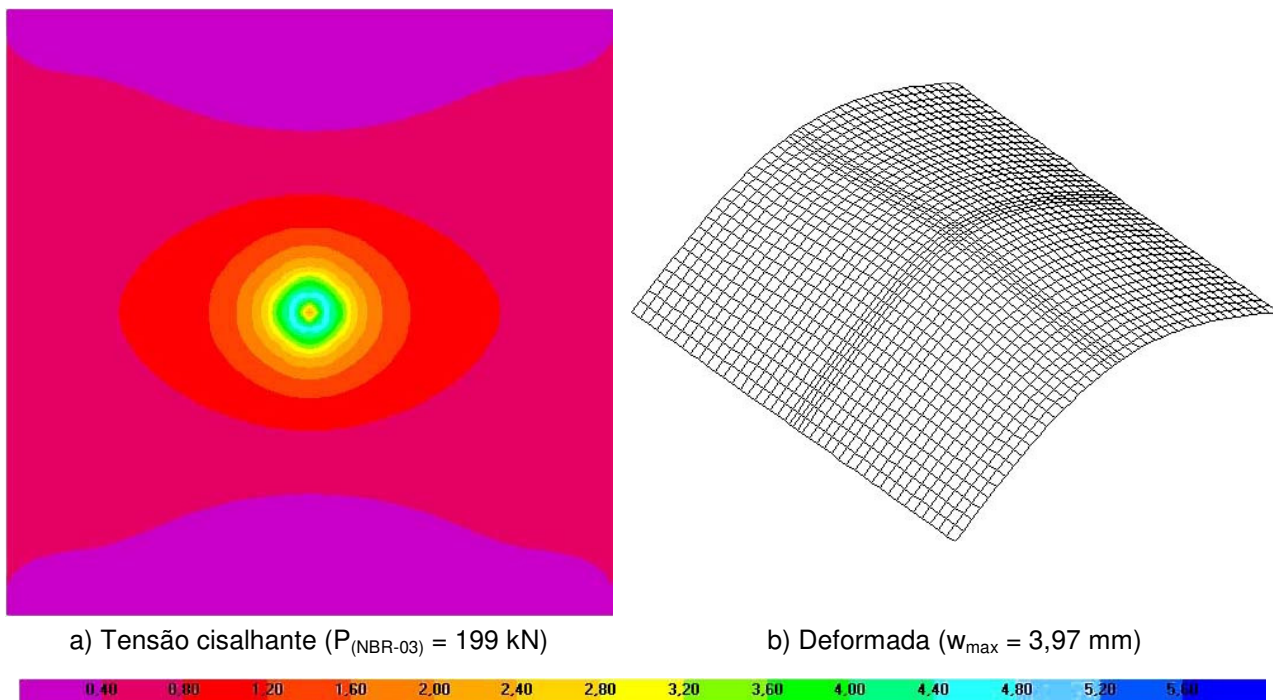


Figura 4.7 - Tensão cisalhante e deformada da L1 UNI-X

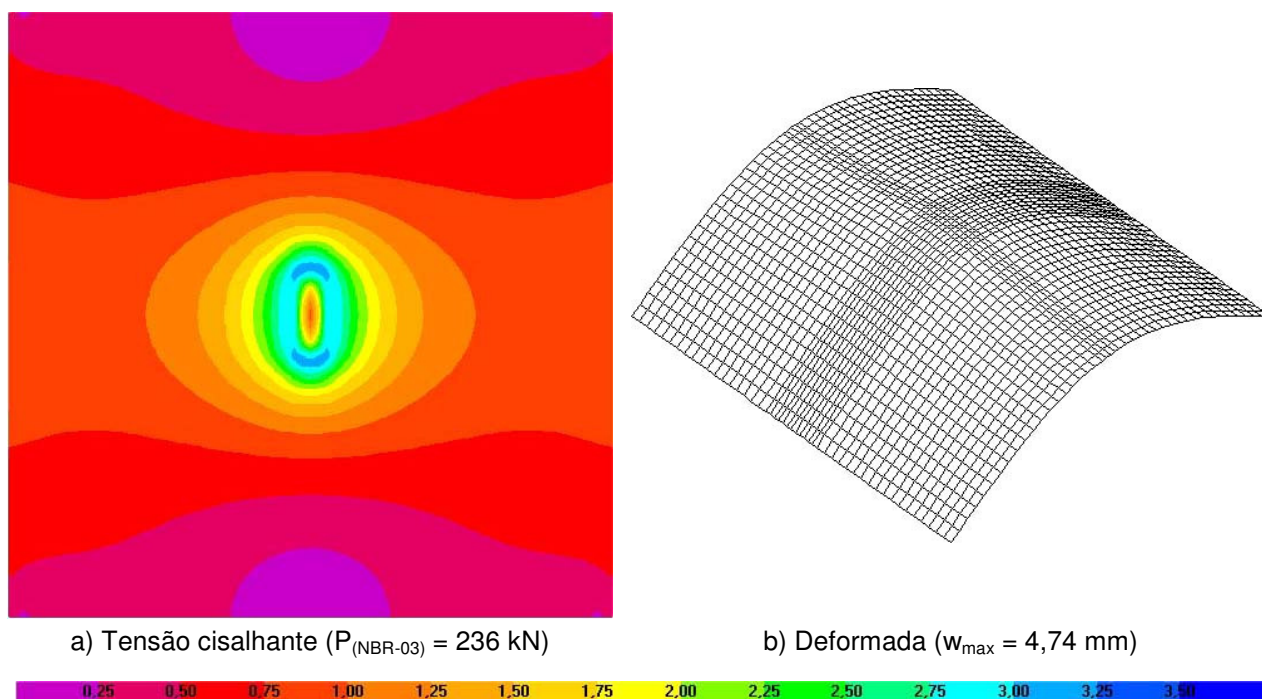
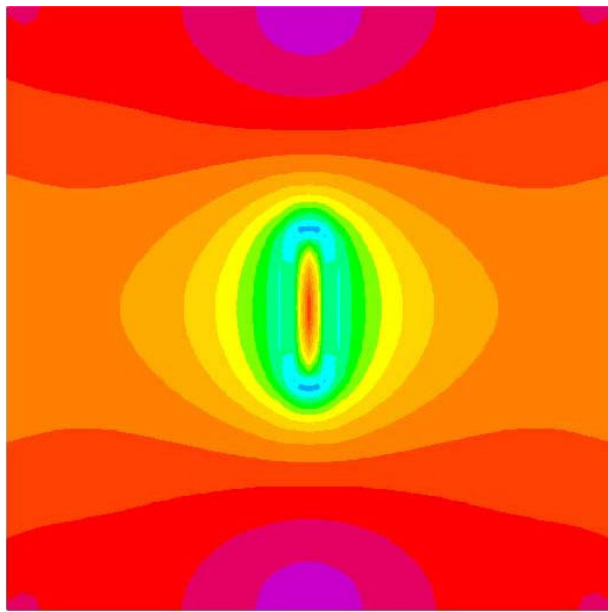
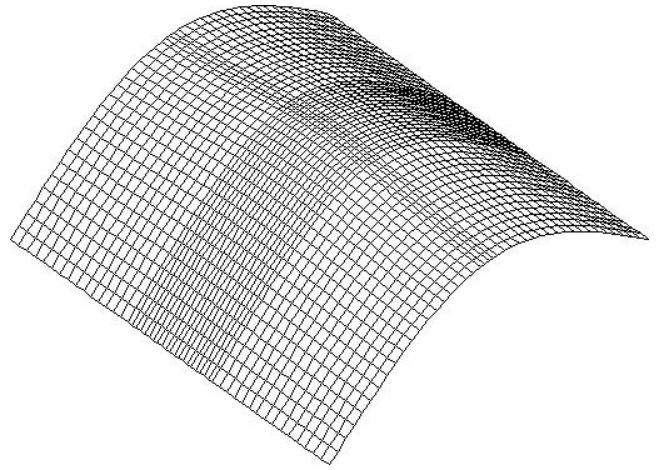


Figura 4.8 - Tensão cisalhante e deformada da L2 UNI-X



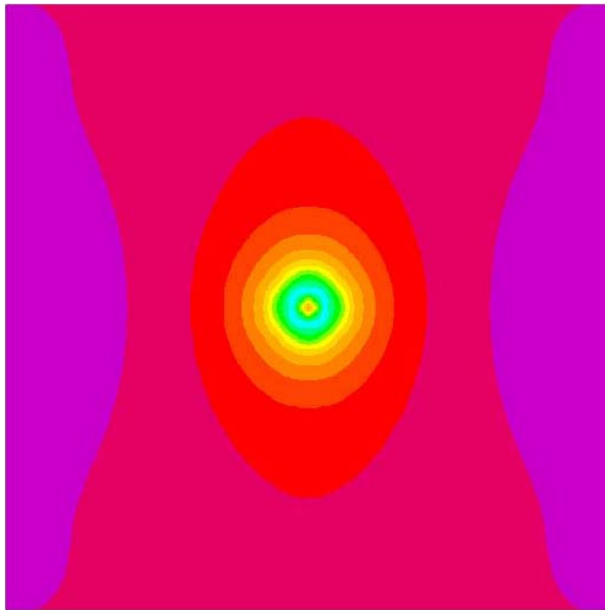
a) Tensão cisalhante ($P_{(NBR-03)} = 286 \text{ kN}$)



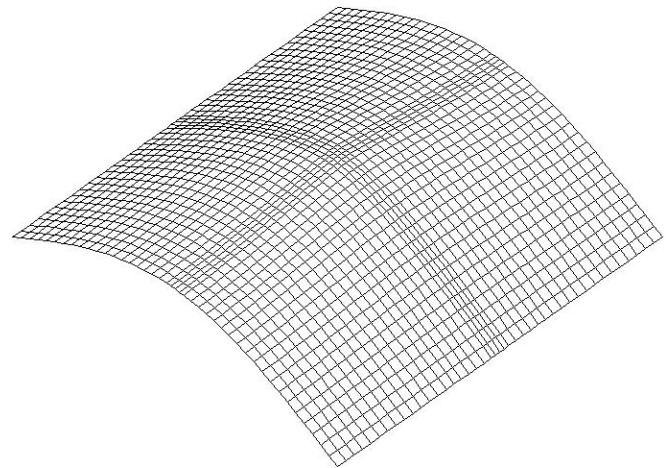
b) Deformada ($w_{\text{max}} = 5,59 \text{ mm}$)



Figura 4.9 - Tensão cisalhante e deformada da L3 UNI-X



a) Tensão cisalhante ($P_{(NBR-03)} = 199 \text{ kN}$)



b) Deformada ($w_{\text{max}} = 3,97 \text{ mm}$)



Figura 4.10 - Tensão cisalhante e deformada da L1 UNI-Y

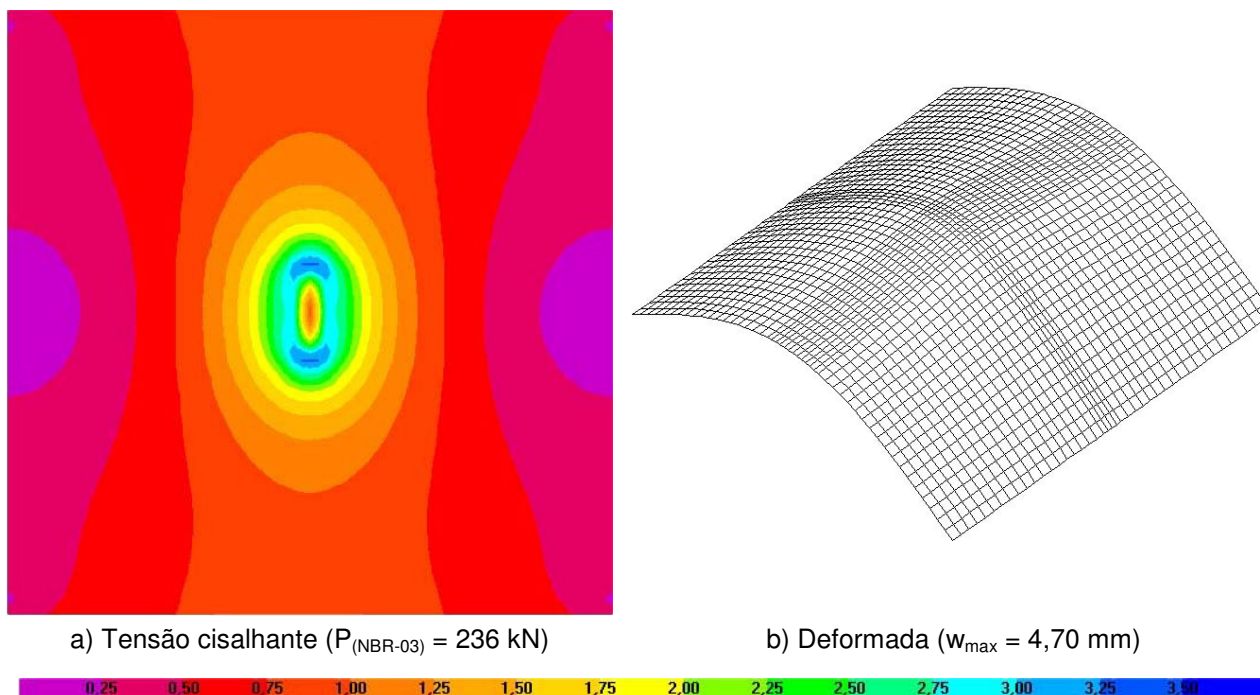


Figura 4.11 - Tensão cisalhante e deformada da L2 UNI-Y

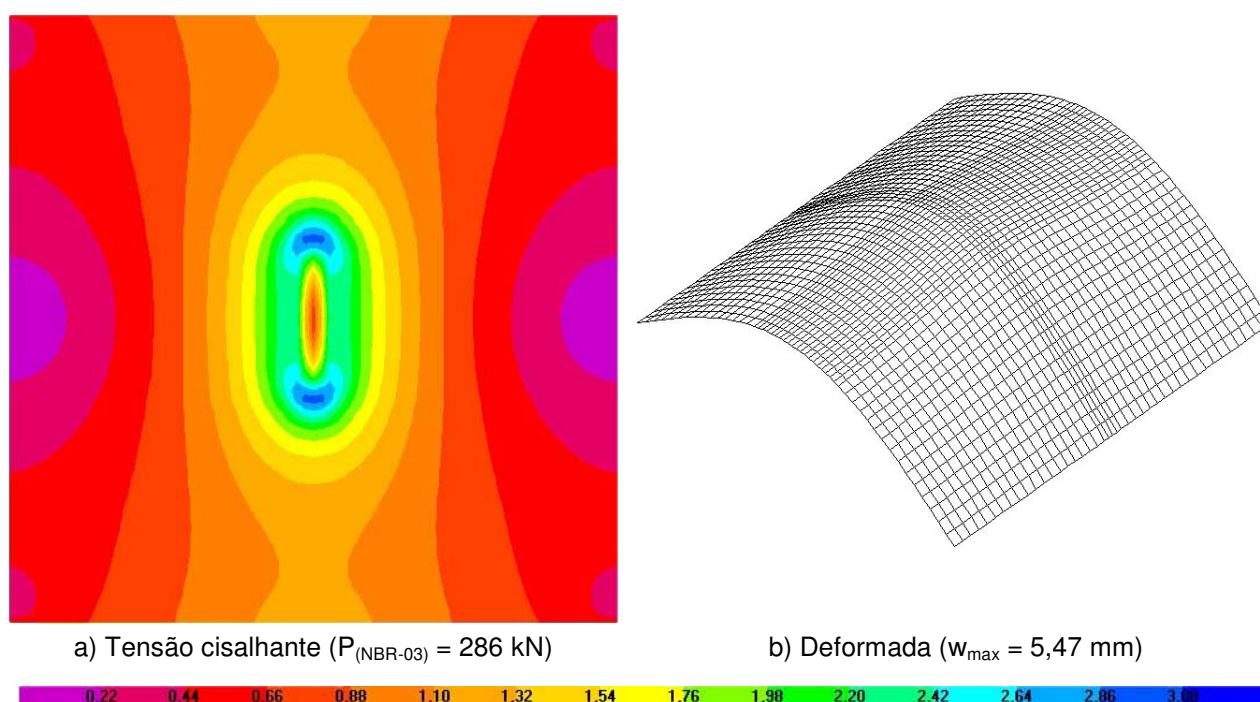


Figura 4.12 - Tensão cisalhante e deformada da L3 UNI-Y

Para as lajes unidirecionais cabem os mesmos comentários tecidos às lajes bidirecionais, no que refere ao ganho de resistência com o acréscimo de C_{\max} . Para discutir os efeitos da condição de contorno das lajes, foi realizada uma comparação dos resultados obtidos pela análise elástica das lajes bidirecionais e unidirecionais.

Na Figura 4.13 à Figura 4.15 são apresentadas as deflexões máximas no centro das lajes em função do carregamento.

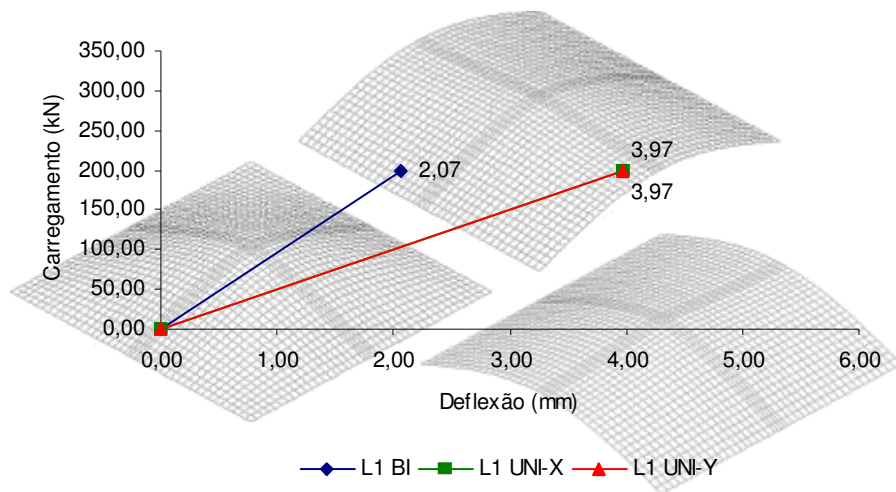


Figura 4.13 - Deflexões máximas das lajes L1 em função do carregamento

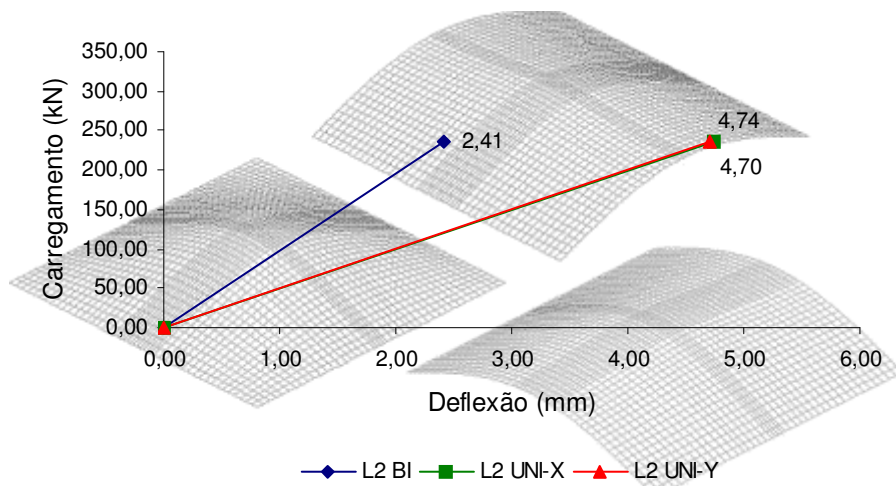


Figura 4.14 - Deflexões máximas das lajes L2 em função do carregamento

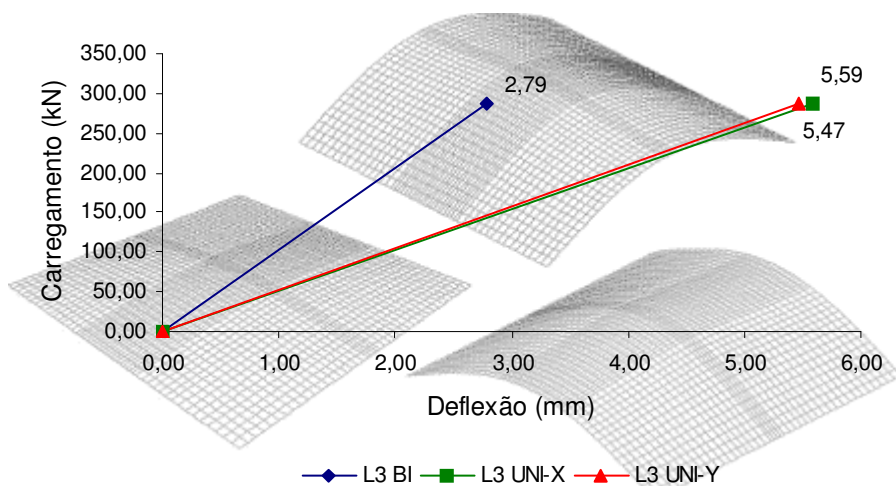


Figura 4.15 - Deflexões máximas das lajes L3 em função do carregamento

As deflexões, como era de se esperar, foram menores nas lajes bidirecionais porque todos os nós periféricos são impedidos de se deslocar. Na análise foi encontrado um acréscimo médio de 95% nas deflexões máximas das lajes unidirecionais sobre as das

bidirecionais. O estudo da tensão cisalhante foi feito nos pontos indicados na Figura 4.16 e na Figura 4.17 a Figura 4.19 são apresentadas as tensões cisalhantes nas lajes.

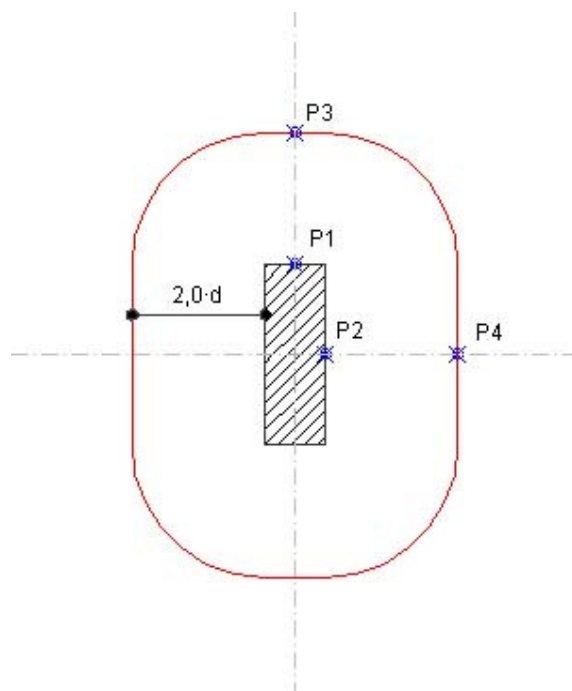


Figura 4.16 - Pontos de estudo para avaliar a tensão cisalhante

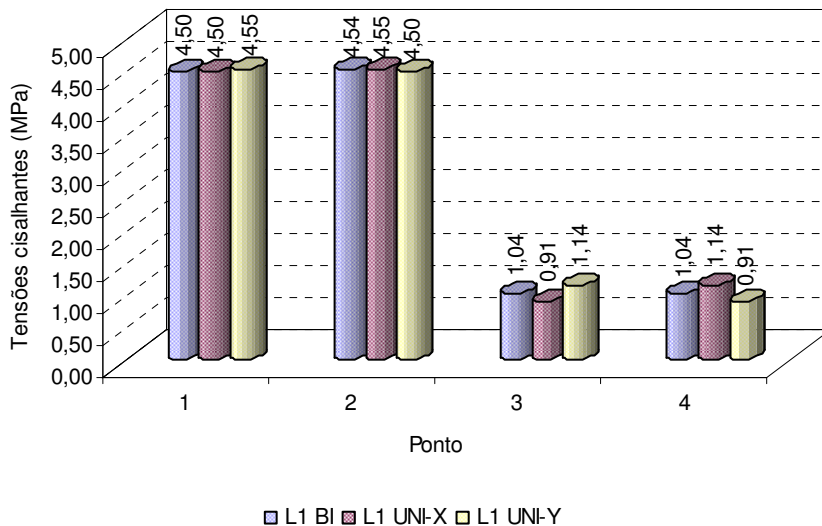


Figura 4.17 - Tensão cisalhante na laje L1

Analisando as tensões nos pontos P1 e P2, verificou-se que a distribuição das tensões não proporcionou variação significativa no valor das tensões. A pequena variação se deve ao fato dos pontos em estudo estarem próximos à área carregada que, por ser reduzida, proporciona aí uma concentração de tensão intensa, não permitindo a distribuição dos esforços.

No ponto P3 foi encontrada uma redução de 13% na tensão da laje L1 UNI-X sobre a L1 BI, fato ocorrido devido o ponto P3 estar posicionado em uma direção perpendicular à predominância das tensões para laje unidirecional. Para o mesmo ponto verifica-se um acréscimo de 10% na tensão da laje L1 UNI-Y sobre a L1 BI.

Avaliando as tensões próximas ao ponto P4 foi encontrado um acréscimo de 10% no valor da tensão da laje L1 UNI-X sobre a L1 BI e uma redução na tensão de 13% da laje L1 UNI-Y sobre a L1 BI.

O efeito da distribuição das tensões se fez presente para regiões distantes $2,0-d$ da face da área carregada (ponto P3 e P4) mesmo a laje apresentando uma área carregada reduzida de (85 x 85) mm. O mesmo não aconteceu para pontos próximos à área carregada.

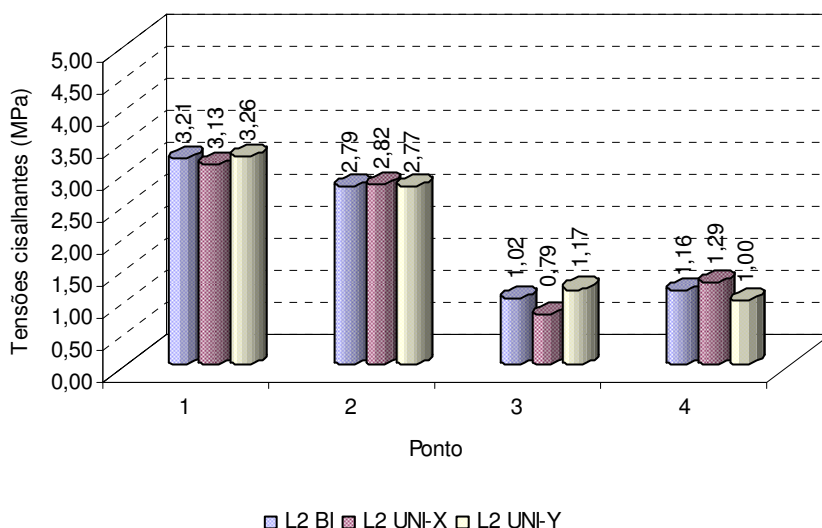


Figura 4.18 - Tensão cisalhante na laje L2

Avaliando as tensões próximas aos pontos P1 e P2 foi verificado, mais uma vez, que os valores observados nas lajes bidirecionais e unidirecionais não sofreram alterações apreciáveis quando em comparação. A área carregada de (85 x 255) mm da laje L2 não foi suficiente para proporcionar, próximo a esta região, uma variação na tensão causada pelas distribuições das tensões.

No ponto P3 foi verificada uma redução no valor da tensão de 23% da laje L2 UNI-X sobre a L2 BI, e um acréscimo na tensão de 15% da laje L2 UNI-Y sobre a L2 BI. Avaliando o ponto P4, foi encontrado um acréscimo de 11% no valor da tensão da laje

L2 UNI-X sobre a laje L2 BI, e uma redução da tensão de 14% da laje L2 UNI-Y sobre a L2 BI.

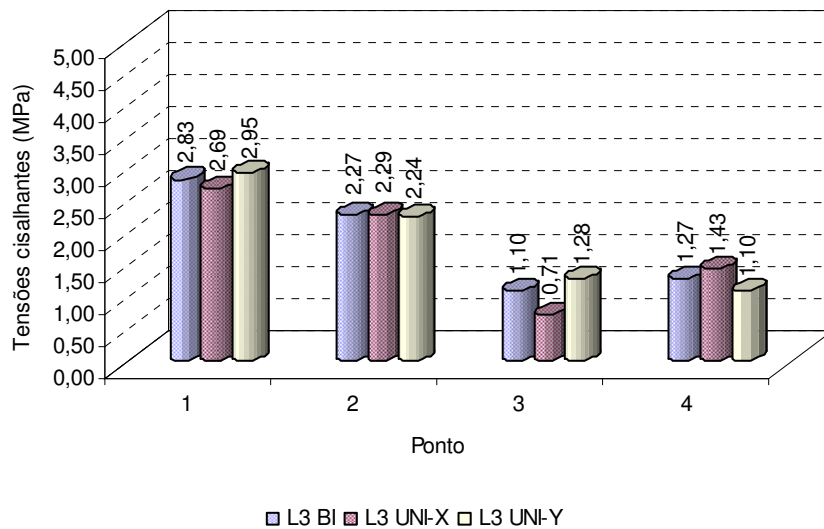


Figura 4.19 - Tensão cisalhante na laje L3

Na laje L3, foi observado no ponto P1 uma redução nas tensões de 5% da laje L3 UNI-X sobre a L3 BI, e um acréscimo na tensão de 4% da laje L3 UNI-Y sobre a L3 BI. No ponto P2 não foram verificadas alterações relevantes nos valores das tensões.

Para tensões próximas ao ponto P3, foi encontrada uma redução na tensão de 35% da laje L3 UNI-X sobre a laje L3 BI, e um acréscimo da tensão de 16% da laje L3 UNI-Y sobre a laje L3 BI. No ponto P4 foi observado um acréscimo no valor da tensão de 13% da laje L3 UNI-X sobre a L3 BI e uma redução da tensão de 13% da L3 UNI-Y sobre a L3 BI.

4.2 - ANÁLISE DAS RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Segundo MacGregor (1992), Moe concluiu, baseado em inúmeros testes, que a seção crítica ao cisalhamento estava localizada nas proximidades do pilar. Porém, para facilitar a determinação das equações de verificações, foi considerada como seção crítica uma região afastada da face do pilar. Esta simplificação é adotada pela totalidade das normas estudadas, ressaltando que algumas delas verificam as tensões na periferia do pilar.

A Tabela 4.2 apresenta, resumidamente, as considerações adotadas pelas normas estudadas neste trabalho para o caso de lajes sem armadura de cisalhamento.

Tabela 4.2 - Considerações normativas

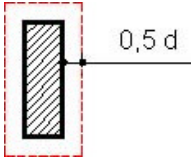
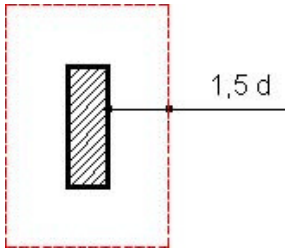
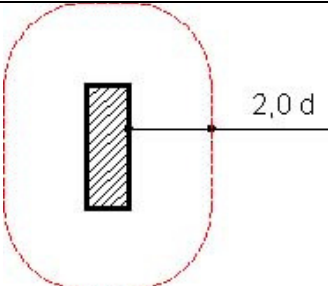
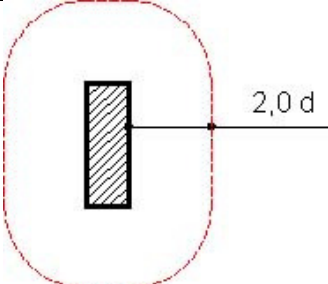
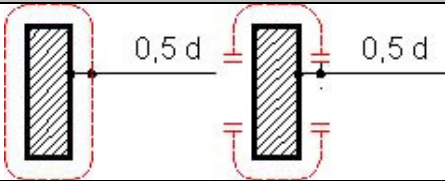
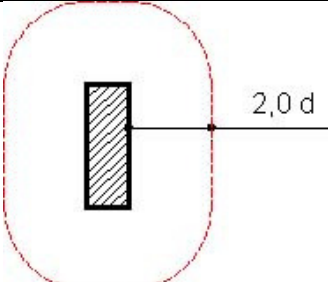
Norma	Perímetro crítico	Tensão limite do concreto
ACI 318, 2002		$\tau_c = \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
		$\tau_c = \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{6 \cdot \alpha_s \cdot d}{b_0} + 1 \right) \cdot \sqrt{f'_c}$
		$\tau_c = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c}$
BS 8110, 1985		$\tau_c = 0,8 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\psi}}$
		$\tau_c = 5 \text{ (MPa)}$
		$\tau_c = 0,27 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d} \cdot \frac{f'_c}{\psi} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4}$
CEB-FIP, 1991		$\tau_c = 0,12 \cdot \xi \cdot \left(100 \cdot \rho \cdot f'_c \right)^{1/3}$
EC2, 2004		$\tau_c = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \left(100 \cdot \rho_l \cdot f'_c \right)^{1/3} \geq \tau_{\min}$
		$\tau_c = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f'_c^{1/2}$

Tabela 4.2 - Considerações normativas (continuação)

Norma	Perímetro crítico	Tensão limite do concreto
NBR 6118, 1978		$\tau_c = 0,63 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{2}$
NBR 6118, 2003		$\tau_c = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$
		$\tau_c = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right) \cdot f'_c$

Da Tabela 4.3 à Tabela 4.8 são apresentados os valores das tensões cisalhantes das lajes obtidas pela análise linear elástica (τ_{BI} , τ_{UNI-X} e τ_{UNI-Y}), bem como os valores das tensões estimadas pelas normas estudadas (τ_N). As tensões da análise numérica são avaliadas no perímetro de controle referentes a cada norma no ponto P3 e P4 da Figura 4.16.

Tabela 4.3 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L1

Norma	Carga estimada (kN)	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	110	1,82	1,07	1,08	1,05
BS 8110, 1985	146	4,90*	1,47	1,48	1,47
CEB-FIP, 1991	197	1,56	1,50	1,71	1,37
EC2, 2004	158	1,25	1,51	1,76	1,37
NBR 6118, 1978	93	1,72	1,21	1,21	1,18
NBR 6118, 2003	199	1,58	1,52	1,74	1,39

* Tensão determinada na região adjacente ao pilar

Tabela 4.4 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L1

Norma	Carga estimada (kN)	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	110	1,82	1,07	1,05	1,08
BS 8110, 1985	146	4,90*	1,47	1,47	1,48
CEB-FIP, 1991	197	1,56	1,50	1,37	1,71
EC2, 2004	158	1,25	1,51	1,37	1,76
NBR 6118, 1978	93	1,72	1,21	1,18	1,21
NBR 6118, 2003	199	1,58	1,52	1,39	1,74

* Tensão determinada na região adjacente ao pilar

Tabela 4.5 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L2

<i>Norma</i>	<i>Carga estimada (kN)</i>	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	137	1,51	1,14	1,19	1,10
BS 8110, 1985	214	1,41	1,21	1,40	1,10
CEB-FIP, 1991	234	1,50	1,47	1,90	1,28
EC2, 2004	185	1,19	1,49	1,95	1,31
NBR 6118, 1978	144	1,72	1,25	1,28	1,19
NBR 6118, 2003	236	1,52	1,49	1,92	1,30

Tabela 4.6 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L2

<i>Norma</i>	<i>Carga estimada (kN)</i>	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	137	1,51	1,04	1,01	1,06
BS 8110, 1985	214	1,41	1,04	0,97	1,12
CEB-FIP, 1991	234	1,50	1,29	1,16	1,50
EC2, 2004	185	1,19	1,32	1,19	1,55
NBR 6118, 1978	144	1,72	1,12	1,10	1,15
NBR 6118, 2003	236	1,52	1,31	1,18	1,52

Tabela 4.7 - Tensões cisalhantes no ponto P3 da laje L3

<i>Norma</i>	<i>Carga estimada (kN)</i>	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	153	1,27	1,14	1,23	1,06
BS 8110, 1985	260	1,43	1,20	1,57	1,07
CEB-FIP, 1991	283	1,52	1,38	2,14	1,19
EC2, 2004	226	1,22	1,39	2,14	1,20
NBR 6118, 1978	144	1,72	1,62	1,76	1,52
NBR 6118, 2003	286	1,54	1,40	2,17	1,20

Tabela 4.8 - Tensões cisalhantes no ponto P4 da laje L3

<i>Norma</i>	<i>Carga estimada (kN)</i>	τ_N (MPa)	$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$	$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$
ACI 318, 2002	153	1,27	1,08	1,05	1,10
BS 8110, 1985	260	1,43	1,01	0,93	1,10
CEB-FIP, 1991	283	1,52	1,20	1,06	1,38
EC2, 2004	226	1,22	1,21	1,07	1,42
NBR 6118, 1978	144	1,72	1,52	1,48	1,56
NBR 6118, 2003	286	1,54	1,21	1,08	1,40

Para uma melhor avaliação dos resultados, vide Tabela 4.9 à Tabela 4.11, as quais exibem, resumidamente, as análises das tensões cisalhantes para cada laje.

Tabela 4.9 - Resumo da análise da laje L1

Norma	ACI		BS		CEB e NB-03		EC2		NB-78	
	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4
$\frac{\tau_{UNI-X}}{\tau_{BI}}$ (%)	-0,59	2,35	-0,30	0,30	-12,50	9,62	-14,46	9,64	0,00	2,82
$\frac{\tau_{UNI-Y}}{\tau_{BI}}$ (%)	2,35	-0,59	0,30	-0,30	9,62	-12,50	9,64	-14,46	2,82	0,00
$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$ (%)	7,06	7,06	47,15	47,15	50,00	50,00	50,60	50,60	21,13	21,13
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$ (%)	7,69	4,60	47,59	46,71	71,43	36,84	76,06	37,36	21,13	17,81
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$ (%)	4,60	7,69	46,71	47,59	36,84	71,43	37,36	76,06	17,81	21,13
Laje BI $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	0,00		0,00		0,00		0,00		0,00	
Laje UNI-X $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-2,87		-0,60		-20,18		-21,98		-2,74	
Laje UNI-Y $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	2,96		0,60		25,27		28,17		2,82	

Analisando a ACI 318 (2002), foi verificado que as tensões cisalhantes no ponto P3 das lajes L1 BI, L1 UNI-X e L1 UNI-Y não sofreram alterações significativas. Isto ocorre devido o perímetro de controle desta norma, $0,5-d$, ser próximo da área carregada, sofrendo as influências das concentrações de tensões.

A tensão obtida pela norma pouco supera o valor da tensão obtida na análise numérica. Este resultado pode ser um indício de que as prescrições desta norma tendem a resultados conservadores.

No ponto P4, devido à simetria, a ACI apresentou resultados análogos aos encontrados no ponto P3. Por este motivo, nas lajes L1 BI, L1 UNI-X e L1 UNI-Y é válida a adoção de uma distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle.

Avaliando a BS 8110 (1985), foi encontrado tanto para o ponto P3 como para o ponto P4 valores de tensões semelhantes para a laje BI e lajes UNI, sendo válida a

distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle. Para pilares de dimensões reduzidas, como o da L1, o perímetro crítico de $1,5 \cdot d$ sofre as influências das concentrações de tensões.

Nas prescrições da CEB-FIP (1991) e da NBR 6118 (2003), verificou-se que, para o perímetro crítico das referidas normas, a influência das condições de contorno já se faz presente na distribuição das tensões, mesmo para pilares de seção transversal reduzida. Na laje BI é válida a distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle. Nas lajes UNI-X e UNI-Y a uniformidade das tensões não foi confirmada.

Avaliando a EC2 (2004), verificou-se que o perímetro de controle adotado permite uma distribuição das tensões diferenciada nas lajes BI, UNI-X e UNI-Y. Na laje BI é aceitável considerar a distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle. Nas lajes UNI-X e UNI-Y foi verificado que adotar distribuições uniformes de tensões compromete a precisão dos resultados.

Na NBR 6118 (1978), foi verificado resultados semelhantes aos da ACI: variação insignificante no valor das tensões da laje BI e das lajes UNI-X e UNI-Y. A tensão normativa supera pouco a tensão obtida na análise elástica. No perímetro de controle da NB-78 é válida a condição de distribuição uniforme das tensões nas lajes BI, UNI-X e UNI-Y.

Tabela 4.10 - Resumo da análise da laje L2

Norma	ACI		BS		CEB e NB-03		EC2		NB-78	
	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4
$\frac{\tau_{UNI-X}}{\tau_{BI}}$ (%)	-4,51	2,76	-13,68	7,35	-22,55	11,21	-23,75	11,11	-2,90	1,96
$\frac{\tau_{UNI-Y}}{\tau_{BI}}$ (%)	3,01	-2,07	9,40	-7,35	14,71	-13,79	13,75	-14,44	5,07	-1,96
$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$ (%)	13,53	4,14	20,51	3,68	47,06	29,31	48,75	32,22	24,64	12,42
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$ (%)	18,90	1,34	39,60	-3,42	89,87	16,68	95,08	19,00	28,36	10,26
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$ (%)	10,22	6,34	10,16	11,90	28,21	50,00	30,77	54,55	18,62	14,67
Laje BI $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-8,28		-13,97		-12,02		-11,11		-9,80	
Laje UNI-X $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-14,77		-30,82		-38,76		-39,00		-14,10	
Laje UNI-Y $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-3,52		1,59		17,00		18,18		-3,33	

Avaliando a ACI 318 (2002), foi encontrado tanto no ponto P3 como no ponto P4 tensões praticamente idênticas nas lajes BI, UNI-X e UNI-Y, ou seja, o acréscimo na dimensão do pilar não foi suficiente para permitir que as condições de contorno alterassem a distribuição das tensões. Apesar de o aumento do índice de retangularidade do pilar ter proporcionado uma relação entre a tensão normativa e a tensão obtida na análise numérica um pouco maior para os três tipos de laje, ainda subestimou os resultados. A distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle foi verificada apenas na laje UNI-Y.

Analisando a BS 8110 (1985), verificou-se que no ponto P3 e no ponto P4 as condições de contorno alteraram as distribuições das tensões. A razão entre a tensão normativa e a tensão da análise numérica reduziu significativamente com o acréscimo da dimensão do pilar, indicando que a norma tende a subestimar lajes com pilares de seção transversal retangular. Para esta norma, apenas a laje UNI-Y apresentou uma distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle.

Avaliando a CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003), foi verificado que o aumento do índice de retangularidade do pilar tornou mais acentuada a diferença na distribuição das tensões entre a laje BI e as lajes UNI. A relação entre a tensão normativa e a tensão da análise numérica aumentou com o acréscimo do tamanho do pilar apenas para a laje UNI-X; a laje BI e a laje UNI-Y apresentaram uma tendência a subestimar os resultados. A consideração da norma em adotar a distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle não foi verificada em nenhum tipo de laje. Utilizando a EC2 (2004), foi constatado um comportamento qualitativamente semelhante ao observado na CEB-FIP e na NB-03.

Discutindo a NBR 6118 (1978), verificou-se um desempenho parecido com o da ACI. Não foi verificada alteração na distribuição das tensões devido às condições de contorno. O aumento do índice de retangularidade do pilar tende a resultados menos conservadores nas prescrições desta norma e apenas para laje UNI-Y foi verificada uma distribuição uniforme das tensões no perímetro de controle.

Tabela 4.11 - Resumo da análise da laje L3

Norma	ACI		BS		CEB e NB-03		EC2		NB-78	
	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4	P3	P4
$\frac{\tau_{UNI-X}}{\tau_{BI}}$ (%)	-7,21	2,54	-23,53	7,75	-35,45	12,60	-35,23	12,87	-7,55	2,65
$\frac{\tau_{UNI-Y}}{\tau_{BI}}$ (%)	8,11	-2,54	12,61	-8,45	16,36	-13,39	15,91	-14,85	6,60	-2,65
$\frac{\tau_N}{\tau_{BI}}$ (%)	14,41	7,63	20,17	0,70	38,18	19,69	38,64	20,79	62,26	52,21
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-X}}$ (%)	23,30	4,96	57,14	-6,54	114,08	6,29	114,04	7,02	75,51	48,28
$\frac{\tau_N}{\tau_{UNI-Y}}$ (%)	5,83	10,43	6,72	10,00	18,75	38,18	19,61	41,86	52,21	56,36
Laje BI $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-5,93		-16,20		-13,39		-12,87		-6,19	
Laje UNI-X $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	-14,88		-40,52		-50,35		-50,00		-15,52	
Laje UNI-Y $\frac{\tau_{P3}}{\tau_{P4}}$ (%)	4,35		3,08		16,36		18,60		2,73	

Avaliando a ACI 318 (2002), verificou-se que para o índice de retangularidade do pilar da laje L3 já existe uma concentração de tensão intensa apenas nos lados menores do pilar. Desta maneira, as tensões no perímetro de controle começaram a sofrer uma pequena influência das distribuições das tensões. A relação entre a tensão normativa e a tensão obtida na análise numérica não sofreu alteração apreciável devido ao aumento da dimensão do pilar. A laje UNI-X foi a única que não apresentou distribuição uniforme das tensões.

Avaliando a BS 8110 (1985), foi observado que o índice de retangularidade do pilar igual a 3 (três) alterou pouco a distribuição da tensão já conseguida nas lajes com índice de retangularidade 2 (dois). A retangularidade do pilar mais acentuada nas lajes L3 confirmou a tendência a resultados mais conservadores. Apesar da alteração na seção do pilar, a laje UNI-Y continuou apresentando tensões uniformes no perímetro de controle da referida norma.

Verificando a CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003), constatou-se que houve um acréscimo reduzido nas distribuições das tensões já conseguidas nas lajes do tipo L2. Comparando a tensão normativa com a tensão da análise numérica foram confirmadas as tendências encontradas para as lajes do tipo L2. A EC2 continuou seguindo os padrões de resultados da CEB-FIP e da NB-03, enquanto a NB-78 seguiu os padrões da ACI.

5 - ESTIMATIVAS NORMATIVAS

5.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Nesta seção serão apresentadas as cargas últimas de ruptura por punção das lajes de acordo com as várias prescrições normativas. As cargas prescritas pelas seis normas para a mesma laje serão comparadas entre si com o propósito de avaliar a dispersão de seus resultados. Será verificada, também, a precisão das normas em estudo com base nos resultados dos trabalhos apresentados na referência bibliográfica.

Para um melhor entendimento das observações feitas, faz-se necessário recordar alguns critérios das normas em estudo.

A Tabela 5.1 apresenta sucintamente algumas informações referentes a lajes sem armadura de cisalhamento para cada norma em estudo, enquanto a Tabela 5.2 contém informações das mesmas normas, porém referentes às lajes com armaduras de cisalhamento.

Tabela 5.1 - Prescrições normativas para lajes sem armadura de cisalhamento

Norma	Tensões limites do concreto (τ_c)	Região de estudo	Variáveis significativas
ACI 318, 2002	$\leq \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \cdot \sqrt{f'_c} \\ \frac{1}{6} \cdot \left(\frac{6 \cdot \alpha_s \cdot d}{b_0} + 1\right) \cdot \sqrt{f'_c} \\ \frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c} \end{cases}$	Perímetro crítico b_0 (0,5·d)	Resistência à compressão do concreto; Dimensões do pilar; Perímetro crítico.
BS 8110, 1985	$0,27 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d} \cdot \frac{f'_c}{\psi}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d}\right)^{1/4}$ $\begin{cases} 100 \cdot \left(\frac{A_s}{b_v \cdot d}\right) \leq 3 \\ \left(\frac{400}{d}\right) \geq 1 \end{cases}$	Perímetro crítico u (1,5·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.
	$\leq \begin{cases} 0,8 \cdot \sqrt{\frac{f'_c}{\psi}} \\ 5,0 \text{ (MPa)} \end{cases}$	Perímetro crítico u_0 (face pilar)	Resistência à compressão do concreto.

Tabela 5.1 - Prescrições normativas para lajes sem armadura de cisalhamento (continuação)

<i>Norma</i>	<i>Tensões limites do concreto (τ_c)</i>	<i>Região de estudo</i>	<i>Variáveis significativas</i>
CEB-FIP, 1991	$0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	Perímetro crítico $u_1 (2,0 \cdot d)$	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.
EC2, 2004	$\geq \begin{cases} 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f'_c^{1/2} \end{cases}$	Perímetro crítico $u_1 (2,0 \cdot d)$	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.
NBR 6118, 1978	$0,63 \cdot \frac{\sqrt{f'_c}}{2}$	Perímetro crítico $C' (0,5 \cdot d)$	Resistência à compressão do concreto.
NBR 6118, 2003	$0,27 \cdot \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right) \cdot f'_c$	Perímetro crítico C (face pilar)	Resistência à compressão do concreto.
	$0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	Perímetro crítico $C' (2,0 \cdot d)$	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.

Tabela 5.2 - Prescrições normativas para lajes com armadura de cisalhamento

Norma	Tensão limite		Região de estudo	Variáveis significativas
	Concreto (τ_c)	Aço (τ_s)		
ACI 318, 2002	$\frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c}$	$\frac{A_v \cdot f_y \cdot (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha)}{b_0 \cdot d}$	Perímetro crítico b_0 (0,5·d)	Resistência à compressão do concreto;
	$(\tau_c + \tau_s) \leq \frac{1}{2} \cdot \sqrt{f'_c}$	Sem parcela de aço		Armadura de cisalhamento.
	$\frac{1}{3} \cdot \sqrt{f'_c}$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico b_{out} (Externo à última camada de estribo)	Resistência à compressão do concreto.
BS 8110, 1985	$0,27 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d} \cdot \frac{f'_c}{\psi} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4}$ $\left\{ \begin{array}{l} 100 \cdot \left(\frac{A_s}{b_v \cdot d} \right) \leq 3 \\ \left(\frac{400}{d} \right) \geq 1 \end{array} \right.$	$\frac{0,87 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \text{sen} \alpha}{u \cdot d}$	Perímetro crítico u (1,5·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje; Armadura de cisalhamento.
	$\leq \begin{cases} 0,8 \cdot \sqrt{f_{cu}} \\ 5,0 (MPa) \end{cases}$	$\frac{0,87 \cdot A_v \cdot f_y \cdot \text{sen} \alpha}{u \cdot d}$	Perímetro crítico u_0 (face pilar)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de cisalhamento.
	$0,27 \cdot \left(100 \cdot \frac{A_s}{b_v \cdot d} \cdot \frac{f'_c}{\psi} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{400}{d} \right)^{1/4}$ $\left\{ \begin{array}{l} 100 \cdot \left(\frac{A_s}{b_v \cdot d} \right) \leq 3 \\ \left(\frac{400}{d} \right) \geq 1 \end{array} \right.$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico u_{out} (Externo à última camada de estribo)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.

Tabela 5.2 - Prescrições normativas para lajes com armadura de cisalhamento (continuação)

Norma	Tensão limite		Região de estudo	Variáveis significativas
	Concreto (τ_c)	Aço (τ_s)		
CEB-FIP, 1991	$\frac{0,60}{2} \cdot \left[1 - \frac{f'_c}{250} \right] \cdot f'_c$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico u_0 (face pilar)	Resistência à compressão do concreto.
	$0,09 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	$\geq \begin{cases} 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}(\alpha) \\ 0,03 \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \end{cases}$	Perímetro crítico u_1 (2,0·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje; Armadura de cisalhamento.
	$0,12 \cdot \xi \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico $u_{n,ef}$ (Externo à última camada de estribo)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.
EC2, 2004	$\geq \begin{cases} 0,75 \cdot 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \\ 0,75 \cdot 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f'_c^{1/2} \end{cases}$	$1,5 \cdot \left(\frac{d}{s_r} \right) \cdot A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \left(\frac{1}{u_1 \cdot d} \right) \cdot \text{sen} \alpha$	Perímetro crítico u_1 (2,0·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje; Armadura de cisalhamento.
	$\geq \begin{cases} 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3} \\ 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f'_c^{1/2} \end{cases}$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico $u_{out,ef}$ (Externo à última camada de estribo)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.

