

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

DIORGENES CARVALHO DE OLIVEIRA

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM FURO
ADJACENTE AO PILAR E TRANFERÊNCIA DE MOMENTO**

Goiânia

2012

i

DIORGENES CARVALHO DE OLIVEIRA

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM FURO
ADJACENTE AO PILAR E TRANFERÊNCIA DE MOMENTO**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Engenharia Civil da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas

Orientador: Prof. PhD. Ronaldo Barros Gomes

Co-orientador: Prof. PhD. Guilherme Sales S. A. Melo

Goiânia

2012

ii

Termo de Ciência e de Autorização para Disponibilizar as Teses e Dissertações Eletrônicas (TEDE) na Biblioteca Digital da UFG



Na qualidade de titular dos direitos de autor, autorizo a Universidade Federal de Goiás-UFG a disponibilizar gratuitamente através da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações - BDTD/UFG, sem ressarcimento dos direitos autorais, de acordo com a Lei nº 9610/98, o documento conforme permissões assinaladas abaixo, para fins de leitura, impressão e/ou download, a título de divulgação da produção científica brasileira, a partir desta data.



1. Identificação do material bibliográfico: **Dissertação** **Tese**

2. Identificação da Tese ou Dissertação

Autor(a):	Diorgenes Carvalho de Oliveira		
CPF:	010.799.631-62	E-mail:	diordrum@gmail.com
Seu e-mail pode ser disponibilizado na página? <input checked="" type="checkbox"/> Sim <input type="checkbox"/> Não			
Vínculo Empregatício do autor	Engenheiro Civil do Instituto Nacional do Seguro Social (INSS)		
Agência de fomento:	Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior	Sigla:	CAPES
País:	Brasil	UF:	GO
CNPJ:	00.889.834/0001-08		
Título:	Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Furo Adjacente ao Pilar e Transferência de momento		
Palavras-chave:	estruturas, laje lisa, concreto armado, punção, furo		
Título em outra língua:	Punching Shear In Reinforced Flat Slabs with Hole Adjacent to the Column and Moment Transfer.		
Palavras-chave em outra língua:	structures, flat slabs, reinforced concrete, punching shear, hole		
Área de concentração:	Estruturas		
Data defesa: (dd/mm/aaaa)	17/06/2011		
Programa de Pós-Graduação:	Curso de Mestrado em Engenharia Civil (CEM)		
Orientador(a):	Ronaldo Barros Gomes		
CPF:	244898751-34	E-mail:	rbggomes@gmail.com
Co-orientador(a):	Guilherme Sales S. A. Melo		
CPF:	186534721-34	E-mail:	melog@unb.br

3. Informações de acesso ao documento:

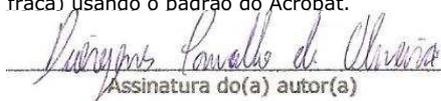
Liberação para disponibilização?¹ total parcial

Em caso de disponibilização parcial, assinale as permissões:

Capítulos. Especifique: _____

Outras restrições: _____

Havendo concordância com a disponibilização eletrônica, torna-se imprescindível o envio do(s) arquivo(s) em formato digital PDF ou DOC da tese ou dissertação. O Sistema da Biblioteca Digital de Teses e Dissertações garante aos autores, que os arquivos contendo eletronicamente as teses e ou dissertações, antes de sua disponibilização, receberão procedimentos de segurança, criptografia (para não permitir cópia e extração de conteúdo, permitindo apenas impressão fraca) usando o padrão do Acrobat.


Assinatura do(a) autor(a)

Data: 05 / 03 / 2012

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)
GPT/BC/UFG**

O48p	<p>Oliveira, Diorgenes Carvalho. Punção em lajes lisas de concreto armado com furo adjacente ao pilar e transferência de momento [manuscrito] / Diorgenes Carvalho de Oliveira. - 2012. xxv, 195 f. : il., figs, tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Ronaldo Barros Gomes; Co-orientador: Dr. Guilherme Sales S. A. Melo. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil, 2012. Bibliografia. Inclui lista de figuras, abreviaturas, símbolos e tabelas. Apêndices.</p> <p>1. Laje lisa – estrutura. 2. Concreto armado – estrutura. 3. Laje lisa – punção. I. Título.</p> <p style="text-align: right;">CDU: 62-41:624.012.45</p>
------	---

¹ Em caso de restrição, esta poderá ser mantida por até um ano a partir da data de defesa. A extensão deste prazo suscita justificativa junto à coordenação do curso. Todo resumo e metadados ficarão sempre disponibilizados.

UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS

ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL

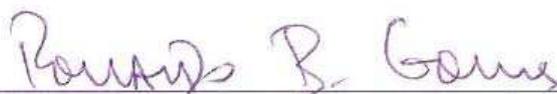
CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL

“PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM FURO ADJACENTE AO PILAR E TRANFERÊNCIA DE MOMENTO”

DIORGENES CARVALHO DE OLIVEIRA

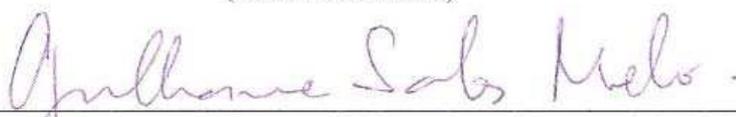
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO CURSO DE MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE GOIÁS, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:



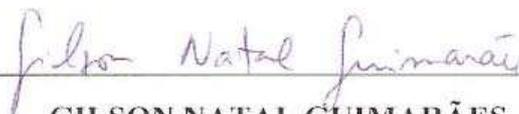
RONALDO BARROS GOMES, PhD (UFG)

(ORIENTADOR)



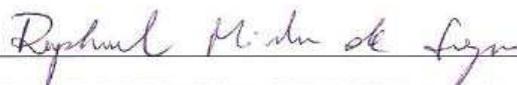
GUILHERME SALES S. A. MELO, PhD (UnB)

(CO - ORIENTADOR)



GILSON NATAL GUIMARÃES, PhD (UFG)

(EXAMINADOR INTERNO)



RAPHAEL MIRANDA DE SOUZA, DSc (CEFET-MG)

(EXAMINADOR EXTERNO)

GOIÂNIA/GO, 17 de JUNHO de 2011

DEDICATÓRIA

Aos meus amados pais, Daniel e Eliane, e irmãos, Dyonsson e Daniel Junior;

Aos meus queridos avós, Arnon e Ilda;

À minha amada Nyanne.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, que me deu vida, saúde e estrutura para que eu chegasse até aqui;

Ao professor Ronaldo Barros Gomes, pela contundente orientação, amizade, apoio e motivação ao longo do trabalho;

Ao professor Guilherme Sales S. A. Melo, pela co-orientação, sugestões e colaborações, e pelos ensinamentos transmitidos;

Ao professor Raphael Miranda de Souza, pela ajuda (desde o período da minha iniciação científica), sem a qual não seria possível a realização deste trabalho;

À coordenação do Curso de Mestrado em Engenharia Civil da UFG, na pessoa do professor Gilson Natal Guimarães, por todo o apoio, e aos professores do referido curso, que em muito contribuíram para o meu aprendizado;

Aos meus pais, Daniel Carvalho de Oliveira e Eliane Fonseca de Oliveira, que sempre investiram e acreditaram em mim;

Aos meus irmãos, Dyonsson Carvalho de Oliveira e Daniel Carvalho de Oliveira Junior, pelas inúmeras vezes que me buscaram no laboratório e pela ajuda nos ensaios;

Aos meus avós, Arnon e Ilda, por todo apoio e incentivo;

À Nyanne, por todo o carinho, paciência e ajuda;

Ao meu amigo, Avelar, pelo ensinamento na utilização do sistema de aquisição de dados e pelo companheirismo em momentos de grande dificuldade, nunca medindo esforços para me ajudar;

Aos amigos e colegas da UFG, Adílson, Amanda, Edmar, Emmele, Flávio, Jeovam, Lorena, Luiz Flávio, Paula, Priscilla, Raphael, Suélio e Túlio, pelo ótimo convívio, pela amizade formada e pelos momentos de dificuldade que ajudaram a serem superados, e

aos ex-mestrandos David, pela ajuda no primeiro ensaio experimental, e Poliana, pela disposição em me ensinar o processo de colagem dos extensômetros;

Às empresas REALMIX CONCRETO Ltda e Carlos Campos Consultoria Ltda, por terem colaborado com materiais e ensaios de caracterização;

À CAPES, pelo apoio financeiro.

RESUMO

PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM FURO ADJACENTE AO PILAR E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO

São investigados o comportamento estrutural e a resistência última à punção de ligações laje-pilar de regiões internas das lajes lisas, com um furo adjacente ao pilar, e com ou sem transferência de momento fletor da laje ao pilar. As principais variáveis foram: a existência ou não de furo, a taxa e a distribuição da armadura de flexão, a direção e o sentido do momento transferido e a excentricidade de carga (relação M (momento transferido ao pilar)/ V (força cortante)) na ligação, igual a 0,50 m ou 0,25 m. Foram ensaiadas 7 (sete) ligações internas laje-pilar e analisados os resultados das cargas últimas, fissuração, deslocamento vertical, deformações das armaduras de flexão e do concreto.

A existência de furo adjacente ao menor lado do pilar, a taxa e a distribuição da armadura de flexão, a variação da relação M_u/V_u em função do carregamento, e, por conseguinte, da excentricidade, influenciaram o comportamento e a carga de ruptura das lajes. Essas influências foram quantificadas.

Os resultados experimentais foram comparados com os estimados pelas normas: CEB-FIP/MC1990, EC2/2004, ACI-318:2005 e NBR 6118:2003. O ACI e o EC2 apresentaram estimativas mais conservadoras, embora tenham apresentado algumas estimativas contra a segurança. A NBR 6118:2003, apesar de baseada em parte no EC2, apresentou estimativas menos conservadoras e com um número maior de estimativas contra a segurança. Recomenda-se que todas as normas passem a considerar o momento causado pela excentricidade do perímetro crítico em lajes com furos e, neste sentido, foram apresentadas propostas de modificações para todas as normas estudadas.

Palavras-chave: estruturas, laje lisa, concreto armado, punção, furo.

ABSTRACT

PUNCHING SHEAR IN REINFORCED FLAT SLABS WITH HOLE ADJACENT TO THE COLUMN AND MOMENT TRANSFER

The structural behavior and the ultimate punching shear resistance of internal reinforced concrete flat slab-column connections, with one hole adjacent to the column, with or without flexural moment transfer of the slab to the column was investigated. Main variables were: the existence whether or not hole, flexural reinforcement layout and ratio, the direction and sense of the moment transferred and the eccentricity of the load (M (moment transferred to column) / V (shear)) ratio at the connection - 0,50 m or 0,25 m.

Seven internal slab-column joining were tested and ultimate loads, cracking, deflections, concrete and reinforcement strains were analyzed. The existence of hole adjacent to the smaller column dimension, the hole dimension, flexural reinforcement rate and placing, the variation of relation M_u/V_u in function of the load, and, than, of eccentricity of the load, influenced the slabs behavior and rupture load. These influences were quantified.

Test results were compared with the estimations from CEB-FIP/MC1990, EC2/2004, ACI-318:2005 and NBR 6118:2003. ACI and EC2 presented most conservative estimates, although have presented some non conservative estimates. Brazilian NBR, even though being partly based in EC2, presented smaller conservative estimates and more non conservative estimates. A modification on all codes is proposed for taking in account the moment caused by the eccentricity at the critical perimeter for slabs with holes.

SUMÁRIO

	Página
Capítulo 1.....	1
INTRODUÇÃO.....	1
1.1 INTRODUÇÃO.....	1
1.2 JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	2
1.3 OBJETIVO.....	3
1.4 METODOLOGIA E CONTEÚDO.....	3
Capítulo 2.....	5
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 NORMAS E ESPECIFICAÇÕES.....	5
2.1.1 CEB-FIP/MC1990.....	5
2.1.2 EUROCODE 2 (EC2/2004).....	8
2.1.3 ACI-318:2005.....	10
2.1.4 NBR 6118:2003.....	13
2.2 ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE FUROS.....	15
2.2.1 Trabalhos realizados no Brasil.....	15
2.2.2 Trabalhos realizados no exterior.....	27
2.3 ESTUDOS SOBRE LAJES COM TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO PARA O PILAR.....	30
2.4 ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE FUROS e TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO PARA O PILAR.....	36
Capítulo 3.....	41
PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	41
3.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	42
3.2 CARREGAMENTO.....	44
3.2.1 Carregamento da laje sem transferência de momento.....	44
3.2.2 Carregamento das lajes com transferência de momento.....	45
3.3 ARMADURA DE FLEXÃO.....	49
3.4 MATERIAIS.....	54
3.4.1 Aço.....	54

3.4.2	Concreto	55
3.5	MOLDAGEM E CURA	58
3.6	SISTEMA DE ENSAIO	62
3.7	INSTRUMENTAÇÃO	66
3.7.1	Deslocamento vertical da laje	66
3.7.2	Deformação específica	69
3.7.2.1	Instrumentação da armadura	70
3.7.2.2	Instrumentação do concreto	70
3.8	PROCEDIMENTO DE ENSAIO	75
	Capítulo 4.....	78
	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	78
4.1	INTRODUÇÃO	78
4.2	CARGA E MODO DE RUPTURA	78
4.3	FISSURAÇÃO E SUPERFÍCIE DE RUPTURA	86
4.3.1	Fissuração.....	86
4.3.2	Superfície de ruptura	91
4.4	DESLOCAMENTO VERTICAL	98
4.5	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA DE FLEXÃO	104
4.6	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO	107
	Capítulo 5.....	111
	Análise dos Resultados.....	111
5.1	CARGA DE RUPTURA.....	111
5.2	FISSURAÇÃO.....	114
5.3	DESLOCAMENTO VERTICAL	116
5.4	DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO	119
5.5	DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	119
5.6	COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM NORMAS	120
5.6.1	Cálculo de W_1 e J_c	121
5.6.2	CEB-FIP/MC1990	126
5.6.3	EUROCODE 2/2004.....	127
5.6.4	ACI-318:2005	130
5.6.5	NBR 6118:2003	133
5.7	COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS.....	136

5.7.1	Laje sem transferência de momento – L1	136
5.7.2	Lajes com transferência de momento – L2 a L7	136
5.8	SUGESTÃO PARA A NBR 6118:2003 PARA O CÁLCULO DE LAJES COM FURO SEM TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO	139
5.9	SUGESTÃO PARA O EUROCODE 2/2004 E O ACI-318:2005 PARA O CÁLCULO DE LAJES COM FURO E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO	143
5.10	COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS E AS PROPOSTAS APRESENTADAS PARA LAJES COM FURO, E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO DA PRESENTE PESQUISA E DA LITERATURA.....	144
5.11	COMPARAÇÃO ENTRE CARGAS DE RUPTURA DAS LAJES ENSAIADAS E AS OBTIDAS POR SOUZA (2008).....	149
	Capítulo 6.....	154
	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	154
6.1	CONCLUSÕES	154
6.1.1	Comportamento das lajes	155
6.1.1.1	Modo, carga e superfície de ruptura.....	155
6.1.1.2	Deslocamentos Verticais.....	159
6.1.1.3	Deformação das armaduras de flexão	159
6.1.1.4	Deformação do concreto	160
6.1.2	Normas de Projeto.....	160
6.1.2.1	Sugestão para as normas de cálculo para lajes com furo e transferência de momento.....	161
6.2	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	161
6.2.1	Com relação ao aparato experimental utilizado no laboratório	161
6.2.2	Novas pesquisas experimentais.....	162
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	163
	APÊNDICE A	167
A.1	DESLOCAMENTO VERTICAL	167
A.2	DEFORMAÇÃO DAS ARMADURAS	169
A.3	DEFORMAÇÃO DO CONCRETO	172
	APÊNDICE B	176
	APÊNDICE C	177
	APÊNDICE D	186

LISTA DE FIGURAS

	Página
Figura 2.1 - Perímetro de controle conforme o CEB- FIP/MC 90.....	6
Figura 2.2 - Distribuição de cisalhamento devido ao momento fletor, CEB- FIP/MC 90.....	8
Figura 2.3 - Perímetro crítico com a existência de furo, segundo o EC2/2004.....	9
Figura 2.4 - Perímetro de controle conforme o CEB- FIP/MC 90.....	11
Figura 2.5 - Perímetro crítico para lajes com furos, ACI-318:2005.....	12
Figura 2.6 - Seção crítica e distribuição das tensões de cisalhamento, ACI-318:2005.....	13
Figura 2.7 - Perímetro crítico em pilares internos de acordo com a NBR 6118:2003.....	13
Figura 2.8 - Perímetro crítico de acordo com a NBR 6118:2003 para lajes com furos.....	
Figura 2.9 - Armadura de cisalhamento utilizada por GOMES e ANDRADE (1995).....	16
Figura 2.10 - Disposição dos furos em relação ao pilar nas lajes de GOMES e ANDRADE (1995).....	16
Figura 2.11 - Lajes de GOMES e ANDRADE (1993).....	17
Figura 2.12 - Características das lajes ensaiadas por SILVA.....	20
Figura 2.13 - Sistema de ensaio utilizado por SILVA (2003).....	21
Figura 2.14 - Características das lajes ensaiadas por SOUZA (2004).....	22
Figura 2.15 - Características das lajes ensaiadas por BORGES (2004).....	25
Figura 2.16 - Esquema de ensaio utilizado por BORGES (2004).....	26
Figura 2.17 - Modelos das lajes ensaiadas por MOWRER e VANDERBILT.....	27
Figura 2.18 - Características principais e cargas últimas das lajes testadas por TENG et al.....	29
Figura 2.19 - Métodos de carregamento de HANSON & HANSON (1964).....	31
Figura 2.20 - Dimensões e linha de carga das lajes de HANSON & HANSON (1964).....	31

Figura 2.21 -	Configurações das lajes de HANSON & HANSON (1964).....	32
Figura 2.22 -	Furos nas lajes de HANSON & HANSON (1964).....	32
Figura 2.23 -	Sistema de ensaio de SOUZA (2008) vista superior e cortes.....	37
Figura 3.1 -	Características geométricas das lajes ensaiadas – Modelo 1.....	42
Figura 3.2 -	Características geométricas das lajes ensaiadas – Modelo 2.....	43
Figura 3.3 -	Carregamento da laje L1.....	44
Figura 3.4 -	Carregamento das lajes L2 e L4.....	45
Figura 3.5 -	Carregamento da laje L3.....	46
Figura 3.6 -	Carregamento da laje L5.....	46
Figura 3.7 -	Carregamento da laje L6.....	47
Figura 3.8 -	Carregamento da laje L7.....	48
Figura 3.9 -	Armadura de flexão das lajes sem furos , L1 e L2.....	50
Figura 3.10 -	Armadura positiva das lajes sem furos, L1 e L2.....	51
Figura 3.11 -	Armadura de flexão das lajes com furos , L3 a L7.....	52
Figura 3.12 -	Armadura positiva das lajes sem furos, L1 e L2.....	53
Figura 3.13 -	Armadura do pilar.....	53
Figura 3.14 -	Prensas utilizadas para o ensaio dos aços.....	55
Figura 3.15 -	Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto das lajes L1 a L3.....	57
Figura 3.16 -	Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto das lajes L4.....	57
Figura 3.17 -	Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto das lajes L5 a L7.....	58
Figura 3.18 -	Fotografia da laje L1 pronta para moldagem.....	59
Figura 3.19 -	Fotografia da laje L2 pronta para moldagem.....	59
Figura 3.20 -	Fotografia da laje L3 pronta para moldagem.....	60
Figura 3.21 -	Fotografia da laje L4 pronta para moldagem.....	60
Figura 3.22 -	Fotografia das lajes L5 e L6 prontas para moldagem.....	61
Figura 3.23 -	Fotografia da laje L7 pronta para moldagem.....	61
Figura 3.24 -	Fotografia das lajes L1 e L2 moldadas.....	62
Figura 3.25 -	Sistema de ensaio, vista superior e cortes.....	63
Figura 3.26 -	Fotografias do sistema de ensaio.....	64
Figura 3.27 -	Célula de carga.....	65

Figura 3.28 -	Fotografia da estrutura para fixação dos deflectômetros.....	66
Figura 3.29 -	Pontos de leitura dos deflectômetros na laje L1.....	67
Figura 3.30 -	Pontos de leitura dos deflectômetros nas lajes L2 e L5.....	67
Figura 3.31 -	Pontos de leitura dos deflectômetros nas lajes L3 e L6.....	68
Figura 3.32 -	Pontos de leitura dos deflectômetros na laje L4.....	68
Figura 3.33 -	Pontos de leitura dos deflectômetros na laje L7.....	69
Figura 3.34 -	Sistema de Aquisição de Dados.....	69
Figura 3.35 -	Extensômetro colado.....	70
Figura 3.36 -	Posicionamento dos extensômetros das lajes L1 e L2.....	71
Figura 3.37 -	Posicionamento dos extensômetros da laje L4.....	72
Figura 3.38 -	Posicionamento dos extensômetros das lajes L3, L5 a L7.....	73
Figura 3.39 -	Extensômetros do concreto colados.....	74
Figura 3.40 -	Posicionamento dos EERs do concreto nas lajes L1 e L3 a L7.....	74
Figura 3.41 -	Posicionamento dos EERs do concreto na laje L2.....	75
Figura 3.42 -	Nivelamento da laje L5.....	76
Figura 3.43 -	Chapa e arruela com 62.5 mm de espessura.....	76
Figura 3.44 -	Equipamento utilizado para aplicação de carga.....	77
Figura 4.1 -	Posicionamento das células de carga.....	78
Figura 4.2 -	Fissuração na laje L1.....	88
Figura 4.3 -	Fissuração na laje L2.....	88
Figura 4.4 -	Fissuração na laje L3.....	89
Figura 4.5 -	Fissuração na laje L4.....	89
Figura 4.6 -	Fissuração na laje L5.....	90
Figura 4.7 -	Fissuração na laje L6.....	90
Figura 4.8 -	Fissuração na laje L7.....	91
Figura 4.9 -	Configuração das superfícies de ruptura.....	92
Figura 4.10 -	Fotografia das superfícies de ruptura.....	92
Figura 4.11 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L1, eixo <i>WE</i>	98
Figura 4.12 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L1, eixo <i>NS</i>	98
Figura 4.13 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L2, eixo <i>WE</i>	99
Figura 4.14 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L2, eixo <i>NS</i>	99
Figura 4.15 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L3, eixo <i>WE</i>	100
Figura 4.16 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L3, eixo <i>NS</i>	100

Figura 4.17 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L4, eixo <i>WE</i>	101
Figura 4.18 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L4, eixo <i>NS</i>	101
Figura 4.19 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L5, eixo <i>WE</i>	102
Figura 4.20 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L5, eixo <i>NS</i>	102
Figura 4.21 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L6, eixo <i>WE</i>	103
Figura 4.22 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L6, eixo <i>NS</i>	103
Figura 4.23 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L7, eixo <i>WE</i>	104
Figura 4.24 -	Deslocamentos verticais medidos na laje L7, eixo <i>NS</i>	104
Figura 4.25 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L1 extensômetros 1 ao 18.....	105
Figura 4.26 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L2, extensômetros 1 ao 18.....	105
Figura 4.27 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L3, extensômetros 1 ao 14.....	106
Figura 4.28 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L4, extensômetros 1 ao 22.....	106
Figura 4.29 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L5, extensômetros 1 ao 14.....	106
Figura 4.30 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L6, extensômetros 1 ao 14.....	107
Figura 4.31 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L7, extensômetros 1 ao 14.....	107
Figura 4.32 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L1, extensômetros 1 ao 16.....	108
Figura 4.33 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L2, extensômetros 1 ao 7.....	108
Figura 4.34 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L3, extensômetros 1 ao 16.....	109
Figura 4.35 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L4, extensômetros 1 ao 16.....	109
Figura 4.36 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L5, extensômetros 1 ao 16.....	109
Figura 4.37 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L6, extensômetros 1 ao 16.....	110
Figura 4.38 -	Gráfico Carga x Deformação – Laje L7, extensômetros 1 ao 16.....	110
Figura 5.1 -	Deslocamentos verticais a 850 mm do centro do pilar das lajes - Direção <i>W</i>	117
Figura 5.2 -	Deslocamentos verticais a 850 mm do centro do pilar das lajes - Direção <i>E</i>	118
Figura 5.3 -	Deslocamentos verticais a 850 mm do centro do pilar das lajes - Direção <i>N</i>	118
Figura 5.4 -	Deslocamentos verticais a 850 mm do centro do pilar das lajes - Direção <i>S</i>	118
Figura 5.5 -	Trechos para cálculo de W_1 para a laje sem furo L2.....	121
Figura 5.6 -	Trechos para cálculo de W_1 - lajes com furo: L3 a L7.....	122
Figura 5.7 -	Faces críticas para o cálculo de J_c em ligações laje-pilar sem furo	

	e com furo adjacente ao menor lado do pilar; a) área crítica para laje sem furo; b) área crítica para laje com um furo adjacente ao menor lado do pilar.....	124
Figura 5.8 -	Perímetro crítico com a existência de furo, segundo EC/2004.....	127
Figura 5.9 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pelo EC2/2004 – lajes L2 a L7, com transferência de momento.....	130
Figura 5.10 -	Perímetro crítico para lajes com furos, ACI-318:2005.....	130
Figura 5.11 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pelo ACI-318:2005 – lajes L2 a L7, com transferência de momento.....	133
Figura 5.12 -	Perímetro crítico de acordo com a NBR 6118:2003 para lajes com furos.....	133
Figura 5.13 -	Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pela NBR 6118:2003 - lajes L2 a L7, com transferência de momento.....	135
Figura 5.14 -	Comparação entre as relações tensão última atuante e tensão resistente pelas normas, para as lajes L1 a L7.....	138
Figura 5.15 -	Perímetros crítico (u) e crítico reduzido (u^*) para as ligações laje-pilar de borda.....	139
Figura 5.16 -	Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pela proposta para NBR 6118:2003 com limitação da taxa de armadura ($\rho \leq 0,50\%$) – lajes com furo e com momento aplicado.....	143
Figura 5.17 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pelo ACI-318:2005 – lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	146
Figura 5.18 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pela Proposta para o ACI-318:2005 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	147
Figura 5.19 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pelo EUROCODE 2/2004 – lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	147
Figura 5.20 -	Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pela Proposta para o EUROCODE 2/2004 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	148

Figura 5.21 - Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (v_{r1}) pelo NBR 6118:2003 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	148
Figura 5.22 - Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (v_{r1}) pela Proposta para a NBR 6118:2003 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura.....	149
Figura 6.1 - Carregamento das lajes que apresentaram rotação excessiva.....	155
Figura C.1 - Confeção da armadura.....	177
Figura C.2 - Preparativos para a concretagem.....	178
Figura C.3 - Concretagem (concreto auto-adensável).....	179
Figura C.4 - Desforma da laje.....	180
Figura C.5 - Laje colocada no local de ensaio – Nivelamento.....	181
Figura C.6 - Ajuste da altura do tirante de protensão.....	182
Figura C.7 - Ajuste da altura do tirante de protensão e colagem das placas de aplicação de carga.....	183
Figura C.8 - Ensaio.....	184
Figura C.9 - Sistema de aquisição de dados e escarificação da amostra.....	185

LISTA DE TABELAS

	Página
Tabela 2.1 - Valores de K.....	7
Tabela 2.2 - Valores de K (NBR 6118:2003).....	15
Tabela 2.3 - Resultados das lajes testadas por GOMES e ANDRADE (1993).....	17
Tabela 2.4 - Características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SILVA (2003).....	19
Tabela 2.5 - Características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SOUZA.....	22
Tabela 2.6 - Características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas por BORGES (2004).....	24
Tabela 2.7 - Lajes ensaiadas por HANSON & HANSON (1964).....	33
Tabela 2.8 - Lajes ensaiadas por SOUZA (2008)	38
Tabela 3.1 - Carregamento das lajes L1 a L7.....	48
Tabela 3.2 - Caracterização das lajes.....	49
Tabela 3.3 - Propriedades mecânicas dos aços utilizados.....	54
Tabela 3.4 - Composição do concreto por m ³	56
Tabela 3.5 - Propriedades mecânicas do concreto das lajes L1 a L7.....	56
Tabela 4.1 - Cargas de ruptura das lajes ensaiadas.....	80
Tabela 4.2 - Quadro de cargas da laje L1.....	82
Tabela 4.3 - Quadro de cargas da laje L2.....	82
Tabela 4.4 - Quadro de cargas da laje L3.....	83
Tabela 4.5 - Quadro de cargas da laje L4.....	84
Tabela 4.6 - Quadro de cargas da laje L5.....	84
Tabela 4.7 - Quadro de cargas da laje L6.....	85
Tabela 4.8 - Quadro de cargas da laje L7.....	86
Tabela 4.9 - Carga de fissuração visual das lajes.....	87
Tabela 5.1 - Comparação entre as cargas de ruptura.....	112
Tabela 5.2 - Cargas de fissuração visual das lajes – relações com as cargas de ruptura.....	115

Tabela 5.3 -	Dados geométricos, cargas e momentos de ruptura das lajes.....	126
Tabela 5.4 -	Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo CEB-FIP/MC1990.....	127
Tabela 5.5 -	Comparação entre a tensão experimental da laje L2, sem furo, e a estimada pelo CEB-FIP/MC1990.....	127
Tabela 5.6 -	Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo EC2/2004.....	128
Tabela 5.7 -	Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e com momento aplicado, e a estimada pelo EC2/2004.....	129
Tabela 5.8 -	Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo ACI-318:2005.....	131
Tabela 5.9 -	Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e com momento aplicado, e a estimada pelo ACI-318:2005.....	132
Tabela 5.10 -	Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo NBR 6118:2003.....	134
Tabela 5.11 -	Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e com momento aplicado, e a estimada pela NBR 6118:2003...	134
Tabela 5.12 -	Comparação entre as relações cargas experimentais e estimadas com as normas V_u/V_{calc} , para a laje L1, sem transferência de momento.....	136
Tabela 5.13 -	Comparação entre as relações tensão última atuante e tensão admissível pelas normas, para as lajes L2 a L7, com transferência de momento.....	137
Tabela 5.14 -	Comparação entre a tensão proposta para as lajes com furo e transferência de momento (τ_u) e a estimada pela NBR 6118:2003 (τ_{r1}) com a limitação da taxa de armadura de: $\rho \leq 0,50\%$	142
Tabela 5.15 -	Comparação entre as relações Tensão atuante / Tensão resistente obtidas com a aplicação das normas apresentadas e as obtidas com as propostas para as normas, para as lajes com furo e transferência de momento e da literatura.....	145
Tabela 5.16 -	Dados geométricos, cargas e momentos de ruptura das lajes ensaiadas em conjunto com as lajes de SOUZA (2008).....	151
Tabela A.1 -	Deslocamentos verticais da laje L1.....	167

Tabela A.2 -	Deslocamentos verticais da laje L2.....	167
Tabela A.3 -	Deslocamentos verticais da laje L3.....	167
Tabela A.4 -	Deslocamentos verticais da laje L4.....	168
Tabela A.5 -	Deslocamentos verticais da laje L5.....	168
Tabela A.6 -	Deslocamentos verticais da laje L6.....	168
Tabela A.7 -	Deslocamentos verticais da laje L7.....	168
Tabela A.8 -	Deformação da armadura de flexão da laje L1.....	169
Tabela A.9 -	Deformação da armadura de flexão da laje L2.....	169
Tabela A.10-	Deformação da armadura de flexão da laje L3.....	170
Tabela A.11-	Deformação da armadura de flexão da laje L4.....	170
Tabela A.12-	Deformação da armadura de flexão da laje L5.....	171
Tabela A.13-	Deformação da armadura de flexão da laje L6.....	171
Tabela A.14-	Deformação da armadura de flexão da laje L7.....	172
Tabela A.15-	Deformações do concreto da laje L1.....	172
Tabela A.16-	Deformações do concreto da laje L2.....	173
Tabela A.17-	Deformações do concreto da laje L3.....	173
Tabela A.18-	Deformações do concreto da laje L4.....	174
Tabela A.19-	Deformações do concreto da laje L5.....	174
Tabela A.20-	Deformações do concreto da laje L6.....	174
Tabela A.21-	Deformações do concreto da laje L7.....	175