Tabela 5.2 - Prescrições normativas para lajes com armadura de cisalhamento (continuação)

Norma	Tensão limite		Região de estudo	Variáveis significativas
	Concreto (τ_c)	Aço (τ_s)		
NBR 6118, 1978	$0,63 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (1)$	$\frac{A_V \cdot f_{yV} \cdot \text{sen}(\alpha)}{0,75} \quad (1)$	Perímetro crítico C' (0,5·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de cisalhamento.
NBR 6118, 2003	$0,27 \cdot \left(1 - \frac{f'_c}{250}\right) \cdot f'_c$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico C (face pilar)	Resistência à compressão do concreto.
	$0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	$1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha}{u \cdot d}$	Perímetro crítico C' (2,0·d)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje; Armadura de cisalhamento.
	$0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f'_c)^{1/3}$	Sem parcela de aço	Perímetro crítico C'' (Externo à última camada de estribo)	Resistência à compressão do concreto; Armadura de flexão; Altura útil da laje.
(1) A tensão limite é função de uma parcela, as contribuições não se somam.				

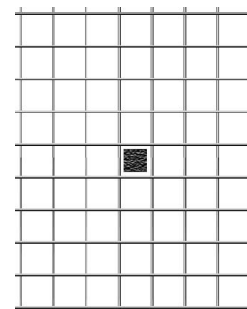
De posse das informações contidas na Tabela 5.1 e na Tabela 5.2, fica fácil visualizar as recomendações normativas.

5.2 - PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

A Tabela 5.3 apresenta as cargas últimas para a laje L1, com base nas recomendações de todas as normas em estudo.

Tabela 5.3 - Resultados normativos da laje L1

Características da laje				
f'_c	39,4 MPa			
C_{max}/C_{min}	1			
d	87 mm			
s_0	-			
s_n	-			
ρ	0,014			
Análise das normas				
Norma	Sem armadura (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)
ACI 318, 2002	124,7**	-	-	-
BS 8110, 1985	147,9*	-	-	-
CEB-FIP, 1991	214,7**	-	-	-
EC2, 2004	170,8**	-	-	-
NBR 6118, 1978	105,4**	-	-	-
NBR 6118, 2003	217,1**	-	-	-
Média	163,4			
Desvio padrão	46,2			
Coef. Variação (%)	28,3			
* Ruptura na face do pilar;				
** Ruptura no perímetro de controle adotado pela norma.				



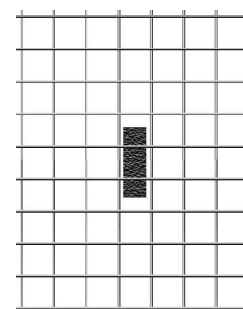
De acordo com as informações da Tabela 5.3, pode-se observar que as normas em questão não apresentaram uma uniformidade para o valor da carga de ruptura da laje L1, notando-se uma diferença de 106% entre a NBR 6118 (2003) e a NBR 6118 (1978). A ACI 318 (2002) e a NBR 6118 (1978) foram as normas que apresentaram os valores mais distantes do valor médio. Este acontecimento pode ser atribuído ao fato das referidas normas levarem em consideração apenas a resistência à compressão do concreto nas suas prescrições para a laje L1 (a ACI 318, 2002 faz três verificações contudo a mais desfavorável é a verificação que considera apenas a influência da resistência à compressão do concreto).

A CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003) apresentaram valores da carga de ruptura muito próximos devido existir semelhança em suas formulações. O valor da carga última prescrita pela EC2 (2004) apresentou diferença de 15% com relação à BS 8110 (1985).

Todas as normas estimaram a ocorrência da ruptura em seus respectivos perímetros de controle, com exceção da BS 8110 (1985), que estabeleceu a ruptura na face do pilar. A Tabela 5.4 apresenta as verificações da laje L2 de acordo com as normas em estudo.

Tabela 5.4 - Resultados normativos da laje L2

Características da laje				
f'_c	39,8 MPa			
C_{max}/C_{min}	3			
d	87,5 mm			
s_0	-			
s_n	-			
ρ	0,012			
Análise das normas				
Norma	Sem armadura (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)
ACI 318, 2002	157,3**	-	-	-
BS 8110, 1985	234,9**	-	-	-
CEB-FIP, 1991	256,8**	-	-	-
EC2, 2004	203,4**	-	-	-
NBR 6118, 1978	166,1**	-	-	-
NBR 6118, 2003	259,7**	-	-	-
Média	213,0			
Desvio padrão	44,7			
Coef. Variação (%)	21,0			
* Ruptura na face do pilar;				
** Ruptura no perímetro de controle adotado pela norma.				

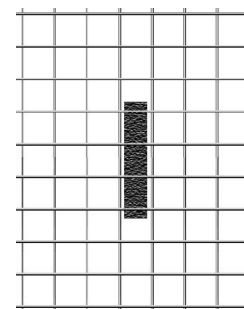


Com relação às prescrições normativas para a laje L2, um comportamento semelhante ao que ocorreu para L1 se repete. A ACI 318 (2002) e a NBR 6118 (1978) novamente apresentaram os menores valores para a carga de ruptura, observando que a ACI 318 (2002) levou em consideração para a verificação da L2 não somente a resistência à compressão do concreto, mas também a dimensão do pilar.

Com relação à região de ruptura, a totalidade das normas apontou seus respectivos perímetros de controle como sendo a região de ruptura da laje L2. Lembrando que os perímetros de controle variam de 0,5-d (ACI 318, 2002) a 2,0-d (CEB-FIP, 1991). As cargas últimas para a laje L3 são exibidas na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 - Resultados normativos da laje L3

Características da laje				
f'_c	40,9 MPa			
C_{max}/C_{min}	5			
d	86,5 mm			
s_0	-			
s_n	-			
ρ	0,013			
Análise das normas				
Norma	Sem armadura (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)
ACI 318, 2002	175,6**	-	-	-
BS 8110, 1985	285,5**	-	-	-
CEB-FIP, 1991	311,1**	-	-	-
EC2, 2004	246,8**	-	-	-
NBR 6118, 1978	165,9**	-	-	-
NBR 6118, 2003	314,5**	-	-	-
Média	249,9			
Desvio padrão	66,00			
Coef. Variação (%)	26,4			
* Ruptura na face do pilar;				
** Ruptura no perímetro de controle adotado pela norma.				



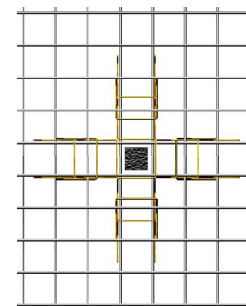
Para as prescrições da L3, foi observado que o desvio padrão desta laje é, praticamente, 46% das lajes L2 e L1, caracterizando-a como a laje que apresenta os valores mais dispersos. As lajes anteriores (L1 e L2) já apresentavam valores razoavelmente dispersos com relação à carga de ruptura, e um pilar com índice de retangularidade elevado só contribuiu para tornar mais crítica a dispersão entre as normas.

A ACI 318 (2002) e a NBR 6118 (1978) continuaram apresentando valores próximos e os mais baixos entre os valores encontrados. A BS 8110 (1985) e a EC2 (2004) permaneceram com valores relativamente próximos entre si, tal como ocorreu com a

CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003). Com relação à região de ruptura, vale para L3 os mesmos comentários feitos para L2. Para exibir os resultados das verificações da laje L4, é apresentada a Tabela 5.6.

Tabela 5.6 - Resultados normativos da laje L4

Características da laje					
f'_c	39,4 MPa				
C_{max}/C_{min}	1				
d	87 mm				
s_0	0,5-d				
s_n	0,75-d				
ρ	0,014				
Análise das normas					
Norma	Sem armadura (Referência) (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)	Carga última de ruptura (kN)
ACI 318, 2002 ⁽¹⁾	124,7	-	187,9	258,6	187,9
BS 8110, 1985	147,9	257,8	304,8	391,0	257,8
CEB-FIP, 1991	214,7	294,5	413,7	318,9	294,5
EC2, 2004	170,8	-	380,8	221,2	221,2
NBR 6118, 1978	105,4	-	210,9	-	210,9
NBR 6118, 2003	217,1	371,1	419,7	322,5	322,5
Média	163,4	307,8	319,6	302,4	249,1
Desvio padrão	46,2	57,8	102,0	65,3	52,0
Coef. Variação (%)	28,3	18,8	31,9	21,6	20,9
(1) Valor encontrado para estribos espaçados de $s_n = 0,5-d$.					

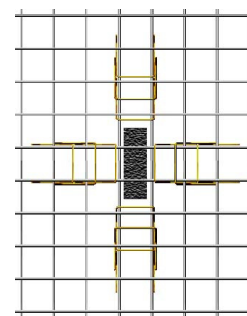


Nota-se que a laje L4 apresentou uma dispersão maior em seus valores quando comparada à mesma laje sem armadura de cisalhamento, L1, verificando um valor máximo de 72% na estimativa da NBR 6118 (2003) sobre a ACI 318 (2002).

Prescrever a região de ruptura da laje L4 é outra informação desconhecida entre as normas estudadas. A BS 8118 (1985) estabeleceu que a ruptura ocorrerá em seu perímetro de controle (1,5-d da face do pilar); a EC2 (2004) previu a ruptura distante 2,0-d da última camada de estribo; e a CEB-FIP (1991) apontou a região da ruptura como sendo a região adjacente ao pilar. A verificação da L5 é exibida na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 - Resultados normativos da laje L5

Características da laje					
f'_c	42,7 MPa				
C_{max}/C_{min}	3				
d	87 mm				
s_0	0,5-d				
s_n	0,75-d				
ρ	0,012				
Análise das normas					
Norma	Sem armadura (Referência) (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)	Carga última de ruptura (kN)
ACI 318, 2002 ⁽¹⁾	157,3	-	292,2	333,4	292,2
BS 8110, 1985	234,9	405,7	349,3	432,7	349,3
CEB-FIP, 1991	256,8	628,4	449,1	364,6	364,6
EC2, 2004	203,4	-	407,4	255,4	255,4
NBR 6118, 1978	166,1	-	341,3	-	341,3
NBR 6118, 2003	259,7	791,8	456,3	368,7	368,7
Média	213,0	608,6	382,6	351,0	328,6
Desvio padrão	44,7	193,8	65,5	64,5	45,1
Coef. Variação (%)	21,0	31,8	17,1	18,4	13,7
(1) Valor encontrado para estribos espaçados de $s_n = 0,5-d$.					

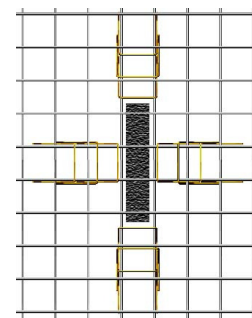


Analisando a dispersão dos resultados da laje L5, tem-se uma diferença de 43% quando comparamos a CEB-FIP (1991) com a EC2 (2004). Analisando a L5 com a laje L2 (mesma laje, porém sem estribo) observa-se que houve um acréscimo imperceptível no desvio padrão, mantendo-se desta maneira o mesmo nível de dispersão.

Comparando a dispersão dos resultados da laje L5 e da laje L4 (mesma laje, porém com o índice de retangularidade do pilar três vezes maior), observa-se que o valor do desvio padrão obtido para a laje L5 foi 45,1, enquanto que o valor do desvio padrão da L4 foi 52,0. Com isto, verificou-se que o aumento do índice de retangularidade do pilar torna as estimativas normativas menos dispersas entre si. Com relação à prescrição da região de ruptura, as normas, mais uma vez, indicaram regiões divergentes entre si. A Tabela 5.8 é referente aos resultados das prescrições normativas da laje L6.

Tabela 5.8 - Resultados normativos da laje L6

Características da laje					
f'_c	42,8 MPa				
C_{max}/C_{min}	5				
d	87 mm				
s_0	0,5-d				
s_n	0,75-d				
ρ	0,013				
Análise das normas					
Norma	Sem armadura (Referência) (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)	Carga última de ruptura (kN)
ACI 318, 2002 ⁽¹⁾	175,6	-	389,3	398,0	389,3
BS 8110, 1985	285,5	553,6	401,0	487,4	401,0
CEB-FIP, 1991	311,1	944,4	490,4	421,4	421,4
EC2, 2004	246,8	-	442,1	303,1	303,1
NBR 6118, 1978	165,9	-	341,7	-	341,7
NBR 6118, 2003	314,5	1190,0	499,2	426,1	426,1
Média	249,9	896,0	427,3	407,2	380,4
Desvio padrão	66,0	321,0	61,4	66,9	48,5
Coef. Variação (%)	26,4	35,8	14,4	16,4	12,7
(1) Valor encontrado para estribos espaçados de $s_n = 0,5-d$.					

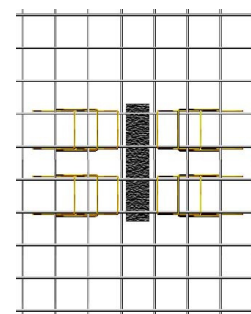


A dispersão da laje L6 foi menor que a dispersão da mesma laje sem armadura de cisalhamento, L3, verificando-se um desvio padrão de 48,5 para a laje L6 e de 66,0 para a laje L3. A maior diferença entre os valores foi de 41%, traduzindo a superioridade da NBR 6118 (2003) com relação à EC2 (2004).

Avaliando o índice de retangularidade do pilar, observa-se que houve uma redução na dispersão quando comparamos a laje L6 (índice de retangularidade 5) com a laje L4 (índice de retangularidade 1). Foi obtido 48,5 e 52,0, respectivamente, para os valores de desvio padrão das lajes L6 e L4, o que caracteriza resultados menos dispersos. A ACI 318 (2002), BS 8110 (1985) e NBR 6118 (1978) prescreveram os seus perímetros críticos como a região de ruptura, enquanto a CEB-FIP (1991), EC2 (2004) e NBR 6118 (2003) previram a região de ruptura distante 2,0-d da última camada de estribo. A Tabela 5.9 apresenta as verificações normativas para a laje L7.

Tabela 5.9 - Resultados normativos da laje L7

Características da laje					
f'_c	43,9 MPa				
C_{max}/C_{min}	5				
d	87 mm				
s_0	0,5·d				
s_n	0,75·d				
ρ	0,013				
Análise das normas					
Norma	Sem armadura (Referência) (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)	Carga última de ruptura (kN)
ACI 318, 2002 ⁽¹⁾	175,6	-	394,3	403,1	394,3
BS 8110, 1985	285,5	553,6	403,5	491,6	403,5
CEB-FIP, 1991	311,1	963,5	492,5	425,0	425,0
EC2, 2004	246,8	-	443,8	305,8	305,8
NBR 6118, 1978	165,9	-	346,1	-	346,1
NBR 6118, 2003	314,5	1214,0	501,3	429,7	429,7
Média	249,9	910,4	430,3	411,0	384,1
Desvio padrão	66,0	333,4	60,3	67,4	48,6
Coef. Variação (%)	26,4	36,6	14,0	16,4	12,7
(1) Valor encontrado para estribos espaçados de $s_n = 0,5 \cdot d$.					



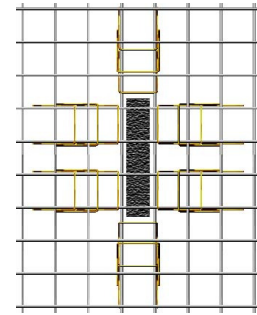
Avaliando-se os critérios adotados por todas as normas em estudo, concluiu-se que a laje L6 apresentou um comportamento semelhante ao da laje L7, já que nenhuma norma aqui analisada considera o arranjo dos estribos que circundam o pilar, todos os comentários feitos para a laje L6 se aplicam à laje L7.

No trabalho de Carvalho (2006), ocorreu uma situação semelhante: o arranjo dos estribos foi a única característica que diferenciou a laje L8 da laje L9. O autor encontrou cargas de ruptura praticamente idênticas para as lajes mencionadas. Entretanto, o modo de ruptura foi alterado de flexo-punção para flexão.

Mais trabalhos envolvendo apenas o arranjo dos estribos seriam necessários para poder-se definir a influência da disposição das armaduras de cisalhamento na resistência das lajes. A Tabela 5.10 exhibe os resultados referentes à verificação sobre a laje L8.

Tabela 5.10 - Resultados normativos da laje L8

Características da laje					
f'_c	46,9 MPa				
C_{max}/C_{min}	5				
d	88 mm				
s_0	0,5·d				
s_n	0,75·d				
ρ	0,013				
Análise das normas					
Norma	Sem armadura (Referência) (kN)	Perímetro adjacente ao pilar (kN)	Perímetro correspondente à 1ª camada de estribo (kN)	Perímetro externo à última camada de estribo (kN)	Carga última de ruptura (kN)
ACI 318, 2002 ⁽¹⁾	175,6	-	413,4	423,9	413,4
BS 8110, 1985	285,5	613,7	467,4	507,7	467,4
CEB-FIP, 1991	311,1	1026,0	626,0	438,3	438,3
EC2, 2004	246,8	-	577,8	318,4	318,4
NBR 6118, 1978	165,9	-	363,0	-	363,0
NBR 6118, 2003	314,5	1293,0	635,1	443,1	443,1
Média	249,9	977,6	513,8	426,3	407,3
Desvio padrão	66,0	342,2	115,2	68,4	56,1
Coef. Variação (%)	26,4	35,0	22,4	16,0	13,8
(1) Valor encontrado para estribos espaçados de $s_n = 0,5 \cdot d$.					



A laje L8 apresentou os resultados mais dispersos entre as lajes detentoras de armadura de cisalhamento. Foi encontrado para esta laje um desvio padrão de 56,1, enquanto as lajes L7 ou L6 (iguais à L8, porém com menos estribos circundando o pilar) apresentaram, individualmente, um desvio padrão médio de 48,5. A carga de ruptura da BS 8110 (1985) foi 47% maior que a da EC2 (2004): a maior diferença encontrada.

Quando comparada a dispersão dos resultados da laje L8 com a da sua respectiva laje sem estribo, L3, nota-se que houve uma diminuição considerável na dispersão, uma vez que a L3 apresentou um desvio padrão de 66,0. A região de ruptura prescrita para a L8 foi uma informação desencontrada entre as normas.

5.3 - CONCLUSÃO DAS PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Avaliando os resultados obtidos para todas as lajes, concluiu-se que as normas em estudo apresentam resultados dispersos entre si. Para as lajes sem armadura de cisalhamento analisadas neste trabalho, o aumento do índice de retangularidade do pilar proporcionou um acréscimo nas dispersões. Alerta-se que, mesmo para a laje carregada por pilar com índice de retangularidade 1 (pilar quadrado), o desvio padrão apontou para um valor elevado, igual a 46,2.

Para as lajes com armadura de cisalhamento desta análise, o acréscimo do índice de retangularidade do pilar conduziu a um aumento do desvio padrão da laje L8, e a uma redução na dispersão dos resultados das lajes L5, L6 e L7.

Para as lajes com pilar que apresentaram o mesmo índice de retangularidade, a utilização da armadura de cisalhamento conferiu, à maioria das lajes avaliadas, uma redução no desvio padrão. Apenas as lajes L4 e L5 apontaram um acréscimo do desvio padrão.

Com relação à prescrição da região de ruptura, as normas apresentaram resultados divergentes entre si. Excluindo a estimativa da BS 8110 (1985) para a laje L1, as lajes sem armadura de cisalhamento são as únicas que comungaram de concordância no que diz respeito ao assunto, apontando a ruína no perímetro crítico, no entanto tal perímetro varia de $0,5 \cdot d$ a $2,0 \cdot d$. Nas lajes com armadura de cisalhamento a prescrição da região de ruptura é absolutamente imprecisa.

5.4 - PRECISÃO DAS NORMAS

A Tabela 5.11 mostra as cargas últimas das lajes do presente trabalho e das lajes que fazem parte das pesquisas apresentadas na revisão bibliográfica, juntamente com a relação entre a carga de ruptura prevista por norma e a carga de ruptura encontrada em laboratório das referidas lajes.

Tabela 5.11 - Estimativa das normas para análise da precisão

<i>Autor</i>	<i>Laje</i>	P_u (kN)	P_{ACI}/P_U	P_{BS}/P_U	P_{CEB}/P_U	P_{EC2}/P_U	P_{NB78}/P_U	P_{NB03}/P_U
Oliveira (1998)	D1	270	0,81	0,83	1,24	1,02	0,70	1,26
	D2	335	0,66	0,70	1,01	0,82	0,57	1,02
	D3R	386	0,97	0,97	1,37	1,01	1,10	1,39
	D4R	377	0,99	1,03	1,40	1,04	1,13	1,42
	D5R	423	0,85	0,91	1,22	0,90	0,97	1,23
	D6I	410	0,85	0,84	1,23	0,89	0,96	1,24
	D7I	490	0,70	0,74	1,02	0,73	0,79	1,03
	D8I	540	0,64	0,67	0,94	0,67	0,73	0,94
	D9I	560	0,61	0,64	0,89	0,64	0,69	0,90
	D10I	520	0,71	0,72	1,01	0,74	0,80	1,02
	D11I	551	0,65	0,66	0,93	0,68	0,74	0,94
S. Teng e K.L. Kuang (2000)	OC11	423	0,61	0,84	0,91	0,76	0,53	0,92
	OC13	568	0,63	0,90	0,97	0,82	0,69	0,98
	OC15	649	0,65	0,99	1,06	0,89	0,61	1,07
Borges (2002)	L42	657	0,81	0,95	1,03	0,94	0,72	1,04
	L42A	693	0,88	0,99	1,06	1,00	0,73	1,08
	L45	798	0,77	0,97	1,04	0,98	0,82	1,05
	L46	911	0,75	0,97	1,03	0,98	0,75	1,05
	L41	563	0,74	0,96	1,04	0,94	0,64	1,05
	L41A	600	0,82	1,04	1,12	1,07	0,71	1,14
	L43	726	0,72	0,98	1,05	1,00	0,76	1,06
	L44	761	0,73	1,03	1,10	1,06	0,74	1,11
Al-Yousif e Regan (2003)	L1	163	0,84	1,38	1,51	1,15	0,79	1,52
	L2	209	0,65	1,07	1,17	0,89	0,61	1,18
	L3	189	0,69	1,15	1,25	0,96	0,65	1,27
	L4	242	0,78	0,90	0,99	0,76	0,71	1,00

Tabela 5.11 - Estimativa das normas para análise da precisão (continuação)

<i>Autor</i>	<i>Laje</i>	P_U (kN)	P_{ACI}/P_U	P_{BS}/P_U	P_{CEB}/P_U	P_{EC2}/P_U	P_{NB78}/P_U	P_{NB03}/P_U
Oliveira (2003)	L1a	234	1,04	1,10	1,48	1,26	0,89	1,50
	L1b	322	0,78	0,80	1,10	0,94	0,66	1,11
	L1c	318	0,78	0,81	1,10	0,94	0,66	1,12
	L2a	246	1,30	1,49	1,62	1,37	1,13	1,64
	L2b	361	0,85	0,99	1,08	0,92	0,74	1,09
	L2c	331	0,93	1,09	1,18	1,01	0,81	1,19
	L3a	241	1,29	1,66	1,80	1,52	1,37	1,82
	L3b	400	0,80	1,02	1,10	0,92	0,85	1,12
	L3c	358	0,83	1,09	1,18	1,01	0,89	1,19
	L4a	251	1,31	1,78	1,92	1,61	1,32	1,94
	L4b	395	0,80	1,09	1,18	0,98	0,80	1,19
	L4c	404	0,80	1,10	1,19	1,01	0,81	1,20
	L5a	287	1,24	1,71	1,84	1,55	1,16	1,86
	L5b	426	0,90	1,22	1,31	1,10	0,85	1,54
	L5c	446	0,85	1,15	1,23	1,04	0,80	1,25
Carvalho (2006)	L1	185	0,75	0,78	1,31	1,04	0,63	1,33
	L2	226	0,78	1,21	1,32	1,05	0,82	1,34
	L3	239	0,79	1,32	1,44	1,10	0,75	1,46
	L4	233	0,95	1,17	1,61	1,11	1,07	1,63
	L5	210	1,57	1,64	1,80	1,42	0,47	1,84
	L6	280	1,34	1,40	1,48	1,20	1,35	1,51
	L7	333	1,02	1,24	1,31	0,93	1,20	1,32
	L8	305	1,41	1,49	1,84	1,09	1,23	1,56
	L9	304	1,43	1,50	1,57	1,11	1,26	1,58
	L10	320	1,38	1,63	1,50	1,06	1,21	1,51
Vilhena e Nahun (2006)	L1a	123	1,00	0,89	1,29	0,93	0,65	1,31
	L1b	122	1,01	0,90	1,37	1,00	0,66	1,39
	L3a	134,5	0,94	1,37	1,52	1,10	0,98	1,53
	L3b	134	0,97	1,51	1,66	1,23	1,02	1,69
	L5a	122	1,05	1,89	2,08	1,50	1,10	2,10
	L5b	124,5	1,03	1,94	2,14	1,53	1,08	2,16
Presente trabalho	L1	224,0	0,56	0,66	0,96	0,76	0,47	0,97
	L2	241,0	0,65	0,97	1,07	0,84	0,69	1,08
	L3	294,0	0,60	0,97	1,06	0,84	0,56	1,07
	L4	282,0	0,67	0,91	1,04	0,78	0,75	1,14
	L5	288,5	1,01	1,21	1,26	0,89	1,18	1,28
	L6	344,5	1,13	1,16	1,22	0,88	0,99	1,24
	L7	322,0	1,22	1,25	1,32	0,95	1,07	1,33
	L8	346,5	1,19	1,35	1,26	0,92	1,05	1,28

Para avaliar a influência de alguns fatores na precisão das normas, as lajes apresentadas foram divididas em grupos. A classificação dos grupos é mostrada na Tabela 5.12.

Tabela 5.12 - Classificação dos grupos

<i>Grupo</i>	<i>Características do grupo</i>
01	Distribuição dos esforços nas duas direções; Pilar quadrado; Sem armadura de cisalhamento.
02	Distribuição dos esforços nas duas direções; Pilar quadrado; Com armadura de cisalhamento.
03	Distribuição dos esforços nas duas direções; Pilar retangular; Sem armadura de cisalhamento.
04	Distribuição dos esforços nas duas direções; Pilar retangular; Com armadura de cisalhamento.
05	Distribuição dos esforços na direção x; Pilar quadrado; Sem armadura de cisalhamento.
06	Distribuição dos esforços na direção x; Pilar quadrado; Com armadura de cisalhamento.
07	Distribuição dos esforços na direção x; Pilar retangular; Sem armadura de cisalhamento.
08	Distribuição dos esforços na direção x; Pilar retangular; Com armadura de cisalhamento.
09	Distribuição dos esforços na direção y; Pilar quadrado; Sem armadura de cisalhamento.
10	Distribuição dos esforços na direção y; Pilar retangular; Sem armadura de cisalhamento.

A Figura 5.1 a Figura 5.6 mostram, graficamente, as precisões das seis normas em estudo.

ACI 318 (2002)

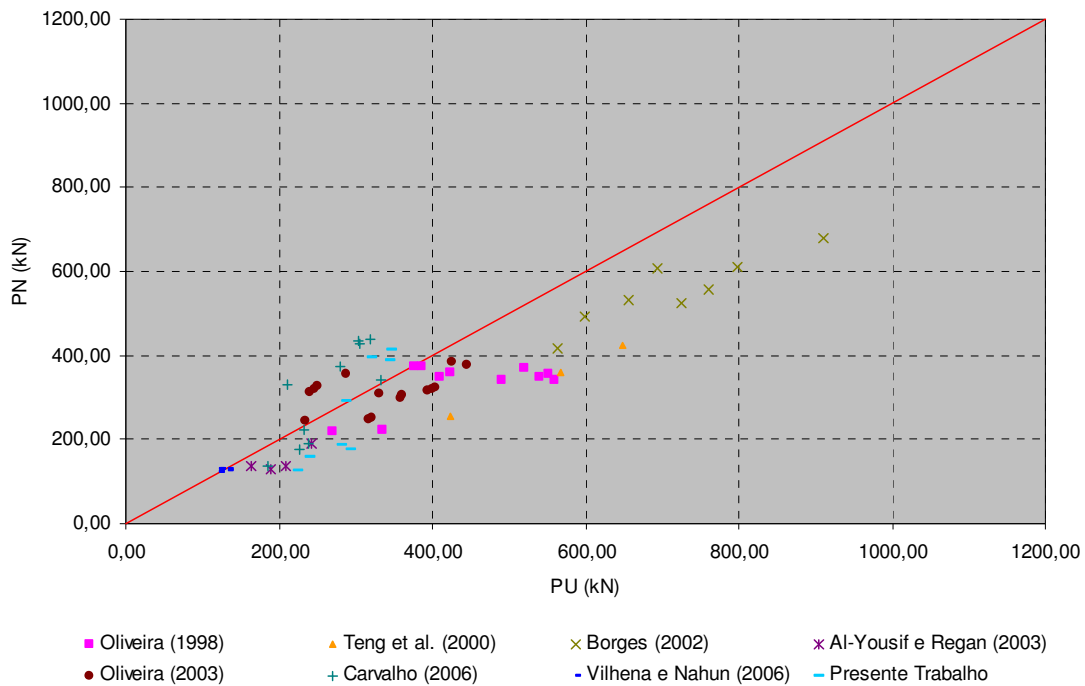


Figura 5.1 - Precisão da ACI 318 (2002)

Pode-se verificar que os valores de P_{NORMA}/P_U , para a ACI 318 (2002), oscilam entre o intervalo de 0,56 a 1,57. O valor médio para estes resultados é de 0,90. É notado que a maioria dos valores encontrou-se abaixo do valor de referência ($P_{NORMA}/P_U=1$), ou seja, 72% dos resultados encontraram-se a favor da segurança e 28%, contra. Apenas 22% dos resultados encontraram-se no intervalo de 0,90 a 1,10.

Analisando os números encontrados, concluiu-se que, apesar da norma ter fornecido 72% dos valores a favor da segurança, apenas 22% encontrou-se dentro de um limite desejado. Desta maneira, pode-se considerar a ACI 318 (2002) como norma conservadora.

BS 8110 (1985)

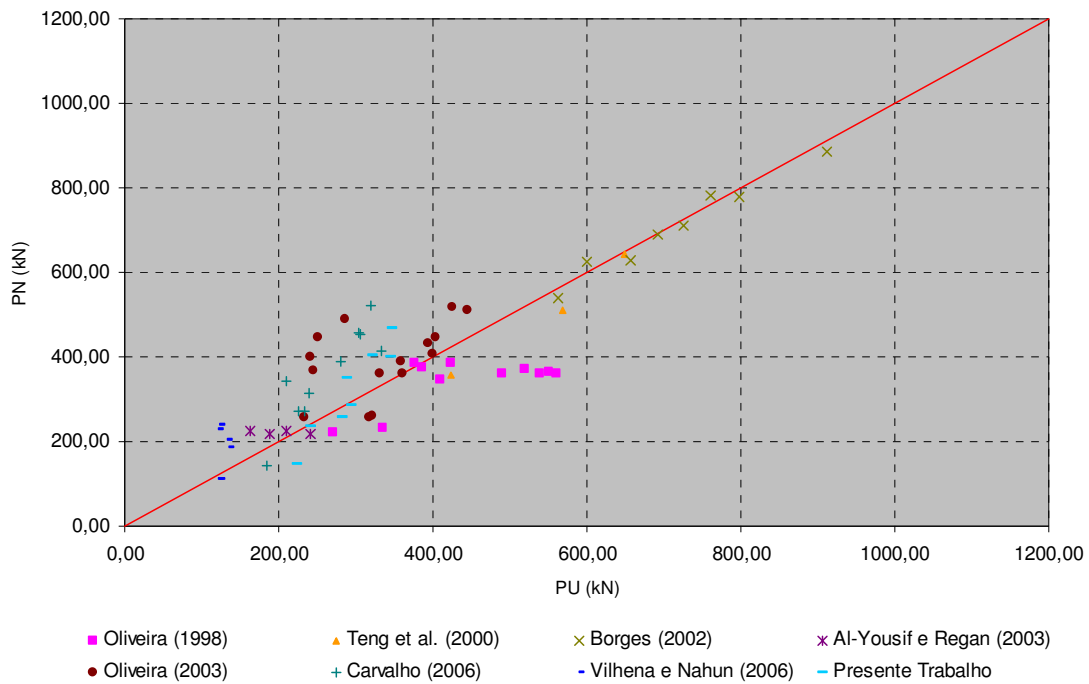


Figura 5.2 - Precisão da BS 8110 (1985)

A BS 8110 (1985) apresentou seus valores de P_{NORMA}/P_U dentro de um intervalo de 0,64 a 1,94 encontrando, para esta norma, um valor médio da razão P_{NORMA}/P_U de 1,11. Foi obtido 46% dos valores a favor da segurança e 54%, contra. 40% dos valores obtidos por esta norma encontraram-se no intervalo de 0,90 e 1,10.

Dentre os resultados apresentados, consideraram-se pouco satisfatórias as prescrições da norma BS 8110 (1985).

CEB-FIP (1991)

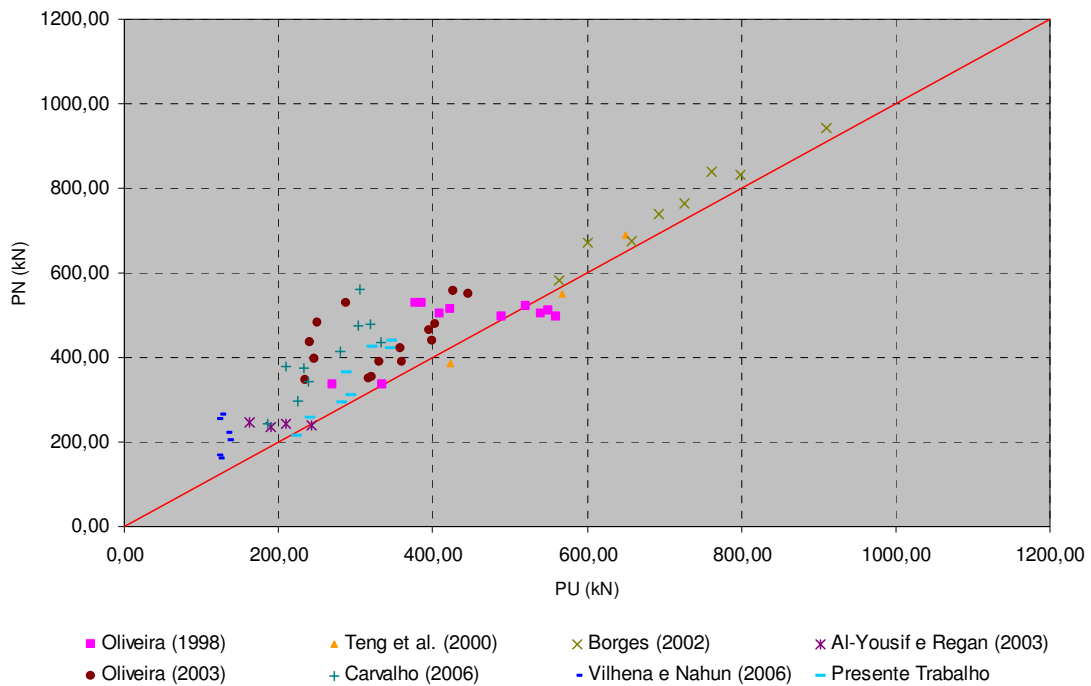


Figura 5.3 - Precisão da CEB-FIP (1991)

A CEB-FIP (1991) teve seus valores de P_{NORMA}/P_U compreendidos entre o limite de 0,89 a 2,14, obtendo-se para os valores desta norma uma média de 1,28. Verificou-se que 11% dos seus valores estiveram a favor da segurança, confrontando com 89%, contra. Foi averiguado que 37% dos seus valores encontraram-se no intervalo de 0,90 a 1,10.

Por ter sido encontrado apenas 11% dos seus valores a favor da segurança, considerou-se a CEB-FIP (1991) uma norma bastante insatisfatória. É importante notar que os valores fornecidos pela referida norma apresentaram uma dispersão diminuta, e que um simples coeficiente de correção teria aproximado os valores de suas prescrições do resultado esperado ($P_{NORMA}/P_U = 1$).

EC2 (2004)

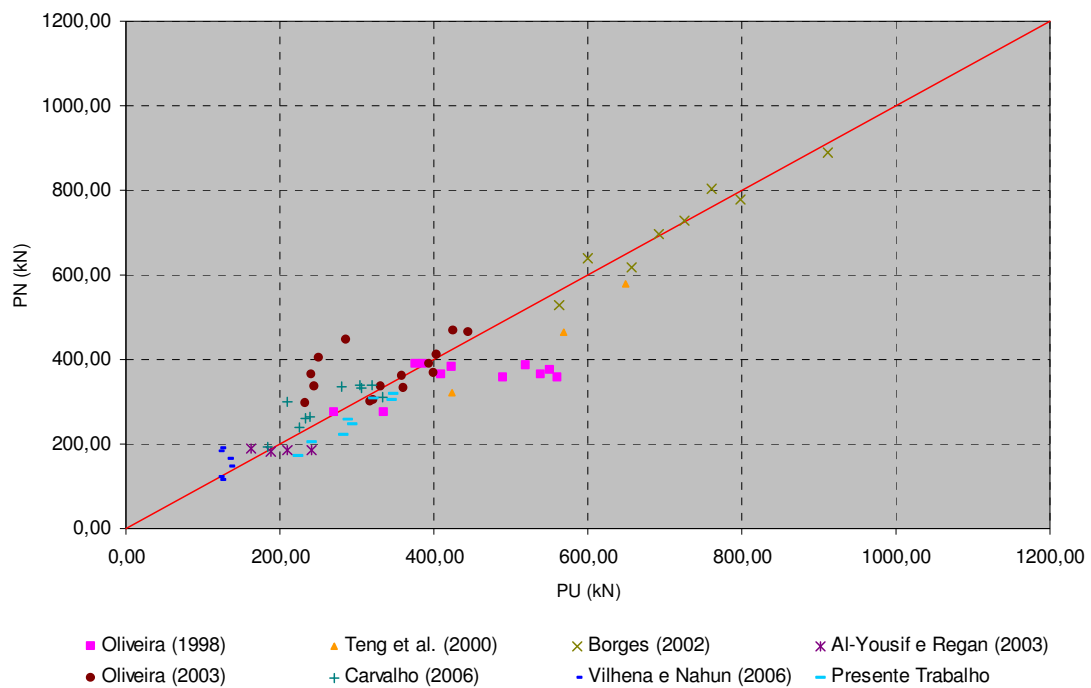


Figura 5.4 - Precisão da EC2 (2004)

A EC2 (2004) apresentou seus valores entre o intervalo de 0,64 e 1,61, sendo que foi obtido para esta norma um valor médio de P_{NORMA}/P_U igual a 1,01. Contabilizou-se que 55% de seus resultados estiveram a favor da segurança e 45%, contra. Verificou-se que 52% dos seus resultados ficaram no intervalo de 0,90 a 1,10. A EC2 (2004) apresentou resultados pouco satisfatórios.

NBR 6118 (1978)

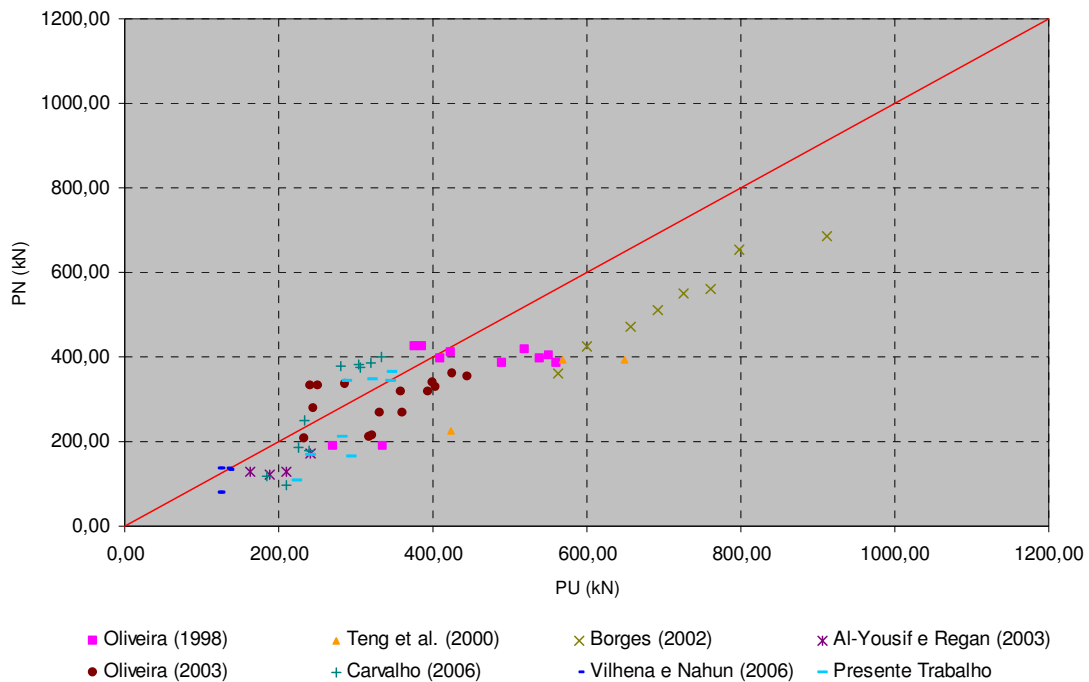


Figura 5.5 - Precisão da NBR 6118 (1978)

Os intervalos dos valores da NBR 6118 (1978) foram de 0,47 a 1,37. A média dos valores de P_{NORMA}/P_U para a norma em questão foi 0,86. Foram encontrados 72% dos valores a favor da segurança e 28%, contra. Verificou-se que 14% dos valores encontraram-se dentro do intervalo de 0,90 a 1,10.

Semelhante ao que aconteceu com a ACI 318 (2002), a NBR 6118 (1978) teve apenas 14% dos resultados dentro de um intervalo próximo a P_{NORMA}/P_U . Com isto, ela acabou tornando-se muito conservadora. É importante frisar que a laje de Carvalho (2006) que se encontrou mais distante da linha de referência, $P_{NORMA}/P_U=0,47$, é uma laje que, possivelmente, teve problemas durante sua execução. Tal conclusão foi tomada avaliando a carga de ruptura da referida laje (comparar a carga de ruptura da laje L5 com a carga de ruptura da laje L2 do supra citado autor).

NBR 6118 (2003)

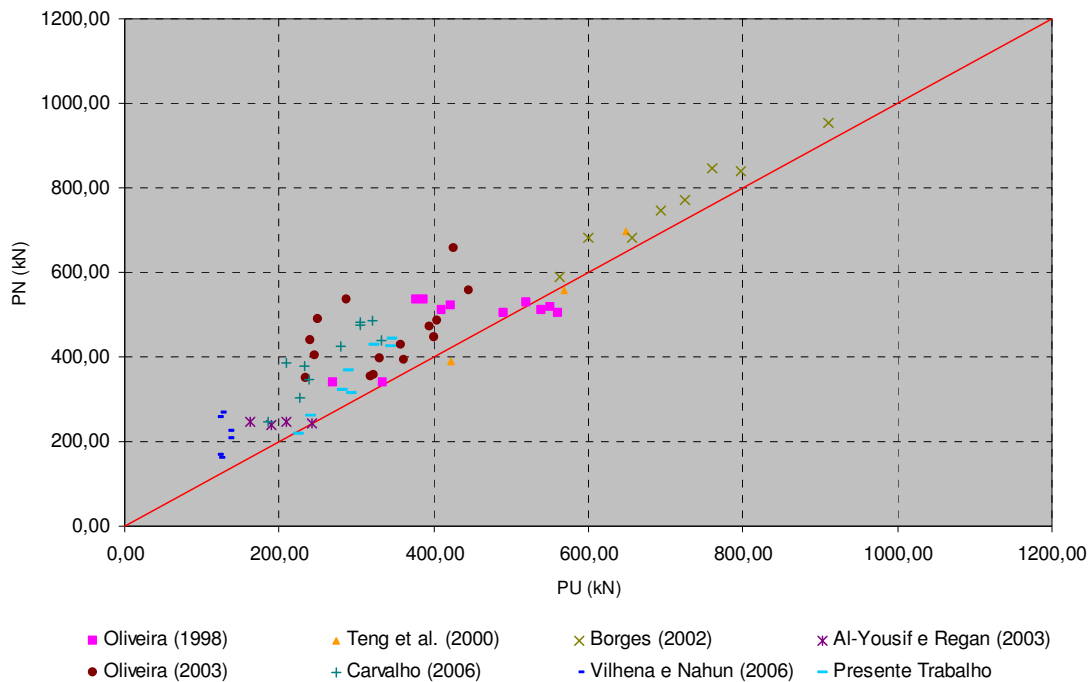


Figura 5.6 - Precisão da NBR 6118 (2003)

Os valores de P_{NORMA}/P_U encontraram-se no intervalo de 0,90 a 2,16 e apresentaram um valor médio de 1,30. Foi observado que 11% dos seus valores estiveram a favor da segurança e 89%, contra. Notou-se que 31% dos valores encontraram-se dentro do intervalo de 0,90 a 1,10.

Foi comentado anteriormente que a formulação da NBR 6118 (2003) é muito semelhante à da CEB-FIP (1991). Com isto, é de se esperar que seus resultados também o sejam. Desta maneira, a norma em questão é considerada bastante insatisfatória.

As Tabelas 5.13 a 5.22 apresentam os resultados da análise da precisão das normas para cada grupo de laje. Nas tabelas, a segunda, terceira e quarta coluna apresentam os valores mínimos, máximos e a média da relação P_N/P_U , respectivamente. Os valores $P_N/P_U \leq 1$ representam as estimativas a favor da segurança, enquanto que $P_N/P_U > 1$ contra a segurança. A sétima coluna mostra os resultados de P_N/P_U contidos em uma margem aceitável de erro de $\pm 10\%$, $[0,90;1,10]$.

Tabela 5.13 - Avaliação das lajes do grupo 01

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,56	0,81	0,70	100	0	0
BS 8110 (1985)	0,66	0,90	0,79	100	0	17
CEB-FIP (1991)	0,91	1,24	1,04	50	50	67
EC2 (2004)	0,76	1,02	0,84	83	17	33
NBR 6118 (1978)	0,47	0,71	0,61	100	0	0
NBR 6118 (2003)	0,92	1,26	1,05	50	50	67

Tabela 5.14 - Avaliação das lajes do grupo 02

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,61	0,99	0,76	100	0	20
BS 8110 (1985)	0,64	1,03	0,81	90	10	40
CEB-FIP (1991)	0,89	1,40	1,10	30	70	50
EC2 (2004)	0,64	1,04	0,81	80	20	30
NBR 6118 (1978)	0,69	1,13	0,87	80	20	20
NBR 6118 (2003)	0,90	1,42	1,13	30	70	40

Tabela 5.15 - Avaliação das lajes do grupo 03

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,60	0,93	0,75	100	0	6
BS 8110 (1985)	0,90	1,15	1,01	59	41	82
CEB-FIP (1991)	0,97	1,23	1,09	6	94	59
EC2 (2004)	0,82	1,07	0,96	53	47	71
NBR 6118 (1978)	0,56	0,89	0,73	100	0	0
NBR 6118 (2003)	0,98	1,25	1,10	6	94	59

Tabela 5.16 - Avaliação das lajes do grupo 04

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	1,01	1,22	1,14	0	100	25
BS 8110 (1985)	1,16	1,35	1,24	0	100	0
CEB-FIP (1991)	1,22	1,32	1,27	0	100	0
EC2 (2004)	0,88	0,95	0,91	100	0	50
NBR 6118 (1978)	0,99	1,18	1,07	25	75	75
NBR 6118 (2003)	1,24	1,33	1,28	0	100	0

Tabela 5.17 - Avaliação das lajes do grupo 05

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,75	1,01	0,88	75	25	50
BS 8110 (1985)	0,78	0,90	0,84	100	0	25
CEB-FIP (1991)	1,10	1,37	1,27	0	100	25
EC2 (2004)	0,93	1,04	0,98	75	25	100
NBR 6118 (1978)	0,63	0,66	0,65	100	0	0
NBR 6118 (2003)	1,11	1,39	1,28	0	100	0

Tabela 5.18 - Avaliação das lajes do grupo 06

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,95	0,95	0,95	100	0	100
BS 8110 (1985)	1,17	1,17	1,17	0	100	0
CEB-FIP (1991)	1,61	1,61	1,61	0	100	0
EC2 (2004)	1,11	1,11	1,11	0	100	0
NBR 6118 (1978)	1,07	1,07	1,07	0	100	100
NBR 6118 (2003)	1,63	1,63	1,63	0	100	0

Tabela 5.19 - Avaliação das lajes do grupo 07

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	0,69	1,05	0,87	82	18	45
BS 8110 (1985)	0,99	1,94	1,34	9	91	27
CEB-FIP (1991)	1,08	2,14	1,46	0	100	9
EC2 (2004)	0,92	1,53	1,13	36	64	45
NBR 6118 (1978)	0,65	1,10	0,88	73	27	36
NBR 6118 (2003)	1,09	2,16	1,50	0	100	9

Tabela 5.20 - Avaliação das lajes do grupo 08

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	1,02	1,57	1,36	0	100	17
BS 8110 (1985)	1,24	1,64	1,48	0	100	0
CEB-FIP (1991)	1,31	1,84	1,58	0	100	0
EC2 (2004)	0,93	1,42	1,14	17	83	50
NBR 6118 (1978)	0,47	1,35	1,12	17	83	0
NBR 6118 (2003)	1,32	1,84	1,55	0	100	0

Tabela 5.21 - Avaliação das lajes do grupo 09

Norma	Valor Min.	Valor Max.	Média	$P_N/P_U \leq 1$ (%)	$P_N/P_U > 1$ (%)	P_N/P_U (%) [0,90;1,10]
ACI 318 (2002)	1,04	1,04	1,04	0	100	100
BS 8110 (1985)	1,10	1,10	1,10	0	100	100
CEB-FIP (1991)	1,48	1,48	1,48	0	100	0
EC2 (2004)	1,26	1,26	1,26	0	100	0
NBR 6118 (1978)	0,89	0,89	0,89	100	0	0
NBR 6118 (2003)	1,50	1,50	1,50	0	100	0

O grupo 09, assim como o grupo 06, apresentou apenas uma laje para análise impossibilitando desta maneira tratamento estatístico.

Tabela 5.22 - Avaliação das lajes do grupo 10

<i>Norma</i>	<i>Valor Min.</i>	<i>Valor Max.</i>	<i>Média</i>	$P_{N/P_U \leq 1}$ (%)	$P_{N/P_U > 1}$ (%)	P_{N/P_U} (%) [0,90;1,10]
<i>ACI 318 (2002)</i>	1,24	1,31	1,28	0	100	0
<i>BS 8110 (1985)</i>	1,49	1,78	1,66	0	100	0
<i>CEB-FIP (1991)</i>	1,62	1,92	1,80	0	100	0
<i>EC2 (2004)</i>	1,37	1,61	1,51	0	100	0
<i>NBR 6118 (1978)</i>	1,13	1,37	1,25	0	100	0
<i>NBR 6118 (2003)</i>	1,64	1,94	1,82	0	100	0

5.5 - CONCLUSÃO DAS ANÁLISES NORMATIVAS

A conclusão está fundamentada nos estudos realizados nesta pesquisa. Como a análise não envolve um número grande de lajes e as variáveis ficam limitadas, praticamente, ao índice de retangularidade dos pilares e à utilização dos estribos, a conclusão se limita a estes parâmetros. Para uma melhor análise seria necessário um estudo mais direcionado.

Dentre as lajes avaliadas, verificou-se que a EC2 (2004) apresentou os resultados menos insatisfatórios, seguido da BS 8110 (1985). Para as lajes avaliadas, um coeficiente de ajuste fundamentado em ensaios experimentais proporcionaria resultados mais satisfatórios, já que estas apresentam valores poucos dispersos. A CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003) foram consideradas normas bastante insatisfatórias, uma vez que apresentaram 89% dos valores contra a segurança.

Para a ACI 318 (2002) e a NBR 6118 (1978) não caberia a utilização de um coeficiente de ajuste devido estas normas apresentarem valores mais dispersos. Desta maneira, as normas em questão acabaram sendo consideradas conservadoras, com base nas lajes avaliadas. A NBR 6118 (1978) foi a mais conservadora.