LISTA DE SÍMBOLOS

a	-	Menor dimensão do pilar (mm)
b	-	Maior dimensão do pilar (mm)
b_o	-	Perímetro da área carregada (mm)
C	-	Perímetro do pilar ou da área carregada (mm)
C'	-	Perímetro a uma distância “ $2,0d$ ”(NBR6118:2003) da face do pilar ou da carga concentrada (mm)
d	-	Altura útil da laje (mm)
d_x	-	Altura útil da laje na direção x (mm)
d_y	-	Altura útil da laje na direção y (mm)
f_c, f_c'	-	Resistência à compressão do concreto (MPa)
f_{ck}	-	Resistência à compressão do concreto característica (MPa)
f_{cd}	-	Resistência de cálculo à compressão do concreto (MPa)
F_{sd}	-	Força concentrada (kN)
f_y	-	Tensão de escoamento do aço (MPa)
f_u	-	Resistência de ruptura do aço (MPa)
s	-	Espaçamento entre os furos e as faces do pilar (mm)
u, u_1	-	Perímetro de controle (mm)
u_0	-	Perímetro do pilar (mm)
V_{Ed}, V_{sd}	-	Resistência de cálculo, por unidade de comprimento do perímetro crítico, para uma laje sem armadura de cisalhamento (kN)
V_{circ}	-	Carga da primeira fissura circunferencial (kN)
V_{rad}	-	Carga da primeira fissura radial (kN)
V_u	-	Carga de ruptura obtida em ensaio (kN)
“ V_n ”	-	Força resistente (kN)
“ V_u ”	-	Força atuante (kN)
α_s	-	Constante que assume os seguintes valores: 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto

β	-	Coeficiente que leva em conta os efeitos da excentricidade da carga
γ_c	-	Coeficiente de segurança
ρ, ρ_1	-	Taxa de armadura (%)
ρ_x	-	Taxa de armadura na direção x (%)
ρ_y	-	Taxa de armadura na direção y (%)
τ_{Rd}	-	Tensão resistente ao cisalhamento de uma laje de concreto armado sem armadura de cisalhamento (MPa)
τ_{sd}	-	Tensão causada pela carga aplicada no perímetro de controle, em lajes com carregamento simétrico (MPa)
K, k	-	Coeficiente de eficiência
M_{Sd}, M_{Ed}	-	Momento transferido da laje ao pilar (kN.m)
W_1	-	Momento plástico resistente (mm^2)
dl, dl'	-	Comprimento elementar do perímetro de controle (mm)
e	-	Distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{Sd} (mm)
c_1	-	Dimensão do pilar paralela à direção do momento transferido ao pilar (mm)
c_2	-	Dimensão do pilar perpendicular à direção do momento transferido ao pilar (mm)
β_c	-	Razão entre o comprimento do maior lado sobre o menor lado do pilar
h	-	Altura da laje (mm)
$v_u, v_{u(AB)}, v_{u(CD)}$	-	Máxima tensão de cisalhamento atuante (MPa)
A_c	-	Área de concreto da seção crítica (mm^2)
C_{AB}, C_{CD}	-	Distâncias entre os lados e o centróide da seção crítica (mm)
J_c	-	Momento de inércia polar da seção crítica (b_0d) (mm^4)
γ_v	-	Coeficiente de transferência de momento fletor pela excentricidade da força cortante
b_1	-	Maior dimensão da seção crítica para o ACI-318:2005 (mm)
b_2	-	Menor dimensão da seção crítica para o ACI-318:2005 (mm)

τ_{rd2}	-	Tensão resistente das lajes de concreto armado no perímetro de controle C (MPa)
τ_{rd1}	-	Tensão resistente das lajes de concreto armado no perímetro de controle C' (MPa)
ϕ	-	Diâmetro da barra de aço (mm)
W_p	-	Módulo resistente da seção crítica (mm ²)
V	-	Carga de ruptura (<i>lb</i>)
r	-	Comprimento do lado da área quadrada carregada (<i>in</i>)
V_{flex}	-	Carga correspondente à ruptura por flexão de uma laje monolítica (<i>lb</i>)
r_1	-	Lado do pilar paralelo à direção do momento (mm)
r_2	-	Lado do pilar perpendicular à direção do momento (mm)
t	-	Espessura total da laje (mm)
M_c	-	Momento transferido da laje ao pilar (kN.m)
P_1	-	Carga aplicada na borda oeste (W) da laje (kN)
P_2	-	Carga aplicada na borda leste (E) da laje (kN)
P_3	-	Carga aplicada na borda norte (N) da laje (kN)
P_4	-	Carga aplicada na borda sul (S) da laje (kN)
ε_y	-	Deformação de escoamento do aço (mm/m)
E_s	-	Módulo de elasticidade do aço (GPa)
f_t	-	Resistência à tração por compressão diametral (MPa), segundo a NBR 7222:2004
E_c	-	Módulo de elasticidade secante entre as tensões iguais a 0,5MPa e 30% da resistência à compressão do concreto, segundo a NBR 8522:1984
N	-	Carga de protensão (kN)
M_u	-	Momento último de ruptura (kN)
I_x	-	Momento de inércia na direção x (mm ⁴)
I_y	-	Momento de inércia na direção y (mm ⁴)
A	-	Área da face da seção analisada (mm ²)
x	-	distância do centróide da face em relação ao eixo referente ao momento

	polar de inércia (mm)
\overline{AE}	- Dimensão determinada graficamente utilizando o software AUTOCAD2000 (mm).
V_{calc}	- Carga de ruptura calculada (kN)
F_s	- Carga de ruptura calculada pelas normas CEB-FIP/MC1990 e NBR 6118:2003 (kN)
V_E	- Carga de ruptura calculada pelo EC2/2004 (kN)
$v_{R,c}$	- Tensão resistente (MPa)
τ_{Vu}	- Tensão provocada pela carga de ruptura (MPa)
τ_{Mu}	- Tensão provocada pelo momento de ruptura (MPa)
V_c	- Carga de ruptura calculada pelo ACI-318:2005 (kN)
τ_{rl}	- Tensão resistente (MPa)

LISTA DE ABREVIATURAS

Qt.	-	Quantidade
A.C.	-	Armadura de cisalhamento
Cam.	-	Quantidade de camadas
EER	-	Extensômetros elétricos de resistência
C1, C2, C3, C4	-	Leitura do carregamento nas células de carga 1, 2, 3 e 4
Carregam	-	Carregamento
Desv.Pad.	-	Desvio Padrão
Coef.Var.	-	Coefficiente de variação
Arm.	-	Armadura
Cisalham.	-	Cisalhamento
Cis.	-	Cisalhamento

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 INTRODUÇÃO

Lajes lisas, como são denominadas pela norma brasileira NBR 6118:2003, são estruturas laminares planas, horizontais, apoiadas diretamente sobre pilares. É um sistema estrutural que aparece como alternativa para o sistema convencional, em que as lajes são apoiadas em vigas. A ausência de vigas apresenta algumas vantagens, tais como: economia de fôrmas, diminuição do pé direito, possível aumento do número de andares para prédios com limitação de cota e uma maior flexibilidade para o arranjo arquitetônico.

A adoção de lajes lisas também possibilita uma maior velocidade de execução dos painéis de laje, o que as torna mais econômicas em comparação com o sistema convencional, com vigas. Esta maior velocidade pode ser obtida pela simplicidade construtiva, com facilidade na: execução de formas, com a redução de recorte devido à ausência de vigas; no corte, na dobra e na colocação das armaduras; e na concretagem.

Uma desvantagem das lajes lisas é a possibilidade de uma ruptura por puncionamento, para uma carga menor do que seria a carga de ruptura por flexão. A ruptura por puncionamento ocorre repentinamente, com pequeno ou nenhum aviso, praticamente sem apresentar ductilidade, podendo levar até a ocorrência de colapso progressivo (propagação de uma ruptura ocorrida originalmente em pequena parte da estrutura, na qual o dano resultante é desproporcionalmente maior que o original).

Apesar deste sistema estrutural ser amplamente utilizado, o estudo da punção é um assunto ainda não perfeitamente definido teoricamente. Os códigos internacionais e o nacional existentes sobre o assunto de punção são baseados em trabalhos empíricos e os critérios adotados para o dimensionamento não são os mesmos. As especificações de cálculo apontadas por todas as normas, inclusive as de grandes centros tais como o Americano e o Europeu, são freqüentemente questionadas pelos estudiosos da área.

As pesquisas experimentais são fundamentais no entendimento dos diversos problemas que envolvem a utilização deste tipo de sistema.

Vários trabalhos experimentais têm sido realizados no exterior e no Brasil abordando diversos temas envolvendo o estudo da ligação laje-pilar. Na Universidade Federal de Goiás (UFG) diversas dissertações de mestrado investigando o assunto foram feitas, ou estão em andamento, entre as quais podemos citar: ANDRADE (1999) e SILVA (2003). Nas instituições: Universidade de Brasília (UnB), COPPE-UFRJ, Escola de Engenharia de São Carlos (EESC/USP) e Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EP/USP) vários trabalhos sobre o tema foram desenvolvidos ou estão em desenvolvimento, a citar TAKEYA (1981), CARVALHO (1982), PINTO (1993), CORDOVIL (1995), SANTOS (1995), DIAS (1997), VARGAS (1997), OLIVEIRA (1998), ANDRADE (1999), COELHO (1999), ANDRADE (2000), TRAUTWEIN (2001), OLIVEIRA (2003), BORGES (2004), SOUZA (2004), TRAUTWEIN (2006) e SOUZA (2008). Dentre estes estudos, destacamos a tese “Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Furos Adjacentes ao Pilar e Transferência de Momento” de SOUZA (2008), na qual foi baseado o presente trabalho.

Este trabalho é fruto da colaboração entre a UFG e a UnB. O estudo contribui para a solução do problema de punção em lajes lisas com furos e com transferência de momento fletor da laje ao pilar.

1.2 JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Os furos em lajes lisas freqüentemente são utilizados para passagem de tubulações de água, esgoto, eletricidade, telefone e outros. Muitas vezes esses furos são localizados adjacentes aos pilares.

O estudo de furos adjacentes ou próximos a pilares centrais de lajes lisas vem sendo feito por alguns pesquisadores no mundo, inclusive com importantes descobertas, sobretudo na influência destes sobre a carga de ruptura e em maneiras de contornar a perda de resistência com o uso da armadura de cisalhamento.

Entretanto, estudos sobre o comportamento da ligação laje-pilar de interior, com furo adjacente ao pilar e transferência de momento fletor da laje ao pilar são incipientes. Este tipo de solicitação que caracteriza um carregamento assimétrico em pilares internos é bastante comum em lajes lisas, podendo ser provocado por comprimentos desiguais de vãos adjacentes ou carregamentos desbalanceados. A existência de furo junto à ligação laje-pilar indica que a resistência ao puncionamento pode ser sensivelmente reduzida em relação à mesma ligação sem furo.

O estudo das recomendações normativas indicou que não são apresentadas recomendações específicas ao problema mencionado e os estudos existentes não dão margem ao entendimento por completo da distribuição dos esforços na laje lisa com furo e tampouco a uma resposta que venha a solucionar problema.

1.3 OBJETIVO

O objetivo deste trabalho é investigar experimentalmente o comportamento de ligações laje-pilar de regiões internas das lajes lisas, com um ou dois furos adjacentes ao pilar, e com ou sem transferência de momento fletor da laje ao pilar.

Também tem como objetivo propor recomendações às normas atuais para o cálculo de lajes lisas com tais furos e solicitações, a partir da análise de dados experimentais.

1.4 METODOLOGIA E CONTEÚDO

O tema foi elaborado a partir de pesquisa bibliográfica – mostrada no Capítulo 2.

No Capítulo 2 também são apresentadas as recomendações de algumas normas de projeto para o tratamento da punção em lajes lisas.

As dimensões das lajes levaram em consideração as dimensões mais utilizadas no Laboratório de Estruturas da UFG e a melhor adaptação à laje de reação.

O sistema de ensaio também foi elaborado e executado com intenção de realizar o proposto no tema.

Foram ensaiadas 7 lajes quadradas com 2400 mm de lado e espessura de 150 mm, ligadas monoliticamente a um tronco de pilar com 850 mm (300 mm para cima e 400 mm para baixo) de altura com seção transversal retangular de 200 x 500 mm. As lajes foram carregadas nas bordas, de cima pra baixo.

Entre as lajes, as principais características que diferem umas das outras são: existência ou não de furo adjacente quadrado de 400 x 400 mm, a taxa e a distribuição da armadura de flexão e a excentricidade de carga (relação $M(\text{momento transferido ao pilar})/V(\text{força cortante})$) na ligação laje-pilar. Todos os detalhes são mostrados no Capítulo 3. No mesmo capítulo também são mostrados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais utilizados.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios das lajes.

O Capítulo 5 contém uma análise dos resultados experimentais. São feitas comparações entre os resultados dos ensaios e entre estes e os obtidos pelas recomendações das normas de cálculo.

As conclusões obtidas com este trabalho são apresentadas no Capítulo 6. O mesmo capítulo também traz recomendações para trabalhos futuros.

Os apêndices apresentam as tabelas e gráficos com os dados numéricos obtidos nos ensaios (Apêndice A), o roteiro de ensaio (Apêndice B), fotografias (Apêndice C) e os cálculos da resistência para uma das amostras segundo as normas estudadas (Apêndice D).

A bibliografia apresentada foi a consultada para a condução da presente pesquisa.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados resumos de alguns trabalhos sobre lajes lisas de concreto armado envolvendo a utilização de furos e pilares internos com efeito de momento, realizados no Brasil e no exterior. Também são apresentados as recomendações dos códigos de projeto nacional (NBR 6118:2003) e internacionais (CEB-FIP/MC1990, ACI/318-2005, e EC2/2004) para o tratamento desses problemas.

2.1 NORMAS E ESPECIFICAÇÕES

2.1.1 CEB-FIP/MC1990

Em lajes lisas sem armadura de cisalhamento, o CEB-FIP/MC1990 recomenda duas verificações: compressão do concreto no perímetro do pilar e verificação da tensão de cisalhamento ao longo de um perímetro de controle traçado a uma distância “2d”.

A verificação da compressão do concreto no perímetro do pilar é feita por meio da comparação entre a tensão de cisalhamento atuante no perímetro do pilar e a tensão resistente do concreto:

$$\frac{F_{Sd}}{u_0 d} \leq 0,5f_{cd2} \quad (2.1)$$

onde:

u_0 é o perímetro do pilar (mm);

d é a altura útil da laje (mm);

F_{Sd} é a força concentrada;

$$f_{cd2} = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (2.2)$$

f_{ck} é a resistência característica à compressão do concreto.

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto.

A Figura 2.1 apresenta o perímetro de controle traçado a uma distância “2d” para um pilar interno.