É importante observar que o critério adotado para julgar as normas como satisfatórias ou conservadoras foi a avaliação das lajes como um todo, já que se fosse avaliado algumas lajes isoladamente, poder-se-ia ter chegado a conclusões diferentes. A Figura 5.7 e Figura 5.8 mostram, respectivamente, a precisão da ACI 318 (2002) e da EC2 (2004) para as lajes de Vilhena e Nahun (2006).

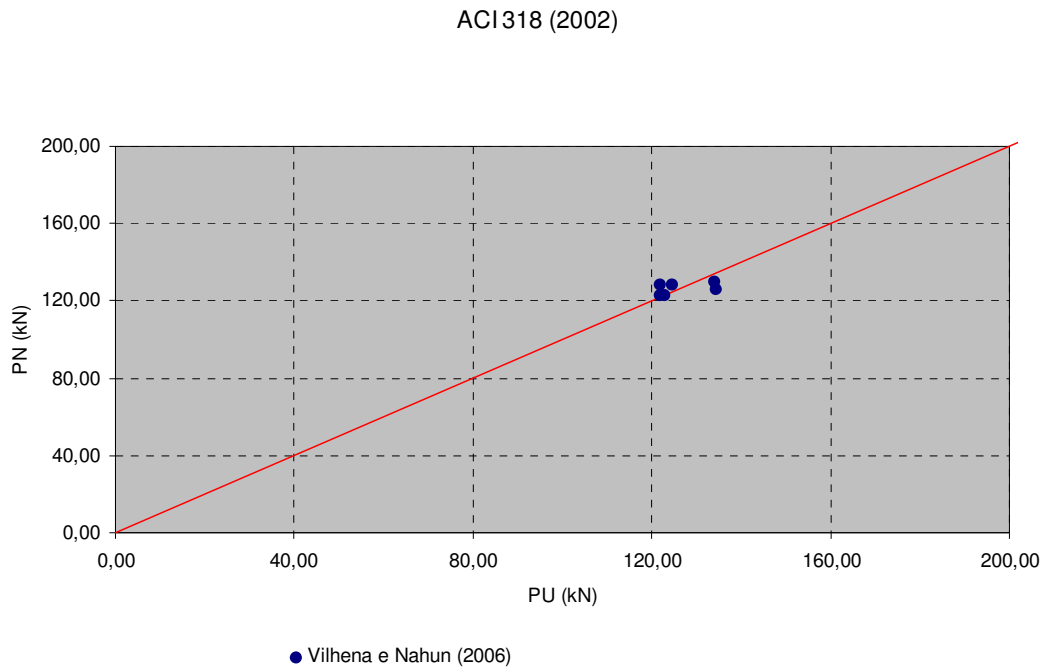


Figura 5.7 - Lajes de Vilhena e Nahun (2006) avaliadas pela ACI 318 (2002)

EC2 (2004)

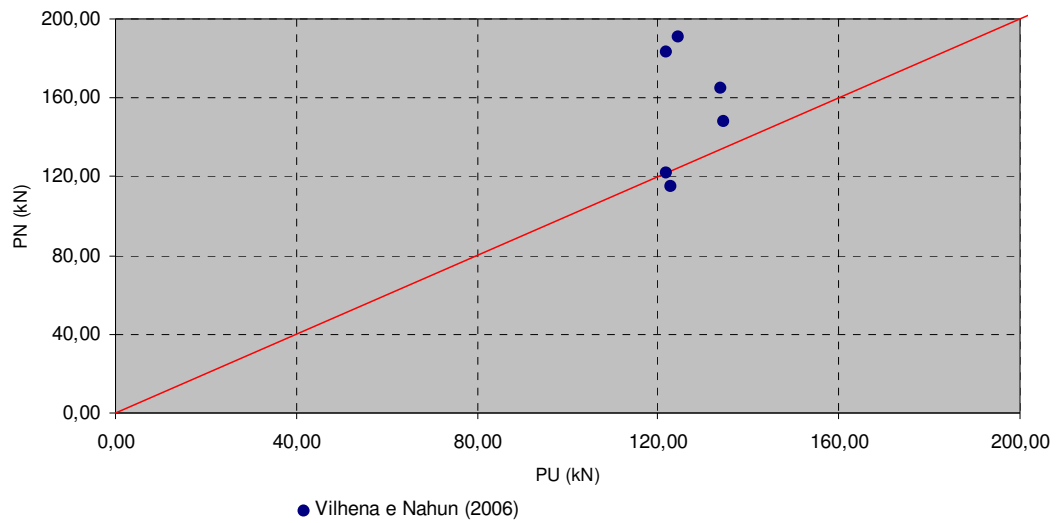


Figura 5.8 - Lajes de Vilhena e Nahun (2006) avaliadas pela EC2 (2004)

Da avaliação exemplificativa das duas figuras anteriores, verificou-se que a ACI 318 (2002) apresentou um resultado melhor que a EC2 (2004). Do exposto, fica evidente a dificuldade de avaliar uma norma e ratifica-se a incerteza de sua precisão, dependendo das lajes analisadas.

6 - RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo serão apresentados os resultados das instrumentações nas lajes, o mapeamento das fissuras, as cargas e modos de ruína e a relevância do modo de solicitação no comportamento das lajes.

6.1 - DESLOCAMENTOS DAS LAJES

Como foi abordado no capítulo referente à instrumentação, com a utilização de cinco deflectômetros foram medidos os deslocamentos verticais das lajes. Nas Figuras 6.1 a 6.16 são apresentados gráficos que mostram primeiramente, a evolução do deslocamento em função do carregamento de cada laje e na seqüência, a ocorrência de simetria entre os deslocamentos lidos nas direções x e y. Na verificação da simetria, as leituras dos deflectômetros D1 e D2 (direção x) são exibidas no eixo positivo das abscissas, enquanto os deslocamentos dos deflectômetros D4 e D5 (direção y) são representados no eixo negativo. É importante ressaltar que as figuras mencionadas não representam as configurações deformadas das lajes e sim uma apresentação gráfica.

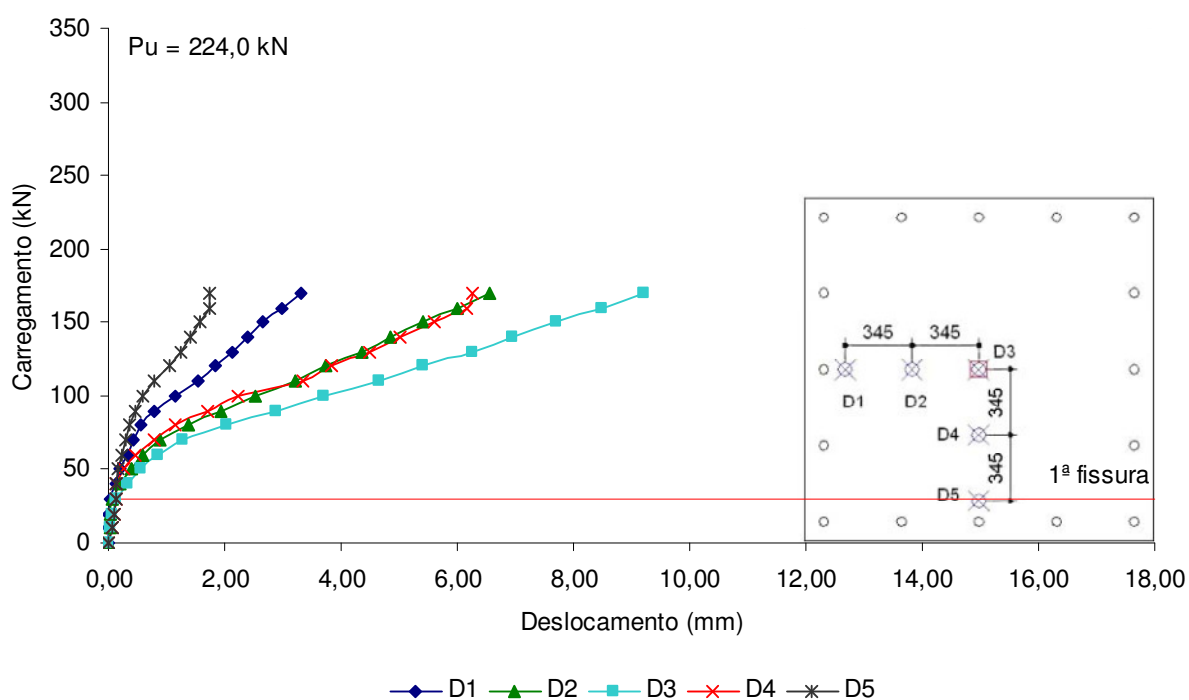


Figura 6.1 - Deslocamentos da laje L1

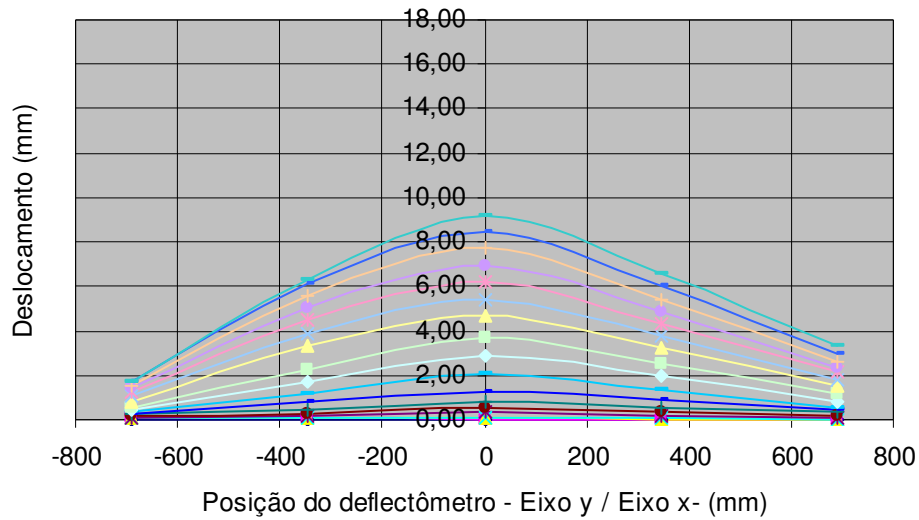


Figura 6.2 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L1

Como mostrado nas Figuras 6.1 e 6.2 ratificou-se que o maior deslocamento ocorreu na região central da laje (9,20 mm) e a simetria entre os deslocamentos aconteceu apenas nos deflectômetros D2 e D4 nos primeiros níveis de carregamento. No deflectômetro D3 o valor médio do incremento do deslocamento, até o surgimento da primeira fissura, foi de 0,04 mm, nos níveis seguintes o valor médio do incremento aumentou para 0,65 mm.

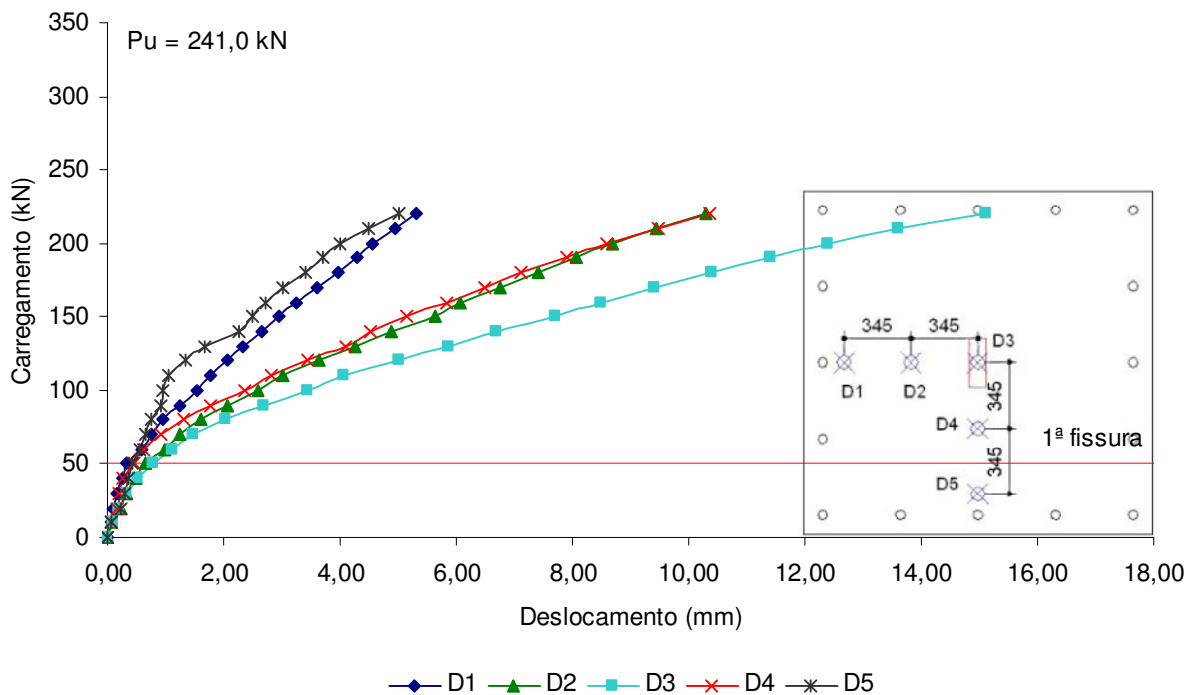


Figura 6.3 - Deslocamentos da laje L2

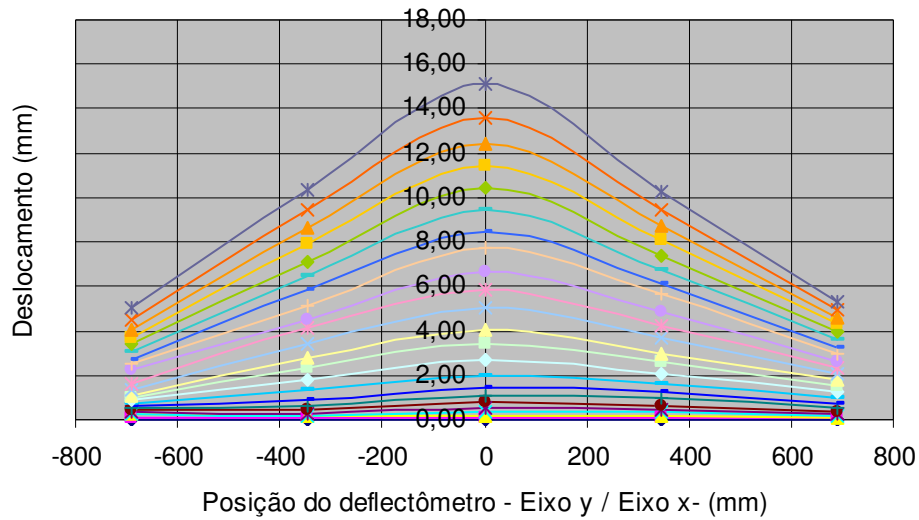


Figura 6.4 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L2

A Figura 6.3 mostrou que o maior deslocamento foi 15,10 mm no deflectômetro central e a Figura 6.4 confirma a simetria entre flechas. O incremento médio dos deslocamentos centrais até o 5º nível de carregamento (carga da primeira fissura) foi de 0,16 mm e nos níveis seguintes de carga foi de 0,84 mm.

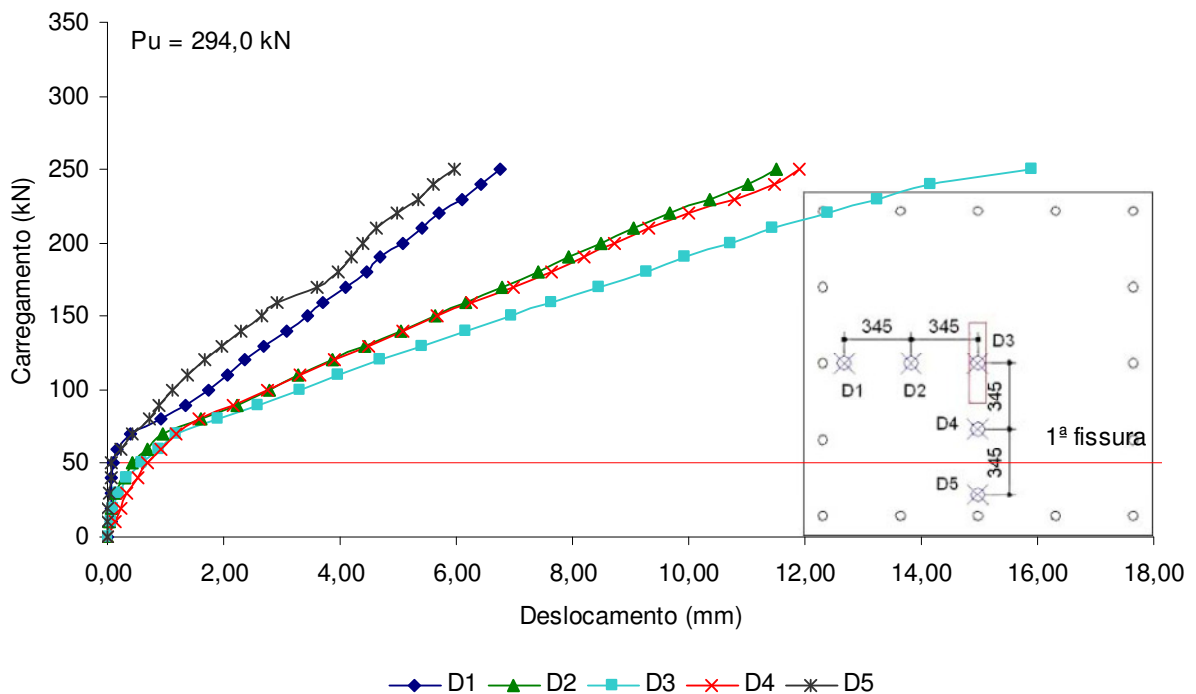


Figura 6.5 - Deslocamentos da laje L3

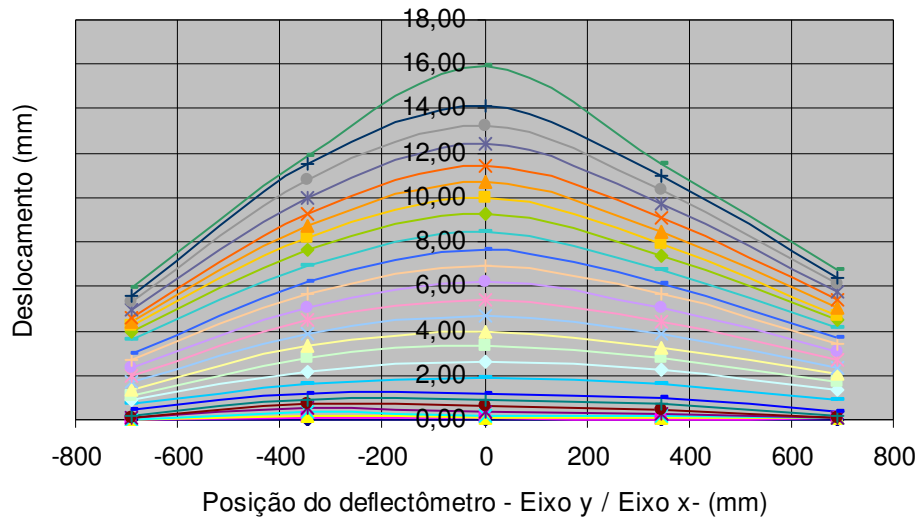


Figura 6.6 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L3

Analisando as Figuras 6.5 e 6.6 observou-se que o maior deslocamento foi 15,90 mm no centro da laje e que os deflectômetros D2 e D4 apresentaram simetria em praticamente todos os níveis de carregamento, nos aparelhos D1 e D5 a simetria ocorreu até o 10º nível de carregamento. O incremento médio dos deslocamentos centrais até a carga de primeira fissura foi de 0,12 mm nos níveis seguintes de carga a média dos incrementos passou para 0,77 mm.

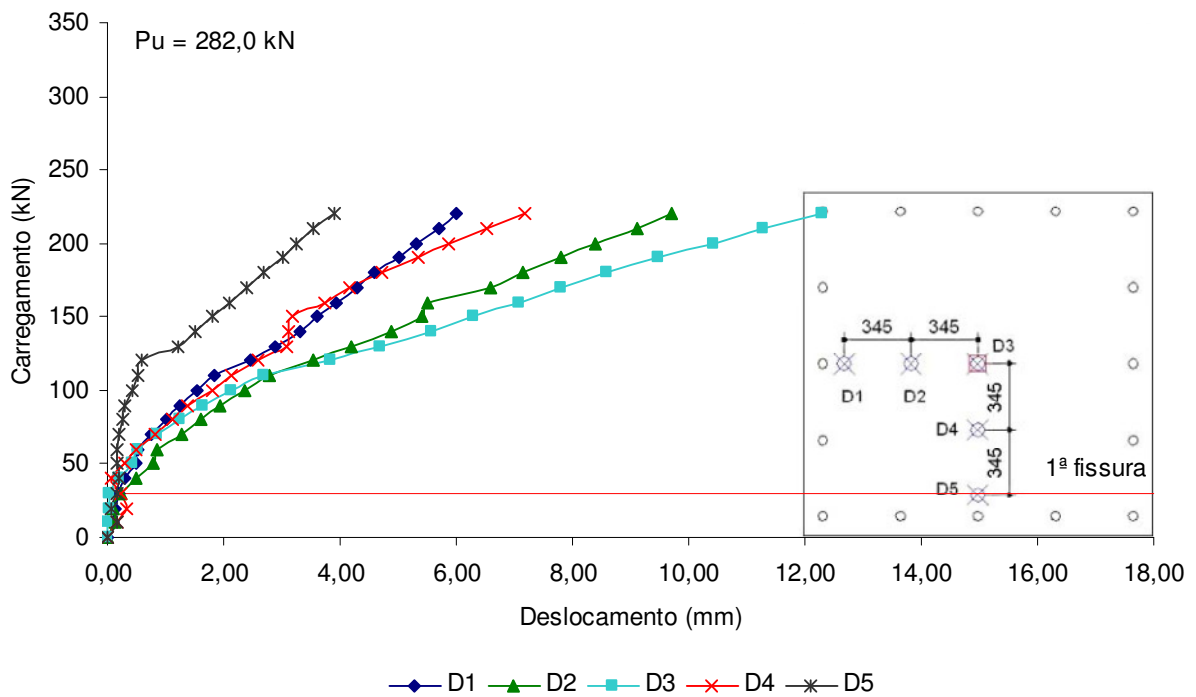


Figura 6.7 - Deslocamentos da laje L4

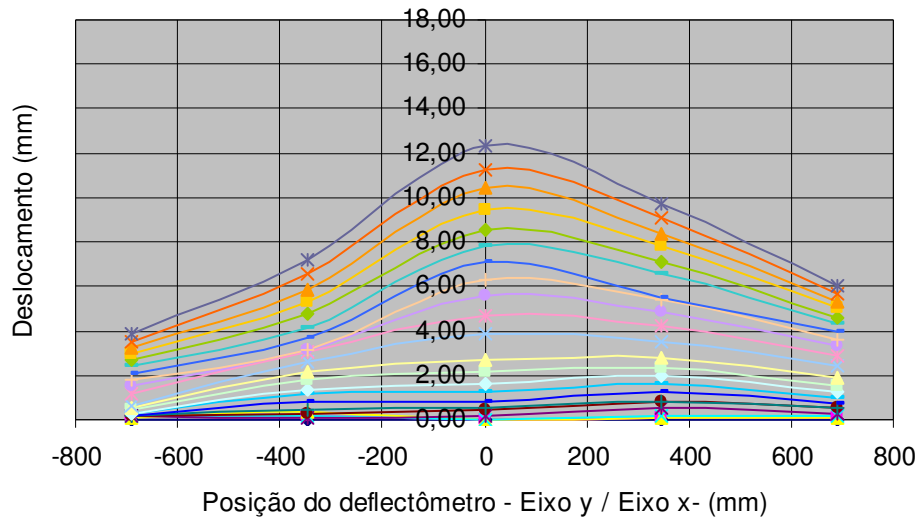


Figura 6.8 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L4

A Figura 6.7 mostrou que o maior deslocamento foi 12,29 mm, localizado no centro da laje. A simetria entre deslocamentos não foi verificada, conforme mostrou a Figura 6.8. O incremento médio do deslocamento central para cargas até a primeira fissura foi de 0,09 mm e nos carregamentos seguintes foi de 0,70 mm.

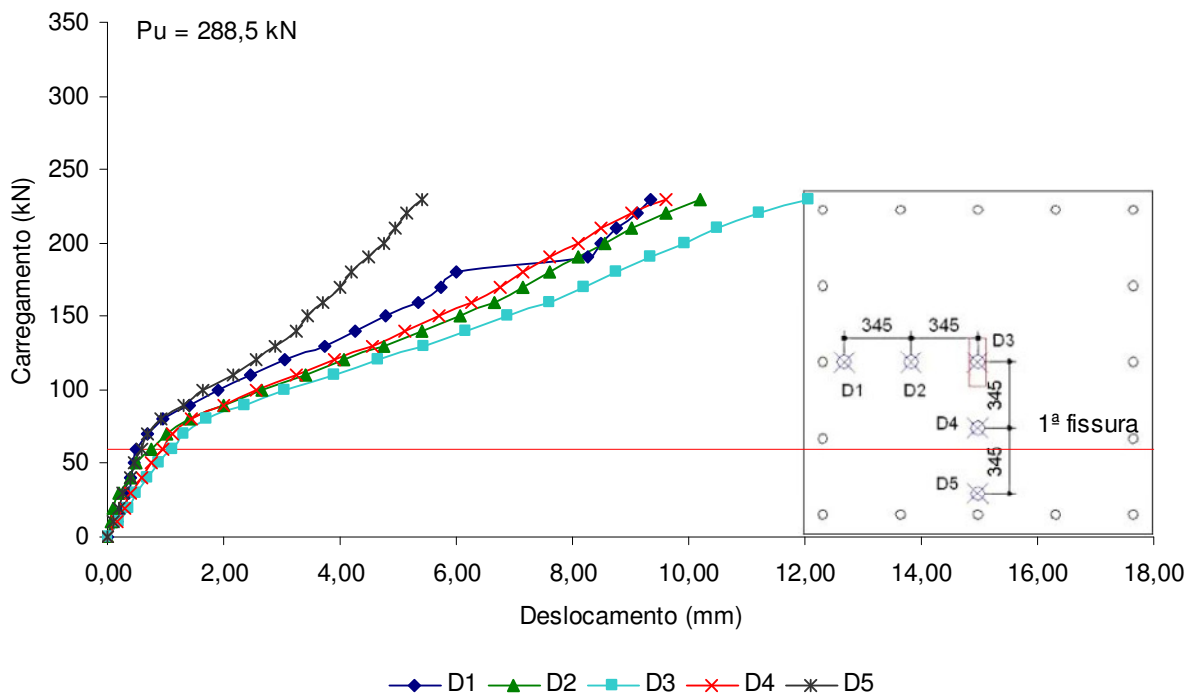


Figura 6.9 - Deslocamentos da laje L5

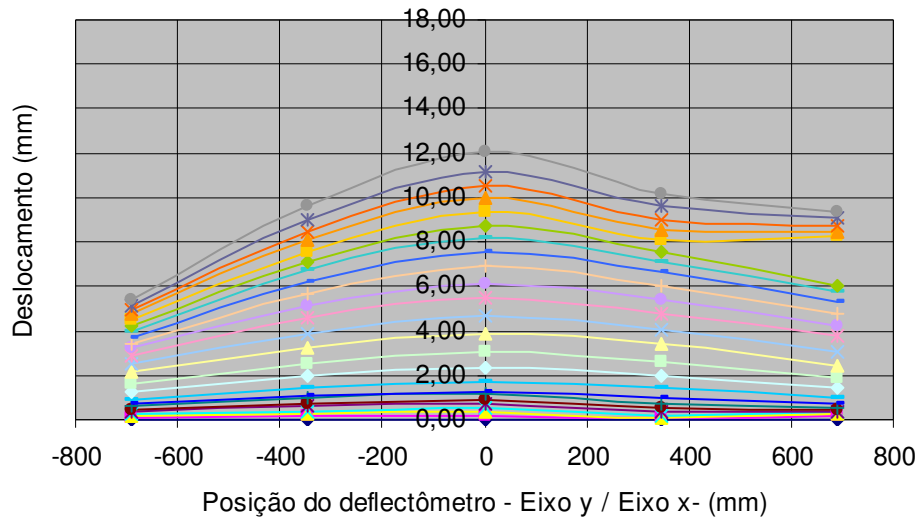


Figura 6.10 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L5

Nas Figuras 6.9 e 6.10 verificou-se que: no centro da laje houve o maior deslocamento (12,05 mm); a simetria entre deslocamentos foi mantida até o 18º nível de carregamento; o incremento médio dos deslocamentos centrais até o carregamento da primeira fissura e nos níveis seguintes foi de 0,19 mm e 0,64 mm, respectivamente.

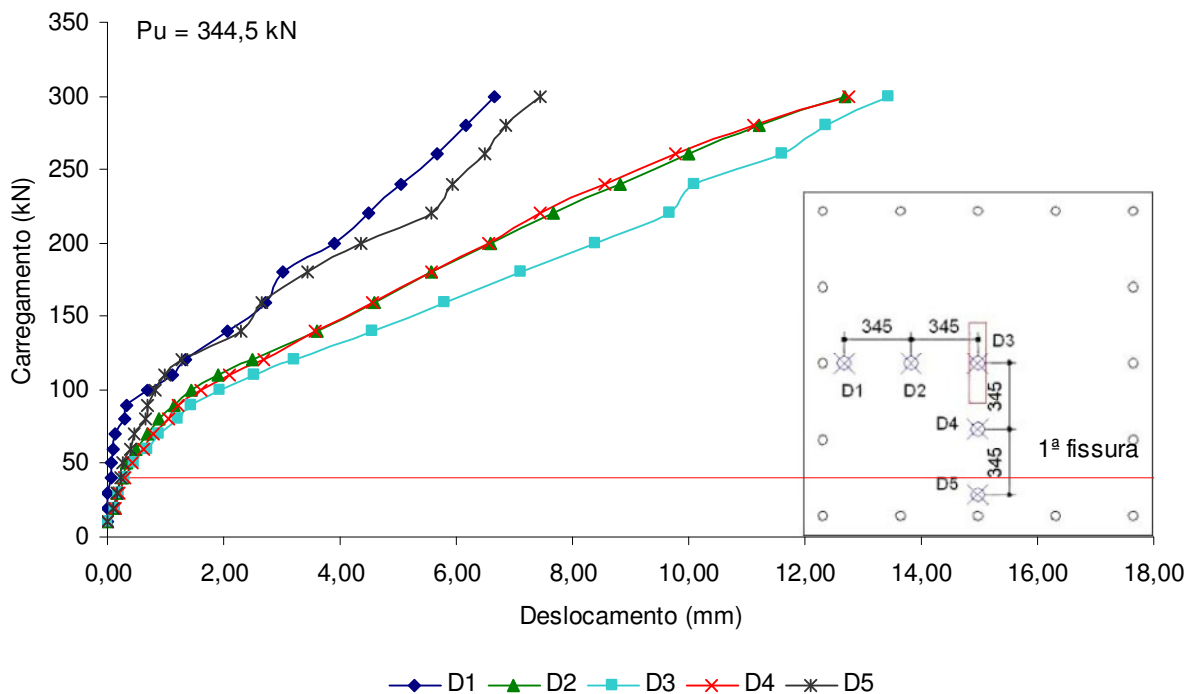


Figura 6.11 - Deslocamentos da laje L6

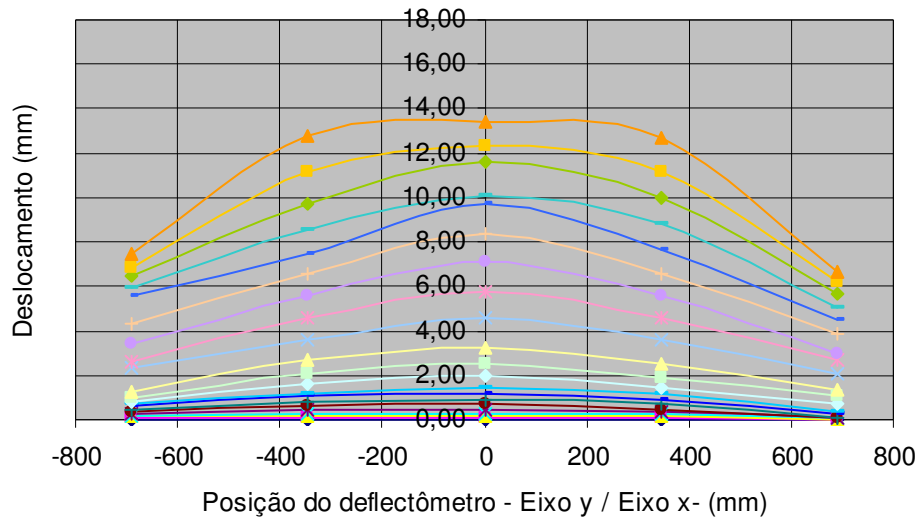


Figura 6.12 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L6

Conforme exibiu a Figura 6.11, no centro da laje ocorreu o deslocamento máximo de 13,45 mm. Na Figura 6.12 verificou-se que a simetria entre deslocamentos foi mantida até o 15º nível de carregamento. O incremento médio do deslocamento central até a carga de primeira fissura foi de 0,12 mm e nos níveis seguintes o incremento médio aumentou para 0,81 mm.

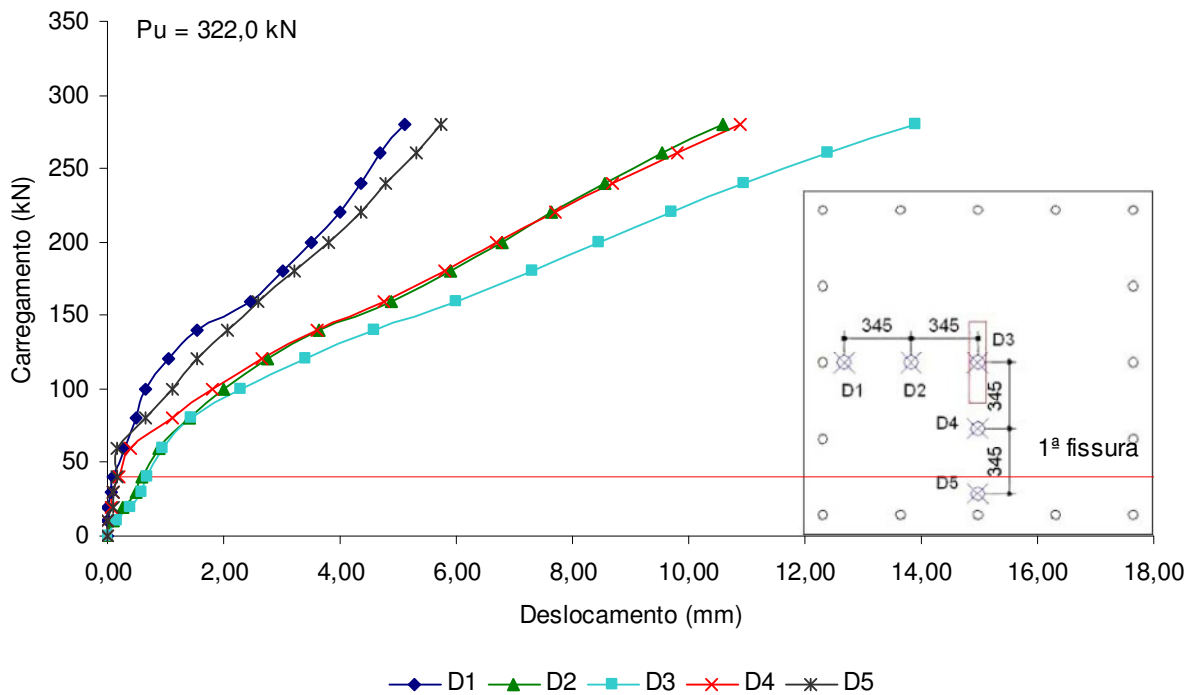


Figura 6.13 - Deslocamentos da laje L7

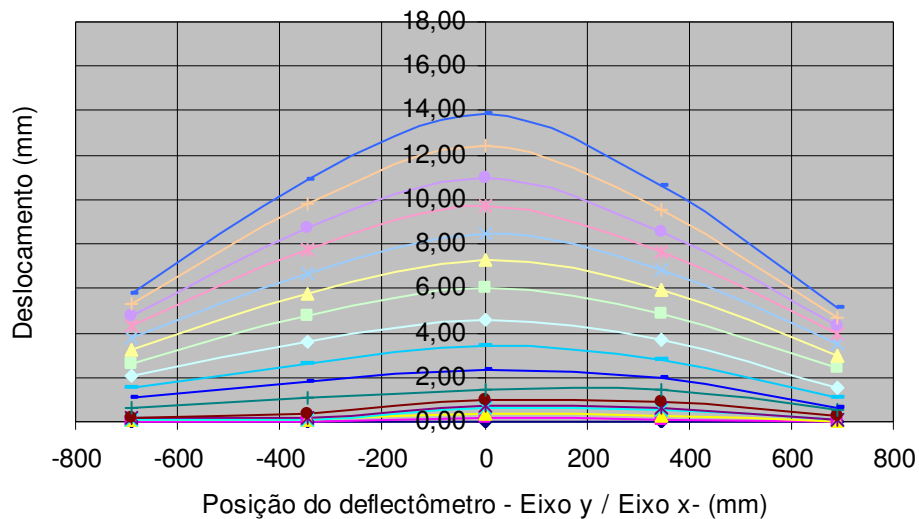


Figura 6.14 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L7

A Figura 6.13 mostrou que o maior deslocamento foi 13,90 mm, localizado na região central da laje. Defleto metros posicionados sobre os eixos x e y registraram simetria nos deslocamentos durante todo o ensaio, conforme observado na Figura 6.14. Até a carga da primeira fissura verificou-se que o incremento médio do deslocamento central foi de 0,18 mm e nos níveis seguintes de carregamento o incremento médio passou para 1,10 mm.

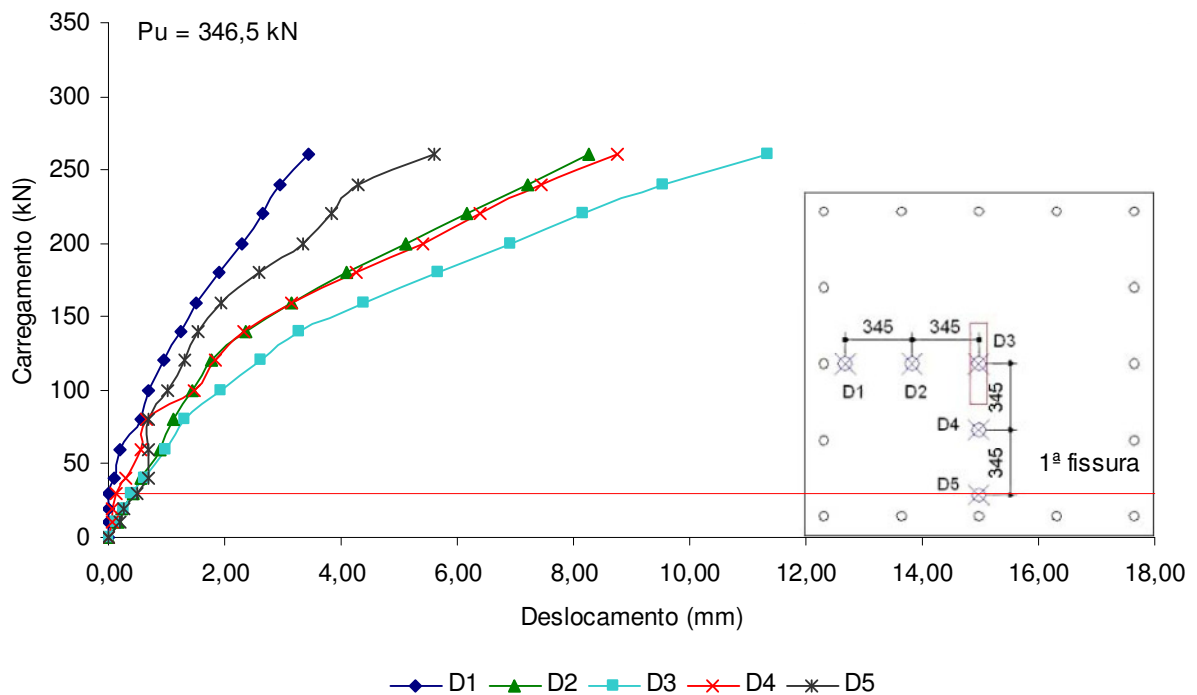


Figura 6.15 - Deslocamentos da laje L8

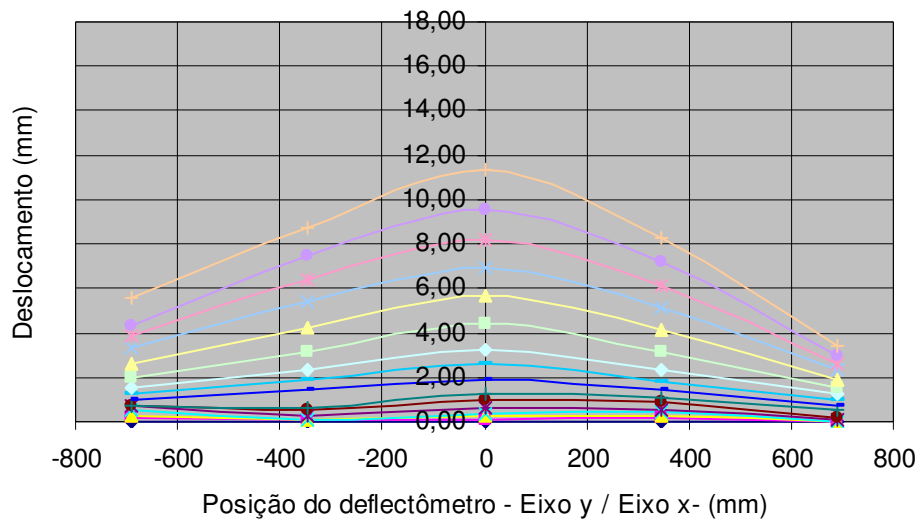


Figura 6.16 - Variação do deslocamento ao longo do eixo central da laje L8

As Figuras 6.15 e 6.16 mostraram que na região central da laje ocorre o deslocamento máximo de 11,33 mm e que não houve simetria entre deslocamentos. O incremento médio do deslocamento central até a carga da primeira fissura e níveis seguintes de carga foi de 0,13 mm e de 0,91 mm, respectivamente.

Para analisar a influência do alongamento do pilar e a disposição das armaduras de cisalhamento sobre o deslocamento são apresentadas as Figuras 6.17 a 6.21, que compara os deslocamentos centrais das lajes.

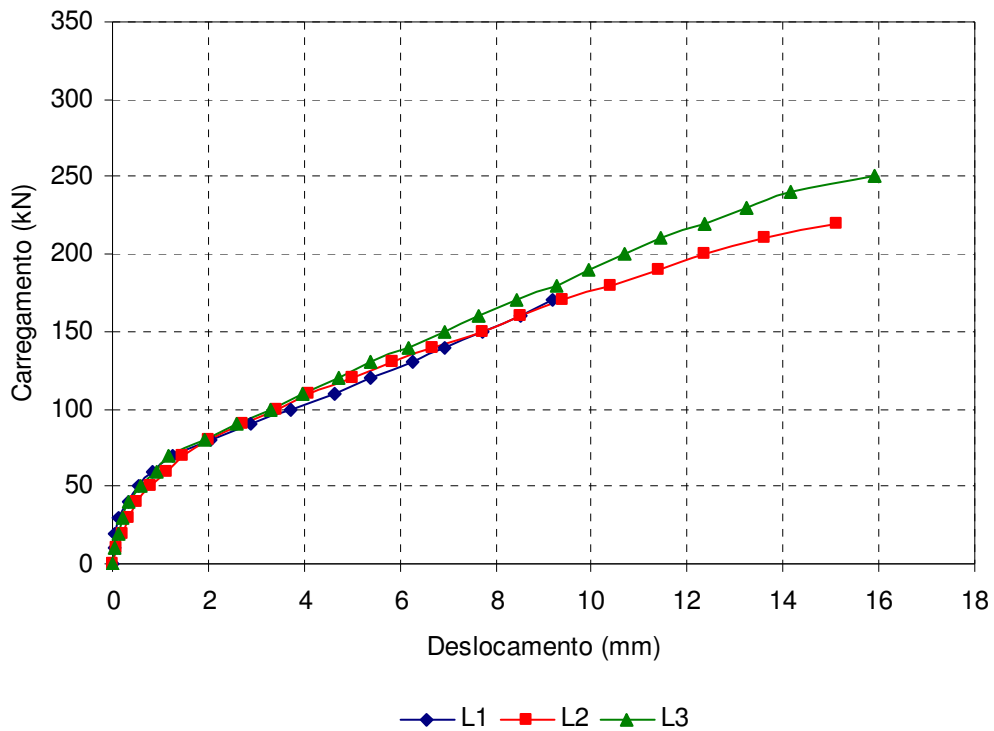


Figura 6.17 - Efeito do alongamento do pilar nos deslocamentos centrais das lajes L1, L2 e L3

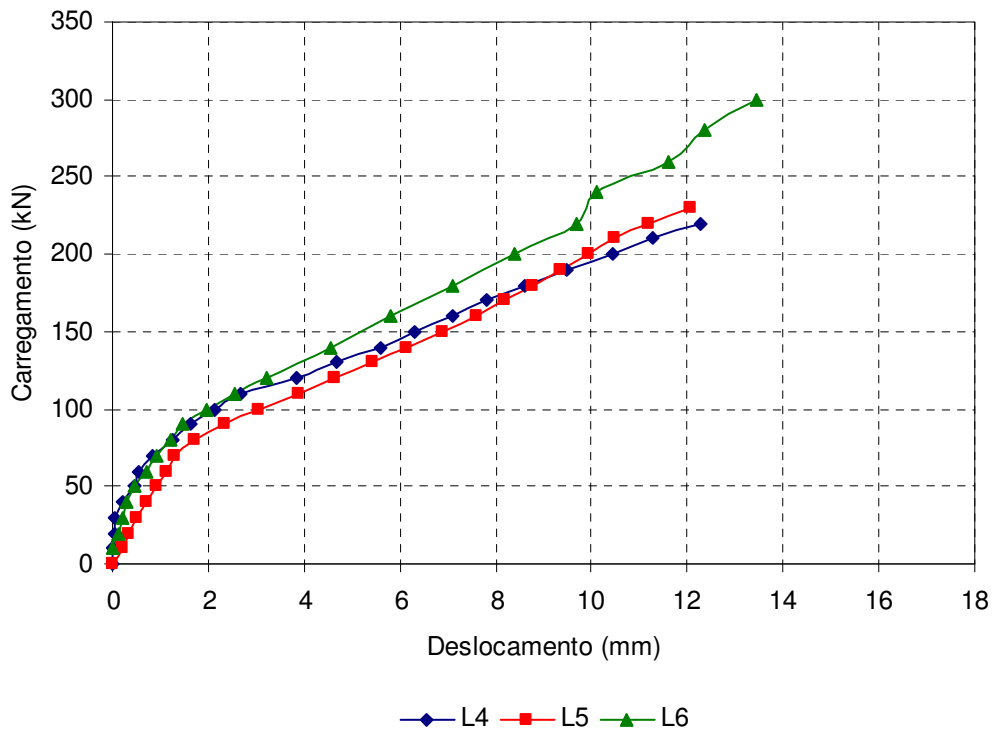


Figura 6.18 - Efeito do alongamento do pilar nos deslocamentos centrais das lajes L4, L5 e L6

Verificou-se que o aumento do alongamento do pilar altera a distribuição dos esforços cisalhantes conferindo às lajes maior resistência e ductilidade. Da análise da Figura 6.17, lajes sem armadura de cisalhamento, constatou-se superioridade de 73% no

deslocamento das lajes L3 sobre a laje L1. Nas lajes com a mesma disposição de armadura de cisalhamento, tipo cruz, o aumento do alongamento do pilar proporcionou acréscimo no deslocamento de 9% da laje L6 sobre a laje L4, conforme mostrou a Figura 6.18.

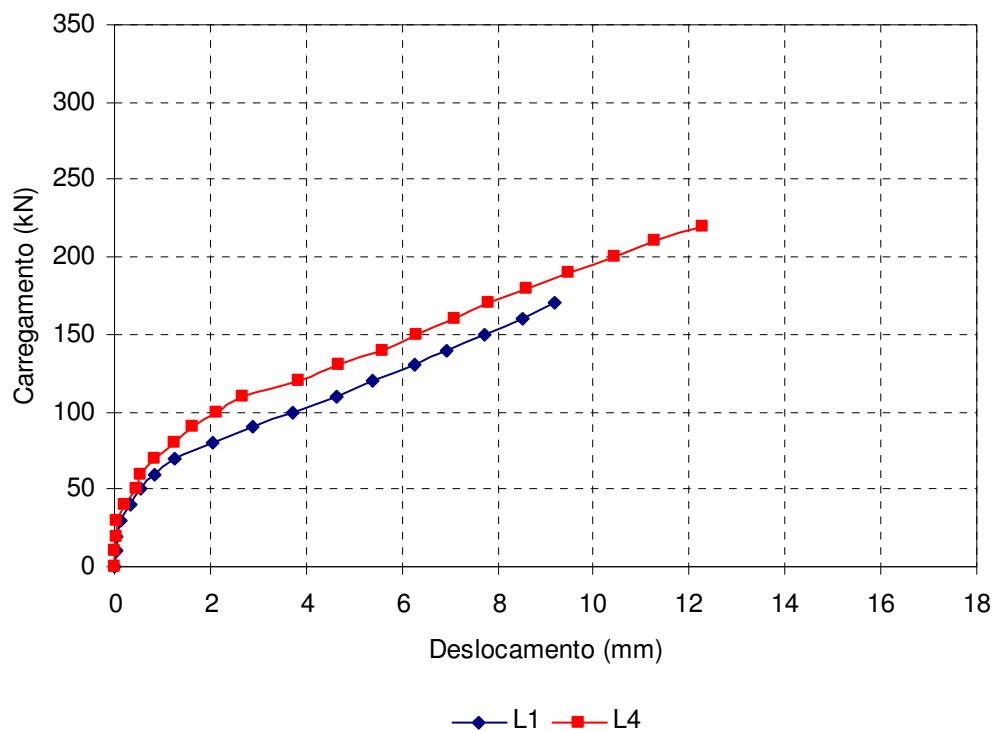


Figura 6.19 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L1 e L4

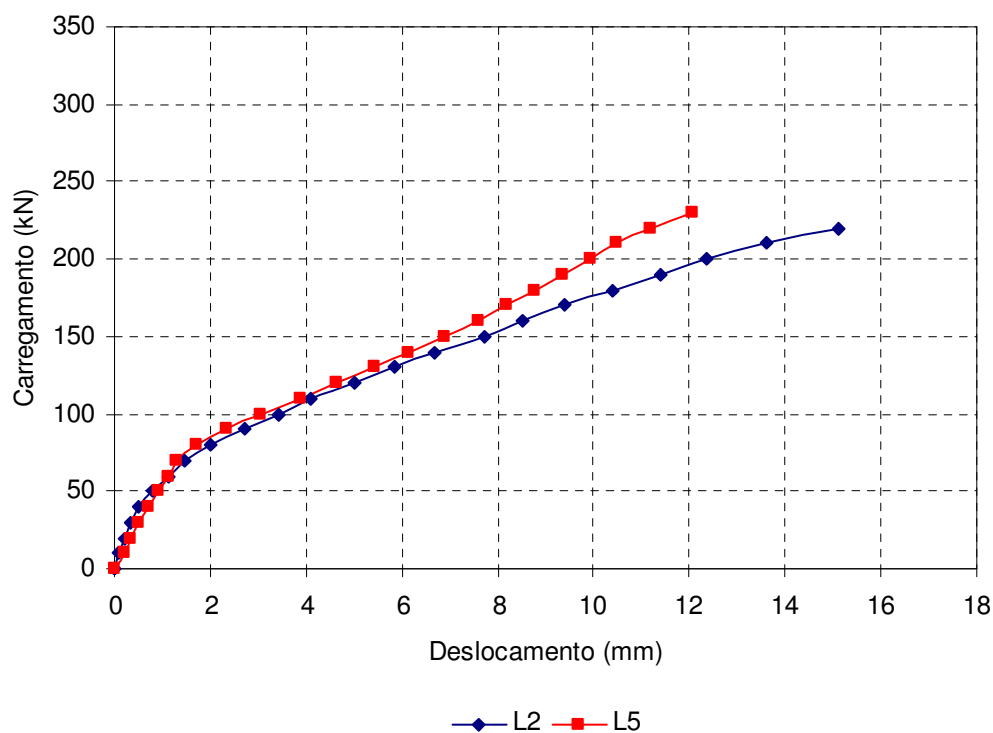


Figura 6.20 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L2 e L5

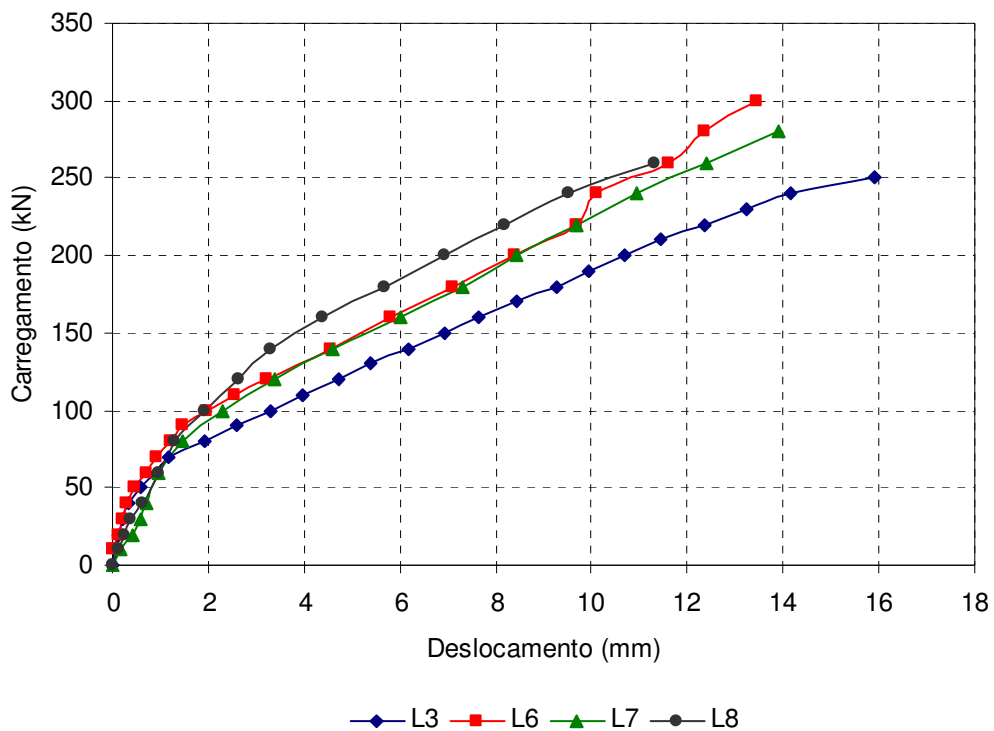


Figura 6.21 - Efeito da armadura de cisalhamento nos deslocamentos centrais das lajes L3, L6, L7 e L8

Como mostrou a Figura 6.19, a armadura de cisalhamento garantiu um acréscimo de 34% no deslocamento da laje L4 sobre a laje L1. Nas lajes com relação $C_{max}/C_{min}=3$ e 5 (Figuras 6.20 e 6.21) observou-se que o deslocamento das lajes L2 e L3 foram 25% e 40% maior que das lajes L5 e L8, respectivamente.

É importante informar que os deslocamentos finais das lajes com armadura de cisalhamento foram maiores que suas respectivas lajes (mesma relação C_{max}/C_{min}) sem armadura de cisalhamento, o motivo de não ter sido registrada tais deslocamentos foi a interrupção das leituras em níveis de carga inferiores a carga de ruína.

6.2 - DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Para avaliar as deformações na superfície inferior das lajes foram monitorados dois pontos próximos à área carregada. As Figuras 6.22 a 6.29 mostram a evolução das deformações com o carregamento.

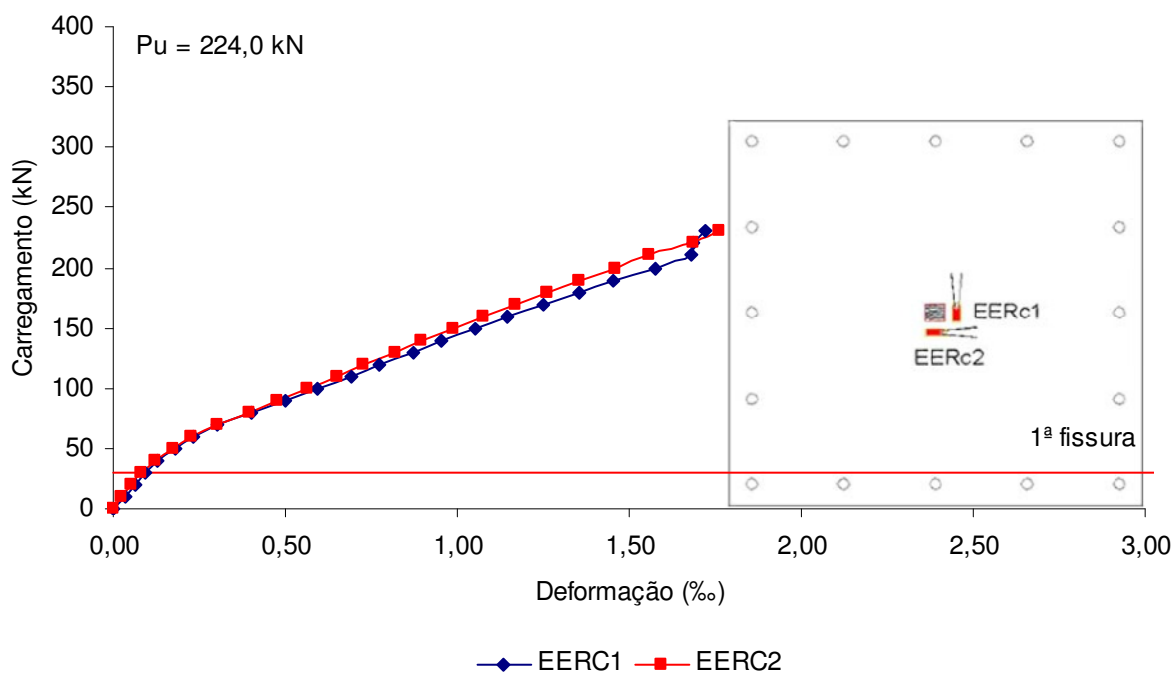


Figura 6.22 - Deformação do concreto na laje L1

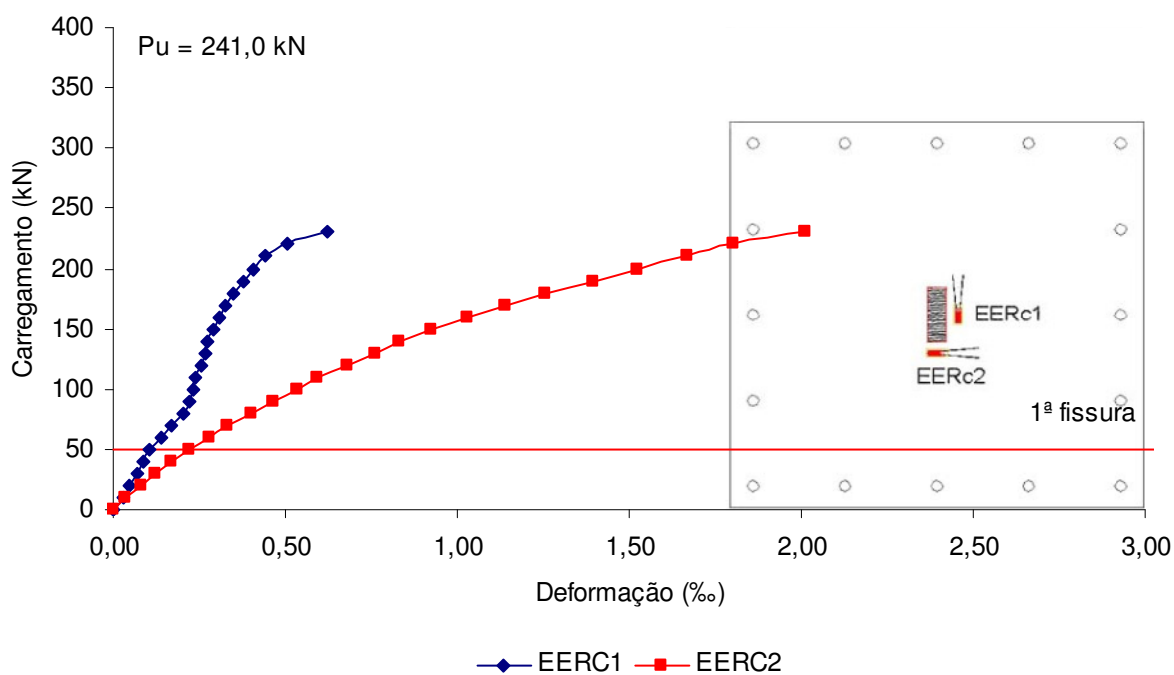


Figura 6.23 - Deformação do concreto na laje L2

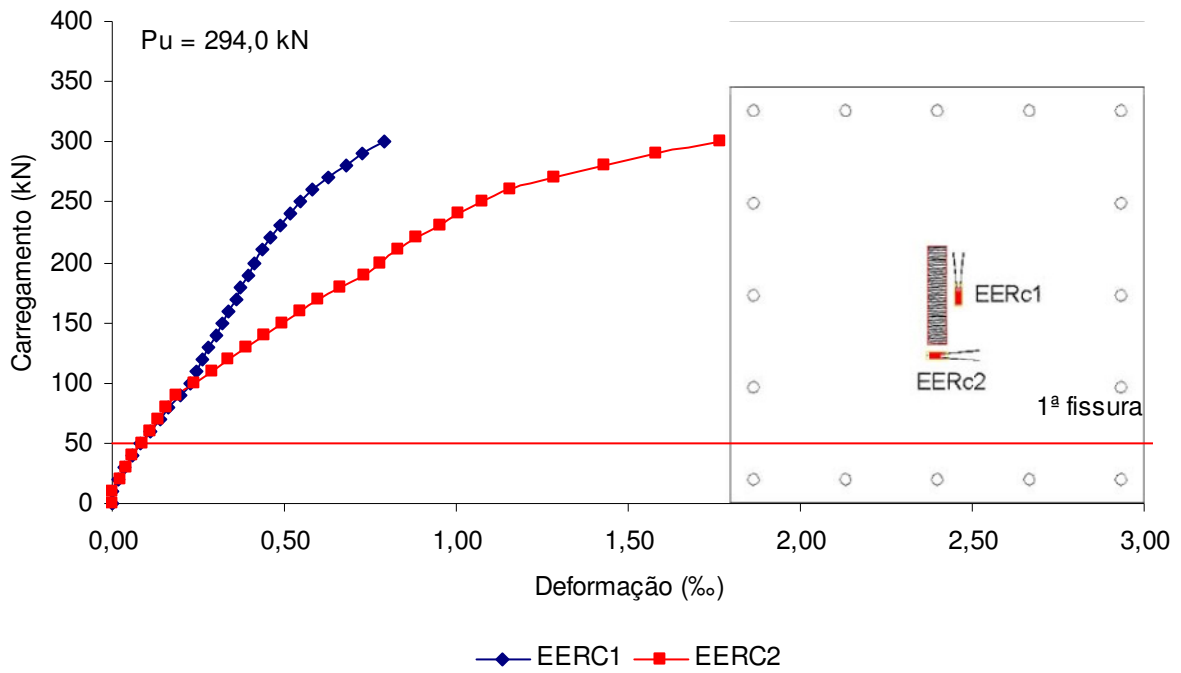


Figura 6.24 - Deformação do concreto na laje L3

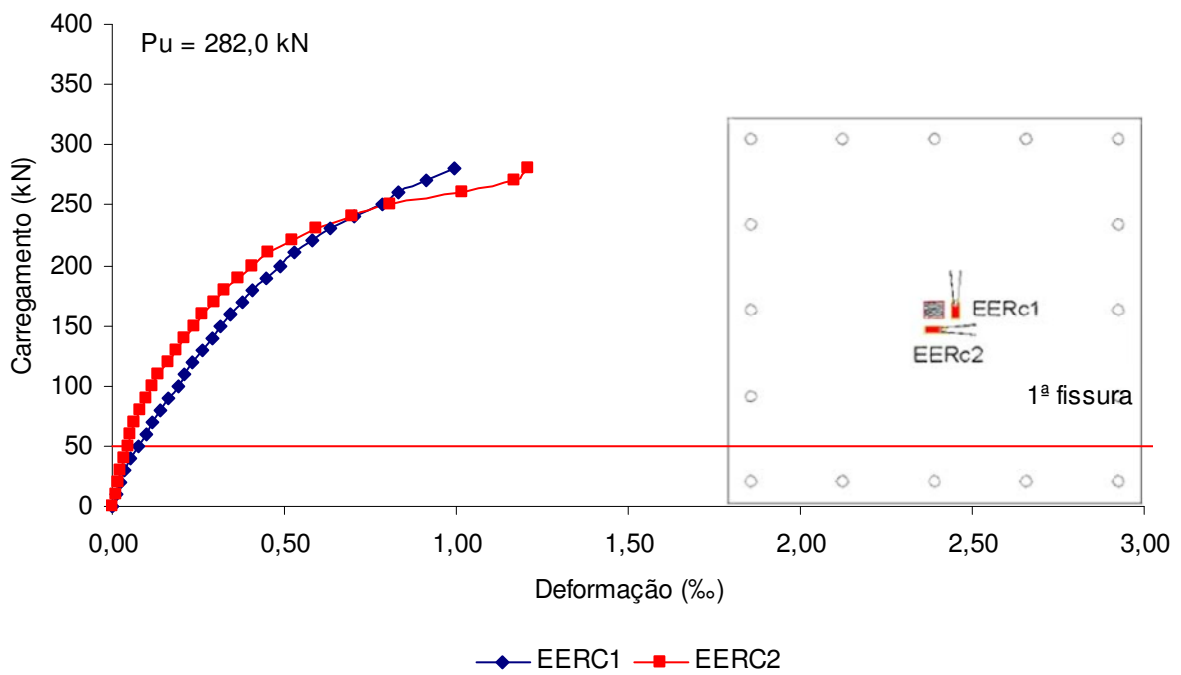


Figura 6.25 - Deformação do concreto na laje L4

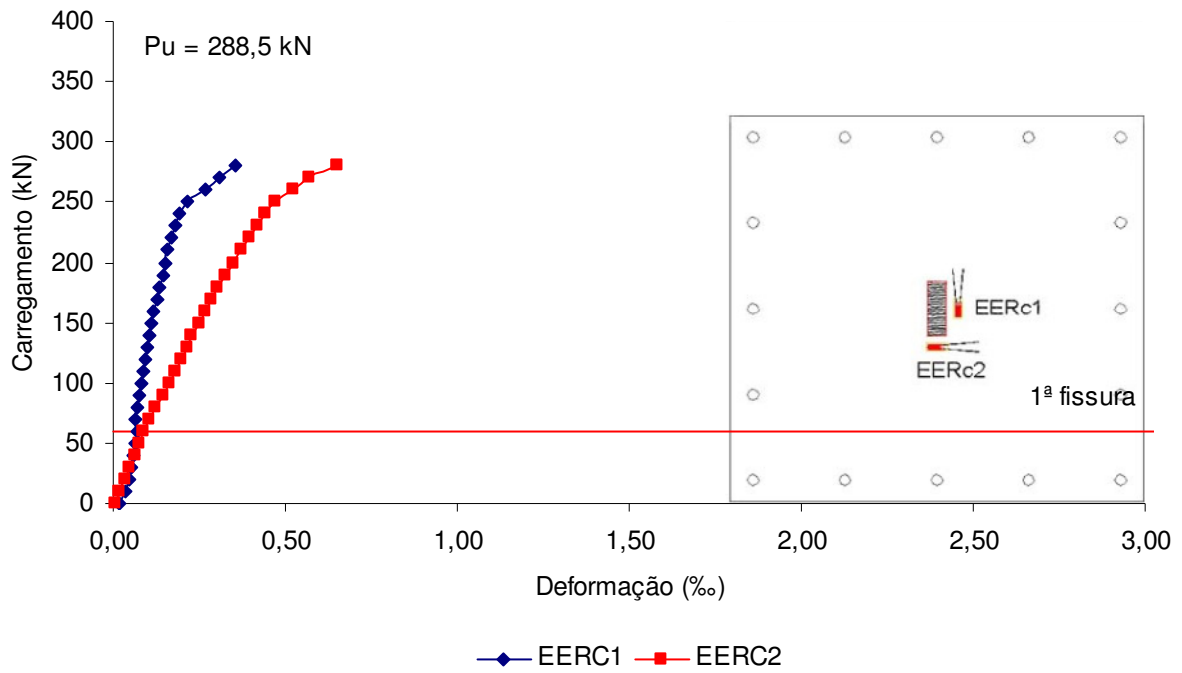


Figura 6.26 - Deformação do concreto na laje L5

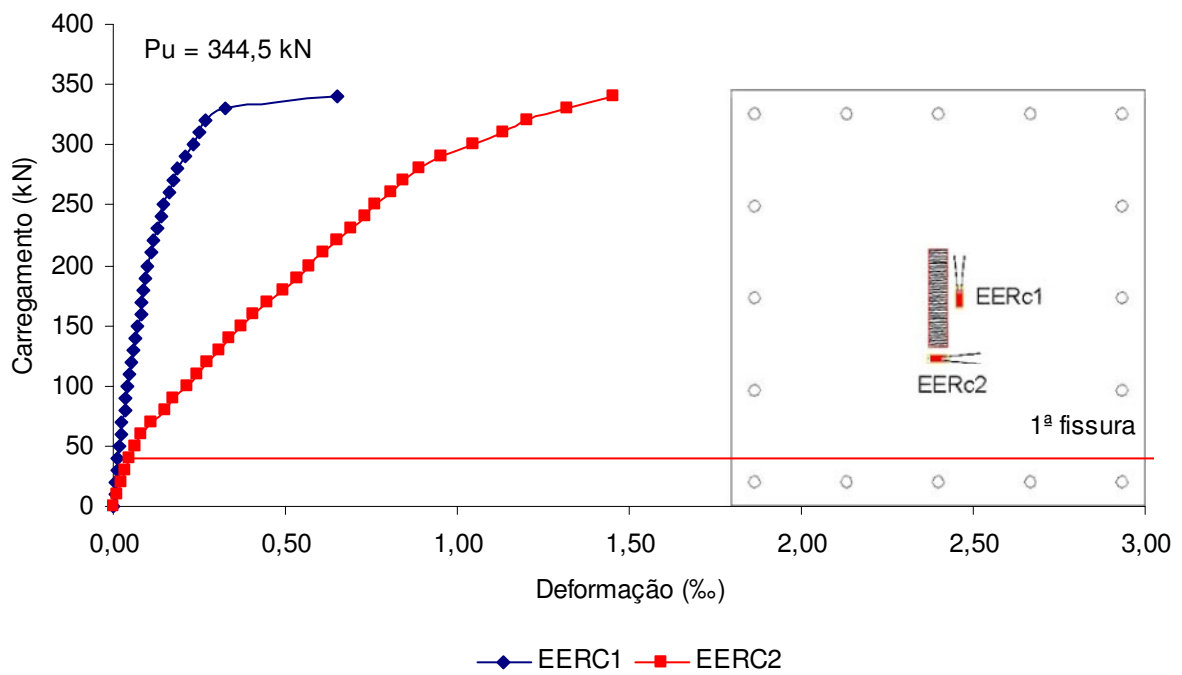


Figura 6.27 - Deformação do concreto na laje L6

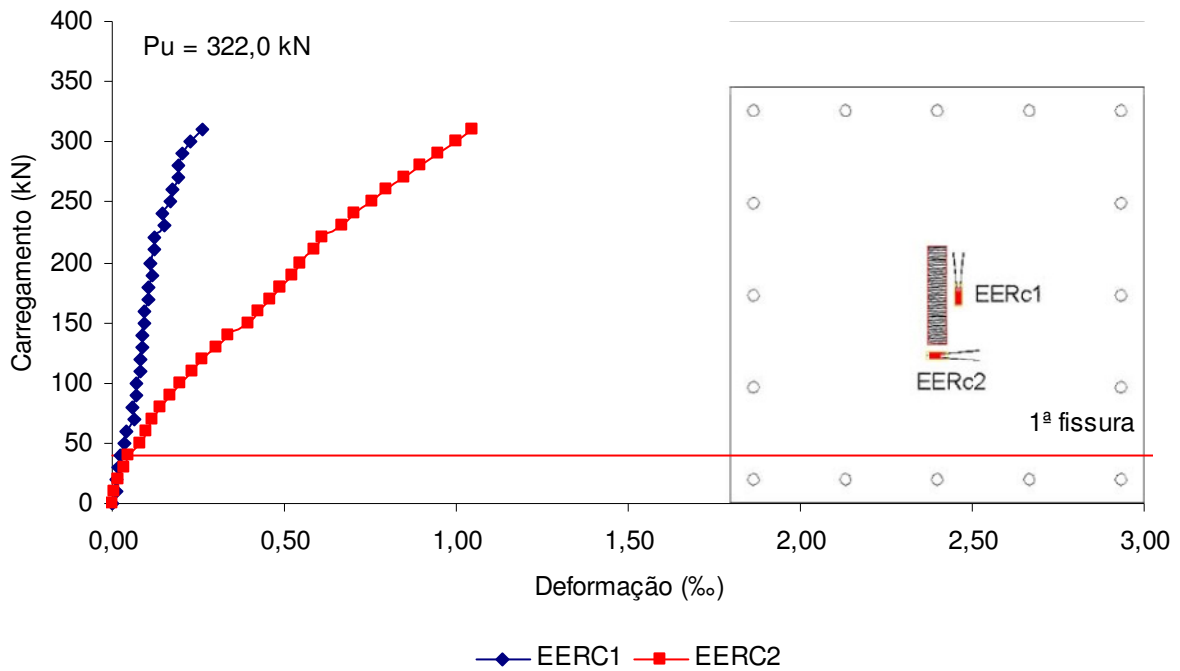


Figura 6.28 - Deformação do concreto na laje L7

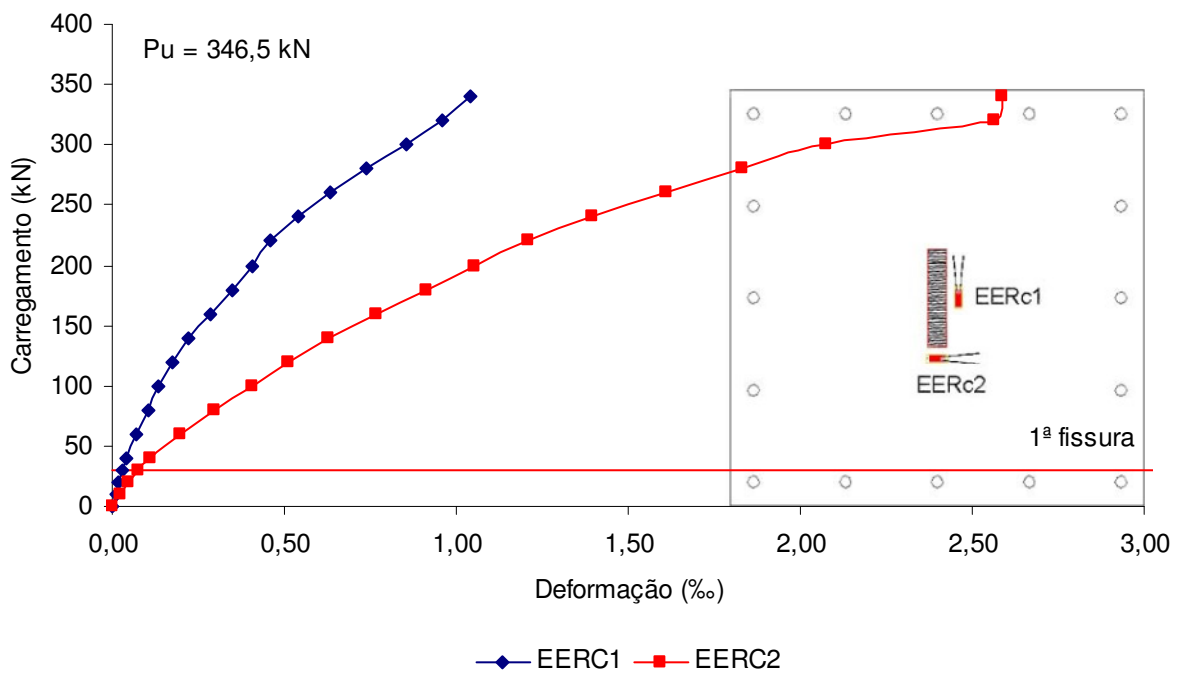


Figura 6.29 - Deformação do concreto na laje L8

Nenhuma laje atingiu a deformação correspondente ao esmagamento do concreto ($\epsilon_c > 3,5\%$). Com exceção das lajes L1 e L4 que apresentam área carregada com índice de retangularidade do tipo $C_{max}/C_{min}=1$, as maiores deformações foram registradas nos extensômetros EERC₂, o que confirma o efeito da polarização das tensões nos pilares alongados.

Para avaliar o efeito da polarização das tensões e a utilização da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto foram confrontados os resultados obtidos nos extensômetros EER_{C2}, conforme mostram as Figuras 6.30 a 6.34.

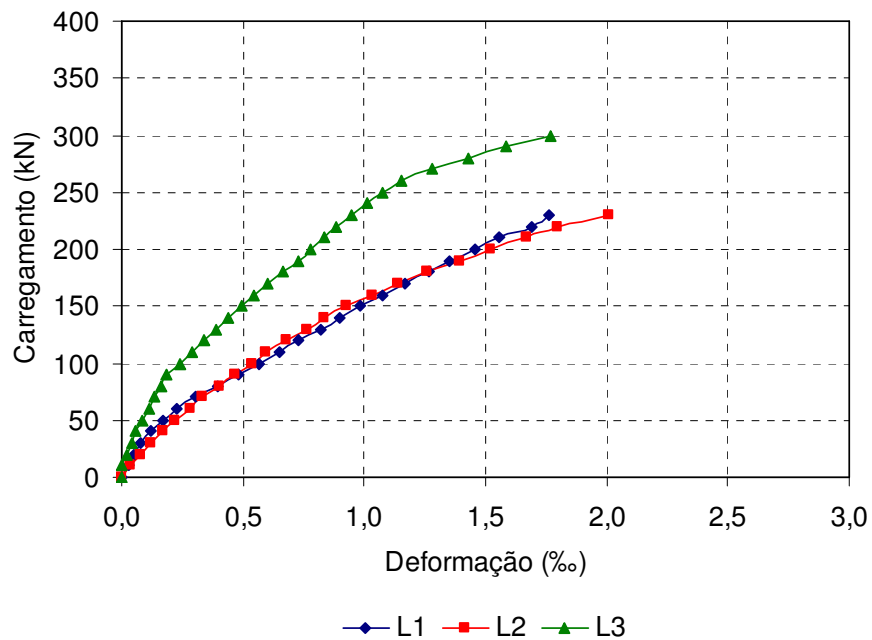


Figura 6.30 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações do concreto (EER_{C2})

Analisando as lajes sem armadura de cisalhamento, verificou-se que em um mesmo nível de carregamento as lajes L1 e L2 apresentaram resultados próximos e que ambas superaram as deformações da laje L3. Por exemplo, com 200 kN de carregamento a laje L1 apresentou deformação 87% maior que a laje L3, para igualar os níveis de deformação foi preciso um acréscimo de aproximadamente 40% no carregamento da laje L3, o que configura ganho de resistência.

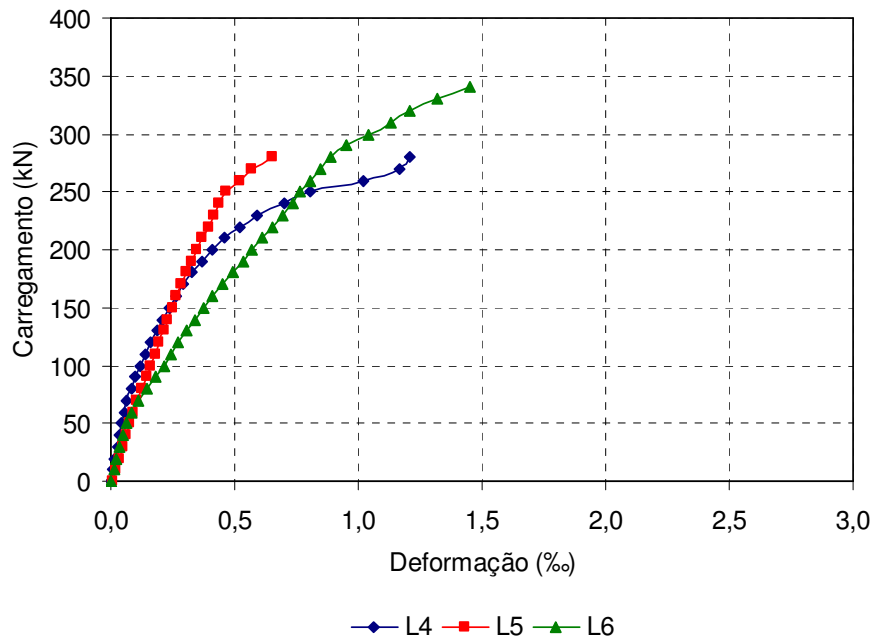


Figura 6.31 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações do concreto (EER_C2)

Analisando a influência do alongamento do pilar nas lajes com armadura de punção dispostas em cruz (Figura 6.31), averiguou-se que a deformação da laje L4 é 86% maior que da laje L5, e a deformação da laje L6 é 20% maior que a da laje L4.

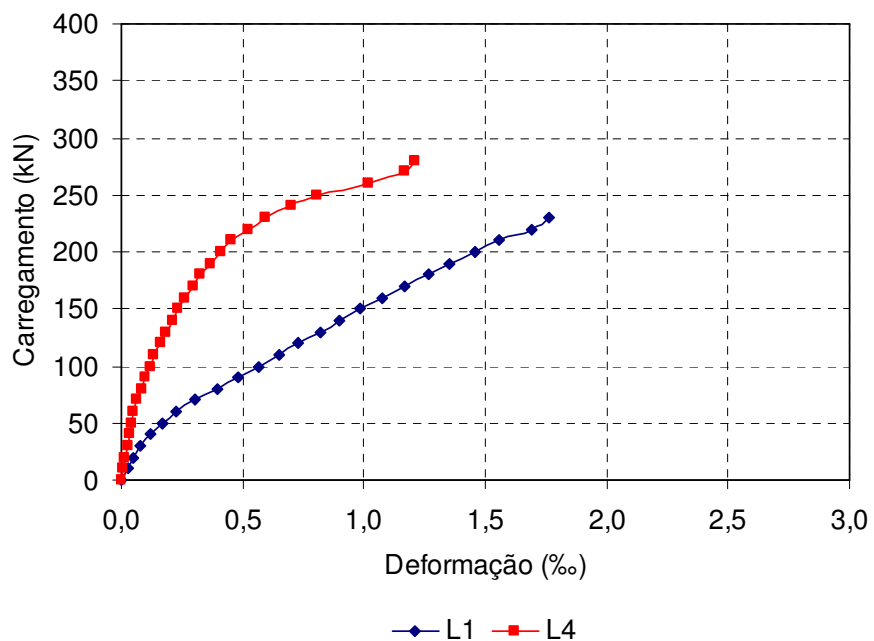


Figura 6.32 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_C2)

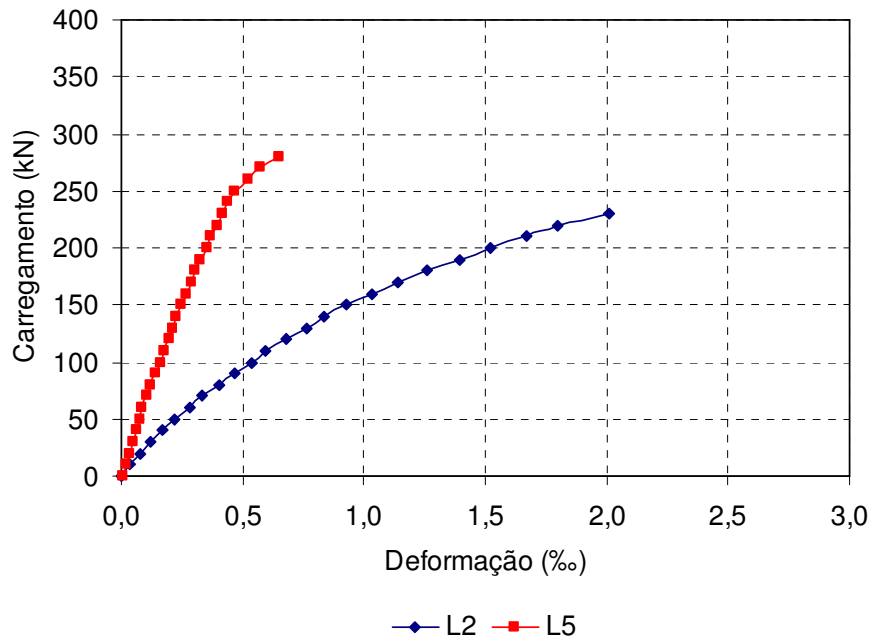


Figura 6.33 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_{C2})

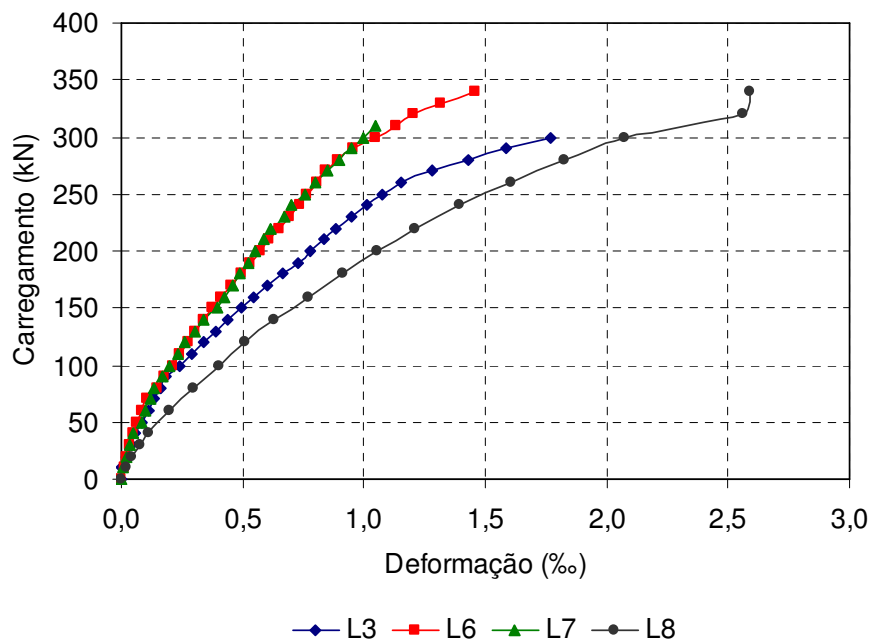


Figura 6.34 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações do concreto (EER_{C2})

A relevância da utilização da armadura de punção nas lajes com área carregada $C_{max}/C_{min}=1$ fica bem evidente quando analisada a deformação do concreto. Confirmou-se um acréscimo de 45% na deformação da laje L1 sobre a laje L4, o mesmo aconteceu nas lajes com pilar alongado. A deformação da laje L2 foi 209% maior que da laje L5 e entre as lajes com área carregada $C_{max}/C_{min}=5$ a maior diferença foi de 70% na deformação da laje L3 sobre a L7.

A Tabela 6.1 mostra os picos de deformações do concreto de todas as lajes, o que confirma a não uniformidade das deformações devido à polarização das tensões nos pilares alongados.

Tabela 6.1 - Resumo das deformações do concreto

<i>Laje</i>	C_{max}/C_{min}	<i>Distribuição da armadura de punção</i>	EER_C1	EER_C2	EER_C2/EER_C1
			(‰)	(‰)	(%)
L1	1	-	1,72	1,76	2
L2	3	-	0,62	2,01	223
L3	5	-	0,79	1,77	124
L4	1	Cruz	1,00	1,21	21
L5	3	Cruz	0,35	0,65	85
L6	5	Cruz	0,65	1,45	123
L7	5	Paralelo	0,26	1,04	298
L8	5	Duplo-T	0,35	2,59	643

6.3 - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE FLEXÃO

Para avaliar as deformações da armadura de flexão foram monitorados três pontos próximos à área carregada. As Figuras 6.35 a 6.42 mostram a evolução das deformações das barras em função do carregamento.

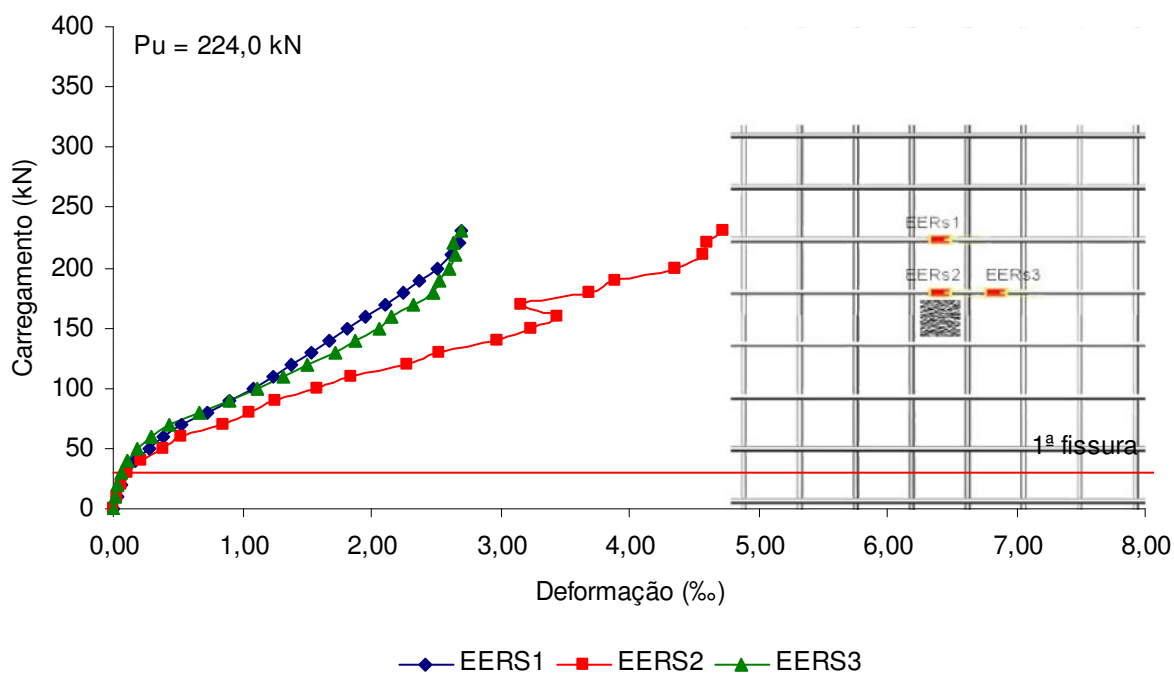


Figura 6.35 - Deformação da armadura de flexão na laje L1

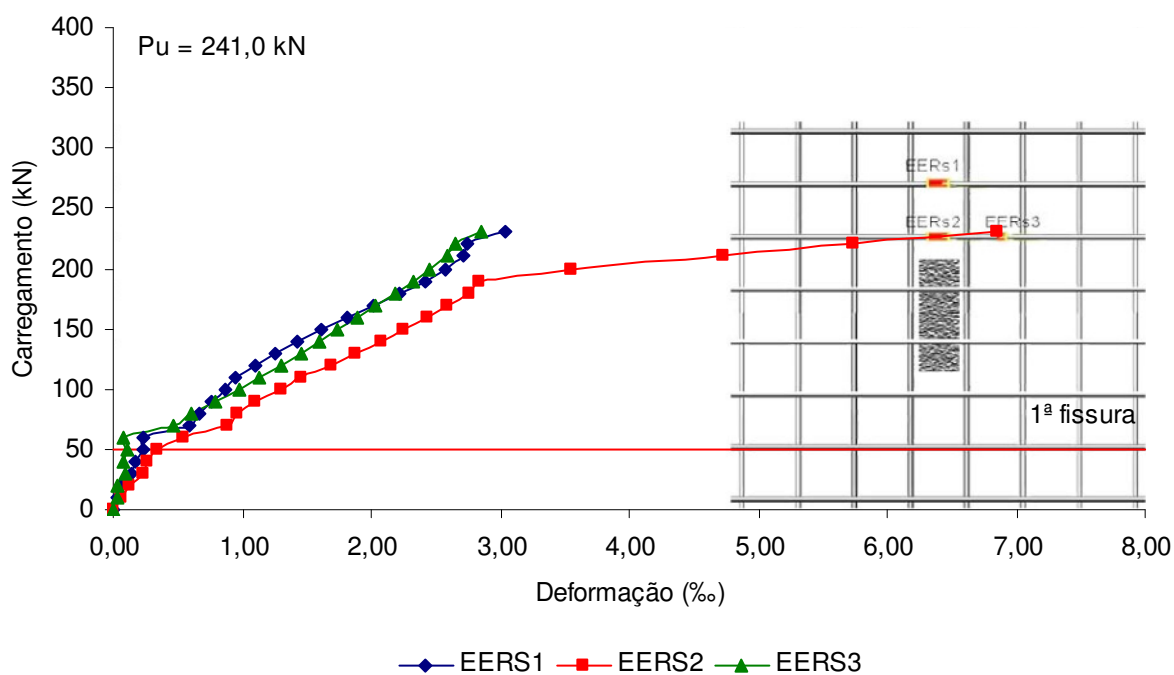


Figura 6.36 - Deformação da armadura de flexão na laje L2

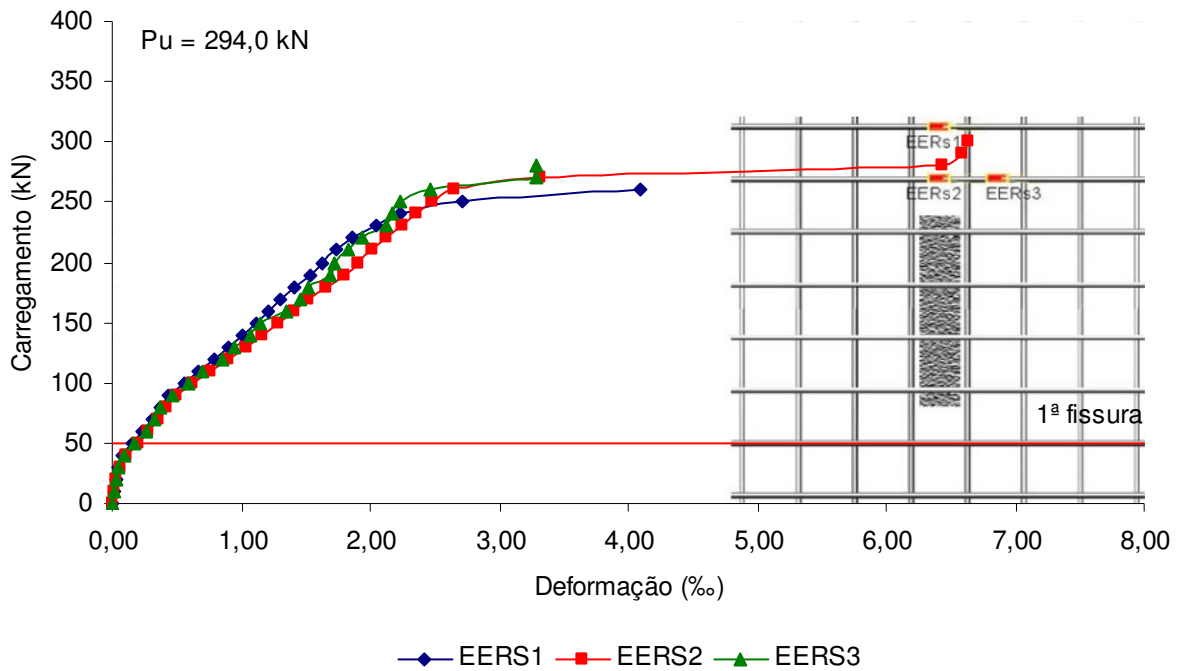


Figura 6.37 - Deformação da armadura de flexão na laje L3

Nas lajes sem armadura de cisalhamento as deformações nos extensômetros EERS_S1 e EERS_S3 apresentaram valores próximos em praticamente todos os níveis de carregamento e as maiores deformações foram registradas nos EERS_S2. Nas lajes L1, L2 e L3 verificou-se que a deformação no EERS_S2 superou a deformação no EERS_S3 em 75%, 140% e 102%, respectivamente, o que confirma a concentração das tensões junto ao lado C_{min} do pilar.

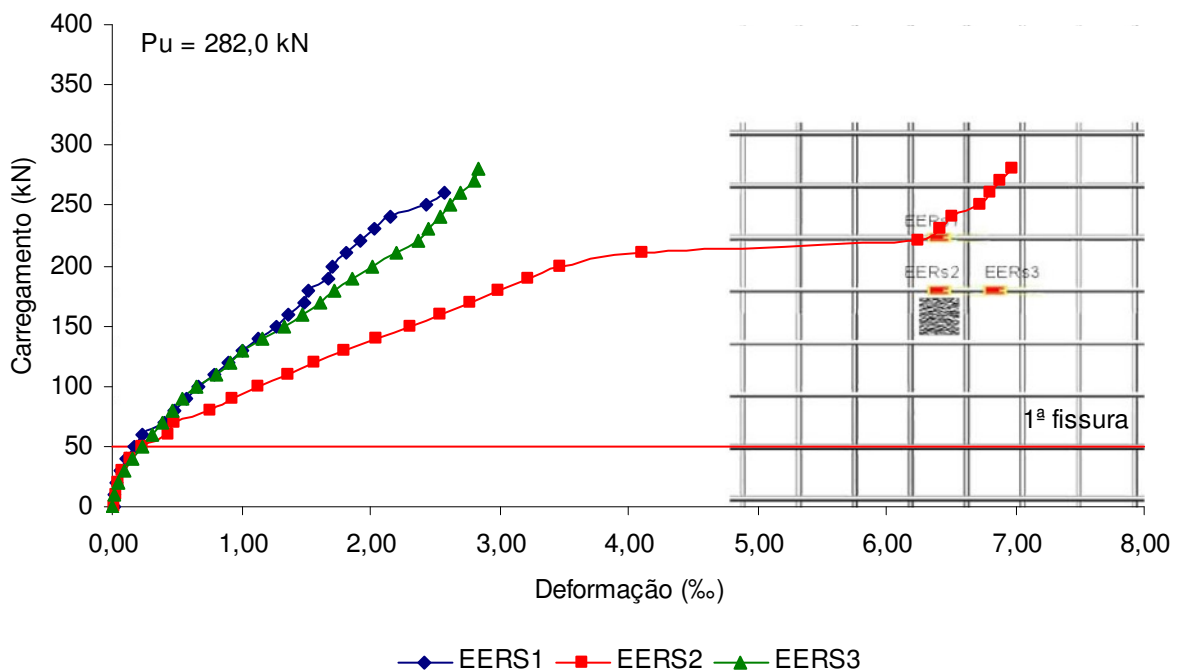


Figura 6.38 - Deformação da armadura de flexão na laje L4

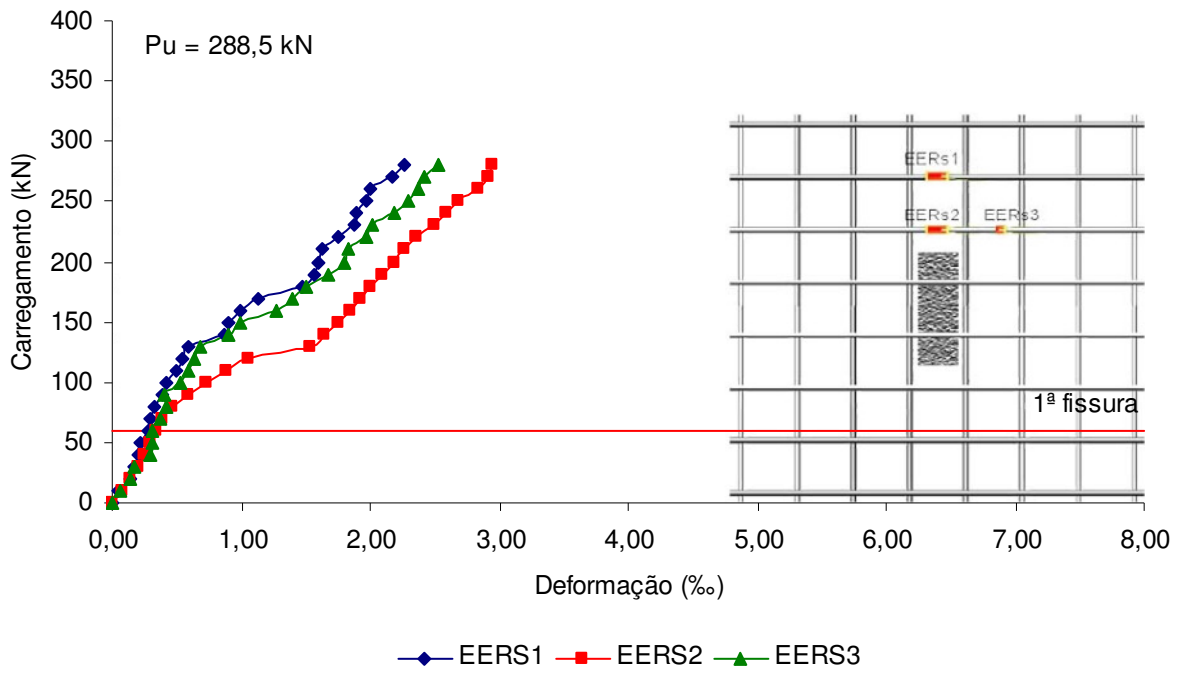


Figura 6.39 - Deformação da armadura de flexão na laje L5

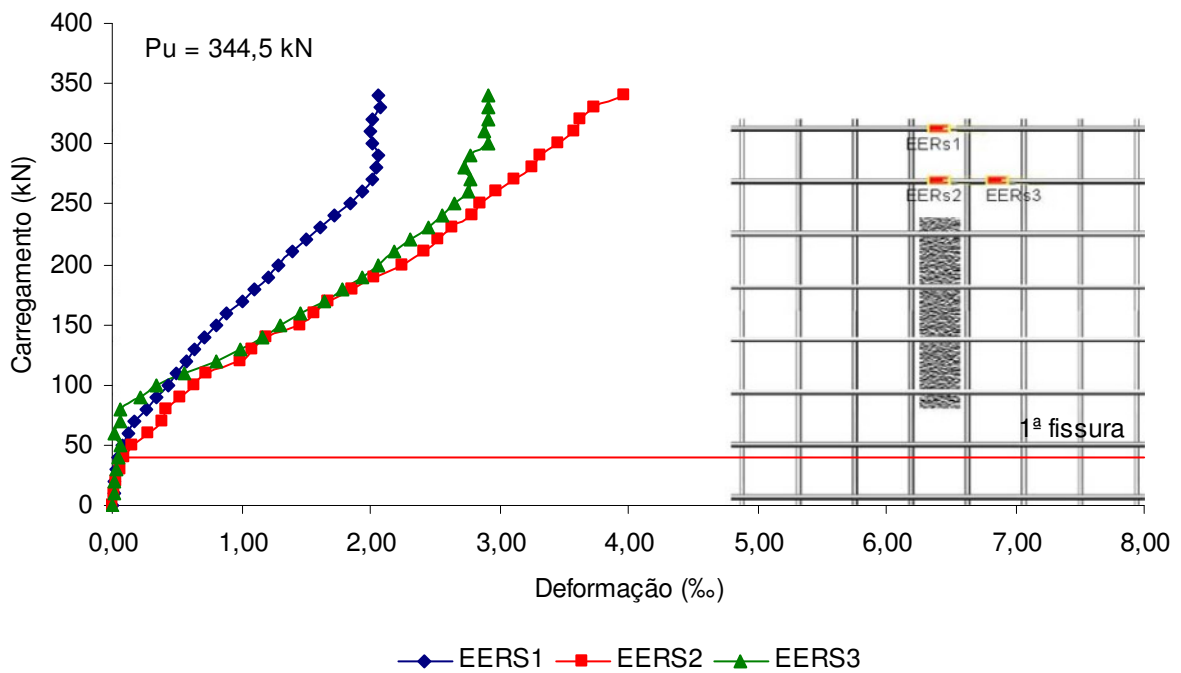


Figura 6.40 - Deformação da armadura de flexão na laje L6

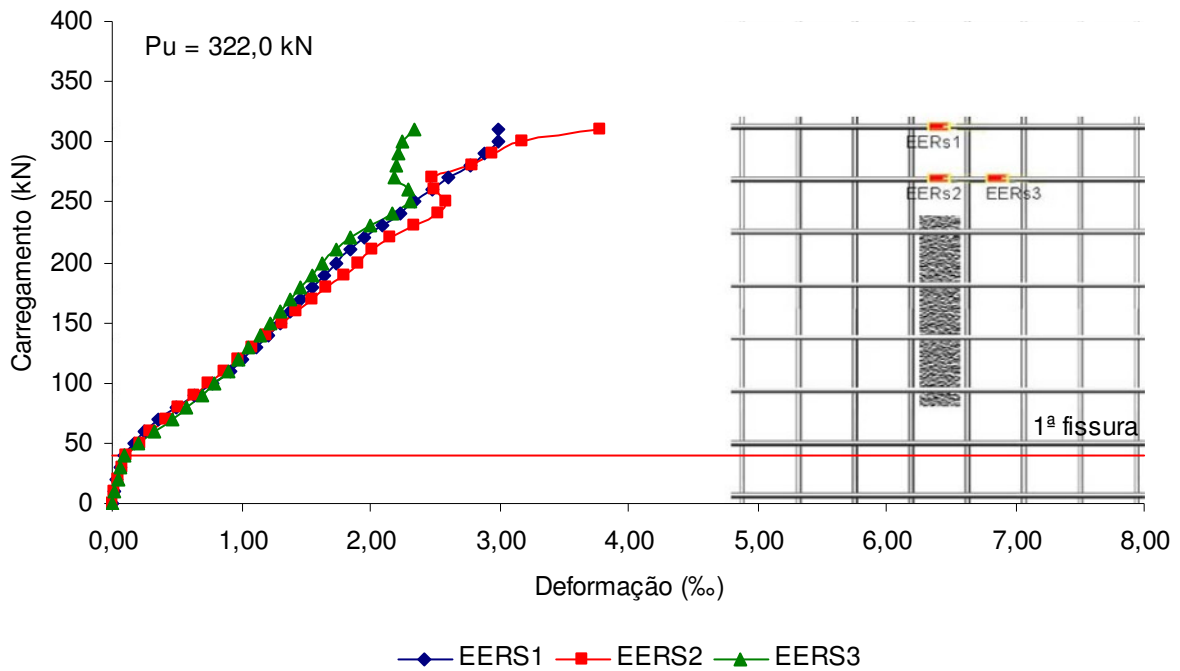


Figura 6.41 - Deformação da armadura de flexão na laje L7

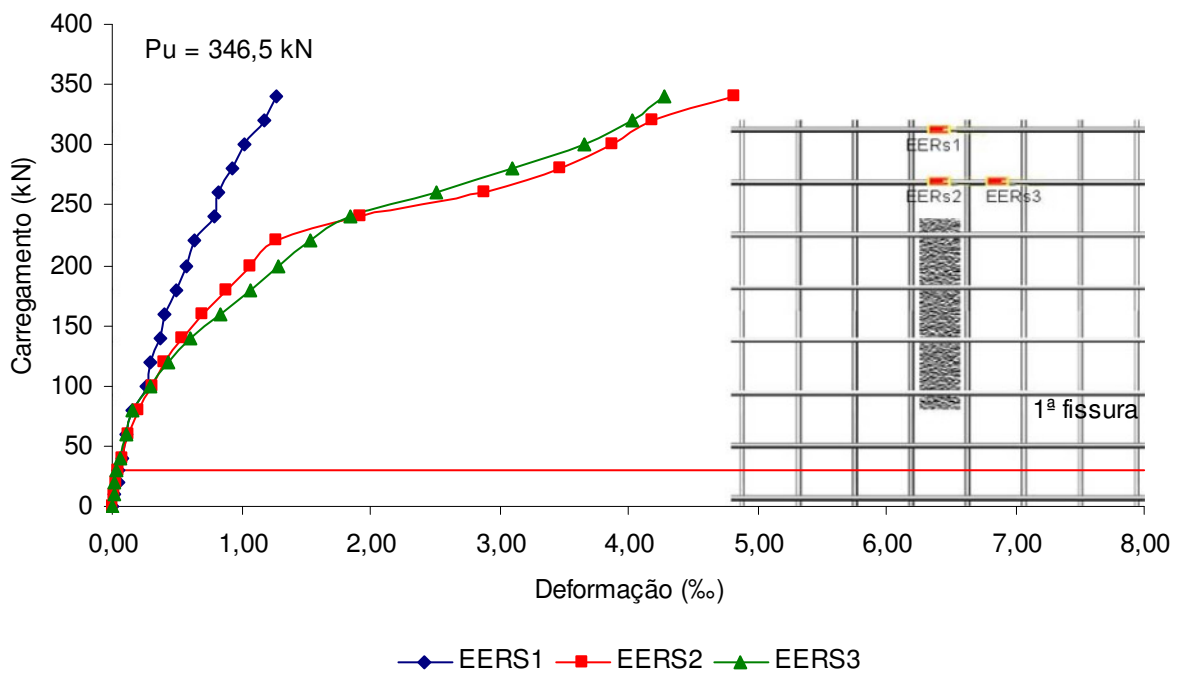


Figura 6.42 - Deformação da armadura de flexão na laje L8

Nas lajes com armadura de cisalhamento averiguou-se que os EERS₂ registraram as maiores deformações, entretanto, excluindo a laje L4, estas deformações são menores que as observadas em suas respectivas lajes sem estribos. A utilização da armadura de cisalhamento aliviou as concentrações de tensões nos EERS₂, a maior diferença, verificada na laje L7, foi de 62% sobre o EERS₃.