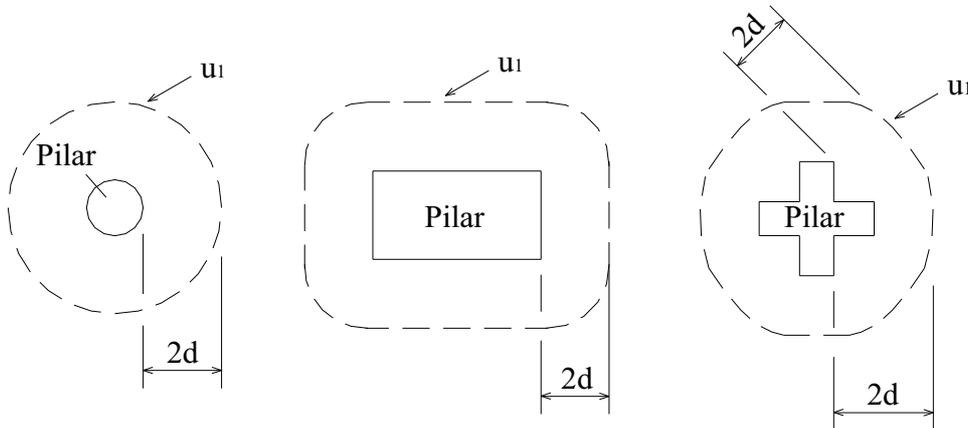


Figura 2.1 – Perímetro de controle conforme o CEB- FIP/MC 90

A tensão causada pela carga aplicada no perímetro de controle, em lajes com carregamento simétrico, é dada pela seguinte expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{Sd}}{u_1 d} \quad (2.3)$$

onde:

u_1 é o comprimento do perímetro de controle (mm);

A resistência ao cisalhamento de uma laje de concreto armado sem armadura de cisalhamento é tomada como:

$$\tau_{Rd} = 0,12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.4)$$

onde:

ρ é a taxa de armadura;

$$\xi = 1 + \sqrt{200/d} \quad (2.5)$$

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd} \quad (2.6)$$

Para lajes com carregamento assimétrico, com transmissão de momento entre a laje e o pilar a tensão cisalhante é dada por:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_1 d} + \frac{KM_{Sd}}{W_1 d} \quad (2.7)$$

onde:

M_{Sd} é o momento transferido da laje ao pilar (kN.m);

W_1 é o parâmetro do perímetro de controle, dado pela expressão:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| \cdot dl \quad (2.8)$$

sendo que:

dl é o comprimento elementar do perímetro de controle (mm);

e é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{Sd} (mm).

Para pilar com seção retangular:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (2.9)$$

K é o coeficiente de eficiência que depende da dimensão do pilar c_1 , paralela a excentricidade M_{Sd}/F_{Sd} , e c_2 , perpendicular a excentricidade. Esse valor é função da proporção do momento não balanceado transmitido por excentricidade da força cortante em uma direção, e por flexão e torção na outra. Os valores de K são apresentados na Tabela 2.1.

c_1/c_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

A distribuição do cisalhamento causado pelo desequilíbrio do momento é mostrada na Figura 2.2.

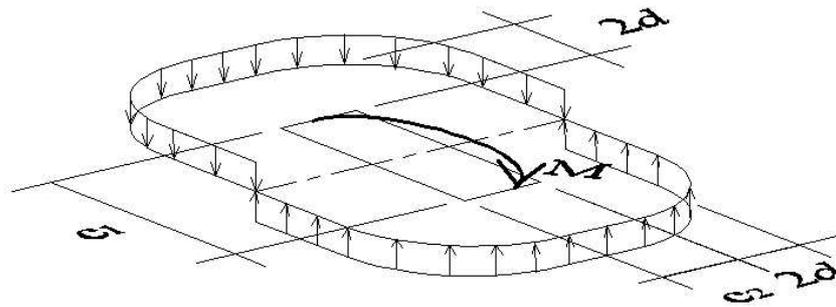


Figura 2.2 – Distribuição de cisalhamento devido ao momento fletor, CEB- FIP/MC 90

O CEB-FIP/MC1990 não estipula, em suas prescrições, o perímetro de controle a ser considerado quando há a presença de furos.

2.1.2 EUROCODE 2 (EC2/2004)

O EC2/2004, para lajes lisas sem armadura de cisalhamento, recomenda que a verificação do esforço cortante por unidade de comprimento deve ser feita no perímetro do pilar e em um perímetro de controle igual ao adotado pelo CEB-FIP, 1990, distante “2d” da face do pilar, mostrado na Figura 4.

A verificação da tensão atuante na face do pilar é feita através da equação:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5v f_{ck} \quad (2.10)$$

onde:

V_{Ed} é a carga concentrada (kN);

u_0 é o perímetro do pilar (mm);

$$v = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (2.11)$$

O perímetro de controle quando existem furos a 6d da face do pilar é considerada como mostra a Figura 2.3.

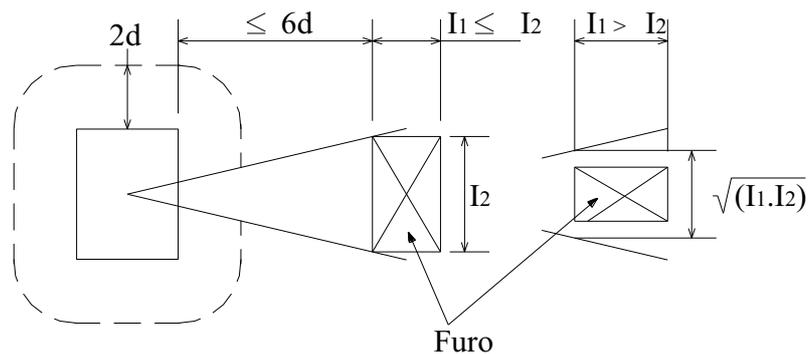


Figura 2.3 – Perímetro crítico com a existência de furo, segundo o EC2/2004

A tensão cisalhante na superfície de controle u_1 é definida pela expressão:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.12)$$

onde:

β é coeficiente que leva em consideração os efeitos da excentricidade da carga;

No caso de não haver excentricidade pode-se tomar $\beta = 1,00$;

No caso da laje apresentar carregamento assimétrico, o valor de β deve ser calculado pela equação:

$$\beta = \left(1 + K \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \right) \quad (2.13)$$

onde:K

M_{Ed} é o momento transferido da laje ao pilar (kN.m);

W_1 é o módulo resistente da seção crítica, calculado pela expressão:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| \cdot dl \quad (2.14)$$

onde:

dl é o comprimento elementar do perímetro de controle (mm);

e é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{Sd} (mm).

Para pilares internos de seção retangular o módulo resistente pode ser determinado pela equação:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1c_2 + 4c_2d + 16d^2 + 2\pi dc_1 \quad (2.15)$$

k é o mesmo coeficiente de eficiência utilizado pelo CEB-FIP, 1990, e assume os mesmos valores encontrados na Tabela 2.1.

A verificação da tensão resistente de uma laje lisa de concreto armado, com pilar interno é dada por:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} \quad (2.16)$$

onde:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100\rho_1 f_{ck})^{1/3} \quad (2.17)$$

e:

$$\gamma_c = 1,5;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ (“d” em mm);} \quad (2.18)$$

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02$, taxa de armadura nas duas direções ortogonais, calculadas com a largura igual à dimensão do pilar mais “3d” para cada um dos lados.

2.1.3 ACI-318:2005

O perímetro de controle para verificação da tensão resistente é dado a uma distância de “0,5d” medida da face do pilar. Para uma laje lisa, com pilar interno de seção retangular, o perímetro crítico é o mostrado na Figura 2.4.

A verificação da punção em lajes lisas, segundo o ACI (2005) é realizada através da comparação entre a força atuante “ V_u ” e a força resistente “ V_n ”.

$$\phi V_n \geq V_u, \phi=0,85 \quad (2.19)$$

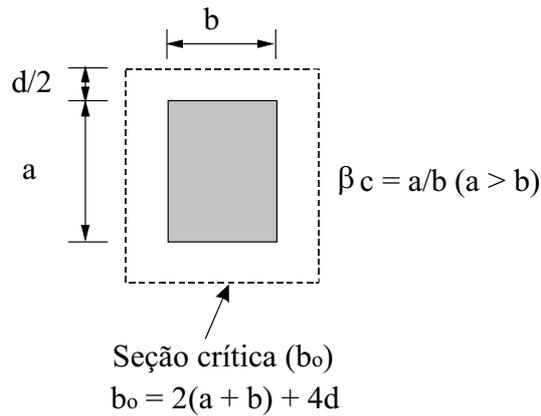


Figura 2.4 – Perímetro crítico, ACI-318:2005

Para lajes lisas de concreto armado sem armadura de cisalhamento, V_n é igual a V_c , que deve ser igual ao menor resultado obtido com a aplicação das equações:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.20)$$

onde:

β_c é a razão entre o comprimento do maior lado sobre o menor lado do pilar.

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.21)$$

onde:

α_s é a constante que assume os seguintes valores: 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto (para todas as lajes deste trabalho $\alpha_s = 40$).

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.22)$$

Quando houver furos, o perímetro de controle deve ser reduzido como mostrado na Figura 2.5. Furos localizados a uma distância superior a **10 h** devem ser desconsiderados, sendo **h** a altura da laje.

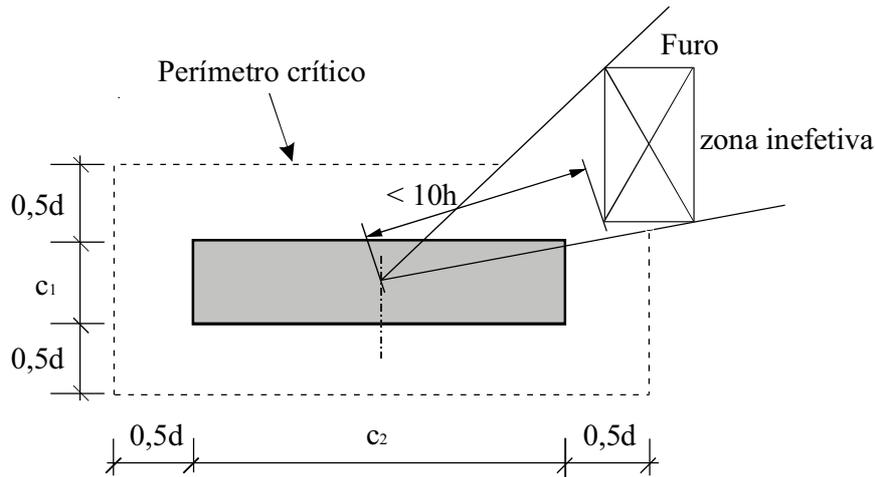


Figura 2.5 – Perímetro crítico para lajes com furos, ACI-318:2005

Quanto à transferência de momento fletor na conexão laje-pilar, o código americano estipula a máxima tensão de cisalhamento v_u da seguinte maneira:

$$v_{u(AB)} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\gamma_v M_u c_{AB}}{J_c} \quad (2.23)$$

ou

$$v_{u(CD)} = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u c_{CD}}{J_c} \quad (2.24)$$

onde:

C_{AB} e C_{CD} são distâncias entre os lados e o centróide da seção crítica;

A_c é a área de concreto da seção crítica (mm^2): $A_c = b_0 \cdot d$;

J_c é o momento de inércia polar da seção crítica ($b_0 d$), que, para um pilar interno é dado por:

$$J_c = \frac{d \cdot (c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) \cdot d^3}{6} + \frac{d \cdot (c_2 + d) \cdot (c_1 + d)^2}{2} \quad (2.25)$$

γ_v é o coeficiente de transferência de momento fletor pela excentricidade da força cortante:

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1 / b_2}} \quad (2.26)$$

com b_1 e b_2 sendo, respectivamente, as dimensões (mm) da seção crítica na direção de aplicação do momento fletor e na direção perpendicular a essa, como mostrado na Figura 2.6.

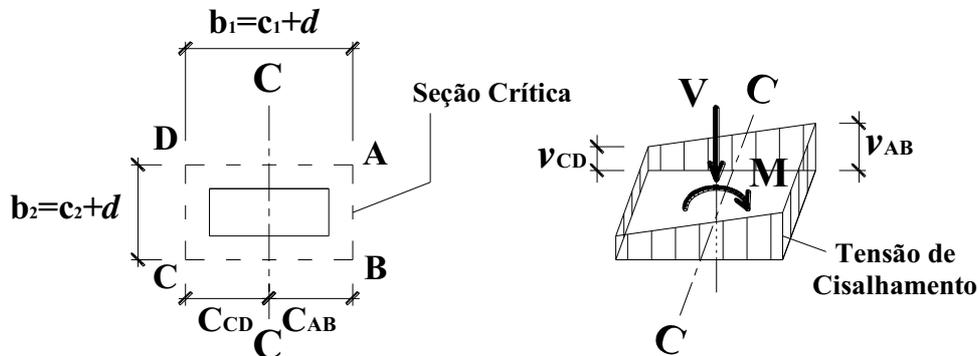


Figura 2.6 – Seção crítica e distribuição das tensões de cisalhamento, ACI-318:2005

2.1.4 NBR 6118:2003

A NBR 6118:2003, para lajes sem armadura de cisalhamento, prevê a verificações do cisalhamento em duas superfícies críticas: a primeira no contorno C, que é o próprio perímetro do pilar (mm); e, a segunda no contorno C', sendo este o perímetro crítico situado a $2d$ da superfície do pilar (mm), tendo suas extremidades arredondadas, como mostrado na Figura 2.7.

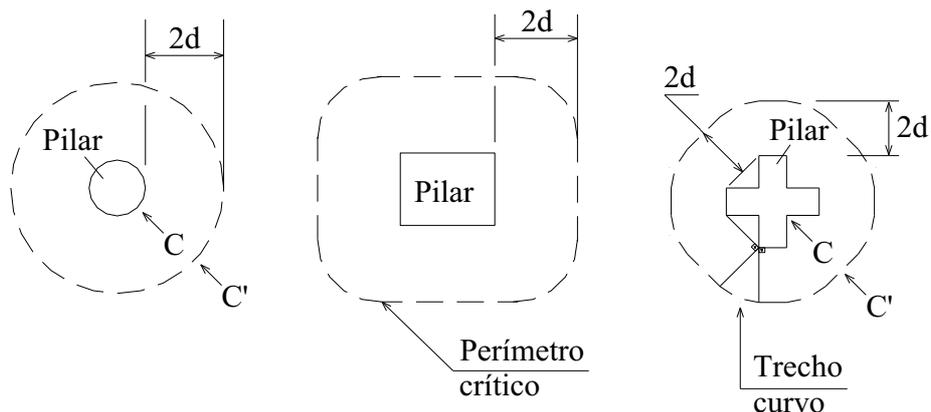


Figura 2.7 – Perímetro crítico em pilares internos de acordo com a NBR 6118:2003

Para o tratamento de furos, a norma altera o perímetro crítico a ser considerado, como mostrado na Figura 2.8. Furos situados a uma distância maior que “ $8d$ ” do perímetro do pilar devem ser desconsiderados.

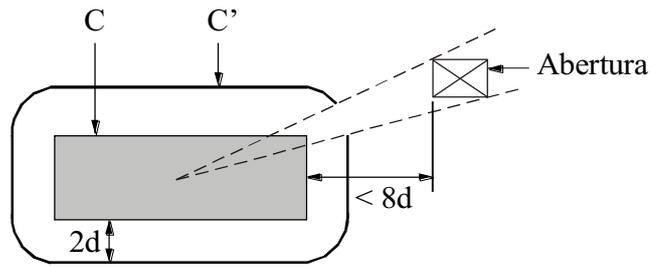


Figura 2.8 – Perímetro crítico de acordo com a NBR 6118:2003 para lajes com furos

A tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' é definida pela equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad (2.27)$$

A tensão resistente das lajes de concreto armado no perímetro de controle C é dada por:

$$\tau_{rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (2.28)$$

No perímetro de controle C', a tensão resistente é

$$\tau_{rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho f_{cd})^{1/3} \quad (2.29)$$

com d em mm ($d = (d_x + d_y) / 2$)

onde:

$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$ é taxa geométrica de armadura (%). A taxa de armadura em cada direção é calculada para a área de concreto situada dentro das dimensões do pilar mais a extensão de “3d” para cada lado.