Para verificar a consequência do alongamento do pilar e a utilização da armadura de cisalhamento sobre a deformação das armaduras de flexão, foram realizadas comparações entre as deformações obtidas nos EER_{S2}, conforme mostram as Figuras 6.43 a 6.47.

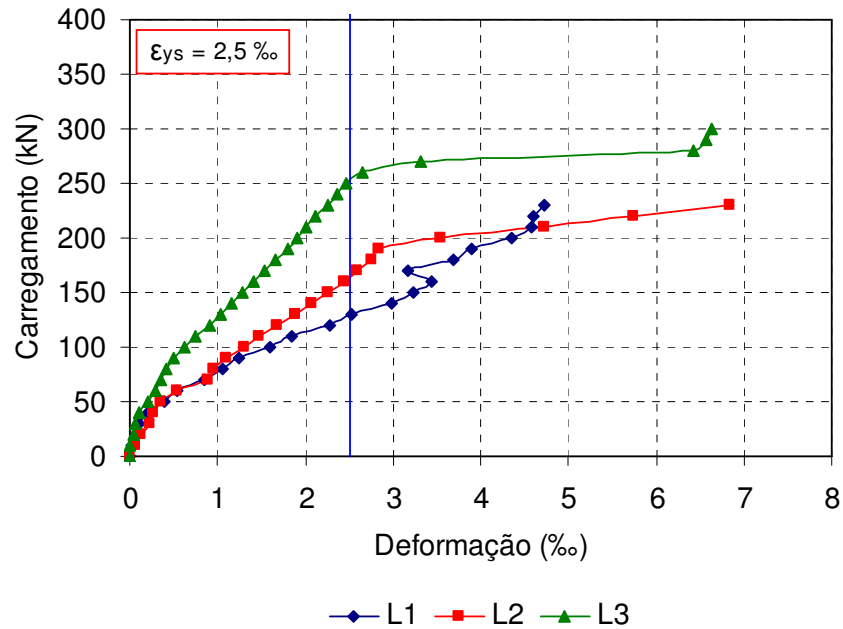


Figura 6.43 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações da armadura de flexão (EER_{S2})

Analisando as lajes sem armadura de cisalhamento, observa-se que a laje L3 apresenta, em um mesmo nível de carregamento, deformações inferiores à laje L1, comportamento que traduz ganho de resistência devido o alívio dos esforços na armadura de flexão. Uma solicitação de 200 kN, por exemplo, mostra que a armadura da laje L1 deformou 129% mais que a armadura da laje L3.

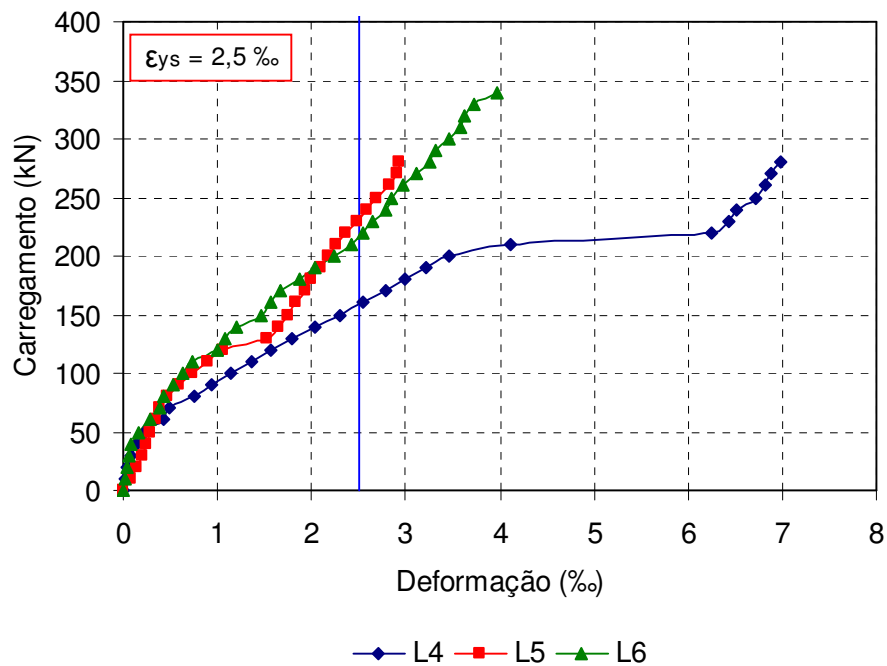


Figura 6.44 - Efeito do alongamento do pilar nas deformações da armadura de flexão (EER_{S2})

A alteração do alongamento do pilar nas lajes com armadura de cisalhamento disposta em cruz apresentou comportamento semelhante às lajes sem armadura de cisalhamento, as menores deformações nas armaduras de flexão foram observadas nas lajes com maior relação C_{max}/C_{min} . Verificou-se uma diferença de 76% na deformação da armadura da laje L4 sobre a da laje L6.

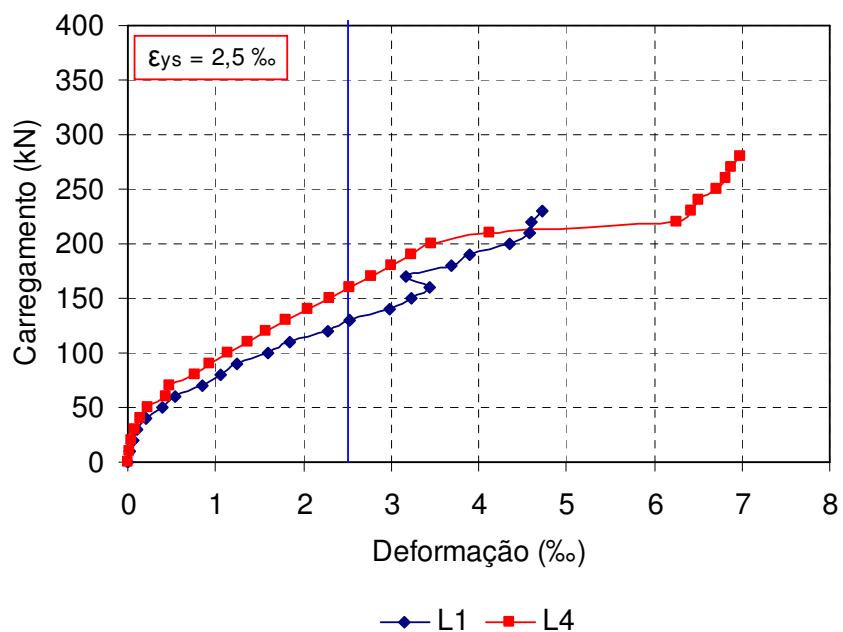


Figura 6.45 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_{S2})

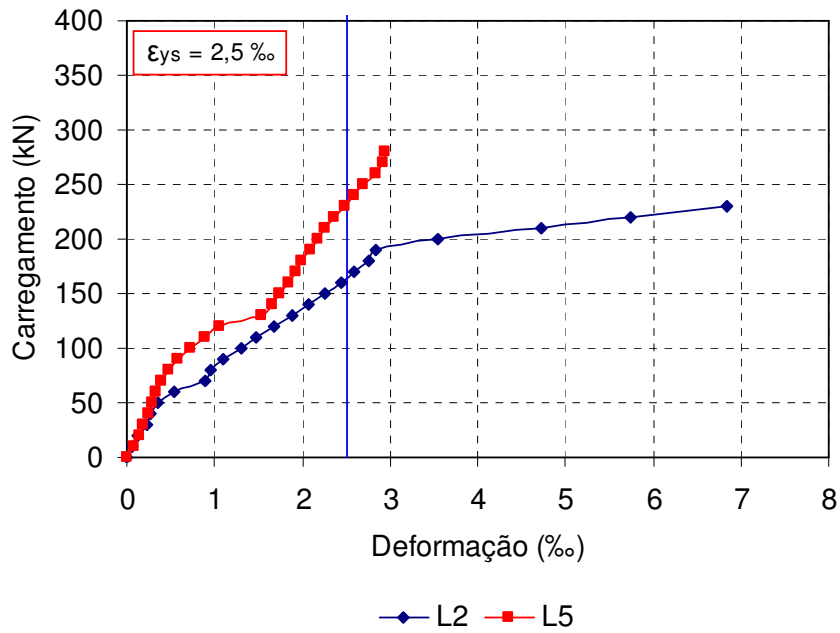


Figura 6.46 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_{s2})

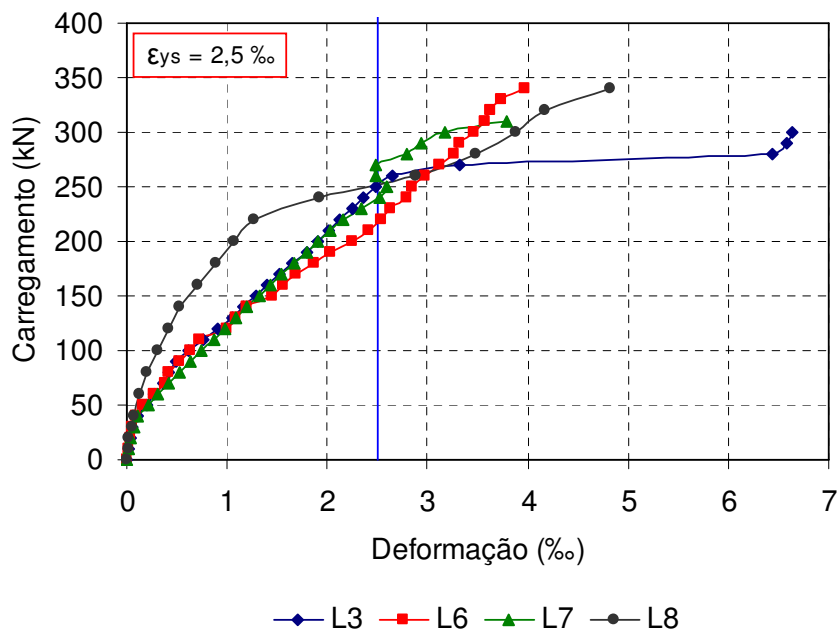


Figura 6.47 - Efeito da armadura de cisalhamento nas deformações da armadura de flexão (EER_{s2})

Comparando as lajes com e sem armadura de cisalhamento observou-se que as lajes providas de estribos garantiram melhor rendimento à armadura de flexão, comportamento não verificado nas lajes L6 e L7. Excluindo a comparação dos resultados das lajes L1 e L4, observou-se que as armaduras de flexão das lajes sem estribos apresentaram deformações maiores que suas respectivas lajes (mesmo alongamento do pilar) com estribos. A L2 supera a deformação da armadura de flexão da laje L5 em 133% ($C_{max}/C_{min}=3$), nas lajes com área carregada $C_{max}/C_{min}=5$ a maior diferença foi de 75% na deformação da laje L3 sobre a laje L7

A Tabela 6.2 apresenta um resumo dos picos de deformações obtidos nos extensômetros EER_{S2} e EER_{S3}, verificou-se que todas as barras escoaram nos pontos monitorados pelo extensômetro EER_{S2} ($\epsilon_S > 2,5\%$).

Tabela 6.2 - Resumo das deformações da armadura de flexão

Laje	C_{max}/C_{min}	Distribuição da armadura de punção	EER _{S2}	EER _{S3}	EER _{S2} /EER _{S3}
			(‰)	(‰)	(%)
L1	1	-	4,73	2,70	75
L2	3	-	6,85	2,85	140
L3	5	-	6,63	3,28	102
L4	1	Cruz	6,98	2,84	146
L5	3	Cruz	2,94	2,52	17
L6	5	Cruz	3,97	2,91	36
L7	5	Paralelo	3,78	2,33	62
L8	5	Duplo-T	4,82	4,28	13

6.4 - DEFORMAÇÃO DA ARMADURA DE CISCALHAMENTO

A evolução das deformações das armaduras de cisalhamento em função do carregamento é mostrada nas Figuras 6.48 a 6.52.

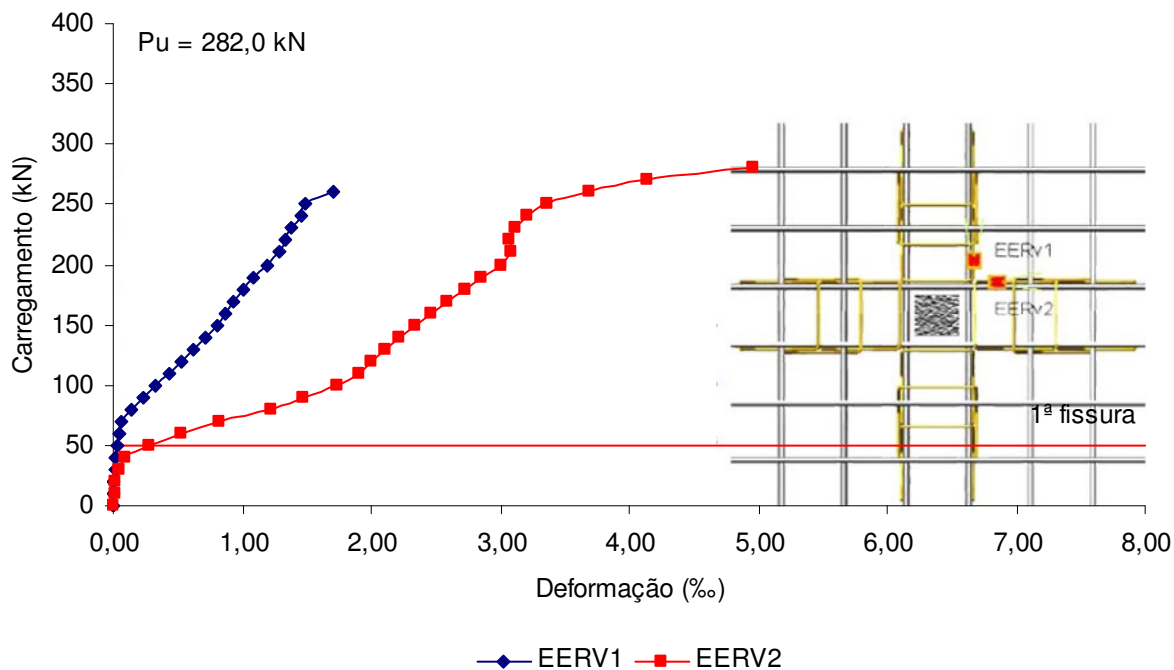


Figura 6.48 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L4

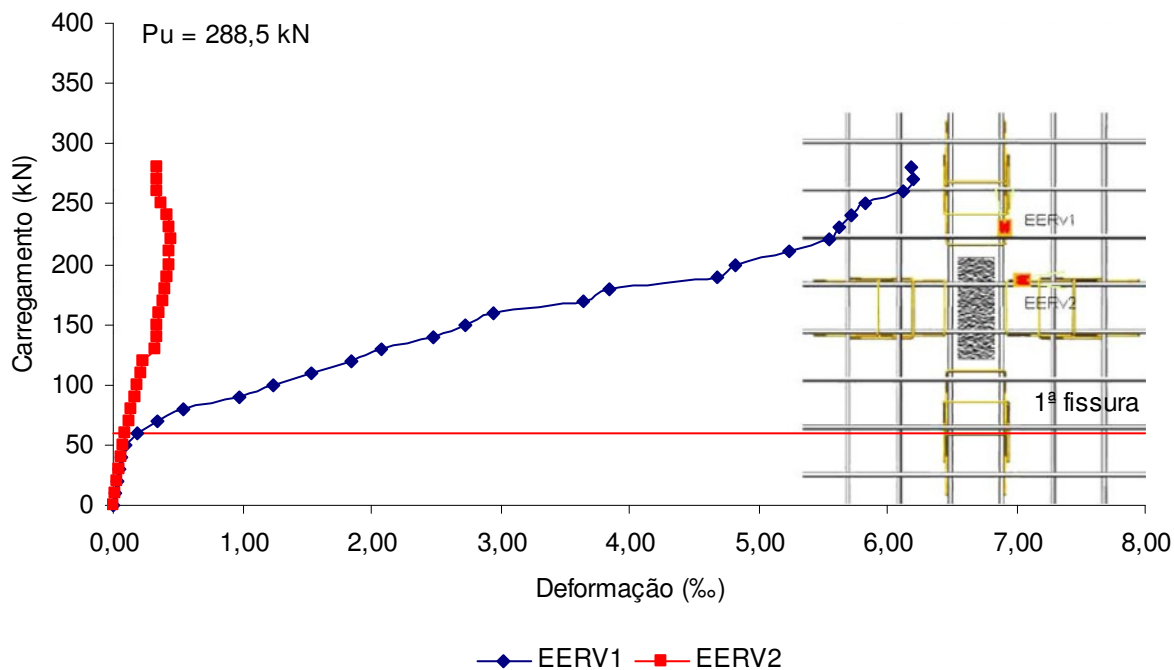


Figura 6.49 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L5

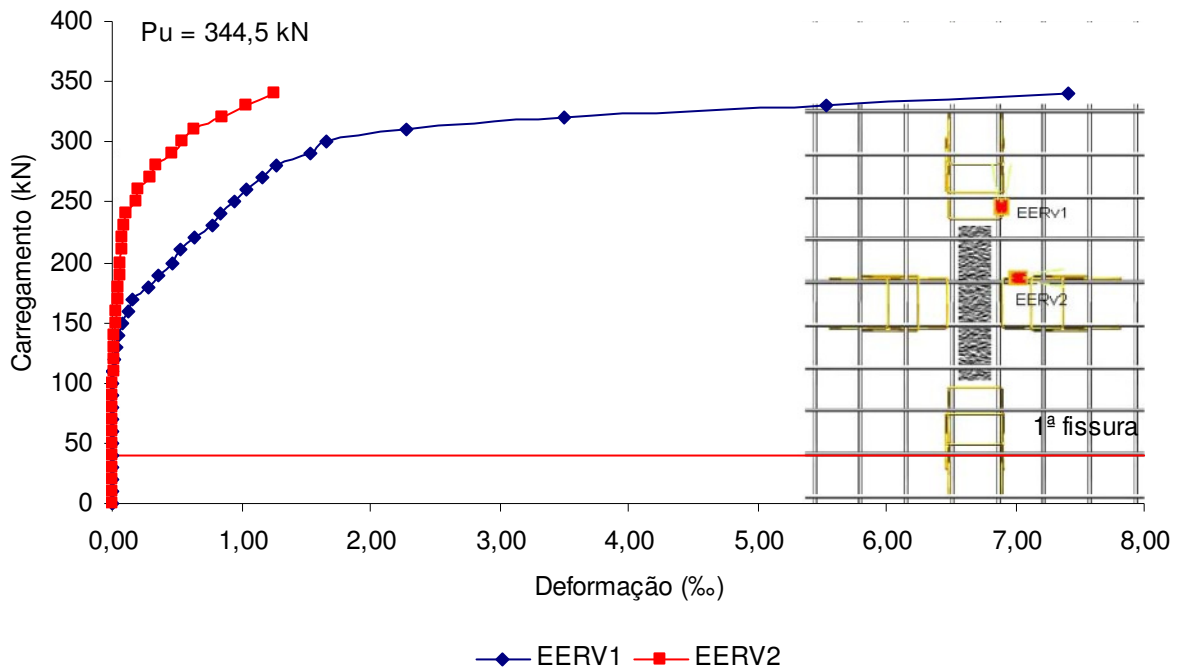


Figura 6.50 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L6

A expectativa era simetria nas deformações da laje L4, porém constatou-se uma hegemonia do EER_V2 sobre o EER_V1 de 108%. Nas lajes L5 e L6 verificou-se superioridade das deformações dos EER_V1 de 1721% e 488%, respectivamente, o que confirma a eficiência dos estribos localizados junto à face C_{min} do pilar alongado.

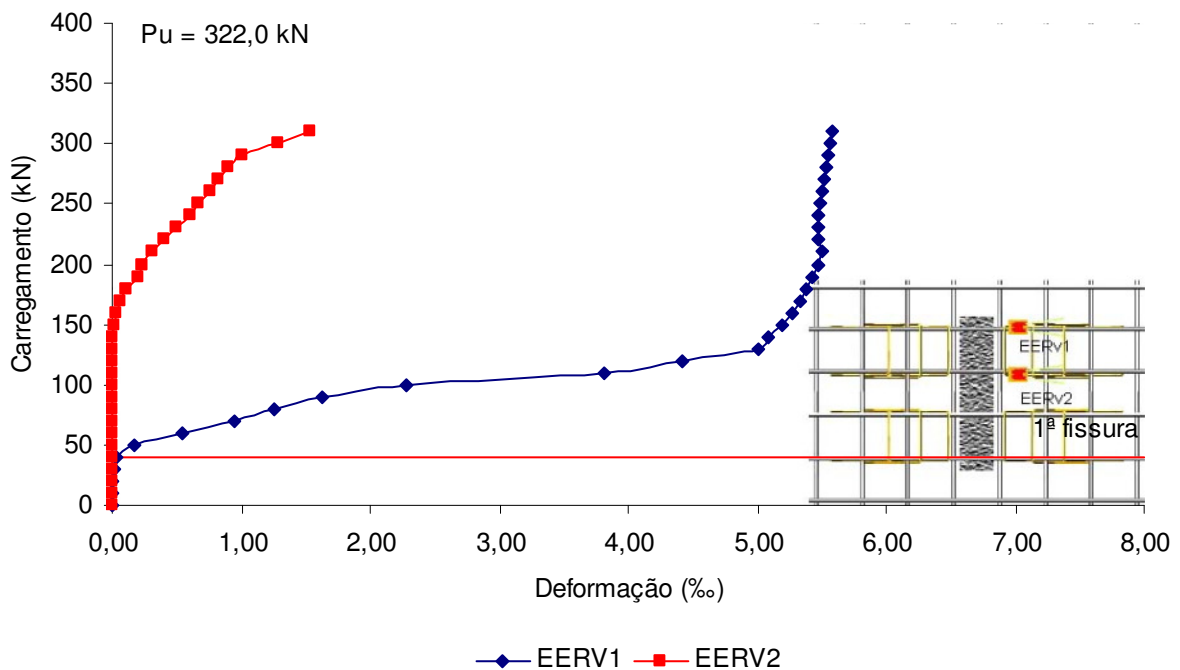


Figura 6.51 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L7

A laje L7 apresenta área de aço por camada de estribos idêntica à laje L6, todavia o tipo de distribuição as diferencia. As lajes L6 e L7 com distribuição em cruz e paralelo respectivamente, apresentam dois ramos de estribos próximos à face C_{min} do pilar, todavia os ramos da laje L6 são orientados na direção y e os da laje L7 na direção x. Confrontando as deformações dos EER_{v1} das referidas lajes, verificou-se superioridade da laje L6 de 33%, já os resultados dos EER_{v2} mostraram predominância de 21% na deformação da laje L7 sobre a laje L6.

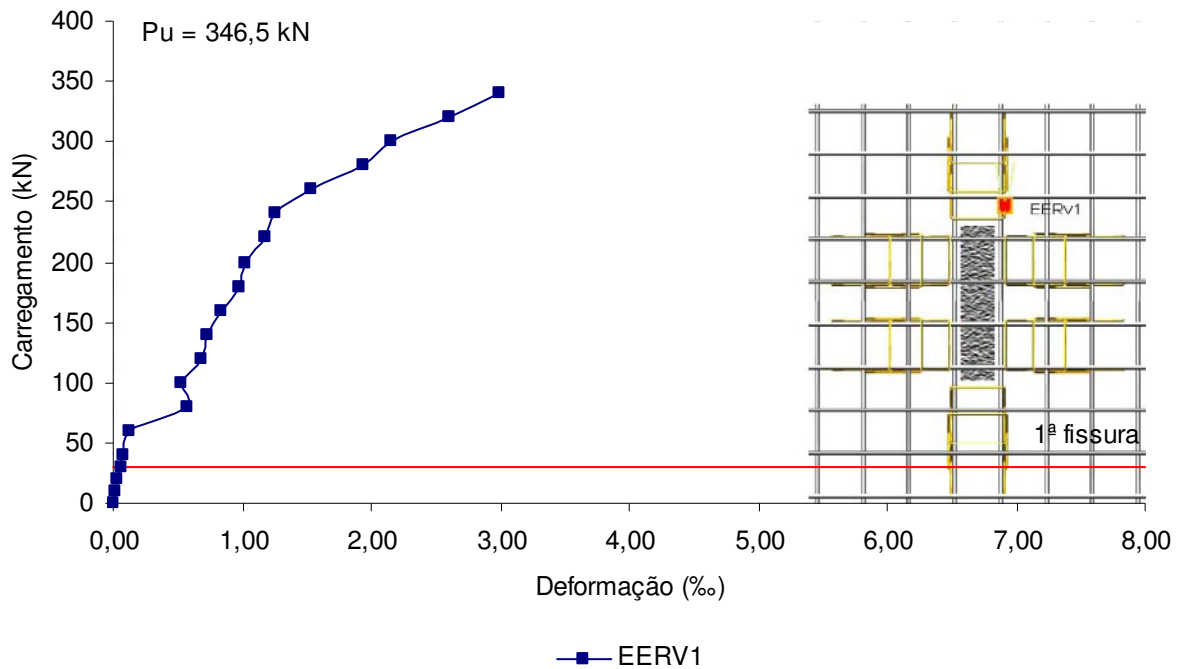


Figura 6.52 - Deformação da armadura de cisalhamento na laje L8

Os pontos instrumentados das lajes L8 (distribuição em duplo-T) e L6 (distribuição em cruz) são análogos, porém a área de aço por camada de estribo da laje L8 foi 50% maior que a da laje L6. Confrontando os resultados das lajes citadas observou-se que a deformação da armadura da laje L6 foi 148% maior que as da laje L8.

Para avaliar como a variação do alongamento do pilar e a disposição dos estribos ao redor do mesmo interferem na deformação das armaduras de cisalhamento são apresentadas as Figuras 6.53 a 6.56.

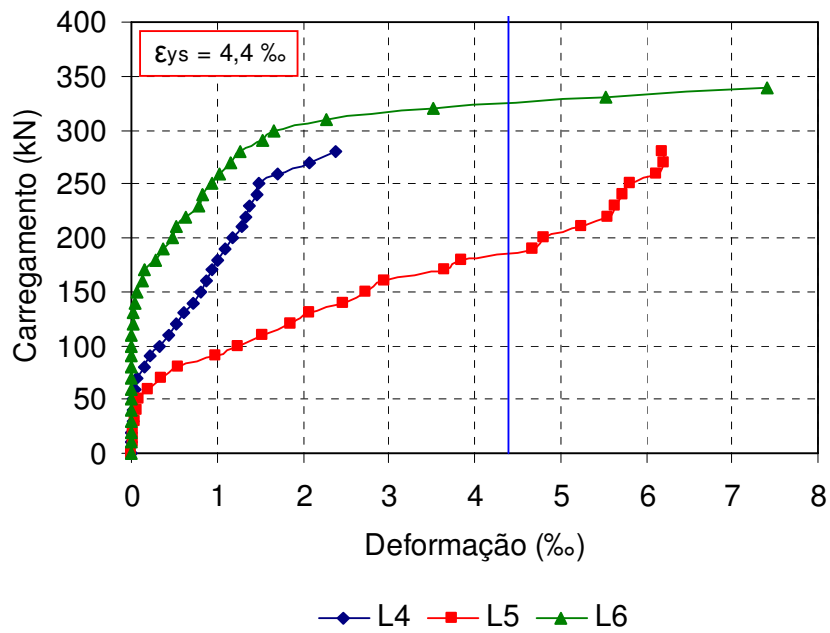


Figura 6.53 - Efeito do alongamento do pilar (EER_{v1})

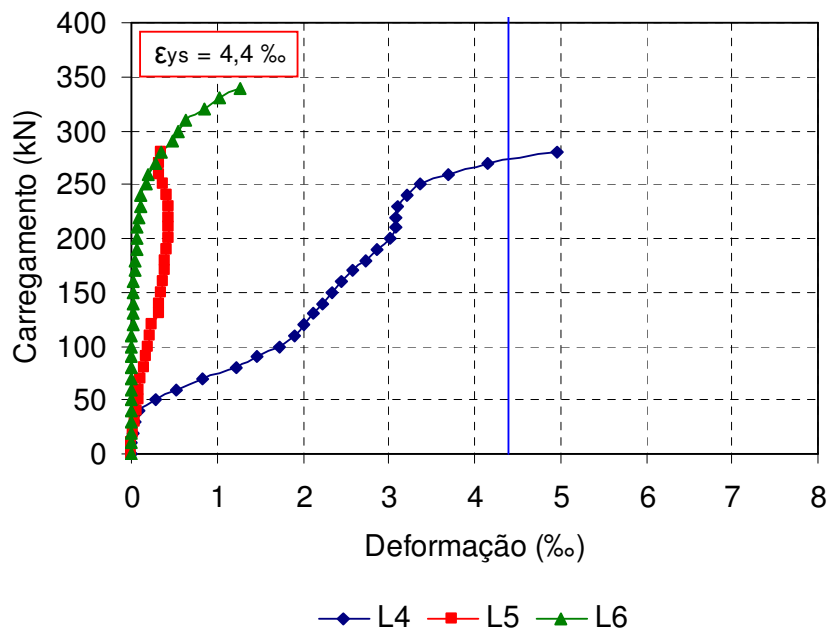


Figura 6.54 - Efeito do alongamento do pilar (EER_{v2})

Nas Figuras 6.53 e 6.54 são mostradas a relevância do alongamento do pilar nas lajes com distribuição tipo cruz. No EER_{v1} a deformação da laje L4 não atingiu o escoamento, a laje L5 apresentou melhor resposta à solitação, no entanto a maior deformação foi registrada na laje L6. As deformações dos EER_{v2} apontaram pouca contribuição dos estribos no rendimento das lajes L5 e L6.

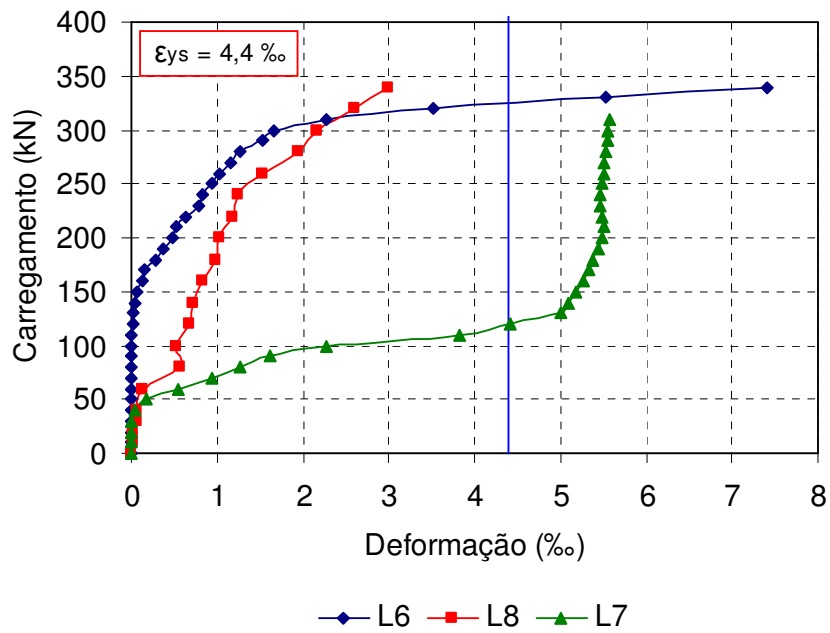


Figura 6.55 - Efeito da distribuição da armadura (EER_{V1})

A laje L7 com distribuição tipo paralelo apresentou uma resposta mais rápida à solicitação, mas a maior deformação foi conseguida na laje L6 com distribuição tipo cruz. Apenas o estribo da laje L8 com distribuição tipo duplo-T não atingiu a deformação de escoamento. A distribuição tipo cruz apresentou melhor eficiência por apresentar resposta satisfatória à solicitação e aproveitamento máximo da armadura de punção.

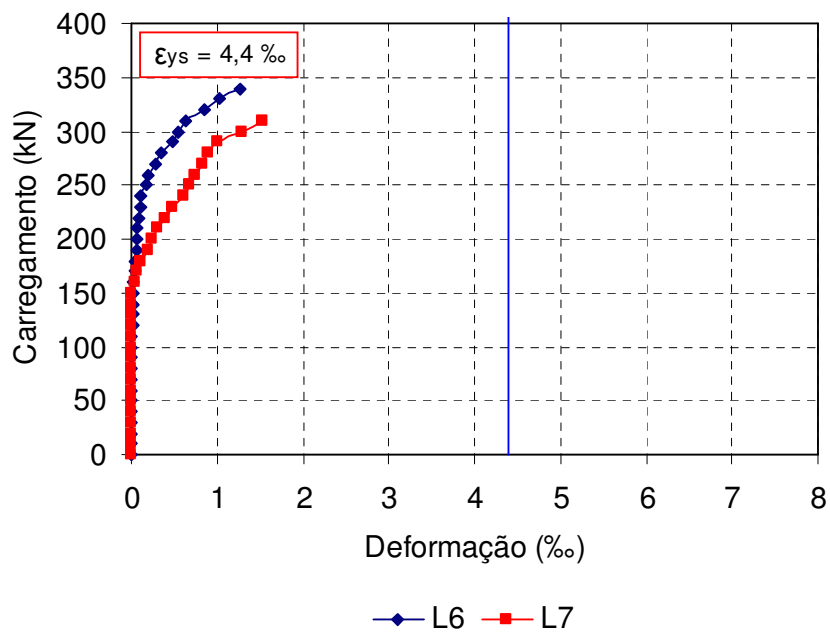


Figura 6.56 - Efeito da distribuição da armadura (EER_{V2})

As deformações obtidas com os EER_{V2} confirmaram que as vantagens garantidas as lajes com a utilização da armadura de cisalhamento não são atribuídas aos ramos de estribos dispostos junto à face C_{max} do pilar alongado. Melhores resultados são conseguidos dispondo-se as armaduras de punção junto à face C_{min} do pilar alongado.

A Tabela 6.3 mostra um resumo dos picos de deformações das armaduras de cisalhamento.

Tabela 6.3 - Resumo das deformações da armadura de cisalhamento

Laje	C_{max}/C_{min}	Distribuição da armadura de punção	EER_{V1}	EER_{V2}	EER_{V1}/EER_{V2}
			(‰)	(‰)	(%)
L1	1	-	-	-	-
L2	3	-	-	-	-
L3	5	-	-	-	-
L4	1	Cruz	2,39	4,96	-52
L5	3	Cruz	6,19	0,34	1721
L6	5	Cruz	7,41	1,26	488
L7	5	Paralelo	5,57	1,53	264
L8	5	Duplo-T	2,99	-	-

6.5 - MAPA DE FISSURAÇÃO

É necessário lembrar que a ruína por punção inicia-se com a formação de fissuras radiais próximo à área carregada, que se acentuam com o aumento do carregamento e, instantes antes do colapso, surgem fissuras tangenciais que delimitam o contorno de um sólido deslocado ao redor da área carregada. A ruína por flexão, seguindo os fundamentos da teoria das linhas de ruptura, pode apresentar diferentes configurações de fissuração. A Figura 6.57 auxilia no entendimento do comportamento das lajes, pois mostra o mapa de fissuração padrão para o colapso por punção e flexão.

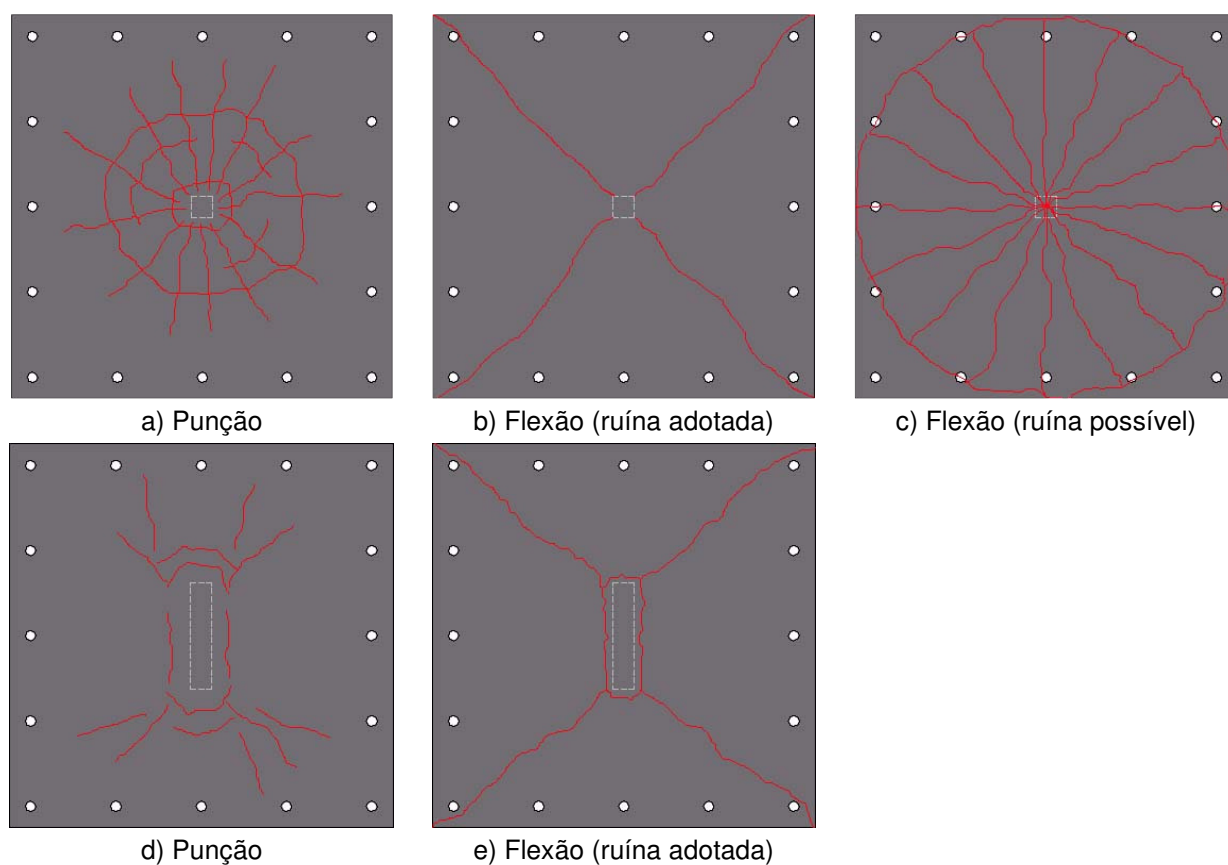


Figura 6.57 - Mapa de fissuração padrão

6.5.1 - Laje L1

As fissuras encontradas na face superior da laje L1 após a realização do ensaio são mostradas na Figura 6.58. A Figura 6.59 apresenta um esquema da distribuição das fissuras.



Figura 6.58 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L1

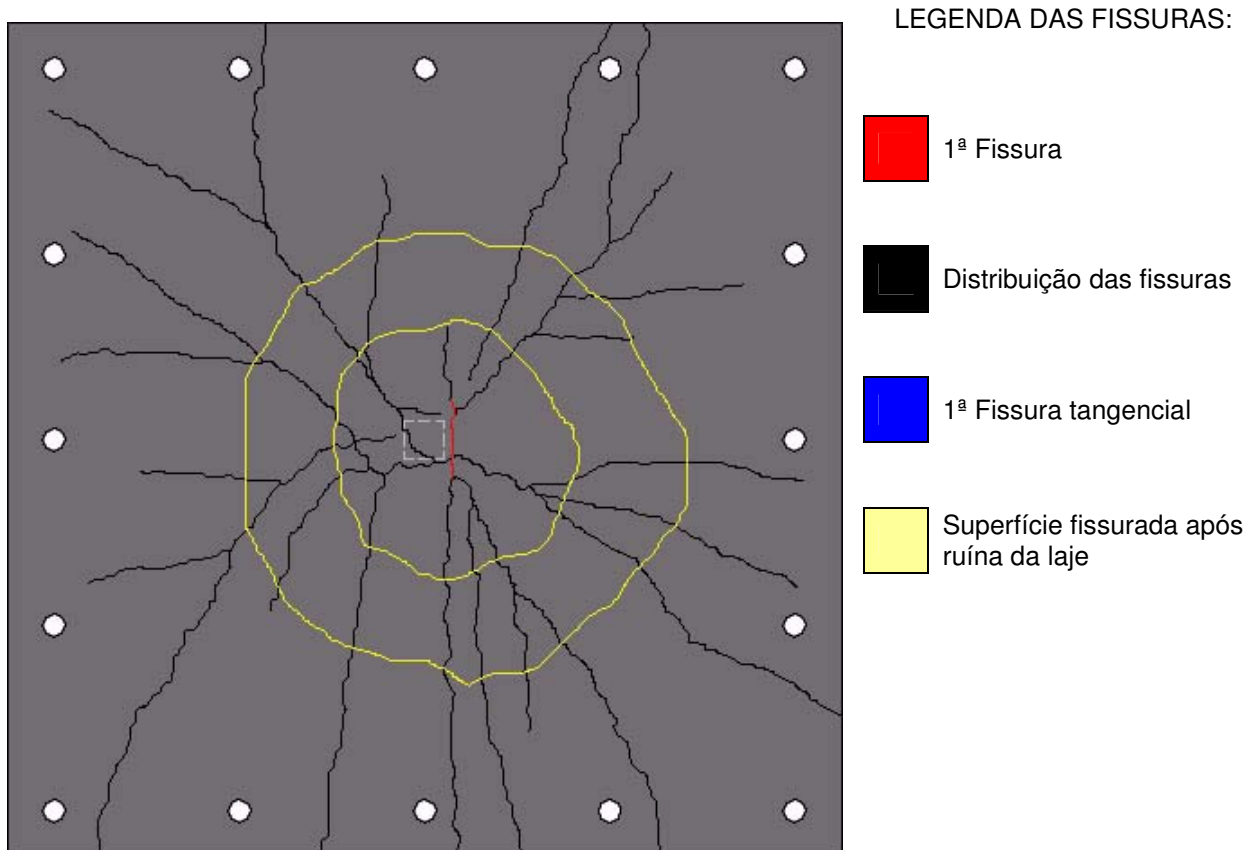


Figura 6.59 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L1

Verificou-se que a primeira fissura ocorreu com carregamento de 30 kN (13% da carga de ruína, P_U). Com 90 kN de carregamento (40% de P_U), as fissuras não mostravam um padrão bem definido entre flexão e punção. A interpretação das fissuras poderia ser tanto de fissuras radiais ao redor da área carregada, indicativo do fenômeno da punção, como de fissuras desenvolvendo-se para os cantos da laje, caracterizando os efeitos da flexão. Com o aumento do carregamento, percebeu-se que as fissuras iniciais se estenderam para as regiões próximas aos cantos da laje notando-se também, ramificações das mesmas.

O efeito do carregamento concentrado só se fez presente em níveis elevados de sollicitação. Instantes antes da ruína da laje foram constatadas fissuras tangencias circunscrevendo a área carregada. A união das fissuras tangencias com as radiais ou possíveis fissuras de flexão enfraqueceram a região próxima à área carregada; quando a laje perdeu toda a capacidade resistente ocorreu a ruína súbita da laje.

6.5.2 - Laje L2

O mapeamento das fissuras observadas na laje L2 é mostrado nas Figuras 6.60 e 6.61.

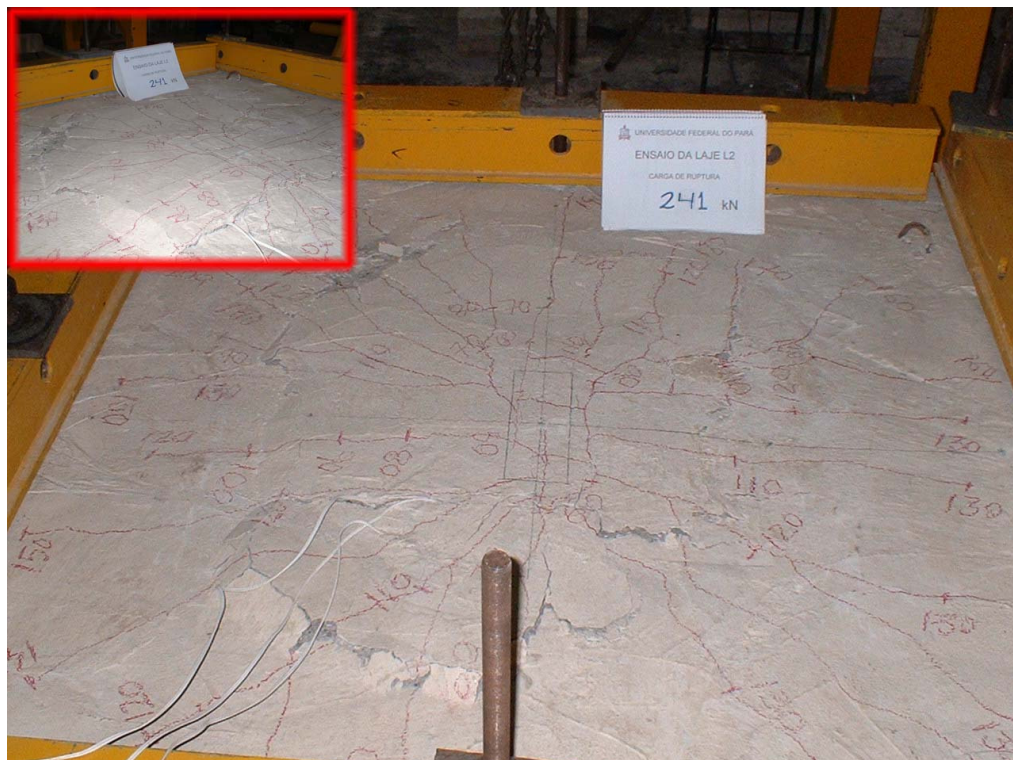


Figura 6.60 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L2

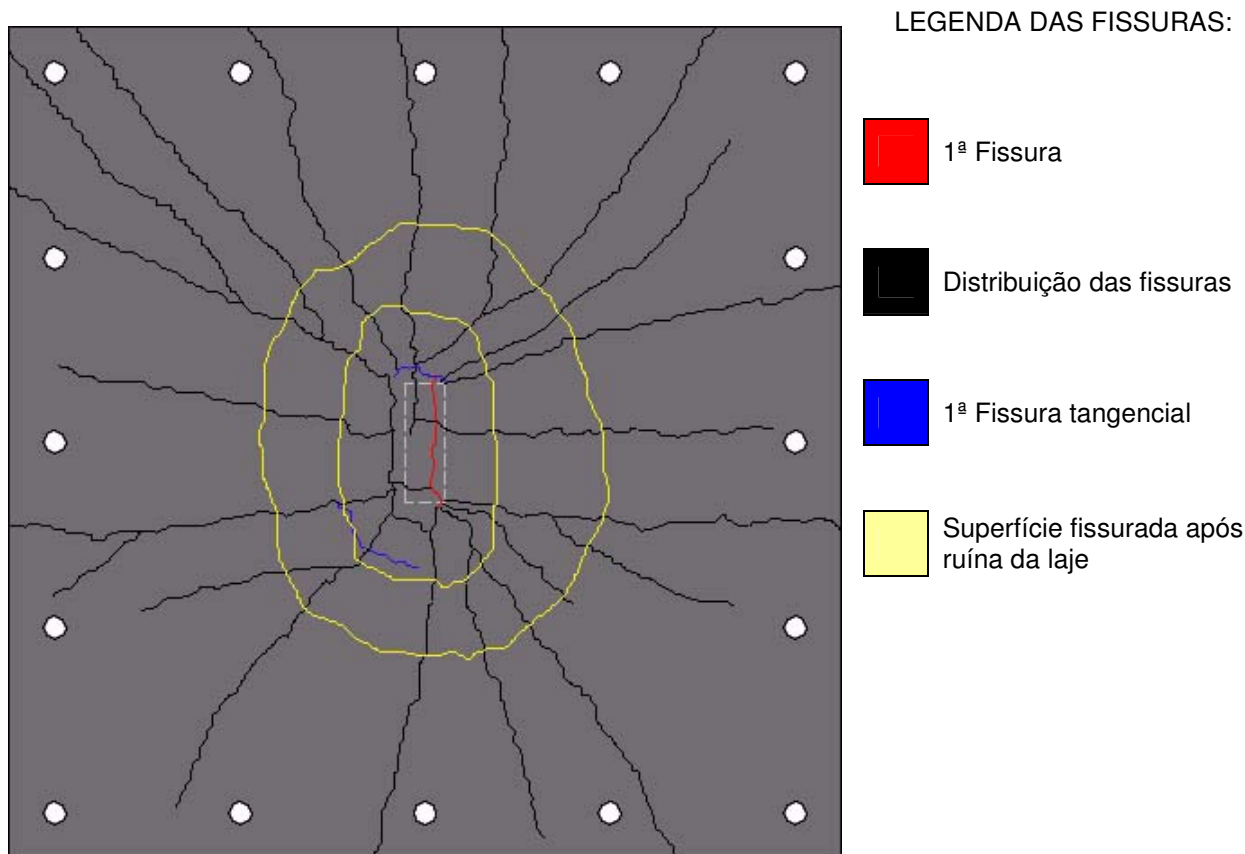


Figura 6.61 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L2

A primeira fissura visível ocorreu com carregamento de 50 kN, correspondente a 21% da carga de ruína. Até 100 kN de solicitação a maioria das fissuras apresentavam distribuição paralelas ao lado C_{max} da área carregada e localizadas próximas à está região. Com o aumento do carregamento as fissuras se desenvolveram, predominantemente, para os cantos da laje, a primeira fissura tangencial ocorreu para um carregamento de 200 kN, 83% de P_U , localizada praticamente sobre projeção da face menor do pilar, C_{min} . Com 210 kN surgiu uma segunda fissura tangencial distante aproximadamente $1,4 \cdot d$ da área carregada, localizada próxima ao canto do pilar.

Do exposto, verificaram-se que as primeiras fissuras apresentaram uma configuração típica de flexão, fissuras próximas à área carregada com posterior distribuição para os cantos da laje. Com a proximidade da ruína da laje percebeu-se a formação das fissuras tangenciais, contíguo aos cantos do pilar, as quais conectadas as de mais fissuras enfraqueceram a região solicitada levando a laje à ruína.

6.5.3 - Laje L3

As fissuras desenvolvidas na superfície superior da laje L3 são mostradas nas Figuras 6.62. e 6.63.



Figura 6.62 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L3

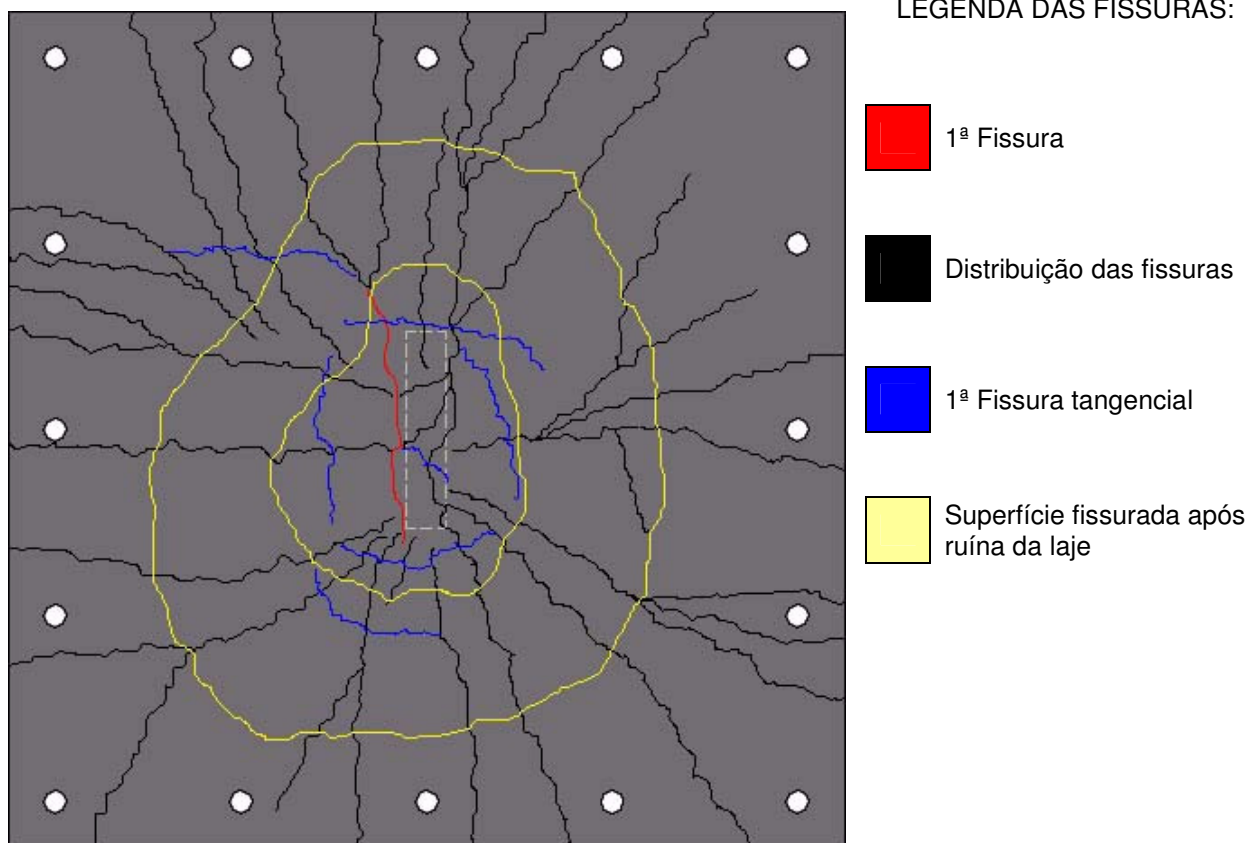


Figura 6.63 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L3

A distribuição das fissuras desta laje seguiu um padrão semelhante ao observado na laje L2, as primeiras fissuras caracterizavam os efeitos da flexão e com a aproximação da ruína da laje surgiram fissuras tangencias.

A primeira fissura ocorreu com o carregamento de 50 kN (17% de P_U) localizada próxima a face C_{max} do pilar. Com 90 kN de carregamento as fissuras existentes localizavam-se próxima a área carregada e paralelas a maior face do pilar, crescendo a solicitação surgiram fissuras na direção x e direção y com inicio nas adjacências do pilar e fim nos bordos da laje, posteriormente, desenvolveram-se fissuras para os cantos da laje.

A primeira fissura tangencial ocorreu para o carregamento de 170 kN (58% de P_U) localizada junto a face C_{min} do pilar. Para níveis maiores de solicitação novas fissuras tangenciais desenvolveram-se próximo a face C_{min} , assim como, fissuras contornando a área carregada.

Comparando a laje L3 ($C_{max}/C_{min} = 3$) com a laje L1 ($C_{max}/C_{min} = 1$) constatou-se que a polarização das tensões (cisalhamento) nos extremos do pilar da laje L3 permite que os efeitos da flexão se manifestem não integralmente, mas com maior intensidade; diferente da L1 que sofre o efeito da solicitação concentrada bem antes de desenvolver uma resistência satisfatória à flexão. Essa peculiaridade contribui para justifica o fato da laje L3 sofrer um nível de fissuração maior que a L1. É necessário salientar que a laje L3 mesmo sendo mais solicitada à flexão que a laje L1 apresentou ruína por punção dúctil.

6.5.4 - Laje L4

Para ajudar a explicar o comportamento da laje L4 é apresentada a Figura 6.64 que exhibe a superfície fissurada após o ensaio e a Figura 6.65 que mostra um esquema da fissuração da laje.

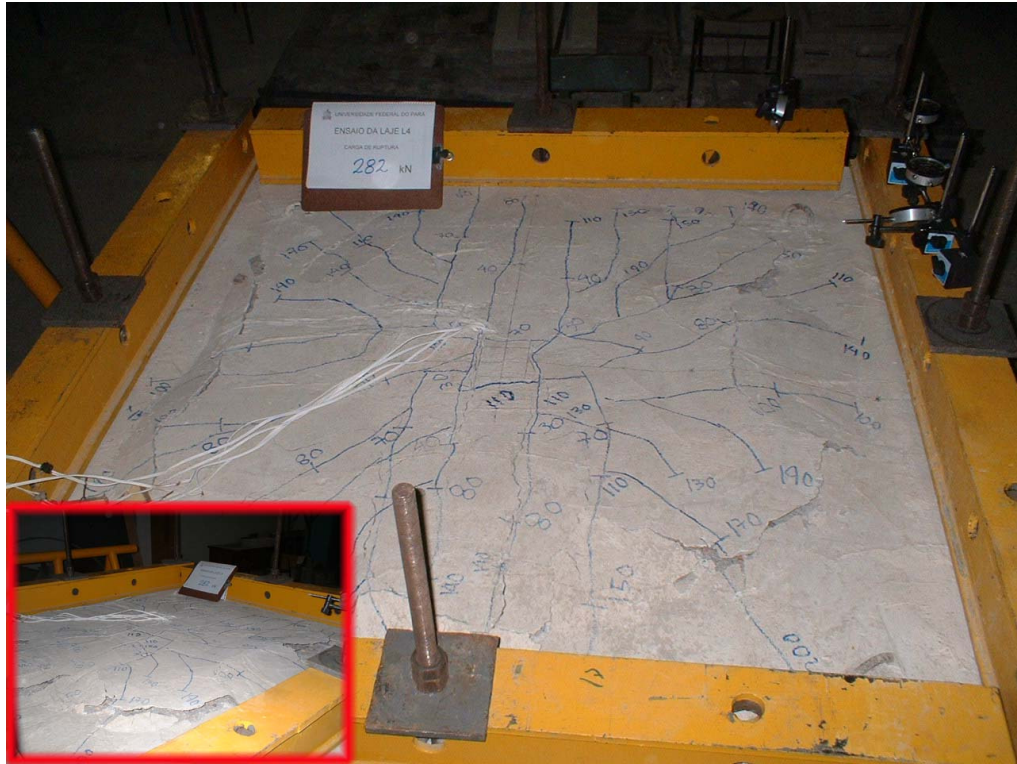


Figura 6.64 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L4

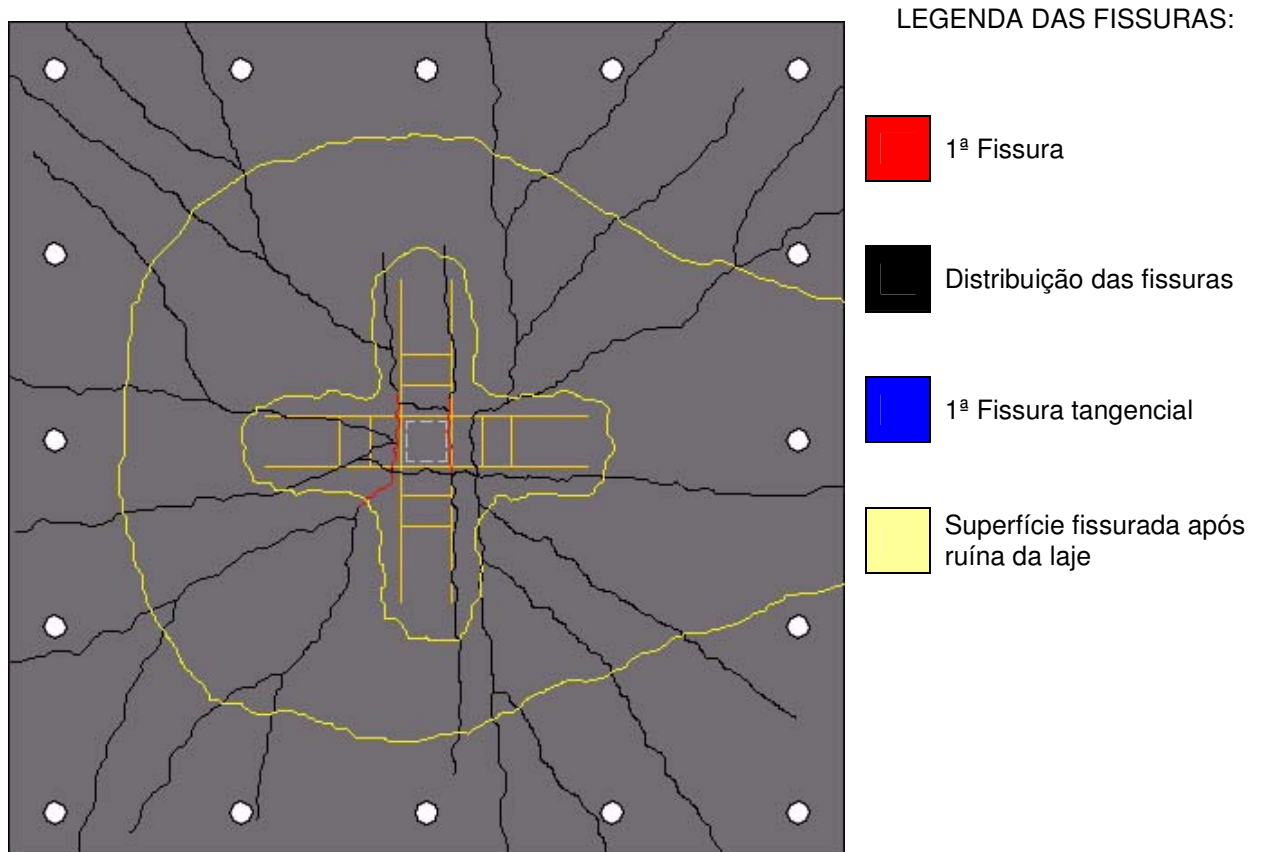


Figura 6.65 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L4

As primeiras fissuras ocorreram próximo à área carregada (50 kN, 18% de P_U) orientadas na direção y, foi mantido esse padrão até ser atingido os bordos nessa

direção (90 kN). Prosseguindo com o carregamento surgiram fissuras na direção x e as primeiras fissuras desenvolvendo-se para os cantos da laje (110 kN). Assim como na laje L1 não foi observado fissura tangencial durante a leitura das mesmas, tais fissuras desenvolveram-se, praticamente, no instante da ruína da laje ($P_U = 282 \text{ kN}$).

Comparando as lajes L4 e L1, observou-se que a utilização da armadura de cisalhamento reforçou a superfície de ruína garantindo uma maior resistência ao punçãoamento.

6.5.5 - Laje L5

A Figura 6.66 mostra as fissuras desenvolvidas na face tracionada da laje e a Figura 6.67 exhibe um esquema do mapeamento das fissuras.



Figura 6.66 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L5

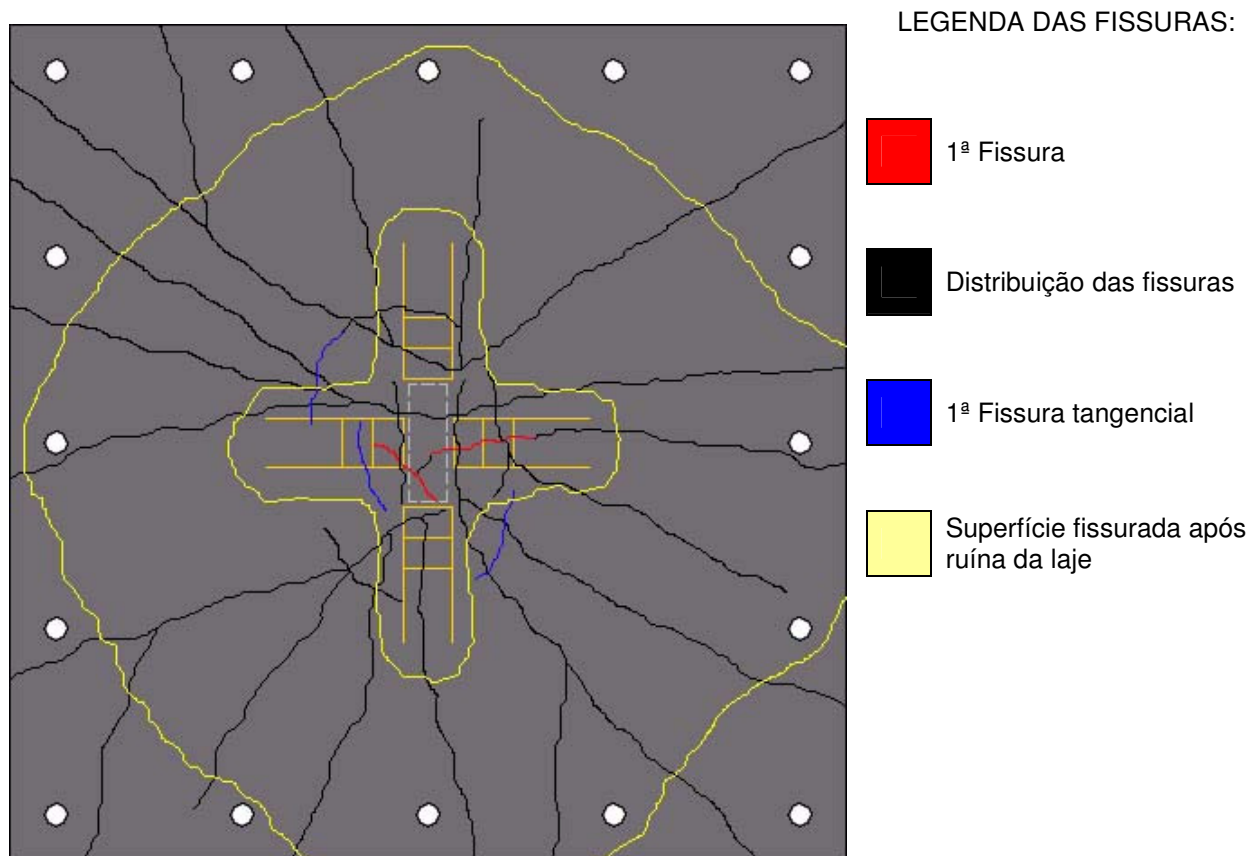


Figura 6.67 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L5

A primeira fissura catalogada ocorreu para o carregamento de 60 kN (21% de P_U) situada junto à área carregada e orientada na direção x. Este padrão de fissuração foi mantido nos níveis seguintes de carregamento até encontrarem o bordo da laje. As primeiras fissuras orientadas na direção y, assim como, as orientadas para os cantos da laje surgiram com 100 kN de solicitação.

Fissuras desenvolvidas para os cantos da laje continuaram surgindo caracterizando os efeitos da flexão e com 170 kN (70% de P_U) apareceram as primeiras fissuras junto aos cantos do pilar, seguida de fissuras circunscrevendo o contorno da área carregada revelando a fragilidade da laje ao tipo de solicitação.

Comparando as lajes L2 e L5, após o ensaio, observou-se um nível de fissuração proporcional, porém a utilização da armadura de cisalhamento garantiu maior ductilidade à laje L5 e uma maior superfície de ruína.

6.5.6 - Laje L6

As fissuras desenvolvidas na superfície da laje, após o ensaio, são mostradas na Figura 6.68 e para facilitar a visualização das fissuras é exibida a Figura 6.69.



Figura 6.68 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L6

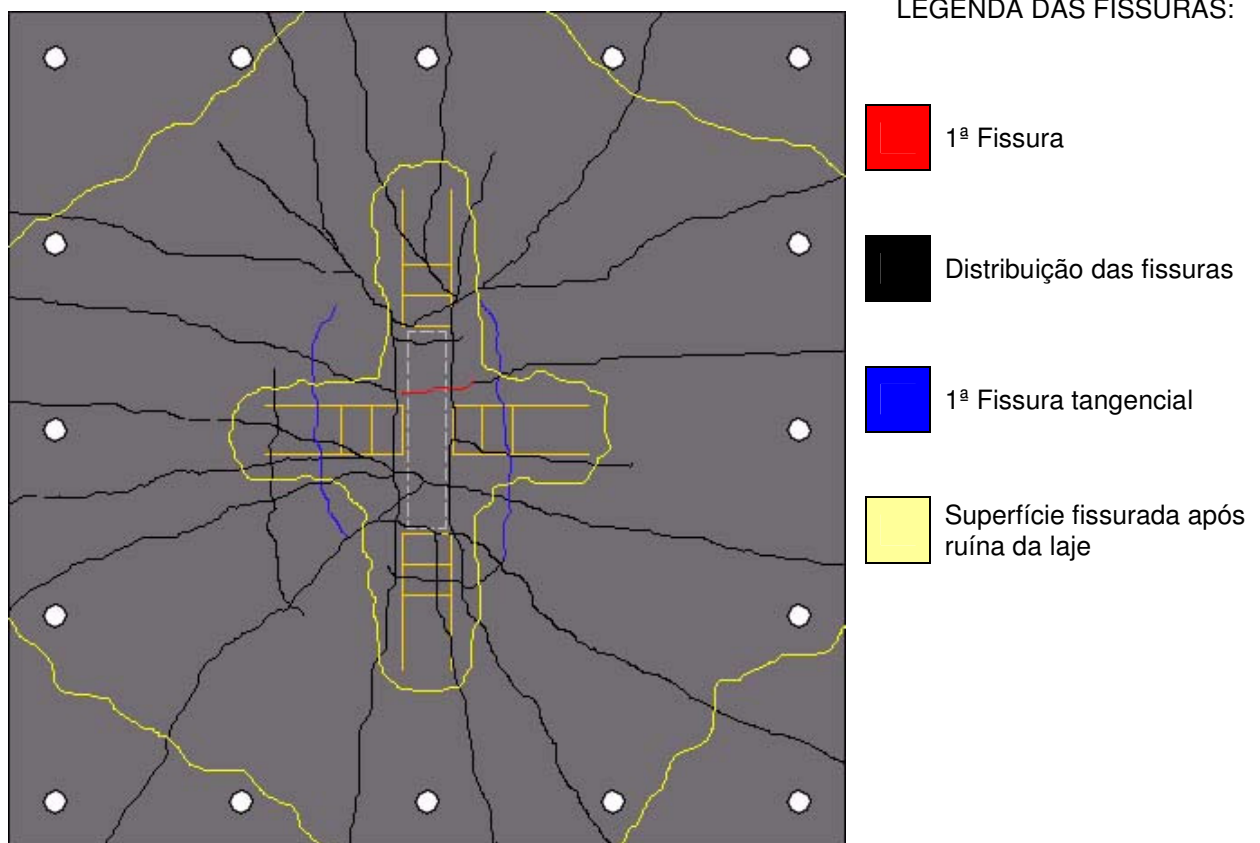


Figura 6.69 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L6

A primeira fissura registrada ocorreu para um carregamento de 40 kN (12% de P_U), próxima a região central da área carregada e orientada na direção x. A distribuição das fissuras na direção x permaneceu até o carregamento de 100 kN, desenvolvendo-se em seguida fissuras para os cantos da laje. Com 200 kN (58% de P_U) de solicitação verificou-se fissuras contornando a área carregada.

Semelhante ao observado na laje L5, verificou-se uma predominância de fissuras típicas de flexão praticamente durante todo o ensaio; fissuras contornando a área carregada surgiram quando a laje apresentava fragilidade à solicitação.

6.5.7 - Laje L7

Para analisar as fissuras encontradas na laje L7 são apresentadas as Figuras 6.70 e 6.71.

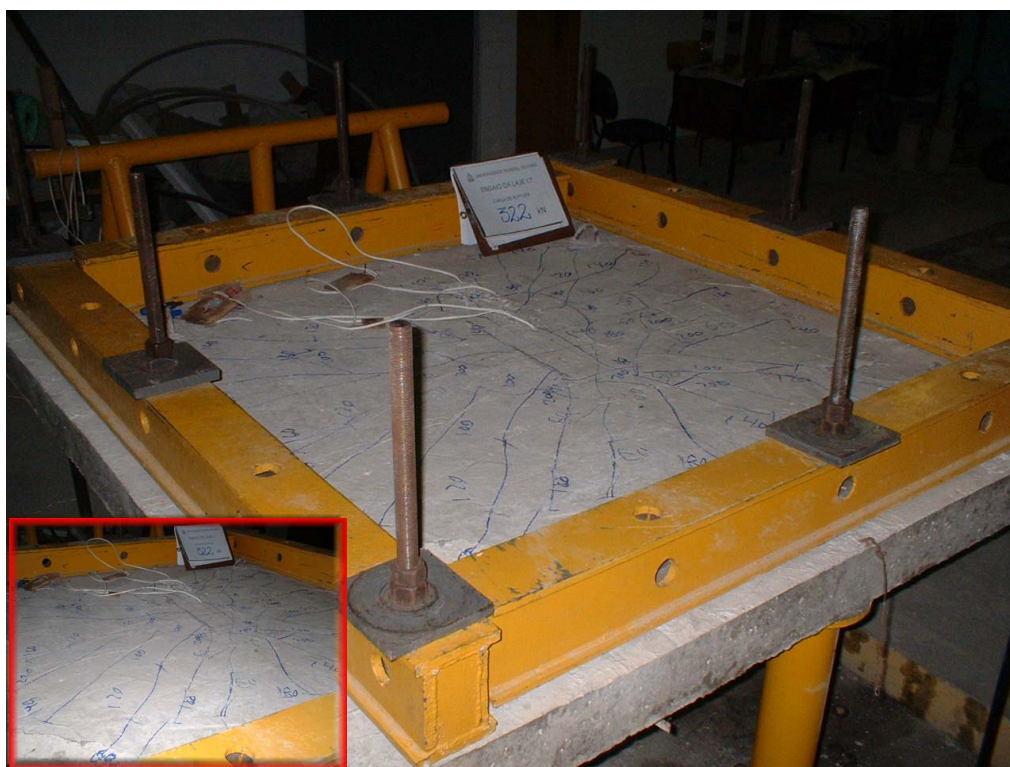


Figura 6.70 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L7

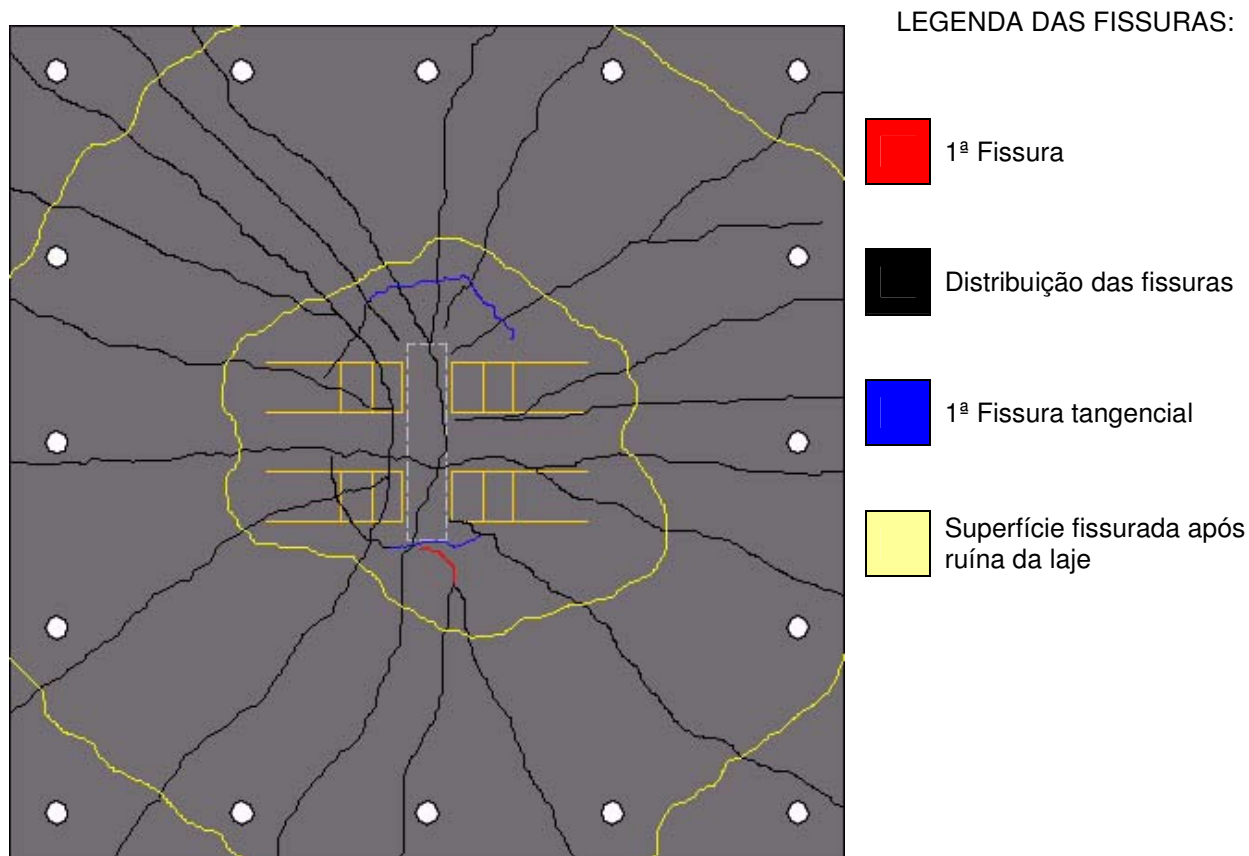


Figura 6.71 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L7

A primeira fissura ocorreu com 40 kN de solicitação (12% de P_U), localizada no extremo da área carregada. A evolução das fissuras orientadas na direção x e y, assim como, as fissuras desenvolvidas para os cantos da laje ocorreram simultaneamente até 120 kN de carregamento; predominando em seguida as fissuras orientadas para os cantos da laje. Com 180 kN de carregamento (56% de P_U) verificaram-se as primeiras fissuras contornando os cantos da área carregada e posteriormente circunscrevendo-a.

6.5.8 - Laje L8

A Figura 6.72 apresenta as fissuras desenvolvidas na laje após o ensaio, enquanto a Figura 6.73 exhibe um esquema das fissuras mapeadas.

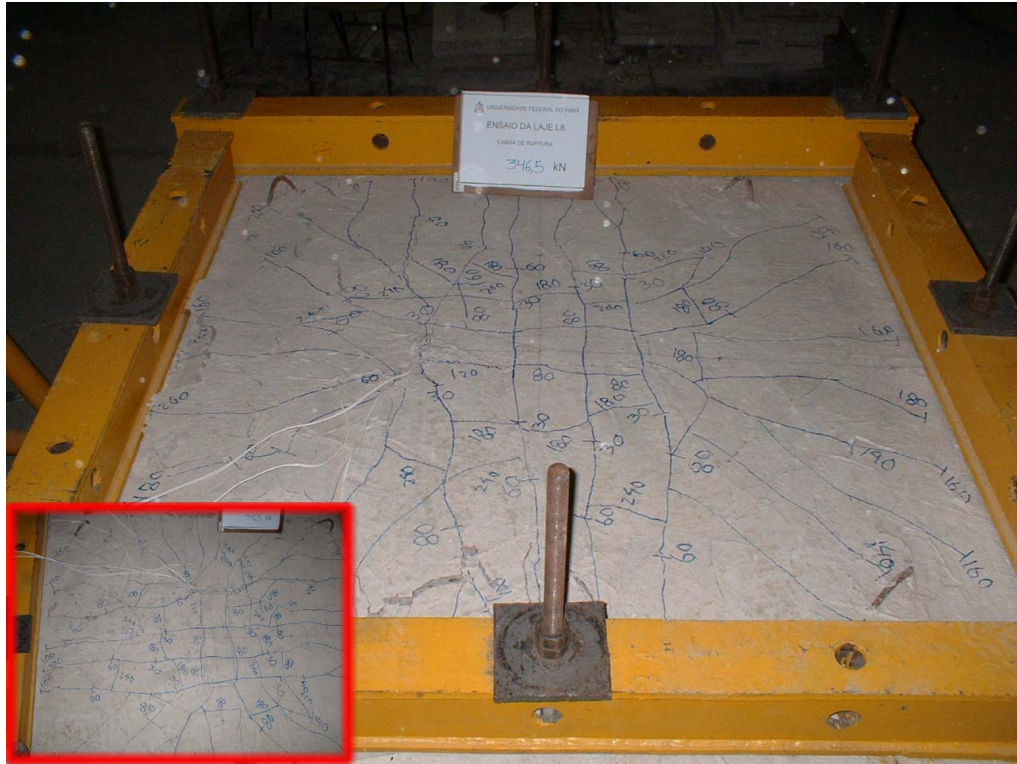


Figura 6.72 - Fissuras desenvolvidas na face superior da laje L8

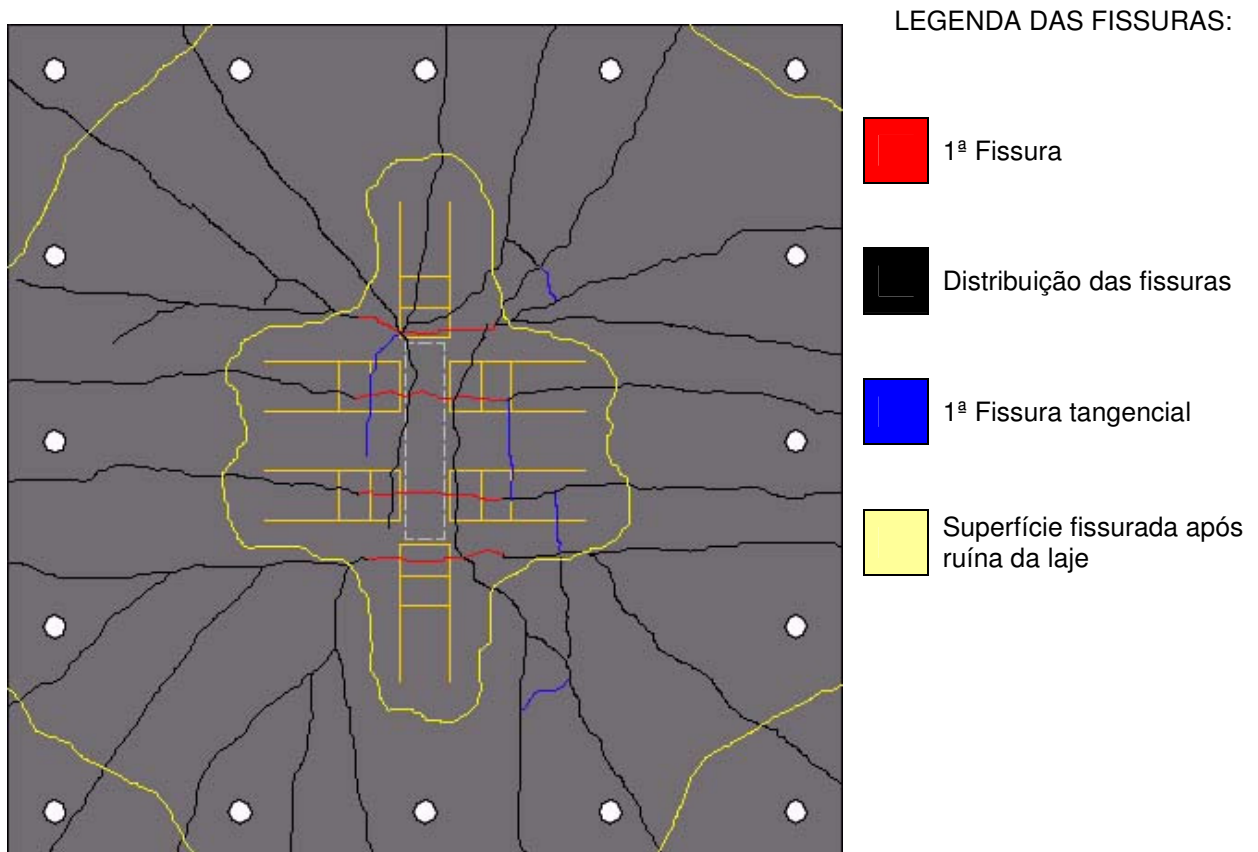


Figura 6.73 - Esquema da distribuição das fissuras na superfície superior da laje L8

As primeiras fissuras visíveis ocorreram para um carregamento de 30 kN (9% de P_U), localizadas ao longo da projeção da área carregada e orientadas na direção x. O

padrão das fissuras na direção x manteve-se até ser atingido os bordos da laje com 100 kN de carregamento, predominando em seguida as fissuras desenvolvidas para os cantos da laje. Com 180 kN (52% de P_U) de solicitação surgiram as primeiras fissuras próxima à área carregada, paralelas a face maior do pilar (C_{max}).

Para ajudar na avaliação das lajes é apresentada a Tabela 6.4 que mostra um resumo das principais características observadas referente ao critério de fissuração.

Tabela 6.4 - Quadro resumo da análise da fissuração

Laje	Carga da 1ª fissura	Causa da 1ª fissura	Direção predominante das 1ª fissuras	Tipo de fissura predominante	Carga da 1ª fissura radial	Localização da 1ª fissura radial em relação à face do pilar	Tipo de ruína	Carga de ruína
	P_{1fr}/P_U (%)				P_{1fr}/P_U (%)			(kN)
L1	13	Flexão ou Punção	Cantos da laje ou radial	Cantos da laje ou radial	Prox. ruína	Circunscrevendo	Punção	224,0
L2	21	Flexão	Direção y	Cantos da laje	83	C_{min}	Punção	241,0
L3	17	Flexão	Direção y	Cantos da laje	58	C_{min}	Punção dúctil	294,0
L4	18	Flexão	Direção y	Cantos da laje	Prox. ruína	Circunscrevendo	Punção dúctil	282,0
L5	21	Flexão	Direção x	Cantos da laje	70	C_{max}	Flexo punção	288,5
L6	12	Flexão	Direção x	Cantos da laje	58	C_{max}	Flexo punção	344,5
L7	12	Flexão	Direção x direção y cantos da laje	Cantos da laje	56	C_{min}	Flexo punção	322,0
L8	9	Flexão	Direção x	Cantos da laje	52	C_{max}	Flexão	346,5

6.6 - CARGAS DE RUÍNA

Para avaliar o desempenho das lajes é importante analisar as contribuições das variáveis em estudo na resistência última da peça. Um resumo das características das lajes e suas cargas de ruína são apresentados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5 - Cargas de ruína

Laje	C_{max}/C_{min}	$\frac{A_{sv}}{camada}$ (mm^2)	Distribuição dos estribos	P_U (kN)	Modo de ruína
L1	1	-	-	224,0	Punção
L2	3	-	-	241,0	Punção
L3	5	-	-	294,0	Punção dúctil
L4	1	249,38	Cruz	282,0	Punção dúctil
L5	3	249,38	Cruz	288,5	Flexo punção
L6	5	249,38	Cruz	344,5	Flexo punção
L7	5	249,38	Paralelo	322,0	Flexo punção
L8	5	374,07	Duplo-T	346,5	Flexão

Observou-se nas lajes sem armadura de cisalhamento que um maior índice de retangularidade garantiu maior resistência às lajes, a laje L3 apresentou resistência 31% maior que a laje L1. O acréscimo de resistência é atribuído ao modo como as tensões cisalhantes se distribuem nas lajes, a forma alongada do pilar conduz à polarização das tensões nos extremos do pilar.

Ainda com relação aos pilares alongados, pode-se argumentar que o ganho teórico de resistência devido ao alongamento do pilar é atribuído ao modelo de cálculo utilizado por algumas normas (método da superfície de controle), como a ACI 318-02, BS 8110-85, CEB-FIP-91, EC2-04, NBR 6118-78/03. Em outras palavras, um pilar alongado conduz a um perímetro crítico maior, implicando em acréscimo de resistência. Nestas normas, considera-se o perímetro crítico uma região de análise com distribuição uniforme das tensões cisalhantes. Nos pilares alongados já foi verificado que essa uniformidade não acontece. Al-Yousif e Regan (2003) comentam inclusive, que pilares alongados conduzem a imprecisões das prescrições normativas.

A utilização da armadura de cisalhamento garantiu maior resistência às lajes, verificou-se um acréscimo de 26% entre as lajes L4 e L1 ($C_{max}/C_{min}=1$) e 18% entre as lajes L8 e L3 ($C_{max}/C_{min}=5$). Nas lajes com distribuição de estribos tipo cruz, averiguou-se um acréscimo de resistência de 23% entre as lajes L8 e L4, confirmando-se também, a

influencia valiosa do índice de retangularidade nas lajes que apresentam armadura de cisalhamento. Confrontando as resistências das lajes L8 (laje mais resistente) e L1 (laje mais frágil) obteve-se um ganho de 55%, comprovando assim, o rendimento apreciável da utilização da armadura de cisalhamento combinado ao efeito do alongamento do pilar. A resistência garantida pelas armaduras de cisalhamento é proveniente do fato da armadura “costurar” ou aumentar (ruptura além as armadura de cisalhamento) a superfície de ruptura, conforme mostra a figura 6.74.



a) Laje L1



b) Laje L4

Figura 6.74 - Superfície de ruína das lajes L1 e L4

6.7 - CLASSIFICAÇÃO DOS MODOS DE RUÍNA

Para classificar o tipo de ruína das lajes foram consideradas as informações obtidas nas instrumentações e a propagação das fissuras. Alternativamente às observações experimentais, a classificação do tipo de ruína é realizada por alguns pesquisadores comparando a carga última experimental à estimativa da carga de flexão. Segundo Oliveira (1998), a razão entre a carga última e carga estimada por flexão, considerando também a observação experimental, determina com precisão o modo de ruína das lajes. A carga de flexão foi estimada pela Teoria Elementar das Charneiras Plásticas e posteriormente pela Teoria das Placas.

6.7.1 - Laje L1

As Figuras 6.75 e 6.76 mostram a face superior e inferior da laje respectivamente, após realização do ensaio e a Tabela 6.6 exibe a carga estimada de flexão e os resultados das instrumentações.

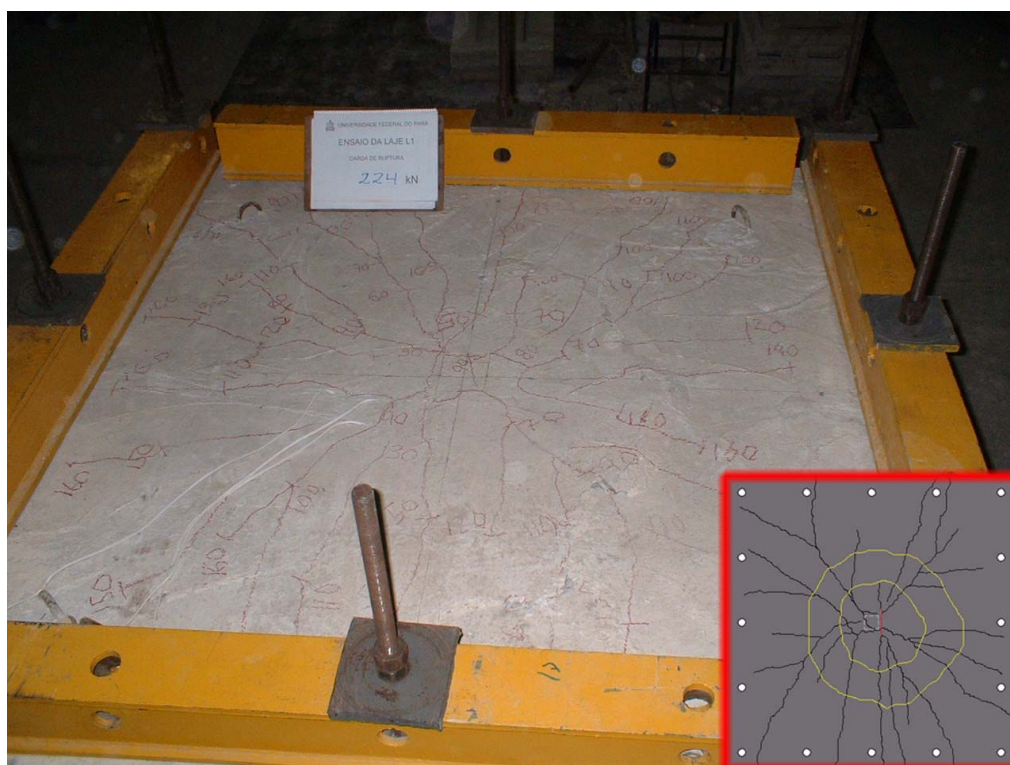


Figura 6.75 - Face superior da laje L1 após o ensaio



Figura 6.76 - Face inferior da laje L1 após o ensaio

Tabela 6.6 - Características da laje L1

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		453
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		176
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		28,13
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	1,72
	<i>EER_{C2}</i>	1,76
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	2,70
	<i>EER_{S2}</i>	4,73
	<i>EER_{S3}</i>	2,70
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	-
	<i>EER_{V2}</i>	-
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,49
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,27
NOTA:		
1- $P_U = 224,0$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 30$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

Os resultados das instrumentações mostram que o concreto não esmagou ($\epsilon_C < 3,5\%$) e as barras de flexão instrumentadas escoaram. A análise da Figura 6.76 constata a penetração do pilar na face inferior da laje e na Figura 6.75 verifica-se a propagação das fissuras, inicialmente radiais seguidas de fissuras tangenciais instantes antes da ruína repentina da laje. Do exposto fica caracterizada a ruína da laje por punção. A

relação $P_U/P_{flex(LR)}$ muito menor que a unidade revela que a laje não atingiu a carga necessária para ruir por flexão, confirmando assim a classificação do modo de ruína por punção.

6.7.2 - Laje L2

A classificação do modo de ruína da laje é feita analisando a Figura 6.77 que mostra a face superior da laje fissurada e a Figura 6.78 que exhibe a face inferior da laje na região de aplicação do carregamento. A Tabela 6.7 apresenta os resultados obtidos nas instrumentações e as estimativas da carga de flexão.

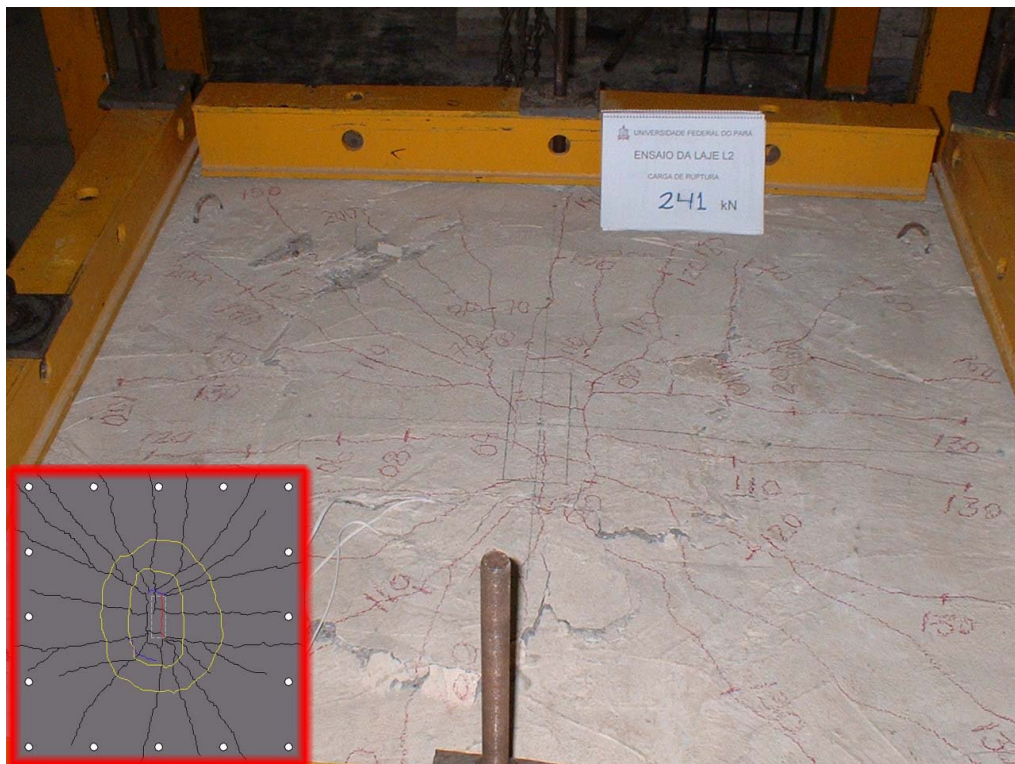


Figura 6.77 - Face superior da laje L2 após o ensaio



Figura 6.78 - Face inferior da laje L2 após o ensaio

Tabela 6.7 - Características da laje L2

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		422
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		185
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		37,53
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	0,62
	<i>EER_{C2}</i>	2,01
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	3,04
	<i>EER_{S2}</i>	6,85
	<i>EER_{S3}</i>	2,85
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	-
	<i>EER_{V2}</i>	-
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,57
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,30
NOTA:		
1- $P_U = 241,0$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 50$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

As análises conjuntas das figuras e dos resultados obtidos nas instrumentações classificam o modo de ruína da laje por punção. Verificou-se que o concreto não esmagou, as armaduras instrumentadas de flexão escoaram, houve a penetração repentina do pilar na laje e na distribuição das fissuras verificaram-se fissuras

tangenciais instantes antes da ruína da laje. Analisando a relação $P_U/P_{flex(LR)}$ encontra-se a mesma classificação de ruína.

6.7.3 - Laje L3

Na Figura 6.79 mostra-se a face superior da laje fissurada e na Figura 6.80 é exibida a face inferior da laje na região de aplicação do carregamento. A Tabela 6.8 apresenta os resultados obtidos nas instrumentações e as estimativas da carga de flexão.