Em lajes lisas com pilares internos sujeitos ao efeito de momento, a tensão solicitante é dada pela expressão:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{KM_{Sd}}{W_p d} \quad (2.30)$$

onde:

u é o perímetro crítico (C') em mm;

K é o coeficiente que fornece a parcela de M_{sd} transmitida ao pilar por cisalhamento, que depende da relação C_1/C_2 . O coeficiente K assume os valores indicados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de K (NBR 6118:2003)

C_1/C_2	0,5	1,0	2,0	3,0
K	0,45	0,60	0,70	0,80

Onde:

C_1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força

C_2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força

W_p é módulo resistente da seção crítica (mm^2). Para um pilar retangular é dado por:

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1C_2 + 4C_2d + 16d^2 + 2\pi dC_1 \quad (2.31)$$

Ou, W_p pode ser calculado desprezando a curvatura dos cantos do perímetro crítico, através da expressão:

$$W_p = \int_0^{u_1} |e| \cdot dl \quad (2.32)$$

onde:

dl é o comprimento elementar do perímetro de controle (mm);

e é a distância de dl ao eixo que passa pelo centro do pilar e sobre o qual atua o momento fletor M_{sd} (mm).

2.2 ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE FUROS

2.2.1 Trabalhos realizados no Brasil

Com ensaios realizados em Furnas Centrais Elétricas S.A., em Aparecida de Goiânia, Goiás, GOMES e ANDRADE (1995), pesquisaram a influência da armadura de cisalhamento tipo “stud” na resistência à punção de lajes lisas, com furos próximos à região do pilar, que simulavam a passagem de tubulações através das lajes.

Esta pesquisa avaliou a eficiência e a necessidade da armadura de cisalhamento na presença de furos circulares próximos a um pilar interno. Foram ensaiadas dezesseis lajes quadradas de concreto armado, com 3000 mm de lado e 200 mm de altura, sendo cinco lajes sem armadura de cisalhamento e duas lajes sem furos. Foi utilizado pilar quadrado com 200 mm de lado para todas as lajes. A armadura de flexão foi a mesma para todas as lajes, sendo constituída de uma malha ortogonal com 31 barras de 16 mm de diâmetro em cada direção. Os furos existentes em algumas lajes foram em três quantidades (1, 2 e 4) e três diâmetros diferentes (90 mm, 151mm e 166 mm).

A Figura 2.9 mostra o detalhe dos “studs” utilizados por GOMES e ANDRADE (1995). A configuração da disposição dos furos circulares ao redor do pilar é apresentada na Figura 2.10.

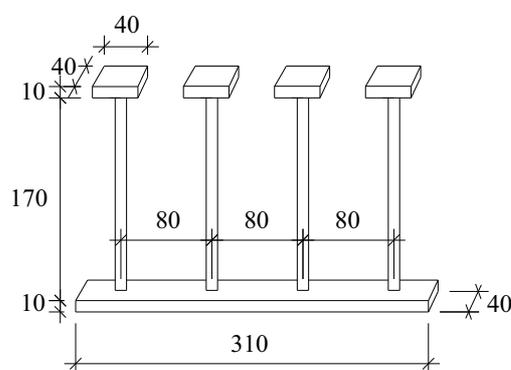


Figura 2.9 – Armadura de cisalhamento utilizada por GOMES e ANDRADE (1995) (mm)

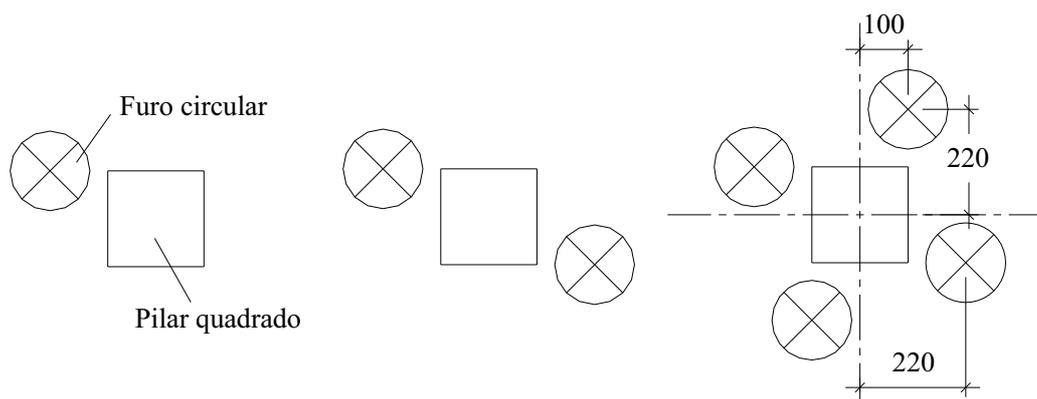


Figura 2.10 – Disposição dos furos em relação ao pilar nas lajes de GOMES e ANDRADE (1995) (mm)

As principais características, as cargas e os modos de ruptura das lajes estudadas por GOMES e ANDRADE (1995) estão detalhados na Figura 2.11 e na Tabela 2.3.

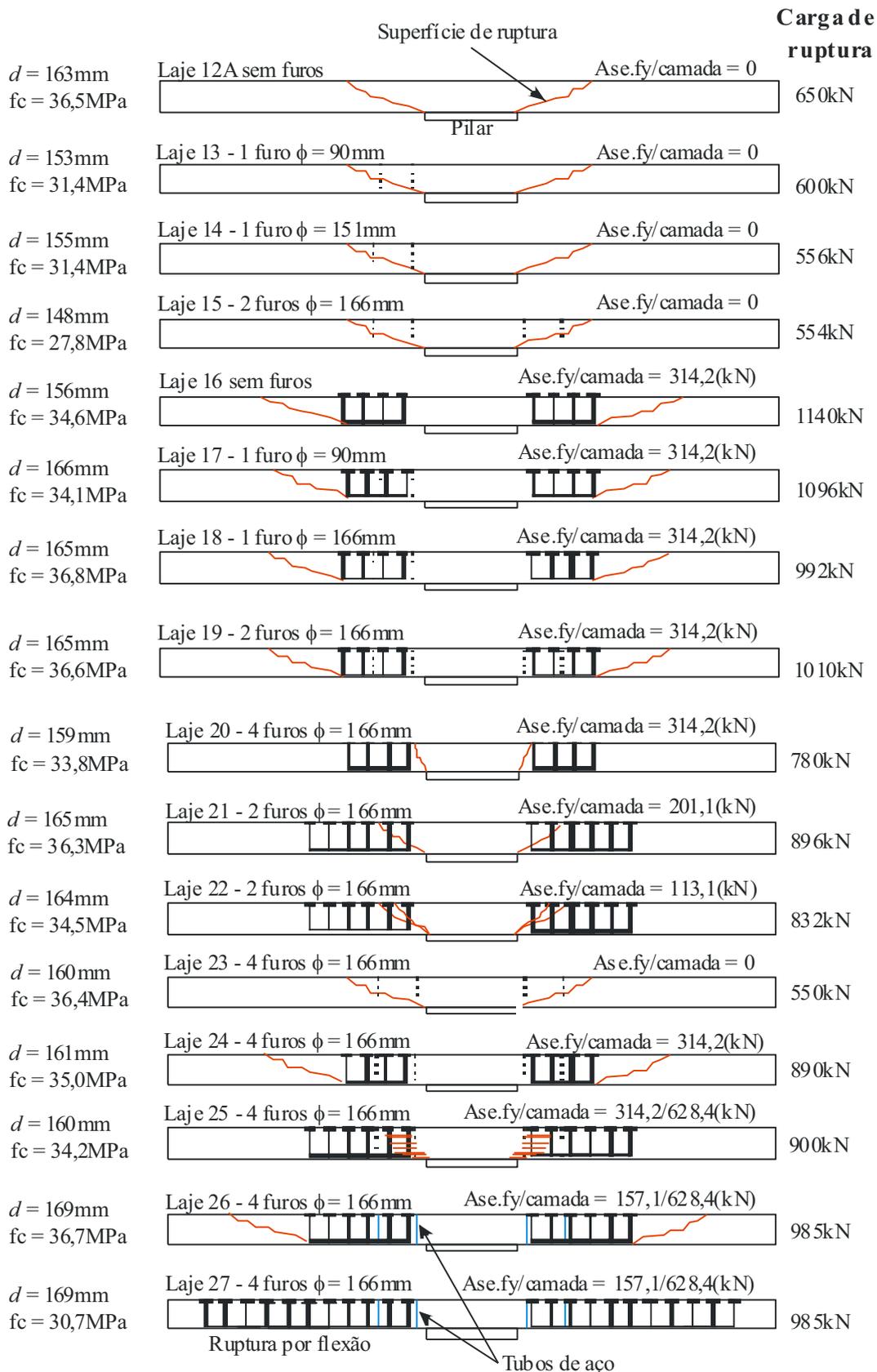


Figura 2.11 – Lajes de GOMES e ANDRADE (1993)

Tabela 2.3 – Resultados das lajes testadas por GOMES e ANDRADE (1993)

Laje	d (mm)	f _c (MPa)	Furos		Armadura de cisalhamento		V _u (kN)	Modo de ruptura
			Qt.	φ (mm)	Qt. de camadas	Barras / camada		
12A	163	36,5	-	-	-	-	650	Punção
13	153	31,4	1	90	-	-	600	Punção
14	155	31,4	1	151	-	-	556	Punção
15	148	27,8	2	166	-	-	554	Punção
16	156	34,6	-	-	4	8 φ 10mm	1140	Externa
17	166	34,1	1	90	4	8 φ 10mm	1096	Externa
18	165	36,8	1	166	4	8 φ 10mm	992	Externa
19	165	36,6	2	166	4	8 φ 10mm	1010	Externa
20	159	33,8	4	166	4	8 φ 10mm	780	Interna
21	165	36,3	2	166	6	8 φ 8mm	896	Interna
22	164	34,5	2	166	6	8 φ 6mm	832	Interna
23	160	36,4	4	166	-	-	550	Punção
24	161	35,0	4	166	4	8 φ 10mm	890	Externa
25	160	34,2	4	166	6/3	2x8 φ 10mm	900	Interna
26	169	36,7	4	166	6/3	2x8 φ 10mm	985	Externa
27	169	30,7	4	166	10/5	2x8 φ 10mm	985	Flexão

Interna: superfície de ruptura à punção interna à região de AC;

Externa: superfície de ruptura à punção externa à região de AC;

V_u é a carga de ruptura

Segundo os autores, os resultados apresentados neste trabalho mostraram que a existência de furos reduziu a resistência à punção de uma laje lisa de concreto armado. Entretanto, a utilização da armadura de cisalhamento na presença de furos permitiu a recuperação de tal perda, mesmo em regiões onde o concreto existente era mínimo.

Na Universidade Federal de Goiás, SILVA (2003) estudou a influência da utilização de furos, armadura de cisalhamento e de pilares retangulares na resistência à punção de lajes cogumelo.

O autor conclui que com o aumento de uma das dimensões do pilar, ocorre um acréscimo na carga de ruptura, porém, sendo este aumento não constante, tendendo ser menor quanto maior for a relação entre os lados do pilar.

As principais características das lajes ensaiadas por SILVA (2003) e as cargas de ruptura são mostradas na Tabela 2.4 e na Figura 2.12.

Tabela 2.4 – Características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SILVA (2003)

GRUPO	LAJE	f_c (MPa)	ρ (%)	PILAR	FURO	A.C.	V_u (kN)
1	L1	39,6	1,45	150x150	-	-	273
	L2	40,4	1,45	150x300	-	-	401
	L3	40,8	1,45	150x450	-	-	469
2	L4	39,4	1,57	150x150	2	-	225
	L5	39,6	1,57	150x300	2	-	350
	L6	39,1	1,57	150x450	2	-	375
3	L7	49,0	1,45	150x150	-	sim	420
	L8	49,4	1,45	150x300	-	sim	452
	L9	50,2	1,45	150x450	-	sim	452
4	L10	40,0	1,57	150x150	2	sim	325
	L11	40,8	1,57	150x300	2	sim	350
1	L12	42,3	1,45	402*	-	-	525

Obs: altura útil, d , para todas as lajes foi de 90mm;

* dimensão do diâmetro do pilar circular

A.C. = Armadura de Cisalhamento

V_u é a carga de ruptura

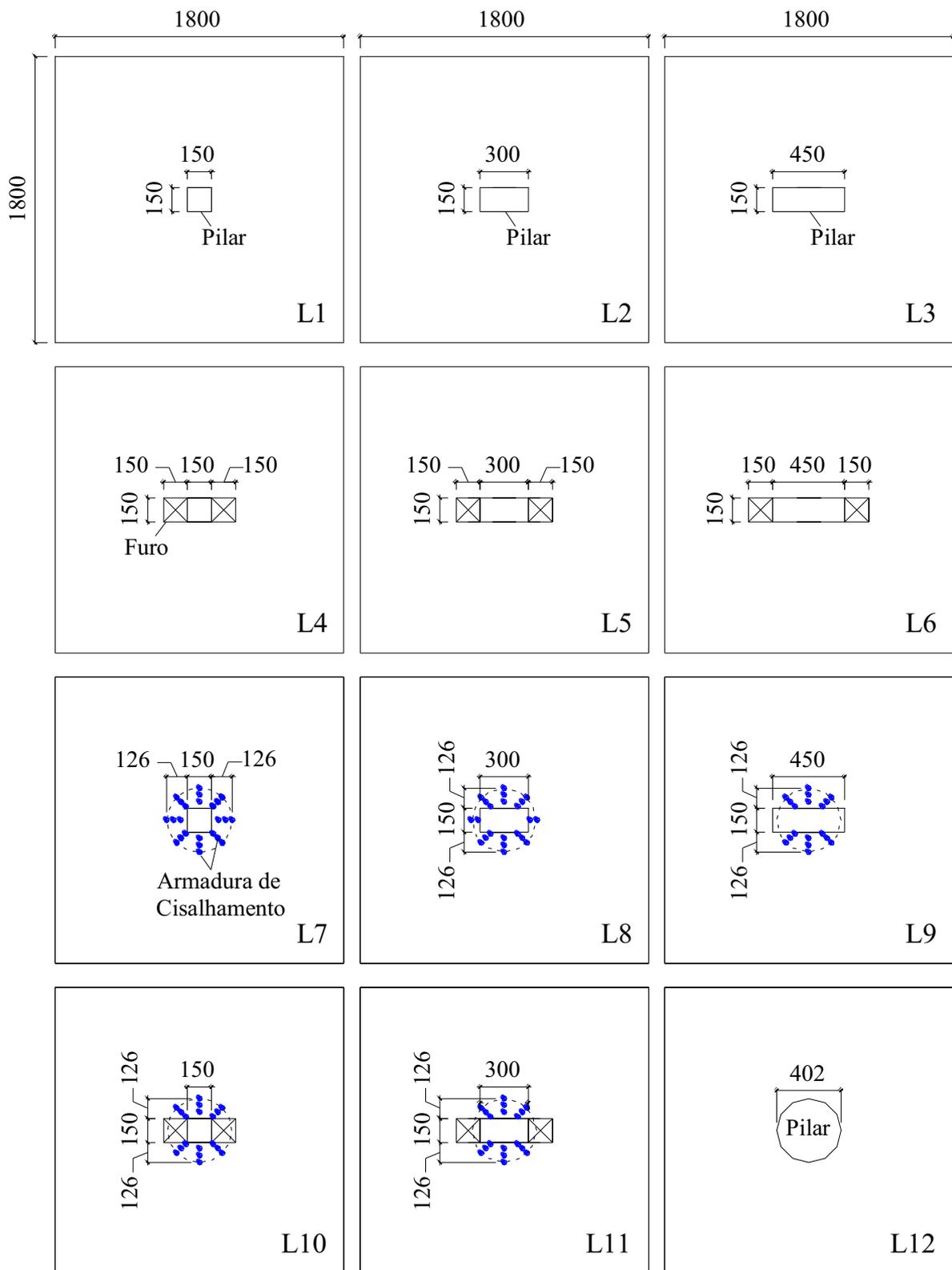


Figura 2.12 – Características das lajes ensaiadas por SILVA (mm)

O sistema de ensaio utilizado pelo autor é mostrado na Figura 2.13.