Figura 6.79 - Face superior da laje L3 após o ensaio



Figura 6.80 - Face inferior da laje L3 após o ensaio

Tabela 6.8 - Características da laje L3

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		473
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		224
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		39,93
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	0,79
	<i>EER_{C2}</i>	1,77
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	4,10
	<i>EER_{S2}</i>	6,63
	<i>EER_{S3}</i>	3,28
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	-
	<i>EER_{V2}</i>	-
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,62
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,31
NOTA:		
1- $P_U = 294,0$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 50$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

Os resultados exibidos na Tabela 6.8 mostram que o concreto não esmagou e as armaduras monitoradas escoaram. A Figura 6.79 confirma que a laje sofreu os efeitos da flexão e com a proximidade da ruína verificou-se o surgimento de fissuras tangenciais junto à área carregada; a Figura 6.80 confirma a penetração do pilar na laje, o qual ocorreu de maneira dúctil. Das observações apresentadas classifica-se a

ruína da laje por punção dúctil. A relação $P_U/P_{flex(LR)}$ aponta a ruína da laje por punção sem considerar o comportamento dúctil.

6.7.4 - Laje L4

As Figuras 6.81 e 6.82 mostram respectivamente, a face superior e inferior da laje após o término do ensaio e a Tabela 6.9 exhibe os resultados obtidos nas instrumentações e as estimativas da laje à flexão.

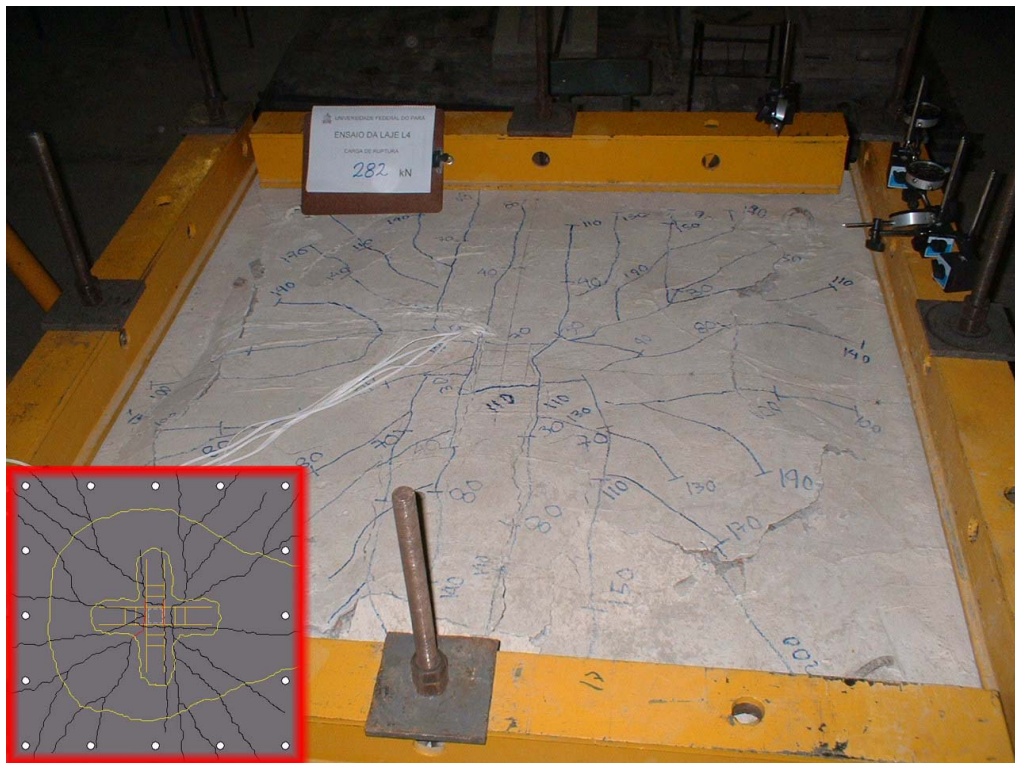


Figura 6.81 - Face superior da laje L4 após o ensaio



Figura 6.82 - Face inferior da laje L4 após o ensaio

Tabela 6.9 - Características da laje L4

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		453
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		176
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		44,50
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	1,00
	<i>EER_{C2}</i>	1,21
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	3,09
	<i>EER_{S2}</i>	6,98
	<i>EER_{S3}</i>	2,84
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	2,39
	<i>EER_{V2}</i>	4,96
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,62
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,60
NOTA:		
1- $P_U = 282,0$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 50$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

A conclusão da análise conferiu à laje a ruína por punção dúctil, a qual se verificou que o concreto não esmagou, as armaduras de flexão escoaram, as distribuições das fissuras seguiram um padrão de punção e o pilar perfurou de maneira dúctil a laje. Avaliando a relação $P_U/P_{flex(LR)}$ classifica-se a ruína da laje por punção, o comportamento dúctil é conseguido considerando-se as observações do ensaio.

6.7.5 - Laje L5

Para analisar o modo de ruína da laje são apresentadas as Figuras 6.83 e 6.84 e a Tabela 6.10 que mostra os resultados das instrumentações e a estimativa da carga de flexão.

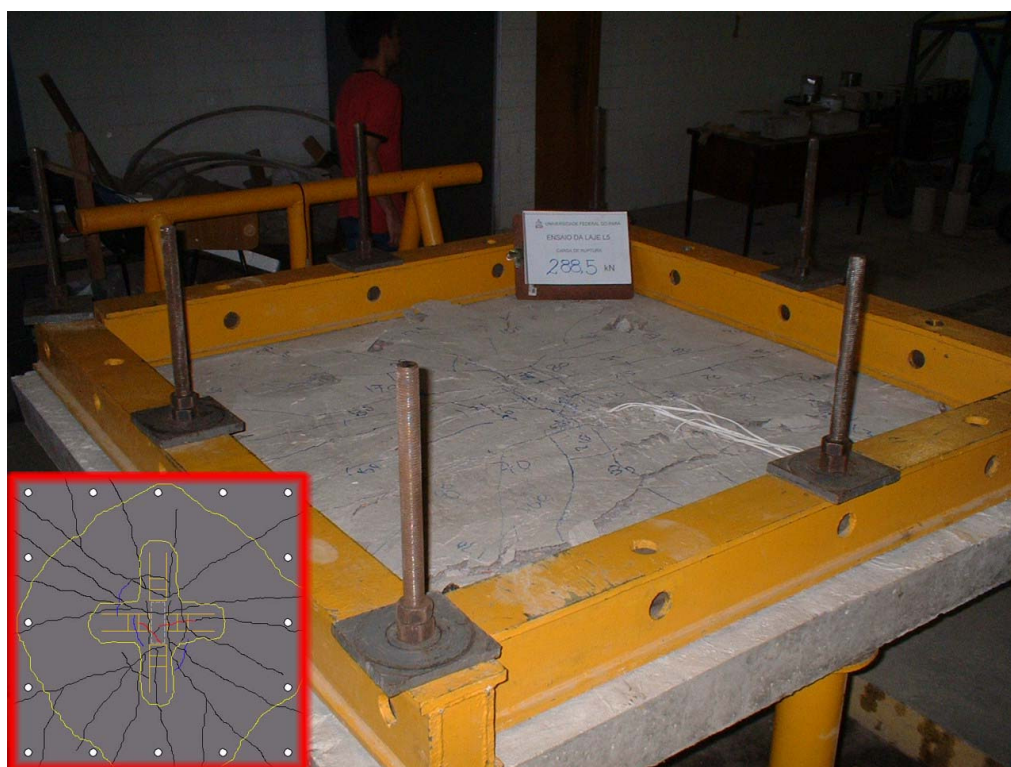


Figura 6.83 - Face superior da laje L5 após o ensaio



Figura 6.84 - Face inferior da laje L5 após o ensaio

Tabela 6.10 - Características da laje L5

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		420
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		184
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		41,70
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	0,35
	<i>EER_{C2}</i>	0,65
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	2,26
	<i>EER_{S2}</i>	2,94
	<i>EER_{S3}</i>	2,52
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	6,19
	<i>EER_{V2}</i>	0,34
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,69
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,57
NOTA:		
1- $P_U = 288,5$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 60$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

A Figura 6.83 mostra uma distribuição de fissuras influenciada pelos efeitos da flexão, entretanto, instantes antes da ruína da laje confirmou-se o aparecimento de fissuras tangencias circunscrevendo a área carregada; na Figura 6.84 averigua-se a penetração do pilar na laje, o qual ocorreu de maneira dúctil. Os resultados exibidos na Tabela 6.10 mostram que não houve esmagamento do concreto e confirma o escoamento das

armaduras de flexão. Das características expostas atribui-se o modo de ruína da laje por flexo punção. A classificação da ruína da laje utilizando a relação $P_U/P_{flex(LR)}$ aponta para uma ruína por punção.

6.7.6 - Laje L6

As Figuras 6.85 e 6.86 apresentam a face superior e inferior da laje após o ensaio, respectivamente e a Tabela 6.11 mostra o resultado das instrumentações.



Figura 6.85 - Face superior da laje L6 após o ensaio



Figura 6.86 - Face inferior da laje L6 após o ensaio

Tabela 6.11 - Características da laje L6

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		481
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		227
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		44,73
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	0,65
	<i>EER_{C2}</i>	1,45
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	2,06
	<i>EER_{S2}</i>	3,97
	<i>EER_{S3}</i>	2,91
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	0,65
	<i>EER_{V2}</i>	1,45
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,72
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,52
NOTA:		
1- $P_U = 344,5$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 40$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

Verificou-se que: o concreto não esmagou; as armaduras de flexão instrumentadas escoaram; as distribuições das fissuras foram predominantemente de flexão, surgindo fissuras tangenciais próximo à área carregada instantes antes da ruína da laje; e o pilar penetrou de forma dúctil na laje. As peculiaridades destacadas classificam o modo de

ruína da laje por flexo punção. Considerando-se a relação $P_U/P_{flex(LR)}$ classifica-se a ruína da laje por punção.

6.7.7 - Laje L7

Para auxiliar na classificação do modo de ruína da laje são apresentadas as Figuras 6.87 e 6.88. e a Tabela 6.12.

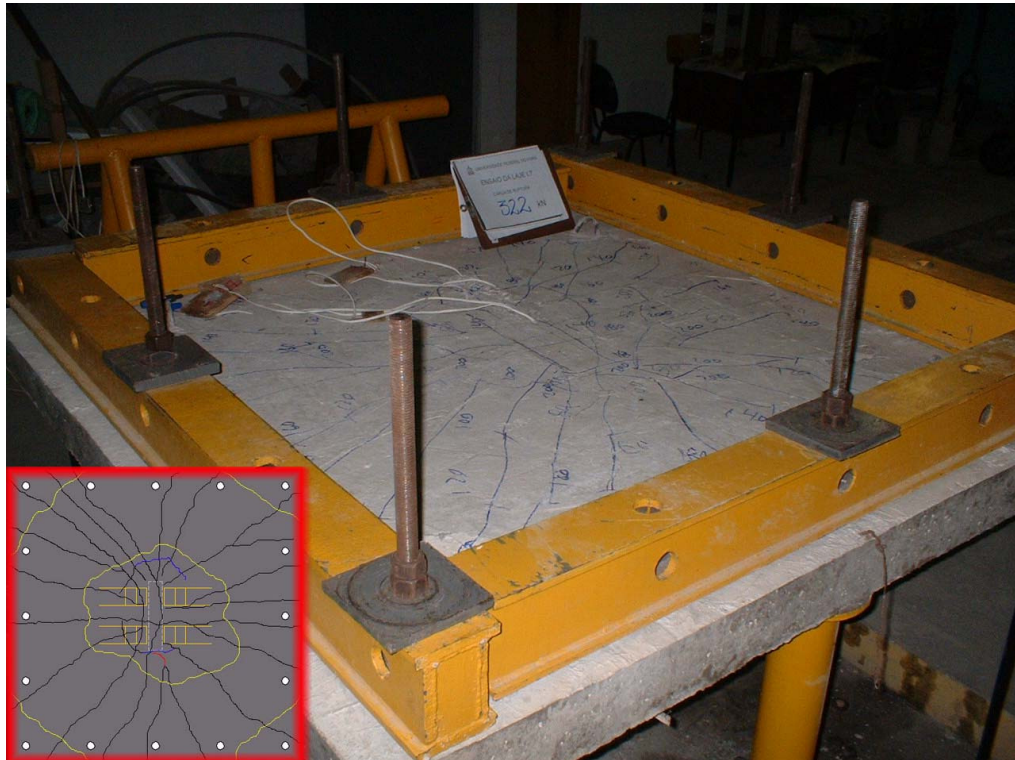


Figura 6.87 - Face superior da laje L7 após o ensaio



Figura 6.88 - Face inferior da laje L7 após o ensaio

Tabela 6.12 - Características da laje L7

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		482
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		228
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		52,71
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_C1</i>	0,26
	<i>EER_C2</i>	1,04
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_S1</i>	2,99
	<i>EER_S2</i>	3,78
	<i>EER_S3</i>	2,33
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_V1</i>	5,57
	<i>EER_V2</i>	1,53
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,67
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,41
NOTA:		
1- $P_U = 322,0$ kN;		
2- $P_{1^{a}fissu.} = 40$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

O modo de ruína da laje foi por flexo punção, para sua classificação considerou-se que: não houve o esmagamento do concreto; as armaduras instrumentadas escoaram; antes da fragilidade da laje à polarização das tensões nos cantos da área carregada, as fissuras de flexão predominaram; e houve a penetração do pilar na laje. A

classificação da laje utilizando a relação $P_U/P_{flex(LR)}$ apontou para uma ruína por punção.

6.7.8 - Laje L8

A Figura 6.89 apresenta a face superior da laje fissurada e a Figura 6.90 mostra a condição do pilar sob a face inferior da laje após o término do ensaio. A Tabela 6.13 exhibe os resultados obtidos nas instrumentações e a estimativa da carga de flexão.

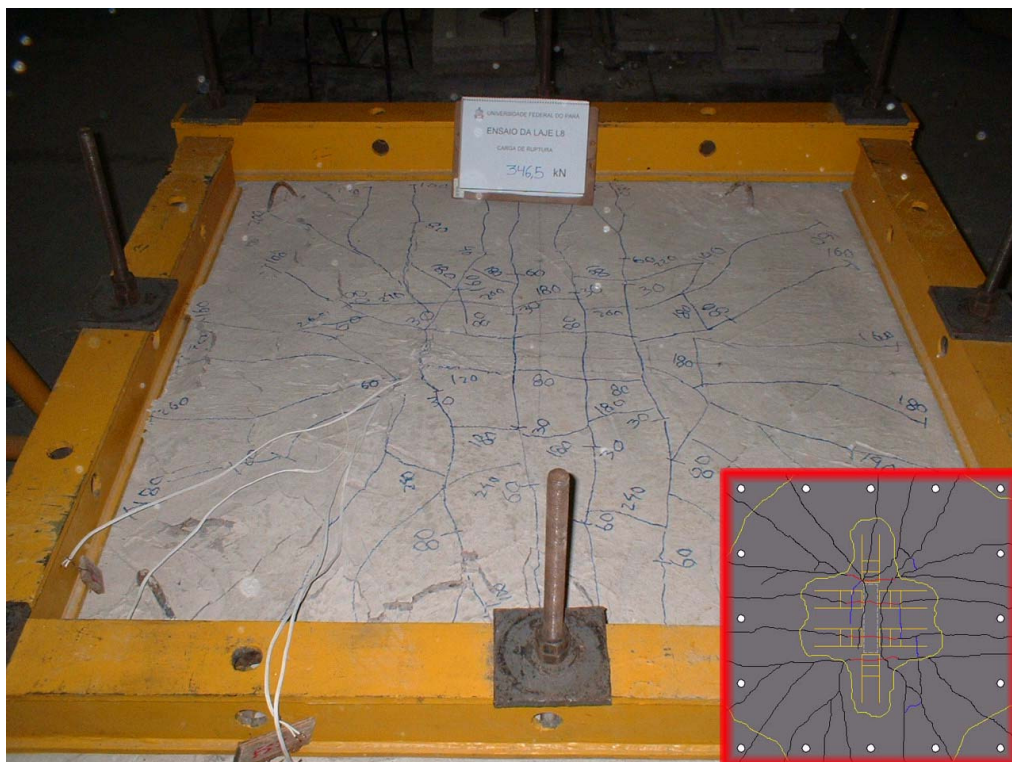


Figura 6.89 - Face superior da laje L8 após o ensaio



Figura 6.90 - Face inferior da laje L8 após o ensaio

Tabela 6.13 - Características da laje L8

<i>Carga de flexão estimada por Linha de Ruptura $P_{flex(LR)}$ (kN)</i>		496
<i>Carga de flexão estimada por Teoria das Placas $P_{flex(TP)}$ (kN)</i>		235
<i>Carga estimada por Teoria das Placas para determ. 1ª fissura (kN)</i>		59,1
<i>Deformação do concreto (‰)</i>	<i>EER_{C1}</i>	1,04
	<i>EER_{C2}</i>	2,59
<i>Deformação da armadura de flexão (‰)</i>	<i>EER_{S1}</i>	1,28
	<i>EER_{S2}</i>	4,82
	<i>EER_{S3}</i>	4,28
<i>Deformação da armadura de cisalhamento (‰)</i>	<i>EER_{V1}</i>	2,99
	<i>EER_{V2}</i>	-
<i>Relação $P_U/P_{flex(LR)}$</i>		0,70
<i>Relação $P_U/P_{flex(TP)}$</i>		1,47
NOTA:		
1- $P_U = 346,5$ kN;		
2- $P_{1ªfissu.} = 30$ kN;		
3- $\epsilon_{ys} = 2,5$ ‰ (Armadura de flexão).		

Analisando as Figuras 6.89 e 6.90 verificou-se, respectivamente uma predominância de fissuras de flexão e que não houve a penetração efetiva do pilar na face inferior da laje; a Tabela 6.13 mostra que o concreto não esmagou e que as armaduras de flexão escoaram. Do exposto classifica-se a ruína da laje por flexão. A consideração da relação $P_U/P_{flex(LR)}$ classifica a ruína da laje por punção.

Para todas as lajes, como esperado, a utilização da Teoria das Placas para estimar a carga de flexão não garantiu bons resultados, no entanto a mesma teoria combinada com a definição de momento de fissuração da NBR 6118 (2003) apresentou uma estimativa satisfatória para a carga de primeira fissura.

A classificação do modo de ruína das lajes, feita analisando-se as observações experimentais, é mostrada resumidamente na Tabela 6.14. A relação $P_U/P_{flex(LR)}$ exibida na tabela tem apenas valor informativo, sendo irrelevante na classificação do modo de ruína das lajes.

Tabela 6.14 - Classificação do modo de ruína das lajes

<i>Laje</i>	C_{max}/C_{min}	<i>d (mm)</i>	ρ	<i>fck (MPa)</i>	<i>Distrib. dos estribos</i>	P_U (kN)	$P_U/P_{flex(LR)}$	<i>Modo de ruína</i>
L1	1	87,0	0,014	39,4	-	224,0	0,49	Punção
L2	3	87,5	0,012	39,8	-	241,0	0,57	Punção
L3	5	86,5	0,013	40,9	-	294,0	0,62	Punção dúctil
L4	1	87,0	0,014	39,4	Cruz	282,0	0,62	Punção dúctil
L5	3	87,0	0,012	42,7	Cruz	288,5	0,69	Flexo punção
L6	5	87,0	0,013	42,8	Cruz	344,5	0,72	Flexo punção
L7	5	87,0	0,013	43,9	Paralelo	322,0	0,67	Flexo punção
L8	5	88,0	0,013	46,9	Duplo-T	346,5	0,70	Flexão

6.8 - INFLUÊNCIA DO MODO DE SOLICITAÇÃO

Para avaliar a influência do modo de solicitação na resistência última das lajes foram comparadas as lajes do trabalho de Carvalho (2006) – Laje^a (predominância dos esforços em uma direção) com as lajes aqui apresentadas – Laje^b (distribuição dos esforços nas duas direções). A Tabela 6.15 apresenta as lajes comparadas e suas principais características.

Tabela 6.15 - Características das lajes de Carvalho (2006) e das lajes apresentadas

Grupo	Lajes	C_{max}/C_{min}	d (mm)	ρ	f'_c (MPa)	Distrib. dos estribos	Nº Cam.	Modo de ruína
1	L1 ^a	1	85,0	0,015	52,0	-	-	Punção
	L1 ^b	1	87,0	0,014	39,4	-	-	Punção
2	L2 ^a	3	86,0	0,013	52,0	-	-	Punção
	L2 ^b	3	87,5	0,012	39,8	-	-	Punção
3	L3 ^a	5	85,0	0,013	50,0	-	-	Punção
	L3 ^b	5	86,5	0,013	40,9	-	-	Punção Dúctil
4	L4 ^a	1	85,0	0,015	59,0	Cruz	3	Punção Dúctil
	L4 ^b	1	87,0	0,014	39,4	Cruz	3	Punção Dúctil
5	L7 ^a	3	86,0	0,013	60,0	Cruz	3	Flexão
	L5 ^b	3	87,0	0,012	42,7	Cruz	3	Flexo Punção
6	L8 ^a	5	85,0	0,013	55,0	Cruz	3	Flexo Punção
	L6 ^b	5	87,0	0,013	42,8	Cruz	3	Flexo Punção
7	L9 ^a	5	85,5	0,013	56,0	Paralelo	3	Flexão
	L7 ^b	5	87,0	0,013	43,9	Paralelo	3	Flexo Punção
8	L10 ^a	5	85,5	0,013	57,0	Duplo-T	3	Flexão
	L8 ^b	5	88,0	0,013	46,9	Duplo-T	3	Flexão

6.8.1 - Comparação dos resultados

A Figura 6.91 apresenta o ápice dos deslocamentos centrais dos vários grupos de lajes apresentados na Tabela 6.15. Os valores máximos das deformações no concreto,

armadura de flexão e armadura de cisalhamento são mostradas nas Figuras 6.92, 6.93 e 6.94 respectivamente, as quais indicam também os pontos monitorados.

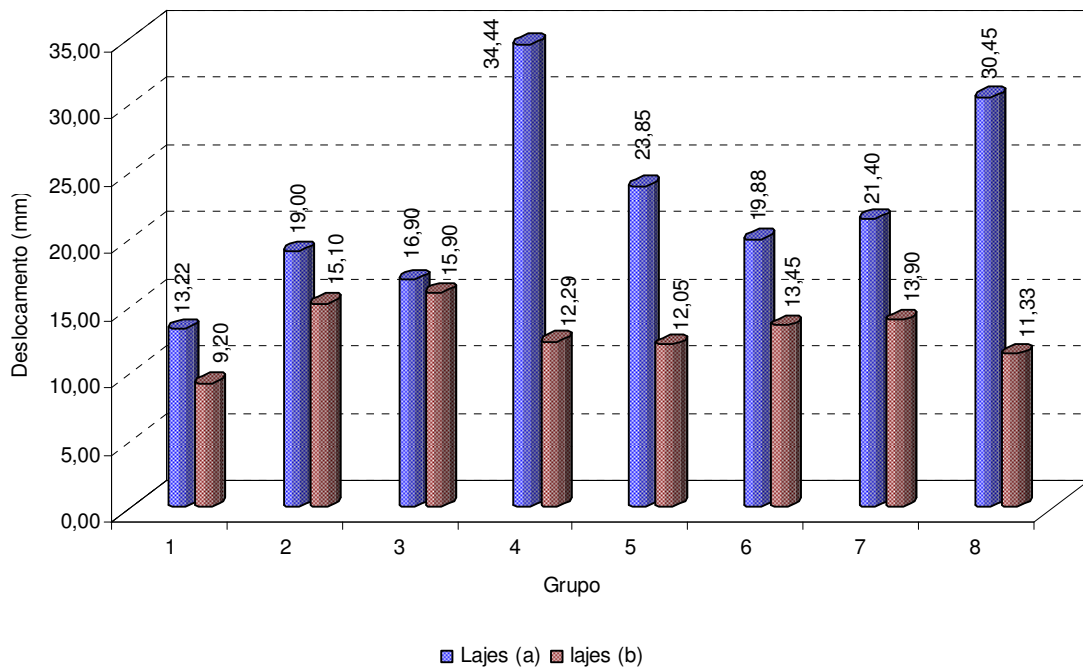


Figura 6.91 - Deslocamentos centrais

Em todos os grupos confirmou-se que as lajes do tipo L^a deslocaram mais que as lajes do tipo L^b. Nas lajes sem armadura de cisalhamento, o grupo 1 apresentou a maior diferença entre deslocamentos (44%). Nas lajes munidas de armadura de cisalhamento, os grupos 4 ($C_{max}/C_{min}=1$) e 8 ($C_{max}/C_{min}=5$) apresentaram diferenças entre deslocamentos de 180% e 169%, respectivamente. É importante informar que os deslocamentos finais das lajes do tipo L^b com armadura de cisalhamento foram maiores que suas respectivas lajes (mesma relação C_{max}/C_{min}) sem armadura de cisalhamento, o motivo de não ter sido registrada tais deslocamentos foi a interrupção das leituras em níveis de carga inferiores a carga de ruína.

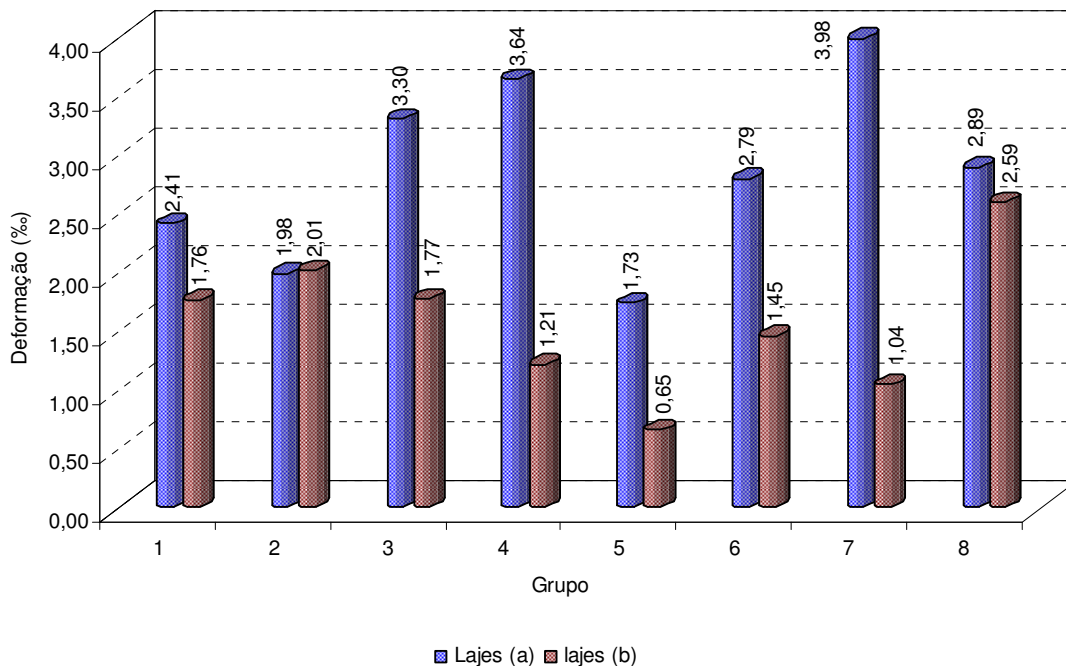


Figura 6.92 - Deformação do concreto no EER_{C2}

As maiores deformações foram registradas nos EER_{C2}, próximo ao lado C_{\min} do pilar. Não foi verificado o esmagamento do concreto ($\epsilon_C < 3,5\%$), excetuando as lajes L4^a e L9^a. Averiguou-se que as lajes do tipo L^a apresentaram deformações do concreto maiores que as lajes do tipo L^b, a maior diferença foi observada no grupo 7, 283%. O estudo numérico, realizado pela Teoria das Placas, revela que as tensões de flexão são maiores nas lajes do tipo L^a, e este comportamento fica mais evidente quando a solicitação acontece por pilares alongados. As deformações do concreto comprovam, qualitativamente, os resultados obtidos na análise numérica.

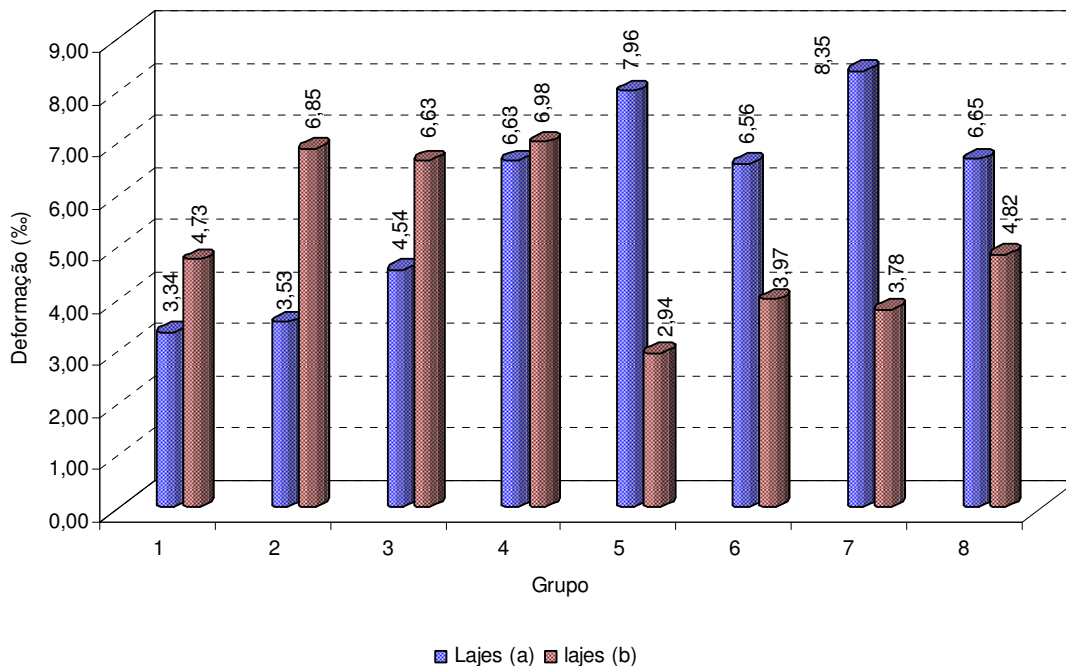


Figura 6.93 - Deformação da armadura de flexão no EER_{s2}

Nas lajes sem armadura de cisalhamento as deformações das armaduras de flexão foram maiores nas lajes do tipo L^b, o grupo 2 registrou a maior diferença, 94%. Nas lajes com estribos, excetuando o grupo 4, predominaram as deformações das lajes do tipo L^a, as maiores diferenças foram encontradas nos grupos 5 e 7, 171% e 121%, respectivamente. Surpreendentemente as lajes desprovidas de estribos não corresponderam às respostas da análise numérica.

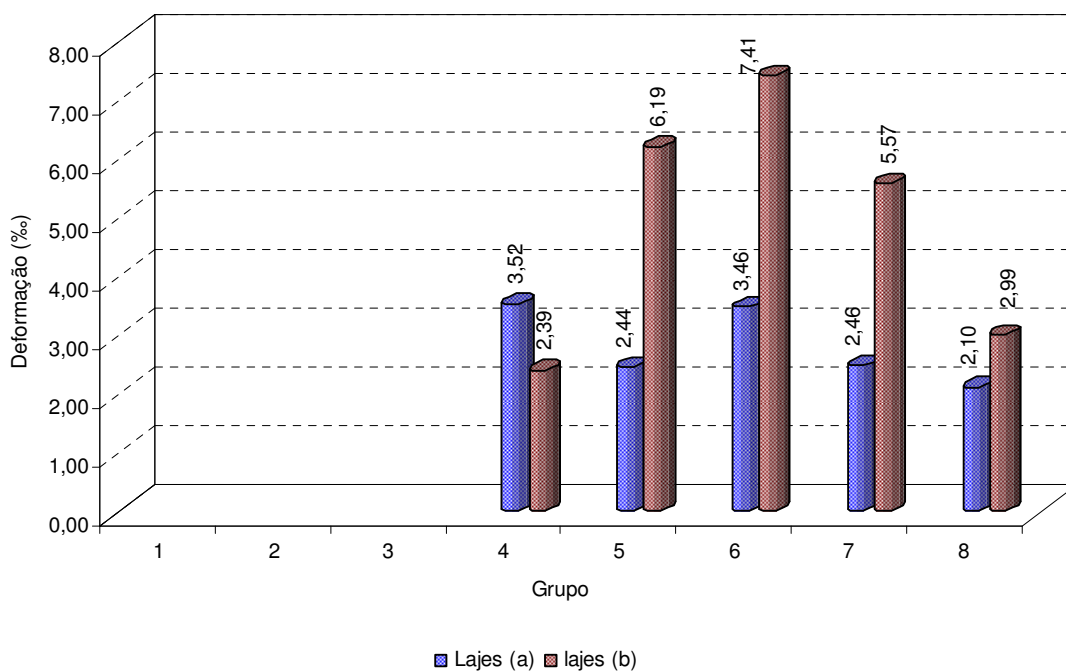


Figura 6.94 - Deformação da armadura de cisalhamento no EER_{v1}

Excluindo o grupo 4, os estribos das lajes do tipo L^b foram os mais solicitados. O resultado numérico mostrou que: na direção y as tensões cisalhantes mais intensas ocorrem nas lajes do tipo L^b ; e em regiões próximas à área carregada as tensões cisalhantes sofrem pouca influência do índice de retangularidade e do modo de solicitação da laje (unidirecional ou bidirecional). Os registros experimentais confirmaram as tensões cisalhantes mais intensas nas lajes do tipo L^b , entretanto os grupos 5 e 7 apresentaram diferenças entre deformações de 154% e 126%, respectivamente, o que contraria o resultado numérico.

As Figuras 6.95 a 6.102 confrontam os mapas de fissuração dos vários grupos de lajes.

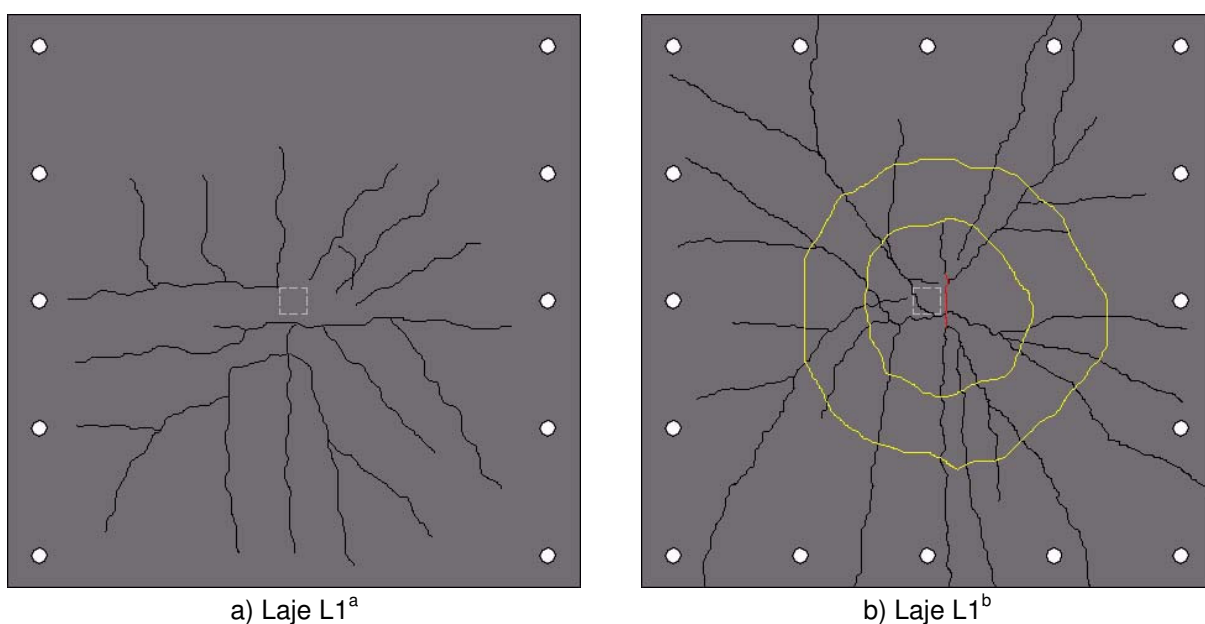


Figura 6.95 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 1

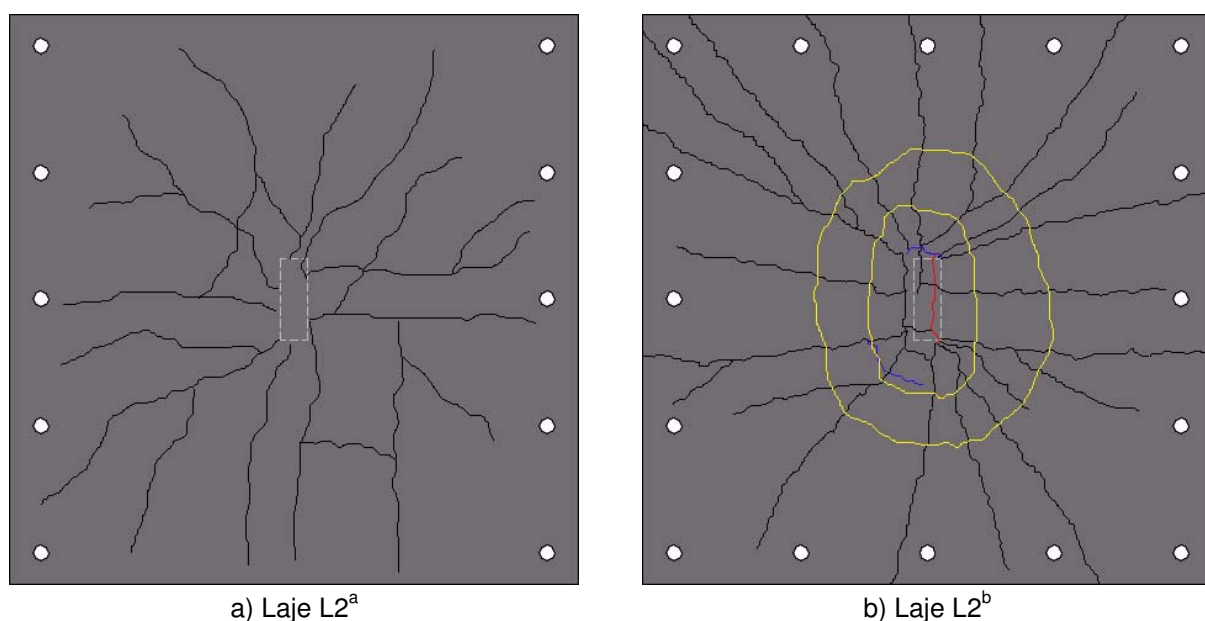
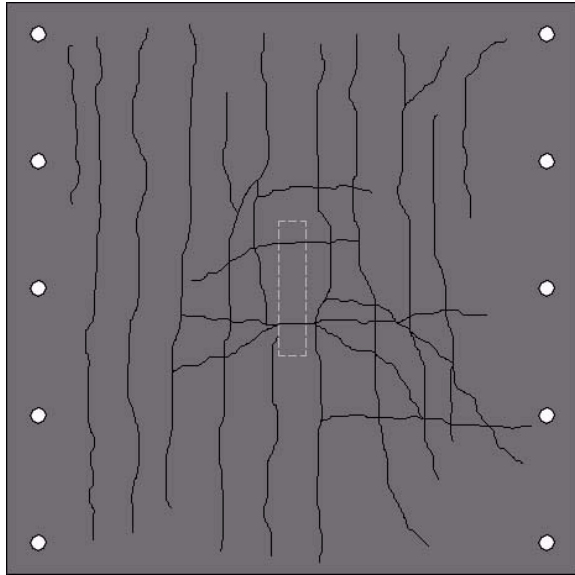
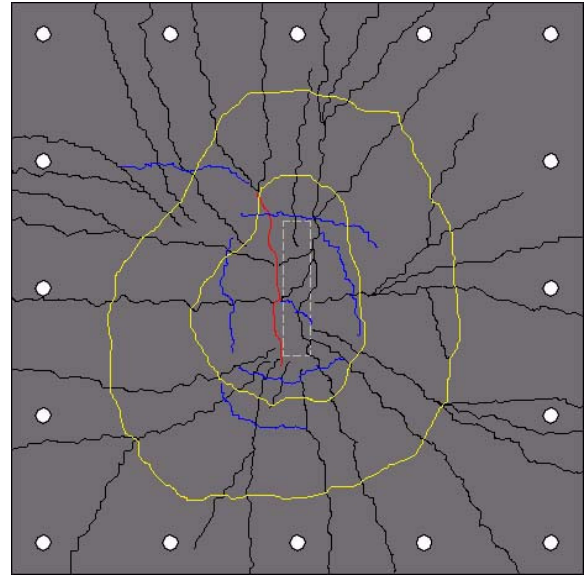


Figura 6.96 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 2

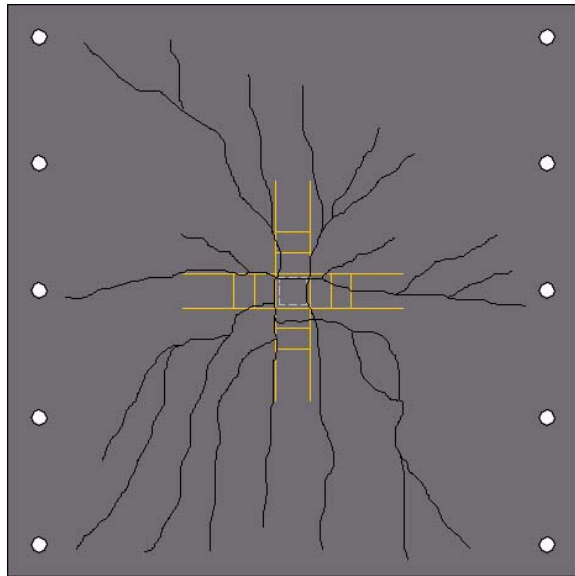


a) Laje L3^a

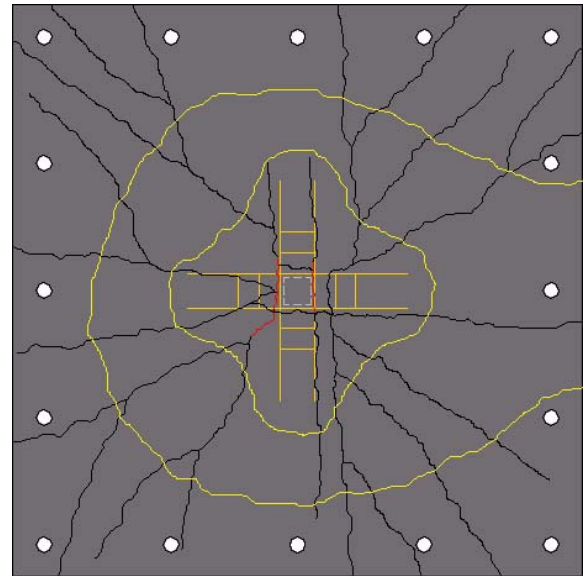


b) Laje L3^b

Figura 6.97 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 3

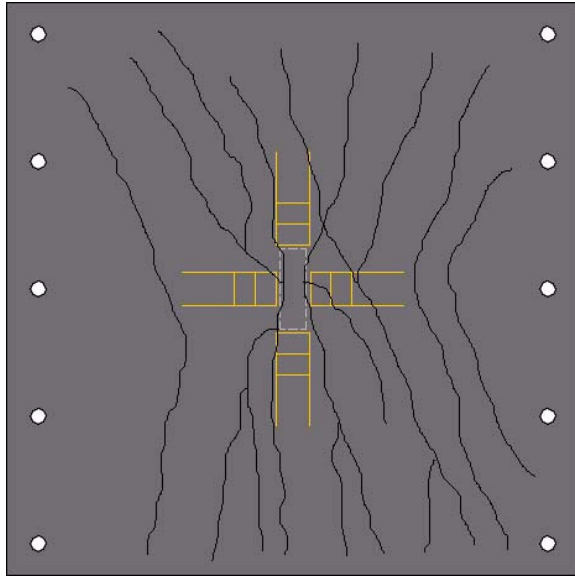


a) Laje L4^a

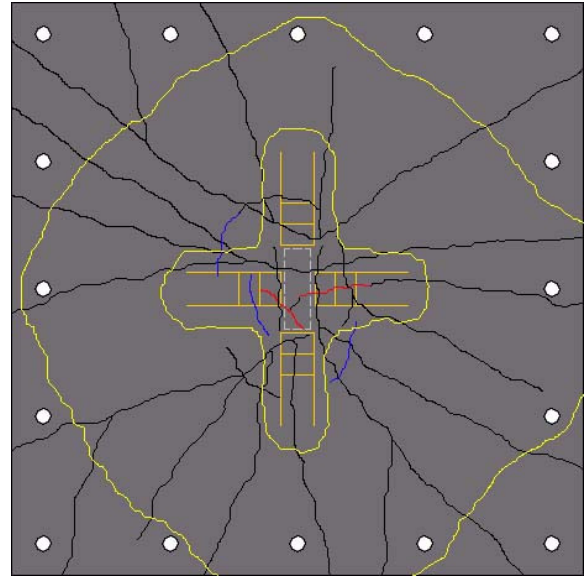


b) Laje L4^b

Figura 6.98 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 4

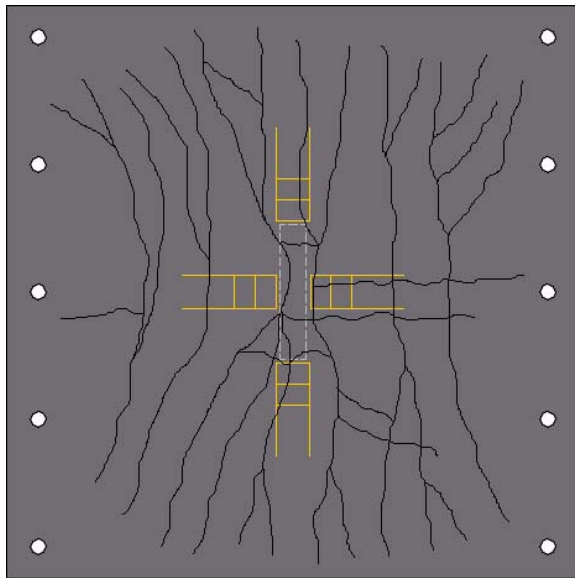


a) Laje L7^a

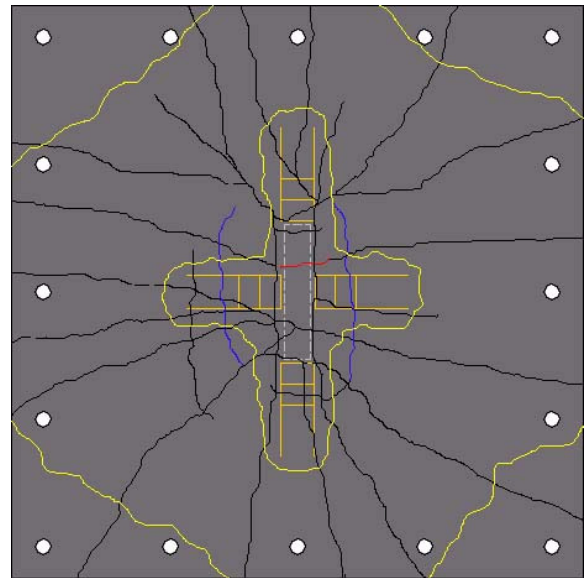


b) Laje L5^b

Figura 6.99 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 5

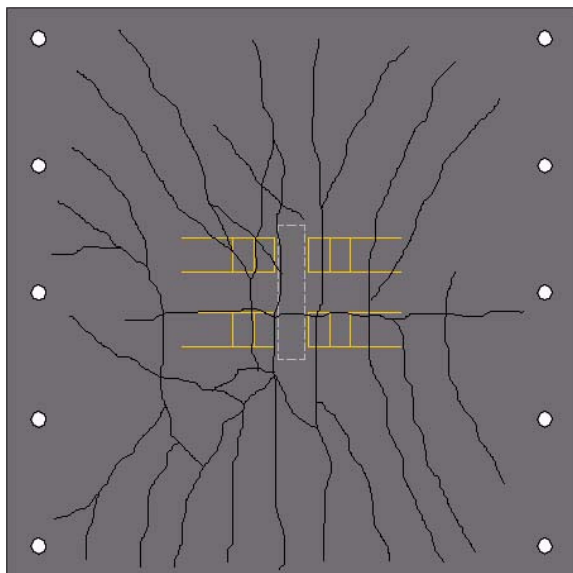


a) Laje L8^a

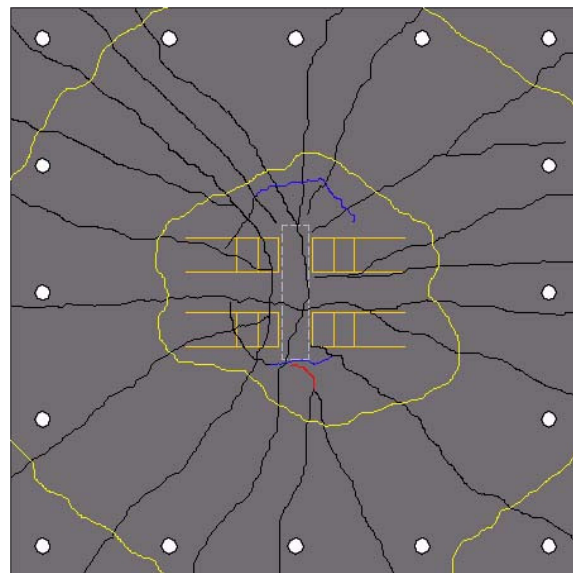


b) Laje L6^b

Figura 6.100 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 6

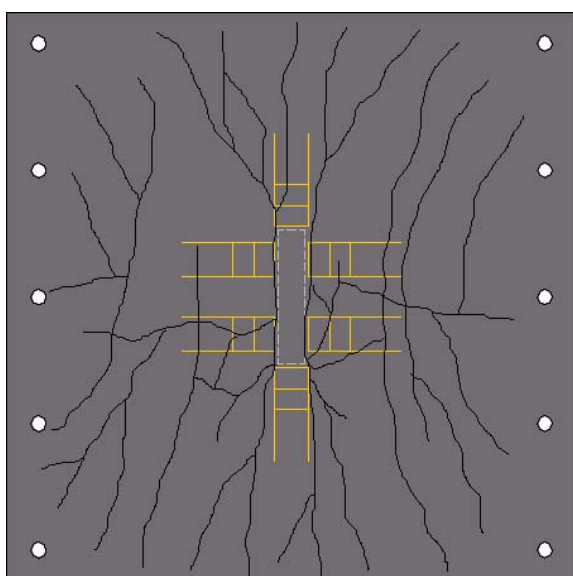


a) Laje L9^a

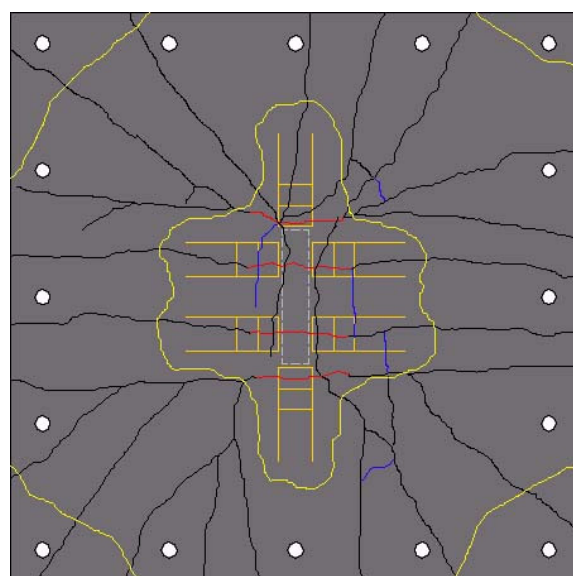


b) Laje L7^b

Figura 6.101 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 7



a) Laje L10^a



b) Laje L8^b

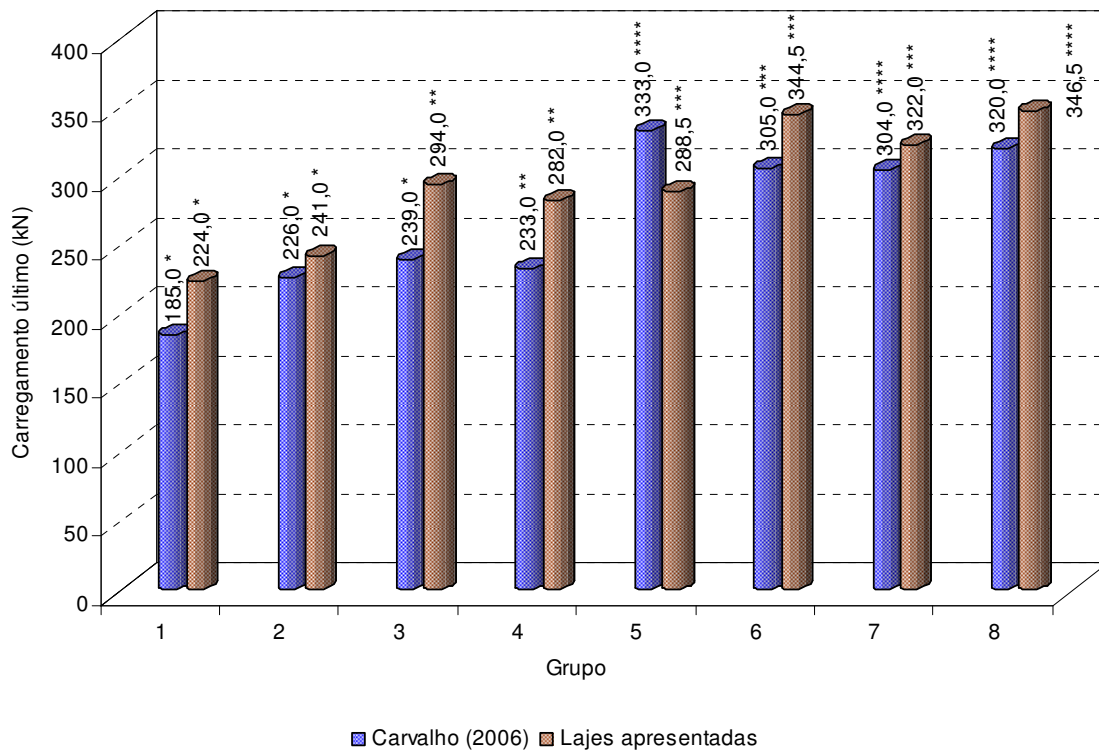
Figura 6.102 - Mapa de fissuração das lajes do grupo 8

As distribuições das fissuras das lajes do tipo L^a foram estabelecidas conforme observações do autor, o qual monitorou as fissuras provenientes da flexão e fissuras radiais, no entanto não foi registrada a configuração das fissuras tangenciais e as superfícies de ruína.