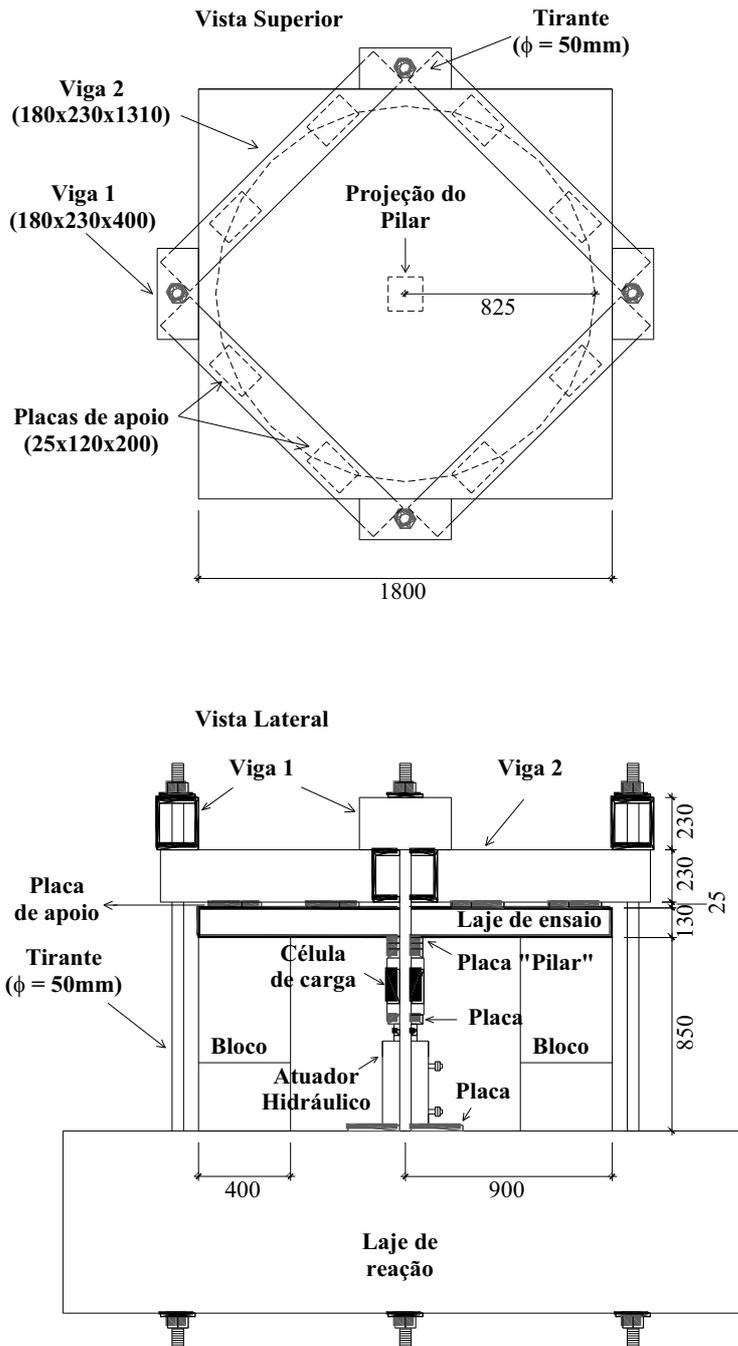


Figura 2.13 – Sistema de ensaio utilizado por SILVA (2003) (mm)

Quanto à existência de furos, SILVA (2003) conclui que a carga última à punção diminui consideravelmente, devido a redução da porção resistente do concreto na região crítica. Também define que o uso de armadura de cisalhamento em lajes sem furos apresenta resultados satisfatórios (aumentou a resistência à ruptura por punção em, aproximadamente, 30%) e que pode ser uma possibilidade de se aumentar resistência ao punção em lajes cogumelo com furos.

SOUZA (2004), com a colaboração entre a Universidade de Brasília e a Universidade Federal de Goiás (UFG), investigou, no laboratório de estruturas da UFG, o efeito da utilização de furos adjacentes ou distantes do pilar em oito lajes planas de concreto armado de 1800x1800x130 mm.

As características e as cargas de rupturas das lajes são apresentadas na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas por SOUZA (2004)

Laje	f_c (MPa)	ρ_x (%)	ρ_y (%)	ρ (%)	d (mm)	Furos (mm)	$s^{(1)}$ (mm)	V_u (kN)
L1	35,5	1,27	1,46	1,36	91	-	-	274
L2	35,7	2,29	1,27	1,71	90	150x150	0	205
L3	36,0	1,77	1,52	1,64	89	150x150	180	275
L4	36,2	1,63	1,46	1,54	91	150x150	360	300
L5	31,9	2,23	0,83	1,36	91	150x300	0	140
L6	32,0	2,23	0,42	0,96	91	150x450	0	101
L7	32,1	1,71	1,43	1,56	92	150x300	180	225
L8	32,2	1,71	1,43	1,56	92	150x450	180	210

- – distância entre os furos e as faces do pilar.

f_c - resistência a compressão do concreto (MPa);

ρ_x – taxa de armadura na direção horizontal da Figura 13 (%);

ρ_y – taxa de armadura na direção vertical da Figura 13 (%);

$$\rho = \rho_x + \rho_y$$

d – altura efetiva da laje (mm);

V_u - Carga última de ruptura da laje;

Em cada laje foram feitos dois furos com dimensões variadas, e foram situados em relação ao pilar quadrado, com 150 mm de lado, conforme mostrado na Figura 2.14. Em nenhuma laje foi utilizada armadura de cisalhamento.

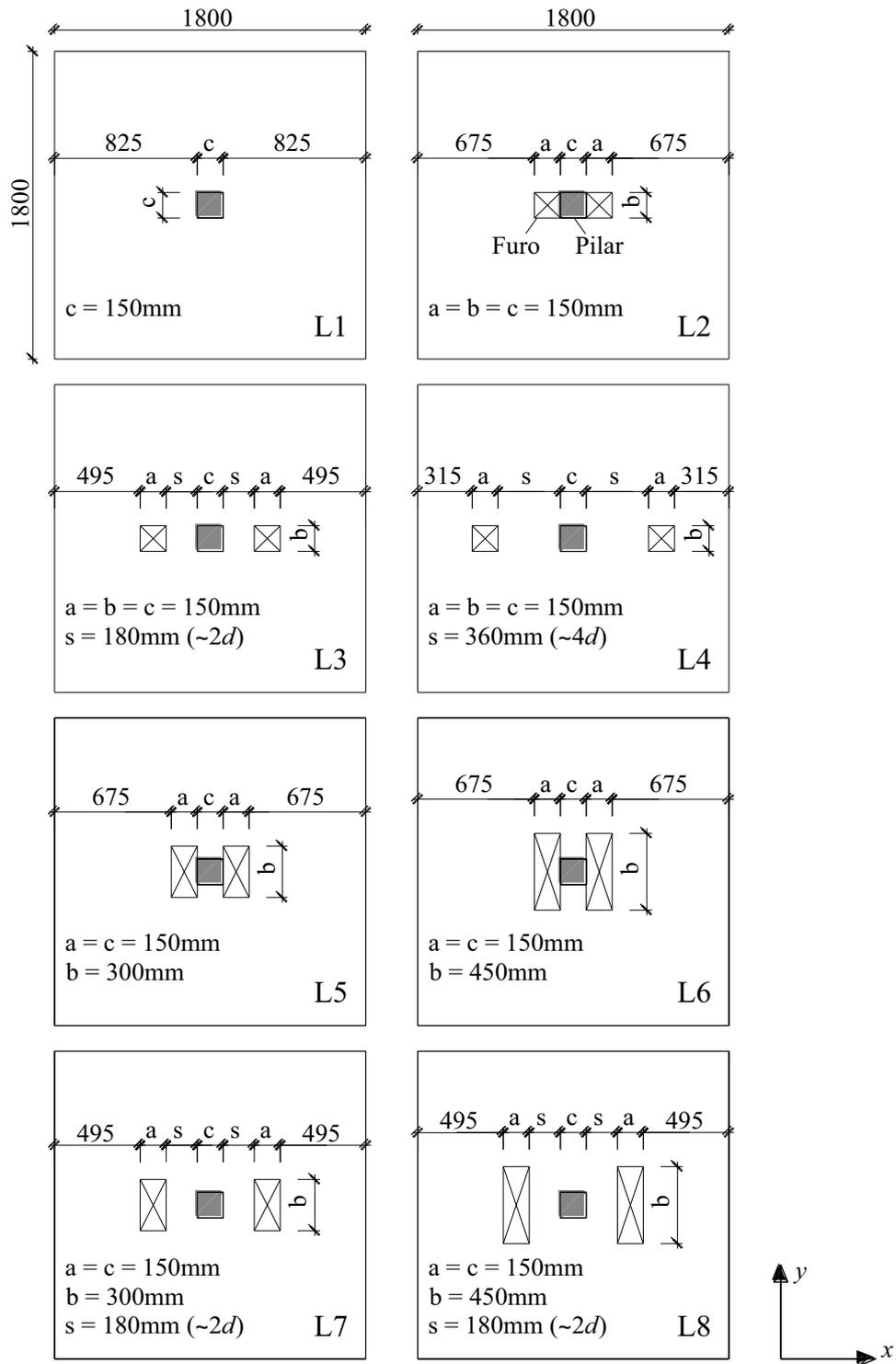


Figura 2.14 – Características das lajes ensaiadas por SOUZA (2004) – mm

As cargas de ruptura foram inversamente proporcionais às dimensões dos furos e as distâncias desses em relação ao pilar. O sistema de ensaio utilizado foi o mesmo de SILVA (2003). O autor concluiu que furos em lajes cogumelo de qualquer dimensão situados próximos ao pilar reduzem significativamente a resistência ao puncionamento.

SOUZA (2004) também verificou que os furos estudados a uma distância de $4d$ em relação à superfície do pilar não influenciaram na carga e no modo de ruptura à punção. Em suas considerações finais, evidencia que mais estudos devem ser realizados para uma conclusão mais clara sobre a influência de furos distantes do pilar na resistência à punção.

BORGES (2004), em sua tese de doutoramento pela UnB, analisou experimentalmente vinte lajes cogumelo de concreto armado quadradas, com 3000 mm de lado e 200 mm de espessura, com o objetivo de investigar o comportamento de lajes com pilares retangulares, com algumas relações entre os lados do pilar, furos e armadura de cisalhamento. As características e cargas de ruptura das lajes ensaiadas são apresentadas na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Características e cargas de ruptura das lajes de BORGES (2004)

Laje	Pilar (mm)		d (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	Qt. furo	Gancho Ancorag.	Armadura cisalhamento		V_u (kN)
	c_1	c_2						Qt Cam	ϕ (mm)	
L45	200	600	154	40,5	1,28	0	Não	(b)	(b)	798
L45FS_CG	200	600	154	40,5	1,14	1	Sim	(b)	(b)	742
L45FD	200	600	154	41,4	1,38	1	Não	(b)	(b)	726
L45FD_CG	200	600	154	39,0	1,38	1	Sim	(b)	(b)	700
L45FFS_CG	200	600	154	41,6	1,00	2	Sim	(b)	(b)	700
L45FFD	200	600	144	37,0	1,38	2	Não	(b)	(b)	635
L45FFD_CG	200	600	164	40,6	1,24	2	Sim	(b)	(b)	800
L45FFD_AC2	200	600	154	43,8	1,38	2	Não	4	10,0	1180
L45FFD_AC3	200	600	154	39,6	1,38	2	Não	3	8,0	1000
L45FFD_AC4	200	600	154	43,2	1,38	2	Não	3	8,0	835
L45FFD_AC5	200	600	154	40,7	1,38	2	Não	2	8,0	787

(a) laje sem furo – sem gancho de ancoragem

(b) laje sem armadura de cisalhamento

F – um furo; FF – dois furos; S – sem acréscimo de barra, D – com acréscimo de barra;
CG – com gancho de ancoragem; ACi – armadura de cisalhamento do tipo “i”.

Na Figura 2.15 são apresentadas as principais características das lajes ensaiadas por BORGES (2004).

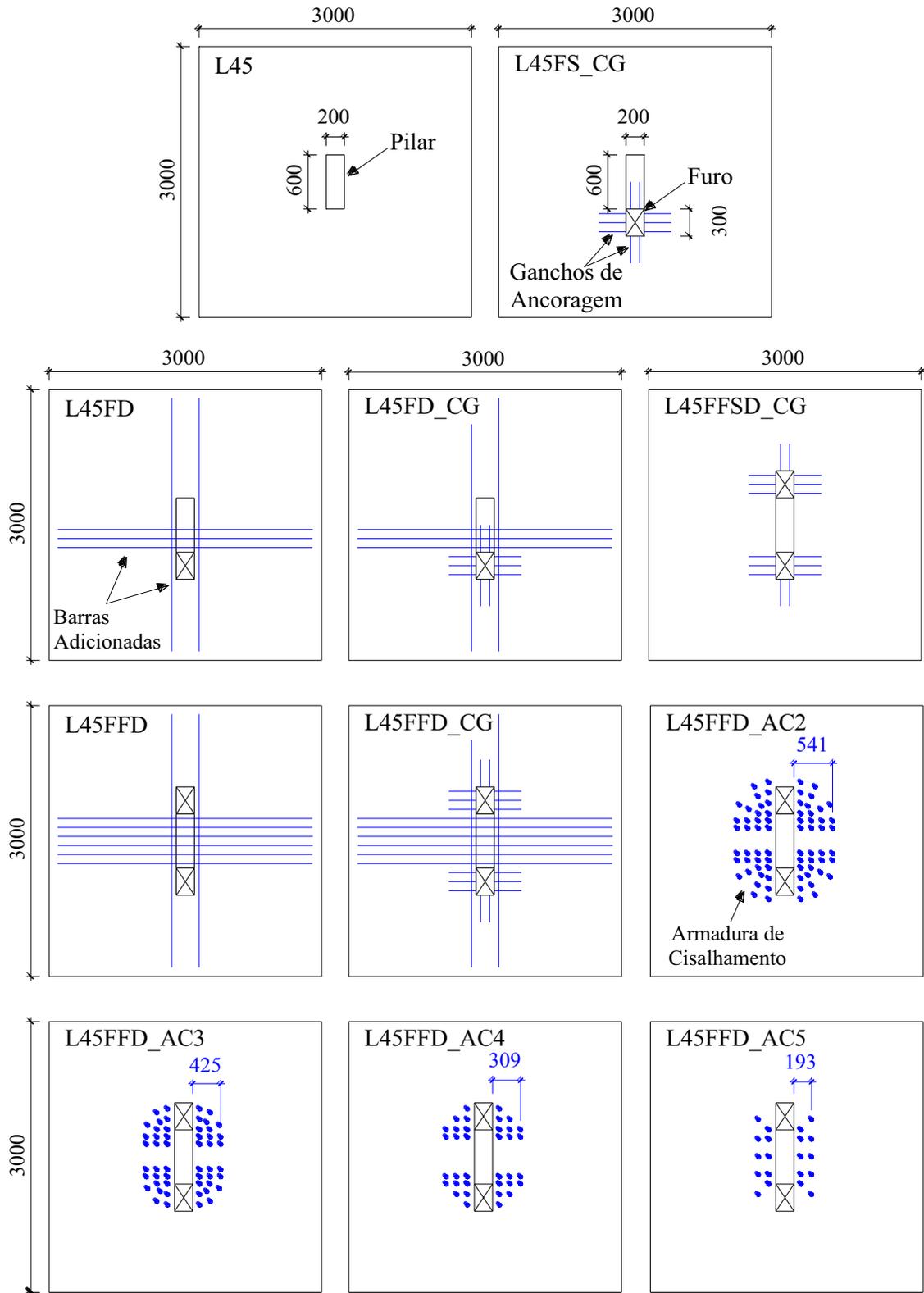
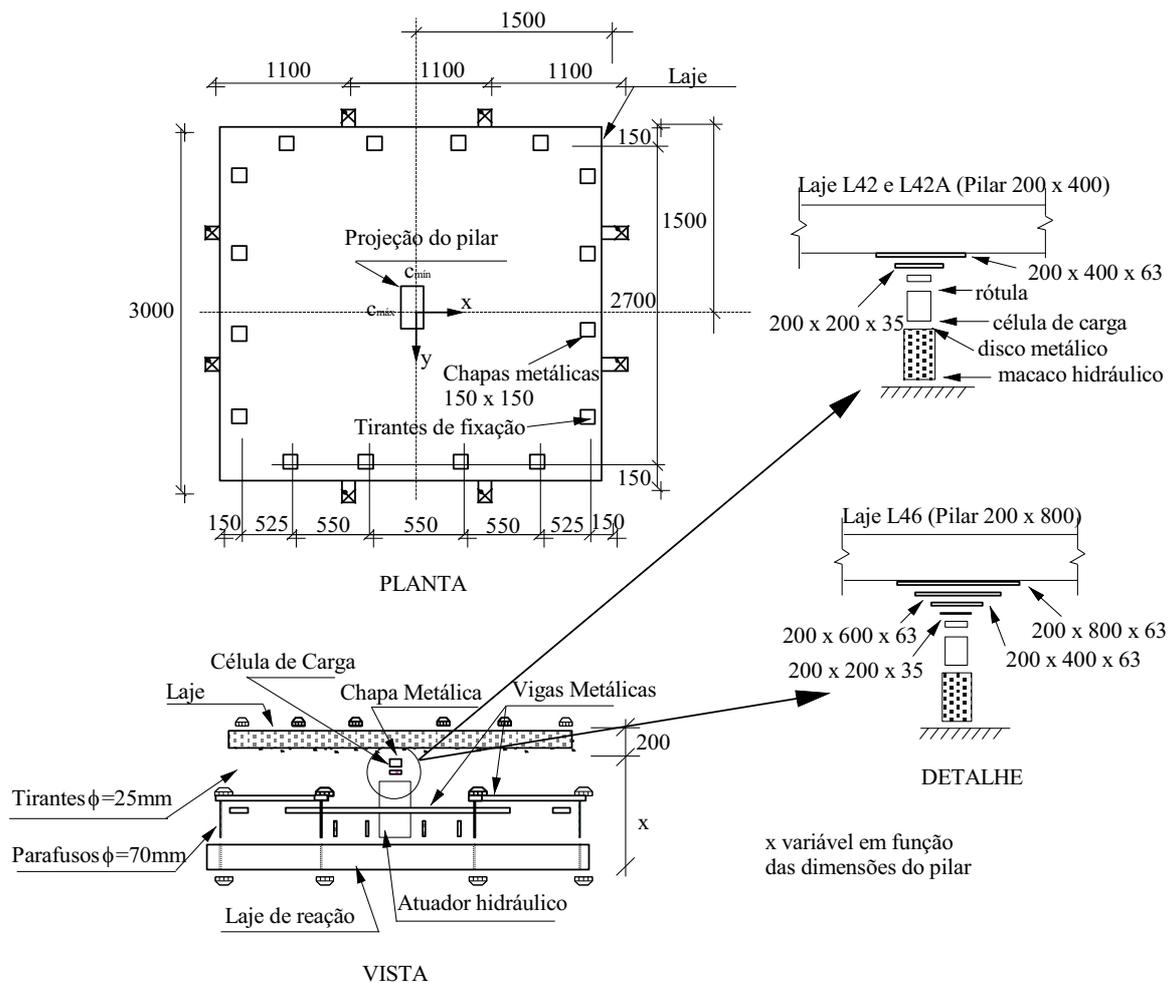