Comparando os mapas de fissuração entre as lajes de um mesmo grupo fica clara a relevância do modo de solicitação. Nas lajes com área carregada $C_{max}/C_{min}=1$ a semelhança nas configurações das fissuras é ocasionada pela concentração de tensão elevada na região do carregamento, o que provoca o puncionamento das lajes. Nas lajes que apresentam pilar alongado, independente da utilização da armadura de

cisalhamento, a propagação desigual das fissuras (entre lajes de um mesmo grupo) é causada principalmente pelas condições de apoio das lajes, a qual define a distribuição das tensões (flexão e cisalhante).

A Figura 6.103 mostra os carregamentos últimos dos vários grupos de lajes.



Modos de ruína: * Punção; ** Punção dúctil; *** Flexo punção; **** Flexão.

Figura 6.103 - Carregamento último

Excluindo o grupo 5, a Figura 6.103 mostrou que as lajes do tipo L^b apresentaram maior resistência. Dentre as lajes sem armadura de cisalhamento a maior diferença entre resistências foi observada no grupo 3, 23%. Os grupos 4 e 6 representam as lajes detentoras de estribos com maior disparidade entre resistências, apresentaram 21% e 13%, respectivamente. Comparando as lajes L1^a e L8^b, verificou-se um acréscimo de resistência de 87%, que foi adquirido solicitando a laje com pilar de relação $C_{max}/C_{min}=5$, utilização da armadura de cisalhamento e garantindo uma distribuição das tensões nas duas direções.

A alteração do modo de ruína é outra característica observada nas lajes que apresentam modos de solicitação diferentes. O comportamento real do mecanismo de ruína de lajes submetidas a carregamento concentrado é de difícil compreensão, principalmente por causa do efeito combinado da flexão com as fissuras diagonais de

tração, causadas por tensões de cisalhamento, e devido à precisão de se estabelecer um critério de ruína tridimensional.

7 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1 - CONCLUSÕES

7.1.1 - Lajes

O trabalho simulou a região central de uma laje lisa, e para avaliar a referida região em laboratório foram confeccionados oito elementos de laje cujas dimensões, em planta, representam os pontos de inflexão dos momentos fletores, (1.800 x 1.800 x 110) mm. As dimensões das lajes foram consideradas satisfatórias para a realização da pesquisa, pois, garantiram um comportamento equivalente a uma estrutura real.

7.1.2 - Sistema de ensaio e processo de carregamento

O sistema de ensaio correspondeu às expectativas. Verificou-se que: as lajes ficaram niveladas; as vigas de reação mantiveram-se estáveis durante os ensaios; e os resultados finais representaram bem o comportamento do elemento estudado. Os equipamentos que compunham o processo de carregamento foram eficientes.

7.1.3 - Instrumentações

Os pontos escolhidos para analisar os deslocamentos, deformações do concreto e armaduras de flexão foram suficientes para garantir uma avaliação adequada das lajes. A instrumentação das armaduras de cisalhamento localizadas na primeira camada de estribos e junto à face C_{min} do pilar foi acertada. Entretanto, se o monitoramento dos estribos abrangesse as camadas seguintes, dispunha-se de mais informação para analisar a eficiência dos estribos.

7.1.4 - Influência do índice de retangularidade na resistência das lajes

Pilares com relação $C_{max}/C_{min}=1$ geraram concentração de tensões cisalhantes intensa nas proximidades da área carregada, o que ocasiona a ruína brusca por punção antes de ser desenvolvida uma resistência satisfatória de flexão. Nos pilares com relação $C_{max}/C_{min}=5$ verificou-se a polarização das tensões cisalhantes nos extremos dos mesmos, esta polarização concentra os esforços nas lajes e também ocasionam um menor rendimento da resistência à flexão, MAS Este comportamento confere três grandes vantagens às lajes lisas, ganho de resistência ao puncionamento, ductilidade e maior possibilidade de alteração do modo de ruína.

7.1.5 - Influência da armadura de cisalhamento

O mecanismo de ruína por punção indica a formação de fissuras diagonais de tração, sendo assim, armaduras do tipo estribos inclinados de 60° com o plano da laje são as mais eficientes para as lajes lisas. A armadura de cisalhamento conferiu às lajes maior resistência e ductilidade. Como dito anteriormente, o ganho de resistência foi garantido devido ao fato da armadura “costurar” ou aumentar (ruína além da armadura de cisalhamento) a seção de ruína. Nas lajes solicitadas por pilares alongados observou-se que os melhores rendimentos das armaduras de cisalhamento são obtidos dispondo-se os ramos dos estribos junto ao lado C_{min} do pilar.

7.1.6 - Influência do modo de solicitação

A disposição dos pilares de uma laje lisa deve ser feita criteriosamente, de modo a evitar predominância das tensões em uma direção. Analisando a influência do modo de solicitação, verificou-se que as lajes com predominância de tensões em uma direção são menos resistentes. Uma mesma laje solicitada de modos diferentes pode apresentar resistência e modos de ruína diferentes. A NBR 6118 (2003) recomenda que a análise estrutural de lajes lisas deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, como: diferenças finitas, elementos finitos e elementos de contorno. A análise numérica mostrou que as tensões cisalhantes próximas à área carregada praticamente não sofrem influência do modo de solicitação,

entretanto as pesquisas experimentais apresentaram resultados que contrariam a análise numérica.

7.1.7 - Análise numérica

A análise linear elástica apesar de fornecer resultados imprecisos em trabalhos que envolvem o comportamento plástico dos materiais é de fundamental importância no entendimento da funcionalidade do elemento estudado. A análise numérica proporcionou, qualitativamente, informações valiosas que engrandeceram os comentários referentes às análises da influência do modo de solicitação e teve participação imprescindível na definição dos pontos a serem instrumentados. Uma análise não linear forneceria resultados mais significativos.

7.1.8 - Classificação do modo de ruína

O comportamento real do mecanismo de ruína de lajes submetidas a carregamento concentrado é de difícil compreensão, principalmente por causa do efeito combinado da flexão com as fissuras diagonais de tração causadas por tensões de cisalhamento, e devido à necessidade de se estabelecer um critério de ruína tridimensional. As normas analisadas apresentaram informações confusas com relação à estimativa do modo de ruína. A análise das observações experimentais é a maneira mais precisa e recomendada para classificar o modo de ruína das lajes. Um modo alternativo utilizado por muitos pesquisadores para classificar o modo de ruína é avaliar a relação P_U/P_{flex} , onde P_U é a carga de ruína obtida experimentalmente e P_{flex} é a estimativa da carga última de flexão, geralmente obtida pela teoria das charneiras plásticas. A imprecisão deste modo de classificação está na adoção de uma configuração de fissuração inadequado para determinar a carga última de flexão.

7.1.9 - Estimativa das normas

Nesta pesquisa avaliou-se a estimativa da ACI 318 (2002), BS 8110 (1985), EC2 (2004), CEB-FIP (1991), NBR 6118 (1978) e NBR 6118 (2003). Como a análise não

envolve um número grande de lajes e as variáveis ficam limitadas, praticamente, ao índice de retangularidade dos pilares e à utilização dos estribos, a conclusão se limita a estes parâmetros.

Verificou-se que a EC2 (2004) apresentou melhores resultados, seguido da BS 8110 (1985). Para as lajes avaliadas, um coeficiente de ajuste fundamentado em ensaios experimentais proporcionaria resultados mais preciso, já que estas apresentam valores poucos dispersos. A CEB-FIP (1991) e a NBR 6118 (2003) foram consideradas normas bastante insatisfatórias, uma vez que apresentaram 89% dos valores contra a segurança.

Para a ACI 318 (2002) e a NBR 6118 (1978) não caberia a utilização de um coeficiente de ajuste devido estas normas apresentarem valores mais dispersos. Desta maneira, as normas em questão acabaram sendo consideradas conservadoras, com base nas lajes avaliadas. A NBR 6118 (1978) foi a mais conservadora.

7.2 - SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Verificou-se que a variação do índice de retangularidade e a utilização de armadura de cisalhamento proporcionam alteração no modo de ruína das lajes. Um estudo analisando qual índice de retangularidade proporcionaria desempenho pleno da laje, ou seja, ruína por flexão seria de grande interesse. Análise semelhante com as armaduras de cisalhamento seria valiosa para o estudo de lajes lisas.

O estudo da influência do modo de solicitação abrangeu lajes bidirecionais e lajes unidirecionais na direção x. Uma pesquisa com lajes unidirecionais na direção y que apresentassem as mesmas características das lajes apresentadas seria interessante para fornecer um estudo mais completo sobre a influencia do modo de solicitação.

A análise de lajes lisas solicitadas por pilar de canto ou de borda com variação no índice de retangularidade seria de grande apreço na contribuição do estudo de lajes lisas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318-02. Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

AL-YOUSIF, A. T.; REGAN, P. E.. Punching resistances of RC Slabs Supported by Large and/or Elongated Columns. The Structural Engineer, London, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – Ensaio de Compressão de Corpos de Provas Cilíndricos de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6152 – Materiais Metálicos: Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222 – Argamassa e Concreto: Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos de Prova Cilíndricos – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – Concreto: Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

AZEVEDO, Aline Passos de. Resistência e Ductilidade das Ligações Laje-Pilar em Lajes-Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Armado com Fibras de Aço e

Armadura Transversal de Pinos. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Dissertação de mestrado, São Paulo, 1999.

BORGES, L. L. J.. Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo com Pilares Retangulares e Furos de Grande Dimensões. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Dissertação de Mestrado, Brasília, 2002.

BS 8110 (1985). Structural Use of Concrete. British Standards Institution, 1985.

CARVALHO, Adonay Saráty de. Análise Experimental de Laje Lisa de Concreto Armado de Alta Resistência com Metacaulim Apoiadas em Pilares Retangulares e Armada à Punção. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Dissertação de Mestrado, Belém, 2006.

CEB-FIP (1990). Model Code 1990: Final Draft. Bulletin D'Information, n° 203-205, CEB, Lausanne, July 1991.

CORDOVIL, Fábio Armando Botelho. Lajes de Concreto Armado – Punção. Florianópolis: UFSC, 1997.

CUNHA, Albino Joaquim Pimenta da; VICENTE, Custódio Moreira de Souza. Lajes em Concreto Armado e Protendido. Rio de Janeiro: EDUFF, 1998.

EUROCODE2 (2004). Design of Concrete Structures. Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings. European Standard, 2004.

LANGENDONCK, Telemaco van. Teoria Elementar das Charneiras Plásticas. São Paulo, 1970.

LEONG, K. K. F.; TENG, G. S.; CHEONG, H. K.. Punching Shear Strength of Slabs with Opening and Supported on Rectangular Columns. Nanyang Technological University, Singapore, 2000.

MACGREGOR, Jones G.. Reinforced Concrete: Mechanics and Design. New Jersey: Prentice Hall, 1992.

MEHTA, P. Kumar; MONTEIRO, Paulo J. M.. Concreto: Estrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo: PINI, 1994.

OLIVEIRA, Dênio Ramam Carvalho de. Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto de Alta resistência com Armadura Inclinada de Punção. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Dissertação de Mestrado, Brasília, 1998.

OLIVEIRA, Dênio Ramam Carvalho de. Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Tese de Doutorado, Brasília, 2003.

REESE, Robert T.; KAWAHARA, Wendell A.. Handbook on Structural Testing. The Fairmont Press, INC., 1993.

REGAN, P. E.. Shear Reinforcement of Flat Slabs. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings. Stockholm: J. Silfwerbrand & G. Hassanzadeh, 2000.

THOMAZ, Erico. Trincas em Edifícios: Causas, Prevenção e Recuperação. São Paulo: PINI: Escola Politécnica da Universidade de São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas, 1989.

TIMOSHENKO, Stephen P.; WOINOWSKY-KRIEGER, S.. Theory of Plates and Shells: International Student Edition. MacGraw-Hill Book Company, INC., 1959.

VILHENA, Alexandre E. Rodrigues; NAHUM, Kelly Ataíde R.; OLIVEIRA, Dênio Ramam Carvalho de. Análise Experimental de Lajes Lisas Unidirecionais com Pilares Retangulares ao Puncionamento Simétrico. Anais do 48º Congresso Brasileiro de Concreto. IBRACON, 2006.

ANEXO A

1 - LEITURA DAS INSTRUMENTAÇÕES

1.1 - Deslocamentos

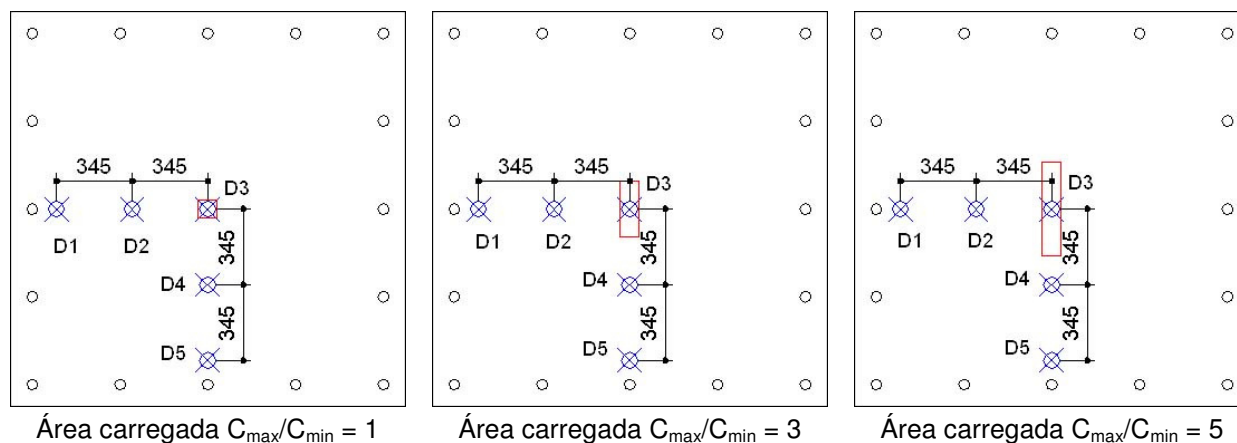


Figura 1 - Arranjo dos deflectômetros para a medição dos deslocamentos das lajes

LAJE L1					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,03	0,03	0,08	0,05
20	0,01	0,04	0,05	0,10	0,10
30	0,04	0,08	0,12	0,12	0,12
40	0,12	0,21	0,33	0,14	0,13
50	0,21	0,38	0,55	0,26	0,17
60	0,32	0,58	0,84	0,46	0,23
70	0,42	0,90	1,27	0,78	0,28
80	0,55	1,38	2,03	1,16	0,37
90	0,80	1,94	2,87	1,70	0,47
100	1,15	2,54	3,72	2,23	0,58
110	1,55	3,21	4,65	3,35	0,79
120	1,82	3,74	5,40	3,84	1,06
130	2,14	4,36	6,25	4,49	1,26
140	2,38	4,85	6,94	5,03	1,40
150	2,65	5,40	7,72	5,60	1,56
160	2,97	6,00	8,50	6,15	1,74
170	3,30	6,55	9,20	6,26	1,73

LAJE L2					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,05	0,08	0,10	0,08	0,07
20	0,10	0,22	0,20	0,18	0,23
30	0,15	0,32	0,33	0,20	0,30
40	0,25	0,48	0,52	0,26	0,35
50	0,32	0,67	0,79	0,46	0,42
60	0,58	0,99	1,12	0,63	0,56
70	0,74	1,24	1,48	0,92	0,67
80	0,96	1,60	2,02	1,32	0,76
90	1,26	2,08	2,70	1,78	0,92
100	1,54	2,60	3,43	2,36	0,96
110	1,76	3,00	4,08	2,81	1,04
120	2,06	3,65	5,00	3,45	1,34
130	2,32	4,25	5,86	4,10	1,66
140	2,65	4,90	6,70	4,54	2,26
150	2,94	5,64	7,72	5,16	2,50
160	3,24	6,08	8,50	5,82	2,73
170	3,60	6,75	9,41	6,50	3,02
180	3,96	7,40	10,40	7,13	3,40
190	4,28	8,06	11,40	7,91	3,70
200	4,55	8,70	12,38	8,60	4,01
210	4,95	9,45	13,60	9,46	4,50
220	5,30	10,30	15,10	10,35	5,00

LAJE L3					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,05	0,03	0,05	0,12	0,00
20	0,06	0,07	0,11	0,22	0,00
30	0,07	0,14	0,19	0,34	0,04
40	0,08	0,28	0,34	0,52	0,06
50	0,10	0,41	0,59	0,68	0,06
60	0,16	0,68	0,90	0,92	0,22
70	0,39	0,95	1,18	1,18	0,41
80	0,93	1,60	1,91	1,58	0,73
90	1,36	2,23	2,60	2,18	0,90
100	1,75	2,80	3,30	2,75	1,10
110	2,05	3,28	3,98	3,32	1,39
120	2,36	3,86	4,70	3,90	1,68
130	2,68	4,42	5,40	4,49	1,98
140	3,08	5,05	6,18	5,08	2,31
150	3,45	5,65	6,95	5,66	2,66
160	3,70	6,16	7,64	6,25	2,93
170	4,10	6,79	8,45	6,97	3,60
180	4,46	7,42	9,29	7,63	3,96
190	4,70	7,92	9,95	8,20	4,19
200	5,08	8,50	10,71	8,73	4,38
210	5,40	9,05	11,45	9,31	4,62
220	5,72	9,68	12,38	10,00	4,98
230	6,10	10,35	13,23	10,78	5,35
240	6,42	11,00	14,16	11,48	5,62
250	6,75	11,50	15,90	11,90	5,98

LAJE L4					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,10	0,12	0,01	0,18	0,18
20	0,12	0,10	0,03	0,32	0,05
30	0,20	0,22	0,04	0,22	0,15
40	0,30	0,50	0,19	0,08	0,20
50	0,50	0,80	0,44	0,28	0,15
60	0,52	0,84	0,54	0,48	0,15
70	0,75	1,28	0,85	0,82	0,20
80	1,00	1,60	1,24	1,13	0,25
90	1,25	1,95	1,64	1,38	0,30
100	1,55	2,36	2,14	1,80	0,44
110	1,85	2,80	2,69	2,14	0,52
120	2,45	3,55	3,84	2,58	0,60
130	2,90	4,20	4,69	3,08	1,20
140	3,30	4,90	5,59	3,13	1,50
150	3,60	5,40	6,29	3,18	1,80
160	3,95	5,50	7,09	3,73	2,10
170	4,30	6,60	7,79	4,18	2,40
180	4,60	7,15	8,59	4,73	2,70
190	5,00	7,80	9,49	5,33	3,00
200	5,30	8,40	10,44	5,88	3,25
210	5,70	9,10	11,29	6,53	3,55
220	6,00	9,70	12,29	7,18	3,90

LAJE L5					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,15	0,05	0,20	0,15	0,10
20	0,25	0,10	0,35	0,30	0,20
30	0,35	0,20	0,50	0,40	0,25
40	0,40	0,40	0,70	0,60	0,38
50	0,45	0,50	0,90	0,75	0,45
60	0,50	0,75	1,13	0,95	0,60
70	0,70	1,00	1,30	1,10	0,70
80	0,95	1,40	1,70	1,45	0,92
90	1,40	2,00	2,35	2,00	1,30
100	1,90	2,65	3,05	2,55	1,65
110	2,45	3,40	3,90	3,25	2,15
120	3,05	4,05	4,65	3,90	2,55
130	3,75	4,75	5,45	4,55	2,90
140	4,25	5,40	6,15	5,10	3,25
150	4,80	6,05	6,90	5,70	3,45
160	5,35	6,65	7,60	6,25	3,70
170	5,75	7,15	8,20	6,75	4,00
180	6,00	7,60	8,75	7,15	4,20
190	8,25	8,10	9,35	7,60	4,50
200	8,50	8,55	9,95	8,10	4,75
210	8,75	9,00	10,50	8,50	4,95
220	9,10	9,60	11,20	9,00	5,15
230	9,35	10,20	12,05	9,60	5,40

LAJE L6					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
20	0,00	0,12	0,12	0,12	0,10
30	0,00	0,18	0,20	0,21	0,15
40	0,05	0,25	0,30	0,31	0,22
50	0,06	0,34	0,46	0,41	0,25
60	0,10	0,48	0,70	0,62	0,40
70	0,12	0,68	0,90	0,78	0,45
80	0,30	0,90	1,20	1,05	0,65
90	0,32	1,15	1,45	1,21	0,70
100	0,70	1,45	1,95	1,61	0,82
110	1,10	1,90	2,53	2,10	0,98
120	1,35	2,50	3,22	2,70	1,28
140	2,05	3,61	4,55	3,56	2,30
160	2,73	4,58	5,80	4,55	2,65
180	3,01	5,57	7,10	5,58	3,43
200	3,90	6,60	8,40	6,56	4,36
220	4,50	7,68	9,68	7,45	5,58
240	5,05	8,81	10,10	8,55	5,93
260	5,68	10,00	11,60	9,76	6,48
280	6,18	11,20	12,35	11,12	6,85
300	6,65	12,68	13,45	12,75	7,45

LAJE L7					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,10	0,15	0,00	0,00
20	0,00	0,25	0,40	0,05	0,10
30	0,05	0,50	0,60	0,10	0,10
40	0,10	0,60	0,70	0,20	0,15
60	0,30	0,90	0,95	0,40	0,18
80	0,50	1,40	1,45	1,10	0,65
100	0,65	2,00	2,30	1,80	1,10
120	1,05	2,75	3,40	2,65	1,55
140	1,55	3,65	4,60	3,60	2,05
160	2,45	4,90	6,00	4,75	2,60
180	3,00	5,90	7,30	5,80	3,20
200	3,50	6,80	8,45	6,70	3,80
220	4,00	7,65	9,70	7,70	4,35
240	4,35	8,55	10,95	8,70	4,80
260	4,70	9,55	12,40	9,80	5,30
280	5,10	10,60	13,90	10,90	5,75

LAJE L8					
Carga	D1	D2	D3	D4	D5
(kN)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,15	0,13	0,06	0,20
20	0,00	0,23	0,26	0,08	0,25
30	0,00	0,41	0,38	0,12	0,50
40	0,11	0,55	0,63	0,30	0,70
60	0,20	0,90	0,98	0,55	0,70
80	0,55	1,10	1,30	0,65	0,70
100	0,70	1,45	1,93	1,47	1,00
120	0,95	1,76	2,63	1,85	1,30
140	1,25	2,35	3,28	2,33	1,55
160	1,50	3,15	4,38	3,15	1,95
180	1,90	4,10	5,68	4,25	2,60
200	2,30	5,10	6,93	5,40	3,35
220	2,65	6,15	8,18	6,40	3,85
240	2,95	7,20	9,53	7,45	4,30
260	3,45	8,25	11,33	8,75	5,60

1.2 - Deformações

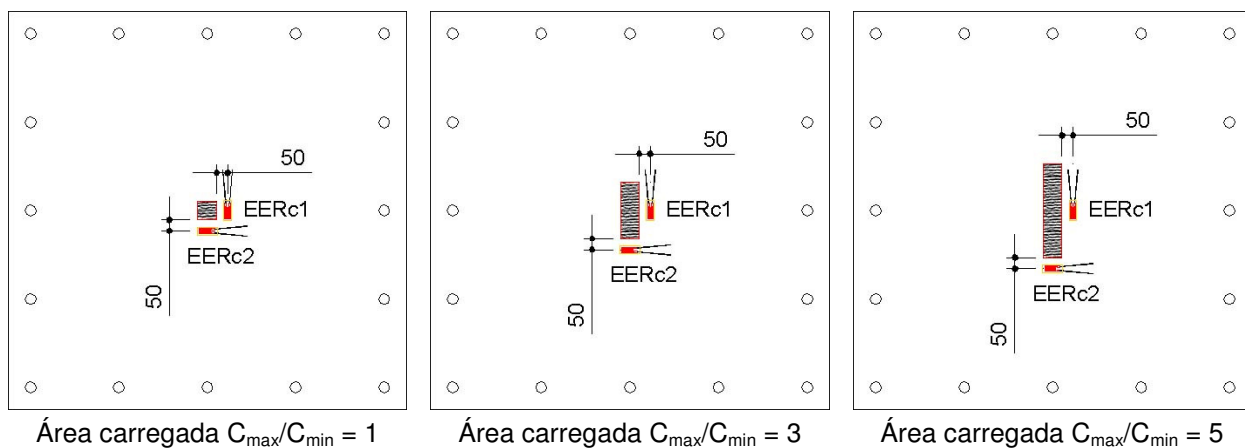


Figura 2 - Disposição dos EERs na face inferior das lajes

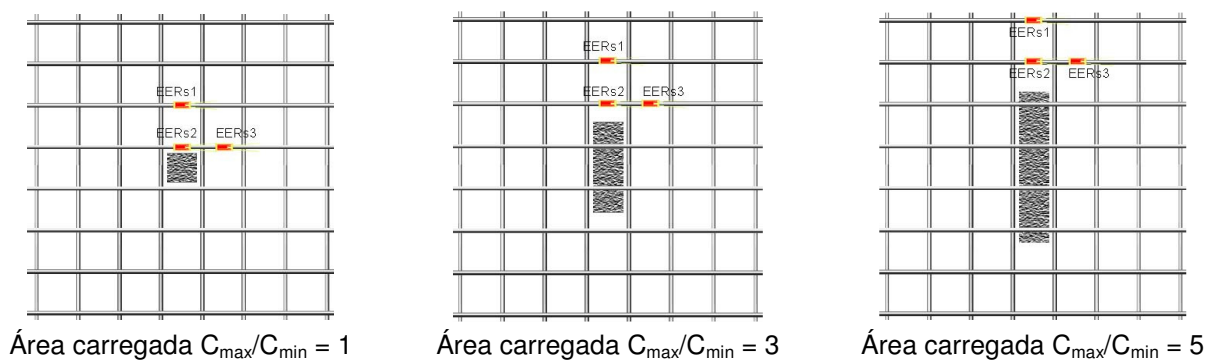


Figura 3 - Disposição dos EER nas armaduras de flexão

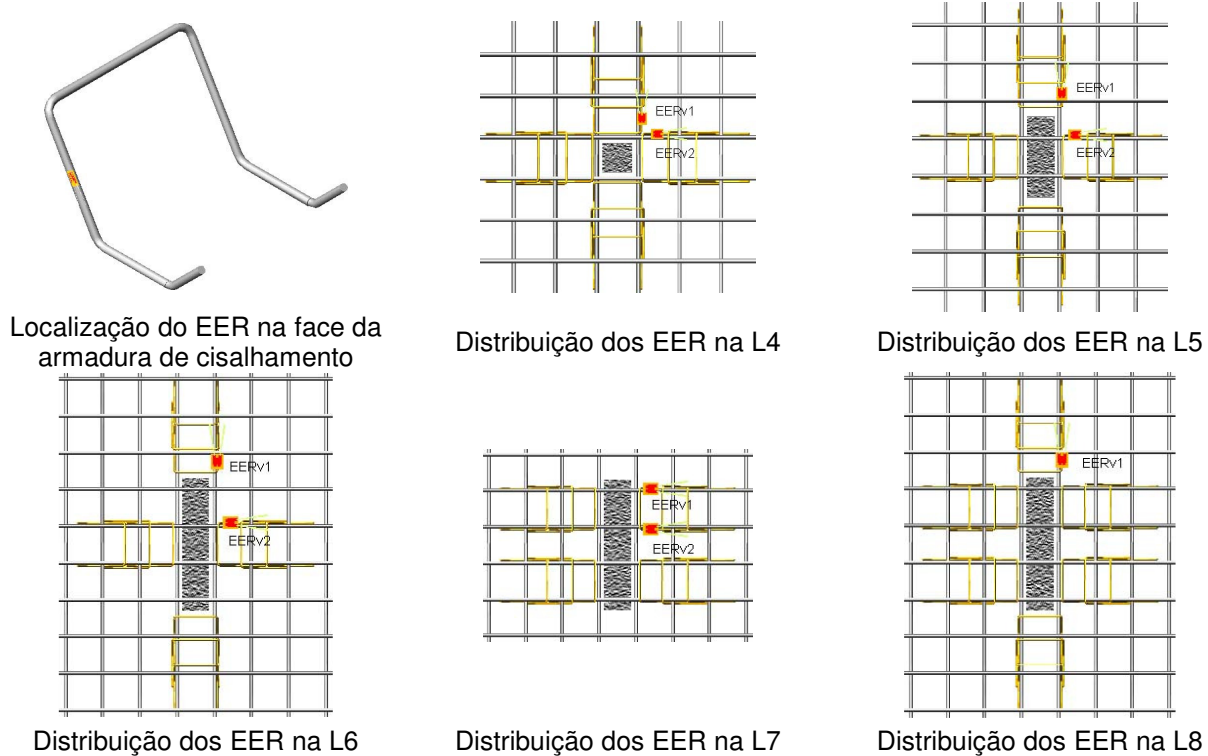


Figura 4 - Disposição dos EER nas armaduras de cisalhamento

LAJE L1							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
10	0,03	0,03	0,03	0,03	0,02	-	-
20	0,06	0,05	0,05	0,07	0,03	-	-
30	0,09	0,08	0,10	0,10	0,06	-	-
40	0,13	0,12	0,18	0,21	0,10	-	-
50	0,18	0,17	0,29	0,39	0,19	-	-
60	0,23	0,22	0,39	0,53	0,29	-	-
70	0,30	0,30	0,53	0,85	0,44	-	-
80	0,40	0,39	0,72	1,06	0,66	-	-
90	0,50	0,48	0,90	1,25	0,91	-	-
100	0,59	0,57	1,08	1,59	1,12	-	-
110	0,69	0,65	1,24	1,85	1,32	-	-
120	0,77	0,73	1,37	2,28	1,51	-	-
130	0,87	0,82	1,53	2,52	1,72	-	-
140	0,96	0,90	1,67	2,97	1,87	-	-
150	1,05	0,99	1,82	3,23	2,07	-	-
160	1,15	1,07	1,96	3,43	2,16	-	-
170	1,25	1,17	2,10	3,16	2,32	-	-
180	1,35	1,26	2,25	3,68	2,48	-	-
190	1,45	1,35	2,38	3,89	2,53	-	-
200	1,58	1,46	2,51	4,35	2,60	-	-
210	1,68	1,56	2,63	4,58	2,65	-	-
220	1,69	1,69	2,68	4,60	2,64	-	-
230	1,72	1,76	2,70	4,73	2,70	-	-

LAJE L2							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
10	0,03	0,03	0,03	0,06	0,03	-	-
20	0,05	0,08	0,07	0,12	0,04	-	-
30	0,07	0,12	0,14	0,23	0,09	-	-
40	0,09	0,17	0,17	0,26	0,08	-	-
50	0,11	0,22	0,23	0,35	0,12	-	-
60	0,14	0,28	0,23	0,54	0,08	-	-
70	0,17	0,33	0,58	0,89	0,47	-	-
80	0,20	0,40	0,67	0,96	0,61	-	-
90	0,22	0,47	0,77	1,10	0,80	-	-
100	0,23	0,54	0,87	1,30	0,98	-	-
110	0,24	0,59	0,95	1,46	1,13	-	-
120	0,25	0,68	1,10	1,69	1,30	-	-
130	0,27	0,76	1,25	1,88	1,45	-	-
140	0,27	0,83	1,43	2,07	1,60	-	-
150	0,29	0,93	1,61	2,25	1,74	-	-
160	0,31	1,03	1,82	2,44	1,90	-	-
170	0,33	1,14	2,01	2,59	2,03	-	-
180	0,35	1,26	2,22	2,75	2,18	-	-
190	0,38	1,39	2,42	2,84	2,32	-	-
200	0,40	1,52	2,58	3,54	2,45	-	-
210	0,44	1,67	2,72	4,72	2,59	-	-
220	0,50	1,80	2,75	5,74	2,66	-	-
230	0,62	2,01	3,04	6,85	2,85	-	-

LAJE L3							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-	-
10	0,00	0,00	0,01	0,01	0,01	-	-
20	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	-	-
30	0,04	0,04	0,05	0,06	0,05	-	-
40	0,06	0,06	0,08	0,11	0,09	-	-
50	0,08	0,08	0,16	0,20	0,16	-	-
60	0,11	0,11	0,23	0,28	0,26	-	-
70	0,14	0,13	0,31	0,36	0,33	-	-
80	0,17	0,16	0,37	0,42	0,38	-	-
90	0,20	0,19	0,44	0,50	0,46	-	-
100	0,23	0,24	0,55	0,62	0,60	-	-
110	0,24	0,29	0,67	0,75	0,70	-	-
120	0,26	0,34	0,79	0,90	0,85	-	-
130	0,28	0,39	0,90	1,04	0,95	-	-
140	0,30	0,44	1,01	1,16	1,06	-	-
150	0,32	0,49	1,11	1,28	1,15	-	-
160	0,34	0,54	1,21	1,40	1,35	-	-
170	0,36	0,60	1,30	1,53	1,46	-	-
180	0,37	0,67	1,41	1,65	1,52	-	-
190	0,40	0,73	1,53	1,79	1,69	-	-
200	0,41	0,78	1,63	1,90	1,72	-	-
210	0,43	0,83	1,74	2,01	1,84	-	-
220	0,46	0,88	1,87	2,12	1,94	-	-
230	0,49	0,95	2,05	2,25	2,13	-	-
240	0,52	1,01	2,23	2,35	2,18	-	-
250	0,55	1,08	2,71	2,48	2,23	-	-
260	0,58	1,15	4,10	2,65	2,47	-	-
270	0,63	1,28		3,31	3,28	-	-
280	0,68	1,43		6,43	3,28	-	-
290	0,73	1,58		6,58		-	-
300	0,79	1,77		6,63		-	-

LAJE L4							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,01	0,01	0,00	0,00	0,00
10	0,01	0,01	0,02	0,03	0,02	0,00	0,01
20	0,02	0,02	0,04	0,04	0,05	0,01	0,02
30	0,04	0,03	0,07	0,08	0,09	0,01	0,04
40	0,05	0,03	0,11	0,14	0,16	0,02	0,10
50	0,08	0,04	0,16	0,23	0,23	0,03	0,28
60	0,10	0,05	0,23	0,43	0,31	0,04	0,53
70	0,12	0,07	0,41	0,49	0,39	0,06	0,82
80	0,14	0,08	0,48	0,76	0,46	0,14	1,23
90	0,17	0,10	0,57	0,93	0,54	0,23	1,47
100	0,19	0,12	0,67	1,14	0,64	0,32	1,74
110	0,21	0,14	0,80	1,37	0,81	0,43	1,90
120	0,24	0,16	0,90	1,57	0,91	0,52	2,00
130	0,26	0,18	1,01	1,79	1,01	0,62	2,12
140	0,29	0,21	1,13	2,04	1,16	0,72	2,22
150	0,32	0,24	1,27	2,31	1,33	0,80	2,35
160	0,34	0,26	1,37	2,54	1,47	0,88	2,46
170	0,38	0,29	1,49	2,78	1,62	0,94	2,59
180	0,41	0,33	1,52	3,00	1,72	1,00	2,73
190	0,45	0,37	1,68	3,22	1,86	1,09	2,85
200	0,49	0,41	1,71	3,47	2,02	1,19	3,01
210	0,53	0,46	1,81	4,12	2,21	1,28	3,08
220	0,58	0,52	1,93	6,25	2,37	1,34	3,08
230	0,64	0,59	2,04	6,43	2,45	1,38	3,11
240	0,70	0,70	2,16	6,51	2,54	1,45	3,21
250	0,78	0,81	2,44	6,73	2,63	1,49	3,37
260	0,83	1,02	2,57	6,81	2,70	1,70	3,70
270	0,91	1,17	2,68	6,89	2,81	2,08	4,15
280	1,00	1,21	3,09	6,98	2,84	2,39	4,96

LAJE L5							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,03	0,02	0,04	0,07	0,06	0,01	0,01
20	0,04	0,03	0,13	0,14	0,15	0,03	0,03
30	0,05	0,05	0,18	0,19	0,18	0,05	0,05
40	0,06	0,06	0,20	0,25	0,29	0,07	0,06
50	0,06	0,07	0,21	0,29	0,31	0,09	0,08
60	0,07	0,09	0,27	0,34	0,31	0,19	0,10
70	0,06	0,10	0,30	0,39	0,37	0,35	0,12
80	0,07	0,12	0,33	0,47	0,42	0,54	0,15
90	0,08	0,14	0,39	0,59	0,41	0,98	0,18
100	0,08	0,16	0,42	0,73	0,52	1,24	0,19
110	0,09	0,18	0,50	0,89	0,59	1,53	0,21
120	0,10	0,20	0,55	1,06	0,63	1,85	0,24
130	0,10	0,21	0,59	1,53	0,69	2,07	0,32
140	0,10	0,23	0,87	1,65	0,90	2,48	0,33
150	0,11	0,25	0,91	1,75	0,99	2,73	0,34
160	0,12	0,27	0,99	1,84	1,28	2,95	0,36
170	0,13	0,29	1,13	1,93	1,40	3,65	0,38
180	0,13	0,30	1,48	2,00	1,50	3,85	0,40
190	0,14	0,33	1,56	2,09	1,67	4,69	0,41
200	0,15	0,35	1,59	2,18	1,80	4,82	0,43
210	0,16	0,37	1,63	2,26	1,83	5,24	0,44
220	0,17	0,39	1,76	2,36	1,97	5,55	0,45
230	0,18	0,42	1,87	2,49	2,01	5,63	0,44
240	0,19	0,44	1,89	2,59	2,19	5,72	0,41
250	0,21	0,47	1,97	2,69	2,29	5,82	0,36
260	0,27	0,52	2,01	2,83	2,38	6,12	0,34
270	0,31	0,57	2,17	2,92	2,41	6,20	0,34
280	0,35	0,65	2,26	2,94	2,52	6,19	0,34

LAJE L6							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,01	0,01	0,01	0,01	0,00	0,00
20	0,01	0,02	0,02	0,03	0,02	0,00	0,00
30	0,01	0,03	0,03	0,06	0,03	0,00	0,00
40	0,01	0,05	0,05	0,09	0,04	0,00	0,00
50	0,02	0,06	0,08	0,16	0,06	0,00	0,00
60	0,02	0,08	0,12	0,28	0,02	0,00	0,00
70	0,02	0,11	0,18	0,39	0,06	0,00	0,00
80	0,03	0,15	0,27	0,42	0,06	0,00	0,00
90	0,04	0,18	0,34	0,52	0,22	0,00	0,00
100	0,04	0,22	0,43	0,63	0,34	0,00	0,00
110	0,05	0,24	0,50	0,73	0,55	0,00	0,01
120	0,05	0,27	0,57	1,00	0,80	0,02	0,01
130	0,06	0,31	0,63	1,09	1,00	0,03	0,02
140	0,07	0,34	0,71	1,20	1,16	0,05	0,02
150	0,07	0,37	0,80	1,46	1,30	0,07	0,03
160	0,08	0,41	0,89	1,57	1,46	0,13	0,03
170	0,08	0,45	1,00	1,68	1,64	0,16	0,05
180	0,09	0,49	1,10	1,87	1,79	0,28	0,05
190	0,09	0,53	1,20	2,04	1,94	0,36	0,06
200	0,10	0,57	1,29	2,24	2,06	0,47	0,06
210	0,11	0,61	1,40	2,41	2,19	0,53	0,07
220	0,12	0,65	1,50	2,53	2,31	0,64	0,08
230	0,13	0,69	1,62	2,64	2,44	0,78	0,10
240	0,14	0,73	1,73	2,79	2,55	0,84	0,10
250	0,15	0,76	1,84	2,85	2,66	0,94	0,18
260	0,16	0,81	1,94	2,98	2,76	1,03	0,20
270	0,17	0,84	2,02	3,12	2,77	1,17	0,29
280	0,19	0,89	2,04	3,26	2,73	1,28	0,35
290	0,21	0,95	2,06	3,31	2,78	1,53	0,47
300	0,23	1,04	2,01	3,46	2,91	1,66	0,54
310	0,25	1,13	1,99	3,58	2,88	2,28	0,64
320	0,27	1,21	2,02	3,62	2,91	3,51	0,85
330	0,33	1,32	2,08	3,73	2,92	5,54	1,03
340	0,65	1,45	2,06	3,97	2,91	7,41	1,26

LAJE L7							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,01	0,01	0,02	0,02	0,02	0,00	0,00
20	0,01	0,02	0,04	0,05	0,04	0,00	0,00
30	0,02	0,04	0,06	0,08	0,07	0,01	0,00
40	0,02	0,05	0,09	0,11	0,10	0,04	0,00
50	0,04	0,08	0,18	0,21	0,21	0,17	0,00
60	0,04	0,10	0,24	0,30	0,33	0,54	0,00
70	0,06	0,12	0,36	0,41	0,46	0,94	0,00
80	0,06	0,14	0,49	0,52	0,57	1,26	0,00
90	0,07	0,17	0,64	0,63	0,69	1,63	0,00
100	0,07	0,20	0,77	0,75	0,79	2,27	0,00
110	0,08	0,24	0,91	0,86	0,89	3,82	0,00
120	0,08	0,26	1,01	0,98	0,98	4,41	0,00
130	0,09	0,30	1,12	1,08	1,06	5,01	0,00
140	0,09	0,34	1,22	1,20	1,14	5,09	0,00
150	0,10	0,39	1,30	1,32	1,22	5,19	0,01
160	0,10	0,42	1,38	1,43	1,30	5,27	0,03
170	0,11	0,46	1,46	1,55	1,38	5,33	0,06
180	0,11	0,49	1,55	1,66	1,46	5,39	0,10
190	0,12	0,52	1,65	1,79	1,55	5,43	0,20
200	0,11	0,55	1,74	1,91	1,64	5,48	0,23
210	0,12	0,59	1,84	2,02	1,73	5,51	0,32
220	0,12	0,61	1,95	2,16	1,84	5,48	0,40
230	0,15	0,67	2,09	2,35	2,00	5,47	0,49
240	0,15	0,70	2,23	2,53	2,17	5,47	0,61
250	0,17	0,76	2,35	2,60	2,32	5,48	0,67
260	0,17	0,80	2,48	2,49	2,30	5,50	0,75
270	0,19	0,85	2,61	2,49	2,18	5,52	0,82
280	0,19	0,90	2,77	2,79	2,21	5,53	0,90
290	0,21	0,95	2,89	2,95	2,22	5,55	1,00
300	0,23	1,00	2,98	3,18	2,25	5,56	1,29
310	0,26	1,04	2,99	3,78	2,33	5,57	1,53

LAJE L8							
Carga	Concreto		Armadura de flexão			Armad. Cisalhamento	
	EER _C 1	EER _C 2	EER _S 1	EER _S 2	EER _S 3	EER _V 1	EER _V 2
(kN)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)	(‰)
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	-
10	0,01	0,02	0,01	0,01	0,01	0,02	-
20	0,02	0,05	0,04	0,03	0,02	0,03	-
30	0,03	0,08	0,05	0,05	0,03	0,06	-
40	0,04	0,11	0,08	0,07	0,06	0,08	-
60	0,07	0,20	0,10	0,13	0,10	0,13	-
80	0,10	0,30	0,15	0,19	0,15	0,58	-
100	0,14	0,41	0,26	0,31	0,29	0,53	-
120	0,17	0,51	0,30	0,41	0,43	0,68	-
140	0,22	0,63	0,38	0,53	0,61	0,72	-
160	0,28	0,77	0,40	0,70	0,84	0,83	-
180	0,35	0,91	0,50	0,89	1,07	0,98	-
200	0,41	1,05	0,58	1,06	1,29	1,03	-
220	0,46	1,21	0,63	1,27	1,54	1,17	-
240	0,54	1,40	0,79	1,93	1,84	1,25	-
260	0,63	1,61	0,82	2,88	2,50	1,54	-
280	0,74	1,83	0,93	3,48	3,09	1,94	-
300	0,85	2,08	1,02	3,88	3,65	2,15	-
320	0,96	2,56	1,17	4,18	4,04	2,60	-
340	1,04	2,59	1,28	4,82	4,28	2,99	-

ANEXO B

1 - REGISTRO FOTOGRÁFICO

1.1 – Lajes



Figura 1 - Placas que simulam os pilares

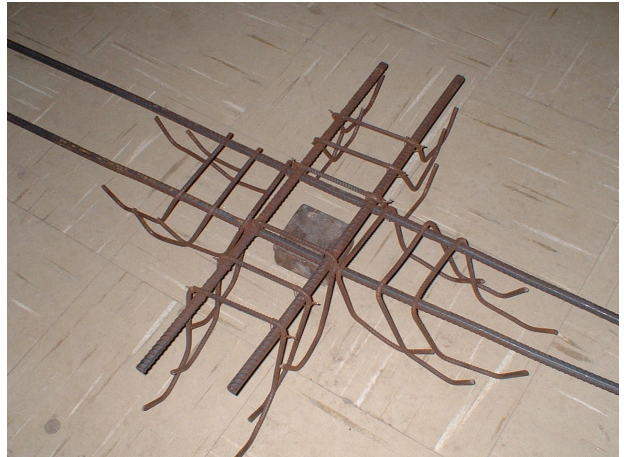


Figura 2 - Disposição em cruz da L4

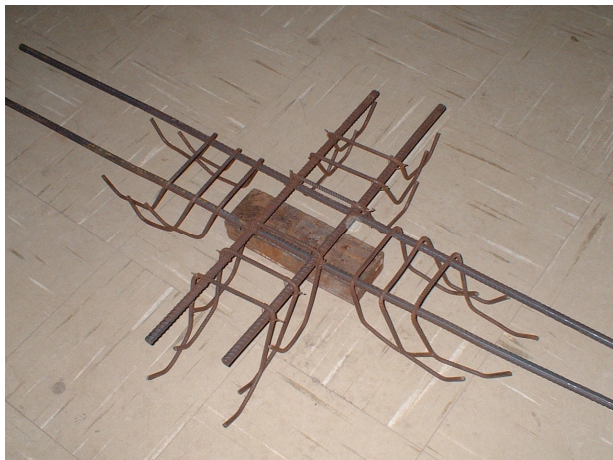


Figura 3 - Disposição em cruz da L5

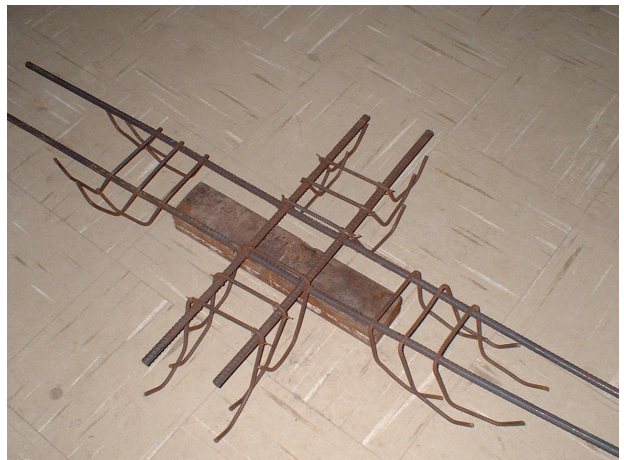


Figura 4 - Disposição em cruz da L6

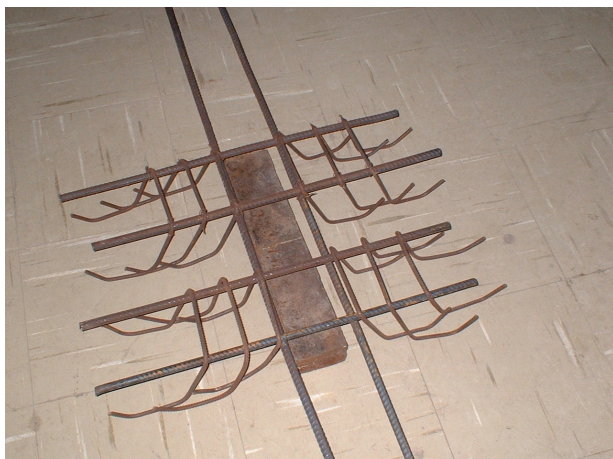


Figura 5 - Disposição em paralelo da L7

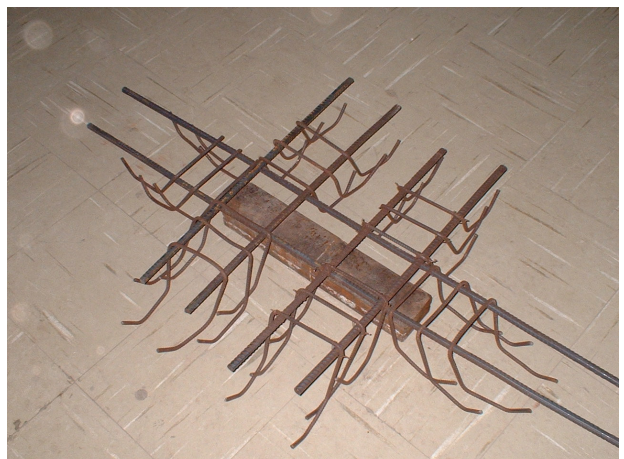


Figura 6 - Disposição em duplo-T da L8



Figura 7 - Fôrma metálica



Figura 8 - Armaduras na fôrma



Figura 9 - Material utilizado na fixação do EER



Figura 10 - Instrumentação da armad. flexão da L4



Figura 11 - Ensaio do módul. elasticidade



Figura 12 - Ensaio de compressão



Figura 13 - Ensaio de tração



Figura 14 - Início do ensaio



Figura 15 - Superfície de ruína da laje L1 após remoção do material colapsado



Figura 16 - Superfície de ruína da laje L2 após remoção do material colapsado



Figura 17 - Superfície de ruína da laje L3 após remoção do material colapsado



Figura 18 - Superfície de ruína da laje L4 após remoção do material colapsado