Figura 2.15 – Características das lajes ensaiadas por BORGES (2004) – mm

Foi estudada à influência de furos, sendo esses adjacentes a um pilar interno retangular (dimensões 200 mm x 600 mm) e a contribuição da armadura de cisalhamento tipo “stud” (a mesma utilizada por GOMES e ANDRADE (1995), mas com dimensões e espaçamentos diferentes), na resistência à punção de lajes lisas com furos. Foi investigado também o detalhamento da armadura de flexão das lajes na região do furo, com barras sendo adicionadas e, com adição, em algumas lajes, de ganchos utilizados como ancoragem nas barras interceptadas pelos furos.

O esquema de ensaio consistiu na fixação das bordas das lajes por 16 (dezesesseis) tirantes de aço com diâmetro de 25 mm, sendo 4 (quatro) tirantes em cada borda, ancorados em uma laje de reação, por meio de um sistema constituído de vigas metálicas. A carga foi aplicada no centro da face inferior da laje, com um macaco hidráulico alimentado por uma bomba manual. Na Figura 2.16 é apresentado o esquema de ensaio utilizado por BORGES (2004).



BORGES (2004) concluiu que a armadura de cisalhamento utilizada, constituída de “studs”, posicionada de forma a envolver a armadura de flexão das lajes, apresentou um adequado desempenho, conduzindo à formação de uma superfície de ruptura externa à região com armadura, e que a resistência de lajes com furos e armadura de cisalhamento pode atingir e até superar a resistência de lajes similares sem furos.

A utilização de armadura de cisalhamento nas lajes com furos possibilitou um aumento de até 86% em relação à laje similar com furos e sem tal armadura, e, permitiu à laje alcançar resistência à punção, no mínimo, igual à da laje similar sem furo.

Relatou, ainda, que a utilização de barras adicionais de armadura de flexão na região em torno dos furos não provocou acréscimo de resistência ao puncionamento das lajes, embora tenha conduzido a deslocamentos verticais semelhantes à laje de referência sem furo. E, os ganchos utilizados como ancoragem da armadura principal de flexão, que foi interceptada pelos furos, não alteraram as cargas de ruptura das lajes com furos.

2.2.2 Trabalhos realizados no exterior

MOWRER e VANDERBILT (1967) estudaram a utilização de concreto de agregado de massa leve em lajes cogumelo com furos. Foram ensaiadas dezessete lajes com concreto de agregado de massa leve, e oito lajes com concreto de agregado de massa normal. Os modelos das lajes foram os mesmos utilizados em ensaios realizados anteriormente, em 1961, por MOE.

Os modelos das lajes são mostrados na Figura 2.17.

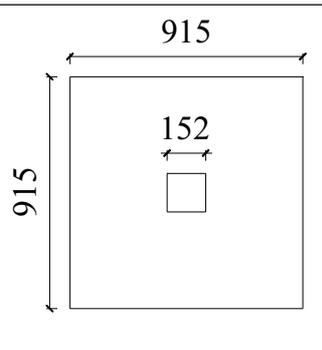
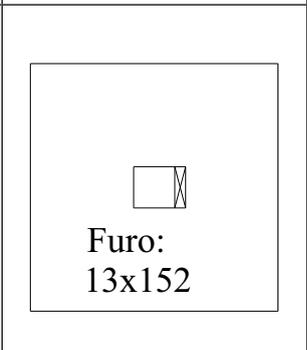
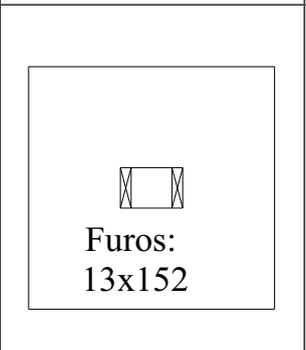
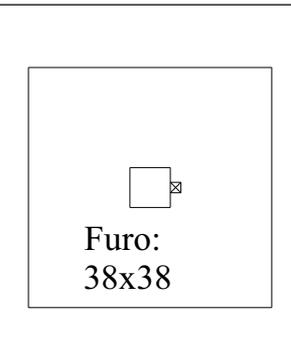
Modelo 0	Modelo 1	Modelo2	Modelo 3
	 <p>Furo: 13x152</p>	 <p>Furos: 13x152</p>	 <p>Furo: 38x38</p>

Figura 2.17 – Modelos das lajes ensaiadas por MOWRER e VANDERBILT (mm)

As lajes de dimensões quadradas com 915 mm de lado e 76 mm de espessura, foram ensaiadas simplesmente apoiadas nas quatro bordas e moldadas monoliticamente com o pilar quadrado de 152 mm de lado, localizado na superfície superior da laje. As principais variáveis nesta série foram a forma e quantidade dos furos, a taxa de armadura e a resistência do concreto.

Baseando-se em seus ensaios, os autores propuseram a seguinte equação a ser utilizada quando há a utilização de concreto de agregado de massa leve:

$$V = \frac{9,7(1+d/r)bd\sqrt{f'_c}}{1+(5,25bd\sqrt{f'_c})/V_{flex}}$$

onde:

V é a carga de ruptura, em lb ;

b é o perímetro da área carregada, em in ;

d é a altura efetiva da laje, em in ;

f'_c é a resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos, em psi ;

r é o comprimento do lado da área quadrada carregada, em in ;

V_{flex} é a carga correspondente à ruptura por flexão de uma laje monolítica, em lb .

REGAN (1999) avaliou o efeito de furos, posicionados adjacentes a colunas, na resistência à punção de lajes cogumelo e procurou minimizar a perda desta resistência com o uso de armadura de cisalhamento. O autor utilizou os dados obtidos para avaliar as prescrições do BS8110/85 e Handbook to BS8110/85 (1987).

Foram ensaiadas oito lajes quadradas com lado de 2000 mm e espessura de 160mm, apoiadas no centro de um pilar de 250x150 mm. Foi aplicado um carregamento em oito pontos de carga, sendo dois em cada extremidade da laje.

Da pesquisa o autor concluiu que a armadura de cisalhamento, colocada ao lado dos furos, pode ser altamente efetiva para reestabelecer a resistência perdida devido ao furo. REGAN ainda verificou que o BS8110/85 foi bastante conservador e o Handbook to BS8110/85 (1987) forneceu resultados satisfatórios (próximos aos resultados experimentais).

TENG, KUANG, & CHEONG (1999) desenvolveram um trabalho experimental sobre lajes cogumelo de concreto armado com os seguintes parâmetros de investigação:

diferentes localidades de furos; retangularidade da coluna; e carregamento diferenciado nas direções “x” e “y” da laje.

Foram ensaiadas, até a ruptura, 20 lajes de 150 mm de espessura, variando-se locais dos furos e tamanhos dos pilares. Foram adotados na pesquisa, pilares com as seguintes dimensões: 200x200 mm, 200x600 mm e 200x1000 mm. Estes apresentaram relações entre os lados de 1, 3 e 5. Os furos existentes em algumas das lajes ensaiadas (15 lajes) eram retangulares com 200x400mm.

Na Figura 2.18 é mostrado um desenho esquemático com as dimensões utilizadas das lajes e pilares, posicionamento dos furos e cargas última obtidas.

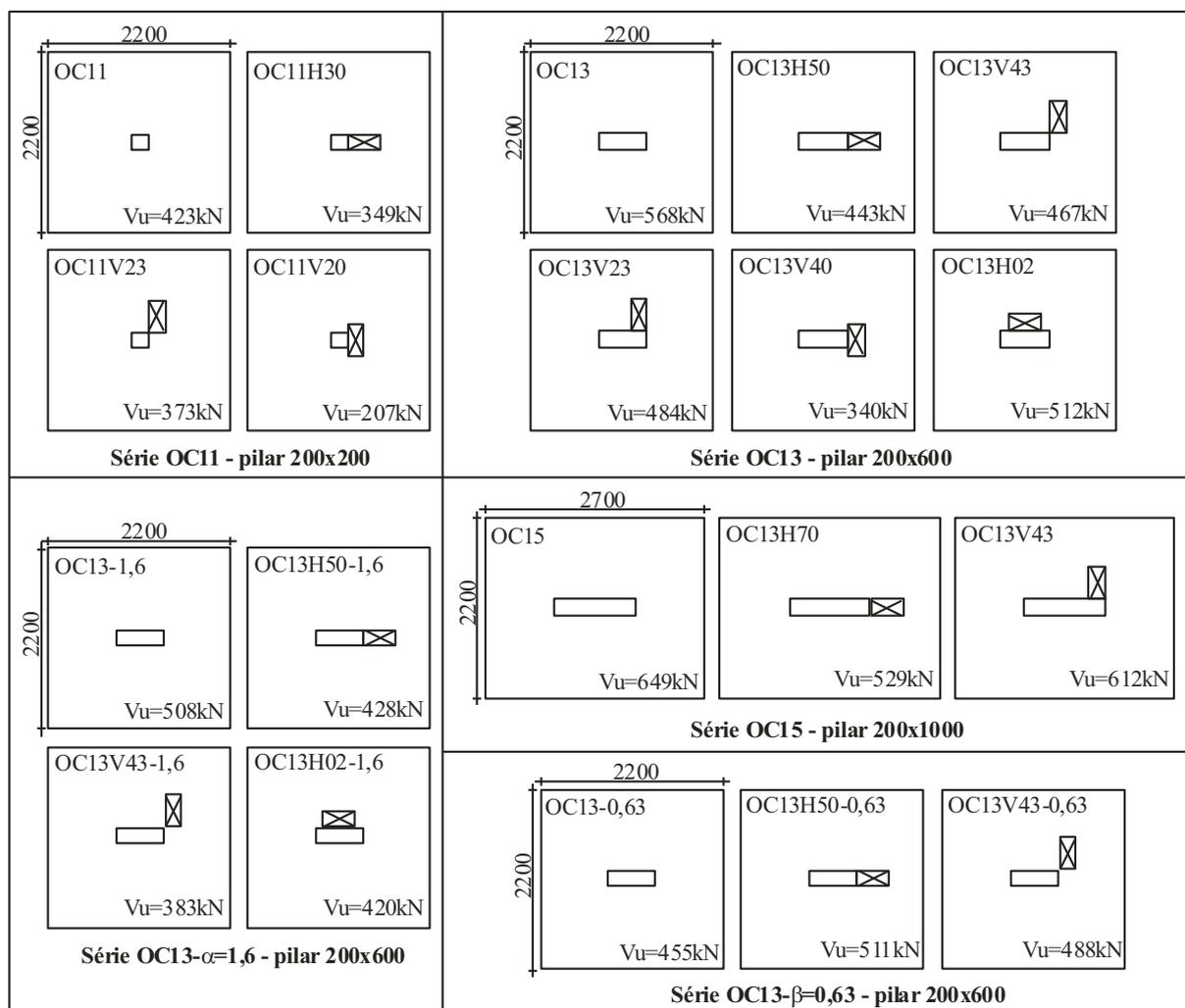


Figura 2.18 – Características principais e cargas últimas das lajes testadas por TENG et al.

(mm)

Cargas iguais foram aplicadas em oito pontos do bordo superior das lajes das séries OC11, OC13 e OC15, enquanto que nas lajes das séries OC13- α e OC13- β , as cargas não foram iguais em todas as bordas. A relação existente entre o carregamento das extremidades na direção “x” para o das extremidades na direção “y” foi de 1,6 (α) vezes e 0,63 (β) vez.

O furo localizado adjacente ao menor lado do pilar, das lajes OC11V20 e OC13V40, causou uma perda significativa na carga de ruptura quando comparadas com as lajes similares OC11 e OC13, sem furos, 51% e 40% respectivamente. Com isso, os autores concluíram que grande parte da tensão de cisalhamento está concentrada nas extremidades do pilar. Assim, a resistência à punção da laje apoiada em coluna retangular possivelmente é determinada pela região extrema do pilar.

TENG et al. verificaram que com a variação no tipo de carregamento houve uma determinada influência na resistência à punção. Quando o carregamento maior (1,6 vezes) foi aplicado na direção do menor lado do pilar (lajes da série OC13- α), percebeu-se que a carga última à punção diminuiu aproximadamente 10% em relação à laje similar com carregamento igual nas duas direções (série OC13). No caso da maior força ser aplicada na direção do maior lado do pilar (série OC13- β), notou-se uma redução mínima (aproximadamente 3%) na resistência última (apenas na comparação entre as lajes sem furos).

2.3 ESTUDOS SOBRE LAJES COM TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO PARA O PILAR

HANSON & HANSON (1964) desenvolveram uma pesquisa experimental em que ensaiaram dezessete lajes. Dezesseis destas simularam um pilar interno, com formato retangular de 2134x1219 mm. A outra laje simulou uma ligação característica de pilar de borda e teve dimensões de 1007x1219 mm. A espessura das lajes foi de 76 mm.

Todas as lajes tiveram um pilar concretado monoliticamente. Os pilares foram apoiados nas suas extremidades por sistemas articulados, a uma distância de 762 mm para cima e para baixo da laje, configurando apoios do 2º gênero, permitindo o giro na direção da aplicação de momento. Na parte de cima, pinos de aço foram soldados à armadura do pilar antes da concretagem.

Anteriormente ao ensaio, os pinos foram fixados (de maneira a permitir o giro) em barras inclinadas, comprimidas, de aço, ancoradas na laje de reação. Na parte de baixo, o pilar foi fixado em um apoio que permitia o giro na direção da aplicação de carga, como mostrado na Figura 2.19.

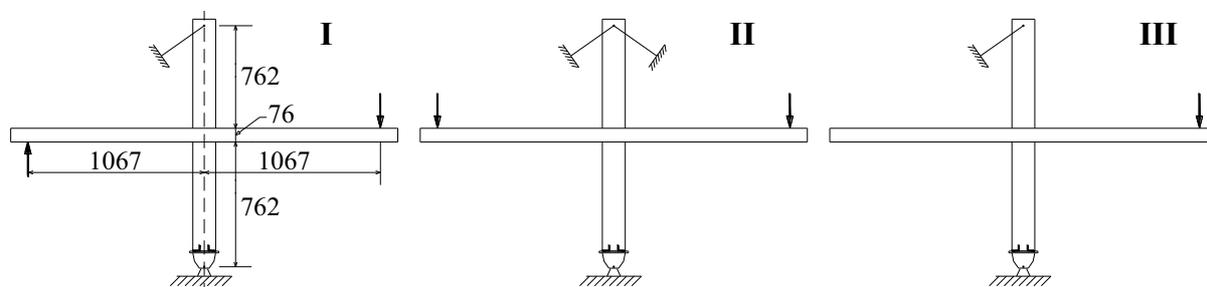


Figura 2.19 – Métodos de carregamento de HANSON & HANSON (1964) (mm)

O carregamento foi aplicado nas extremidades dos maiores lados de cada laje, a uma distância de 914 mm do centro do pilar, como mostrado na Figura 2.20.

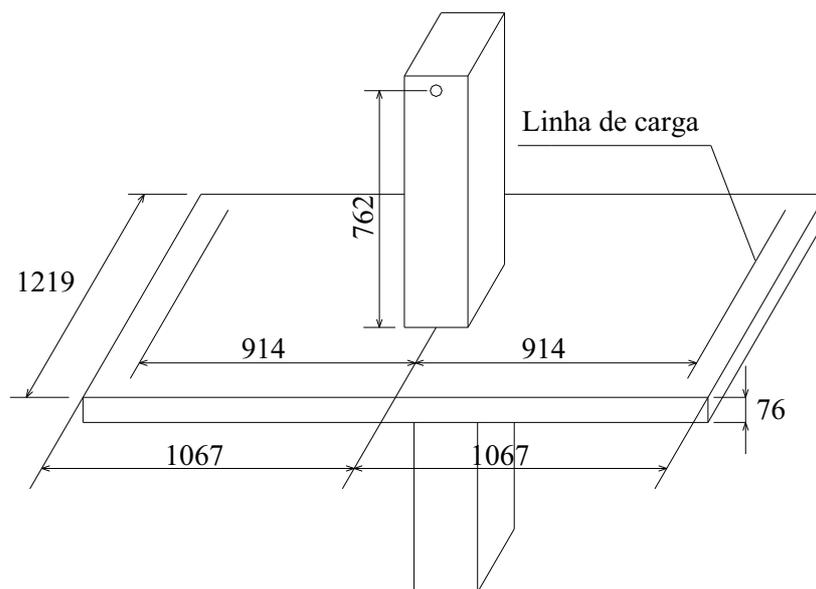


Figura 2.20 – Dimensões e linha de carga das lajes de HANSON & HANSON (1964) (mm)

As lajes tiveram quatro configurações de geometria, que foram denominadas de A, B, C e D, como mostrado na Figura 2.21. Os pilares nas configurações A, B e C foram locados no centro da laje e na configuração D, na borda do lado de 1219 mm.

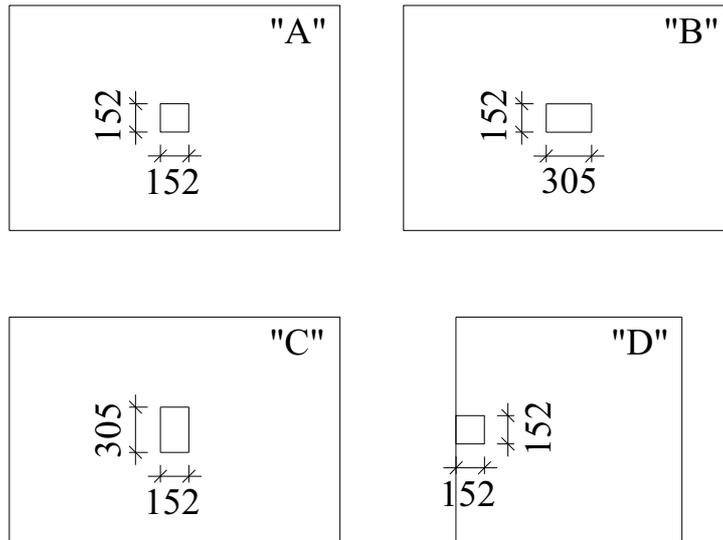


Figura 2.21 – Configurações das lajes de HANSON & HANSON (1964) (mm)

Doze lajes tiveram a configuração do tipo A, com pilar quadrado de 152 mm de lado. Oito, das doze lajes, levaram dois furos de 25x152 mm adjacentes ao pilar, sendo quatro com os furos paralelos ao maior lado da laje, tipo L, e quatro com os furos paralelos aos menores lados da laje, tipo C, conforme mostrado na Figura 2.22. A armadura de flexão das lajes com furos não foram cortadas e passaram através dos furos.

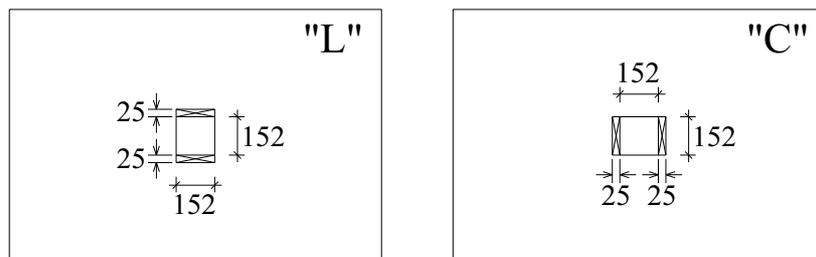


Figura 2.22 – Furos nas lajes de HANSON & HANSON (1964) (mm)

Dois lajes tiveram a configuração do tipo B, com pilar retangular de 152x305 mm. Outras duas lajes foram do tipo C, com pilar retangular de 305x152 mm. E, uma laje foi testada na configuração D.

As lajes foram armadas apenas à flexão.

As características, as cargas e os momentos de ruptura das lajes ensaiadas por HANSON & HANSON (1964) são mostrados na Tabela 2.7. Na numeração das lajes, a primeira letra indica a configuração geométrica, como mostrado na Figura 2.21. A última letra, quando usada, indica que a laje possui furo, como indicado na Figura 2.22.

Tabela 2.7 – Lajes ensaiadas por HANSON & HANSON (1964)

Laje ^a	Carregamento Método ^b	Pilar (mm)	f _c (MPa)	f _y (MPa)	Mu (kN.m)	Vu (kN)
A1	I	152 x 152	30,3	365,4	22,3	5,7
A2	I ^c	152 x 152	31,3	375,8	24,3	4,8
A3L	I	152 x 152	37,0	364,0	24,1	4,1
A4L	I ^c	152 x 152	33,4	373,7	23,8	4,8
A5C	I	152 x 152	35,0	371,6	15,8	5,1
A6C	I ^c	152 x 152	34,9	368,2	17,0	4,6
B7	I	152 x 305	33,0	354,4	35,7	4,9
C8	I	305 x 152	32,8	410,9	31,4	5,6
A9	II	152 x 152	34,7	368,9	0,7	62,9
A10L	II	152 x 152	30,9	354,4	0,6	57,5
A11C	II	152 x 152	33,4	348,2	0,4	57,7
A12	III	152 x 152	33,2	372,3	20,5	26,9
A13L	III	152 x 152	32,8	370,3	19,9	26,2
A14C	III	152 x 152	35,6	372,3	13,4	19,1
D15	III	152 x 152	31,1	365,4	9,9	12,1
B16	III	152 x 305	30,4	340,6	27,3	34,4
C17	III	305 x 152	36,0	341,3	24,7	31,5

d = 57 mm , ρ = 1,71% para todas as lajes;

^a A primeira letra indica a configuração geométrica mostrada na Figura 2.21. E, a última letra, quando usada, indica que a laje possui furo como indicado na Figura 2.22;

^b Ver Figura 2.19;

^c Sentido do carregamento invertido depois de 25%, 50% e 75% da carga última estimada.

As lajes tiveram três métodos de carregamento, tipos: I, II e III, como mostrado na Figura 2.19.

O primeiro método, tipo I, foi destinado a representar o caso de carregamentos laterais agindo em um edifício, causados por vento ou terremoto. Cargas inversas iguais foram aplicadas de maneira que apenas momento foi transferido ao pilar, não havendo transferência de carga vertical.

O segundo método, tipo II, representa a carga gravitacional, com as cargas aplicadas iguais nos dois lados da laje, produzindo momento e cisalhamento na laje sem transferência de momento ao pilar (houve transferência apenas de carga vertical).

O terceiro método, tipo III, representa o carregamento combinado de cargas laterais e gravitacionais. A carga foi aplicada em apenas um lado da laje, produzindo momento e cisalhamento combinado na junção laje-pilar.

Três lajes submetidas ao carregamento tipo I ainda foram submetidas a inversões dos carregamentos. Nesses testes, o sentido das cargas aplicadas foi invertido depois de alcançar 25%, 50% e 75% da carga esperada de ruptura.

Os autores relatam que o Committee 326, ASCE-ACI, após uma revisão do trabalho realizado por MOE (1961), adotou um limite para a tensão de cisalhamento igual a $4(d/r+1)\sqrt{f'_c}$, para uma seção situada na periferia do pilar. Esta definição foi significativa para uma equivalente recomendação do ACI Building Code (1963), que adotou um limite para a tensão de cisalhamento igual a $4\sqrt{f'_c}$ na seção crítica, que foi locada a uma distância de $d/2$, externa ao perímetro do pilar. O Committee 326 usou a seguinte expressão para avaliar o resultado de 25 ensaios:

$$v_1 = \frac{V}{A_c} + \frac{KM_c}{J_c} \quad (2.33)$$

onde, para um pilar interno:

$$A_c = 2d(x+y) \quad (2.34)$$

sendo: $x = (r_1+d)$ e $y = (r_2+3t)$ – onde: r_1 é o lado do pilar paralelo à direção do momento; r_2 é o lado do pilar perpendicular à direção do momento; t é a espessura total da laje.

$$J_c = \frac{x^3d}{6} + \frac{xd^3}{6} + \frac{x^3yd}{2} \quad (2.35)$$

Os autores relatam que o Committee 326, ASCE-ACI, após uma revisão do trabalho realizado por MOE (1961), adotou um limite para a tensão de cisalhamento igual a $4(d/r+1)\sqrt{f'_c}$, para uma seção situada na periferia do pilar. Esta definição foi significativa para uma equivalente recomendação do ACI Building Code (1963), que adotou um limite para a tensão de cisalhamento igual a $4\sqrt{f'_c}$ na seção crítica, que foi locada a uma distância de $d/2$, externa ao perímetro do pilar. O Committee 326 usou a seguinte expressão para avaliar o resultado de 25 ensaios:

$$v_1 = \frac{V}{A_c} + \frac{KM_c}{J_c} \quad (2.36)$$

onde, para um pilar interno:

$$A_c = 2d(x + y) \quad (2.37)$$

sendo: $x=(r_1+d)$ e $y=(r_2+3t)$ – onde: r_1 é o lado do pilar paralelo à direção do momento; r_2 é o lado do pilar perpendicular à direção do momento; t é a espessura total da laje.

$$J_c = \frac{x^3d}{6} + \frac{xd^3}{6} + \frac{x^3yd}{2} \quad (2.38)$$

Baseado nessa avaliação o Committee 326 recomendou o limite para a tensão de cisalhamento igual a $4\sqrt{f'_c}$ para uma seção crítica de projeto distante $d/2$ do pilar e assumindo $K=0,2$.

Os autores, com uma examinação feita de seus resultados obtidos e com os resultados obtidos por MOE (1961), concluíram que o método recomendado por MOE (1961), para determinação da tensão resistente última, tem uma simples aplicabilidade e demonstrou bons resultados. Também concluíram que o método recomendado pelo ACI-ASCE Committee 316, para determinação da tensão última, demonstrou boas previsões da tensão de ruptura de ligações laje-pilar apenas quando o fator de redução de momento, K , foi modificado de 0,2 para 0,4.

E, finalizaram, concluindo que a investigação feita tem uma prática aplicação para ser utilizada em conjunto com a Seção 1707 do ACI Building Code (1963), descrita da seguinte maneira:

“Quando cargas gravitacionais desbalanceadas, vento ou terremoto causar transferência de momento entre a coluna e a laje, 60% do momento pode ser considerado

transferido por flexão através do perímetro crítico definido na Seção 1707(b) – distante $d/2$ do perímetro do pilar – e, 40% por excentricidade do cisalhamento ao redor do centróide da seção crítica. A variação das tensões de cisalhamento pode ser considerada linear ao longo da seção crítica e, a tensão de cisalhamento máxima não pode exceder $4\phi\sqrt{f'_c}$ ”.

Outros autores contribuíram com trabalhos experimentais envolvendo descontinuidade de momento fletor com aplicação de carga na laje, como MOE (1961) que estudou o comportamento de diversas lajes com diferentes aplicações de carga, e diferentes momentos aplicados, em pilares com seção retangular. HAW KINGS, BAO & YAMASAKI (1989) onde estudaram a influência de pilares com efeito de momento, variando o carregamento, a taxa de armadura das lajes e a geometria da seção dos pilares, envolvendo o estudo de retangularidade de pilares.

No Brasil, CORDOVIL (1995) ensaiou dez lajes quadradas com 1540 mm de lado e 150 mm de espessura. O autor utilizou um sistema de ensaio onde o momento era aplicado no pilar, utilizando um dispositivo chamado de “trans-moment”. Com o dispositivo as cargas foram transmitidas à placa por meio de barras de aço comprimidas e tracionadas formando um binômio em contato com a laje.

2.4 ESTUDOS SOBRE A UTILIZAÇÃO DE FUROS E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO PARA O PILAR

SOUZA (2008), com a colaboração entre a Universidade de Brasília e a Universidade Federal de Goiás (UFG), investigou conjuntamente, no laboratório de estruturas da UFG, o efeito da utilização de furos adjacentes e a aplicação de momento fletor. Foram ensaiadas 19 lajes cogumelo quadradas com 2400 mm de lado e espessura de 150 mm, ligadas monoliticamente a um tronco de pilar com 850 mm (300 mm para cima e 400 mm para baixo) de altura com seção transversal retangular de 200x500 mm. As lajes foram carregadas nas bordas, de cima pra baixo.

Entre as lajes, as principais características que diferem umas das outras são: quantidade, posicionamento e dimensões dos furos, a taxa e a distribuição da armadura de flexão, a armadura de cisalhamento e a excentricidade de carga (relação $M(\text{momento transferido ao pilar})/V(\text{força cortante})$) na ligação laje-pilar. As lajes foram divididas em duas

séries em função do carregamento. As lajes sem transferência de momento fletor da laje ao pilar formam a Série 1 e as lajes com transferência de momento fletor a Série 2. O sistema de ensaio utilizado é mostrado na Figura 2.23.

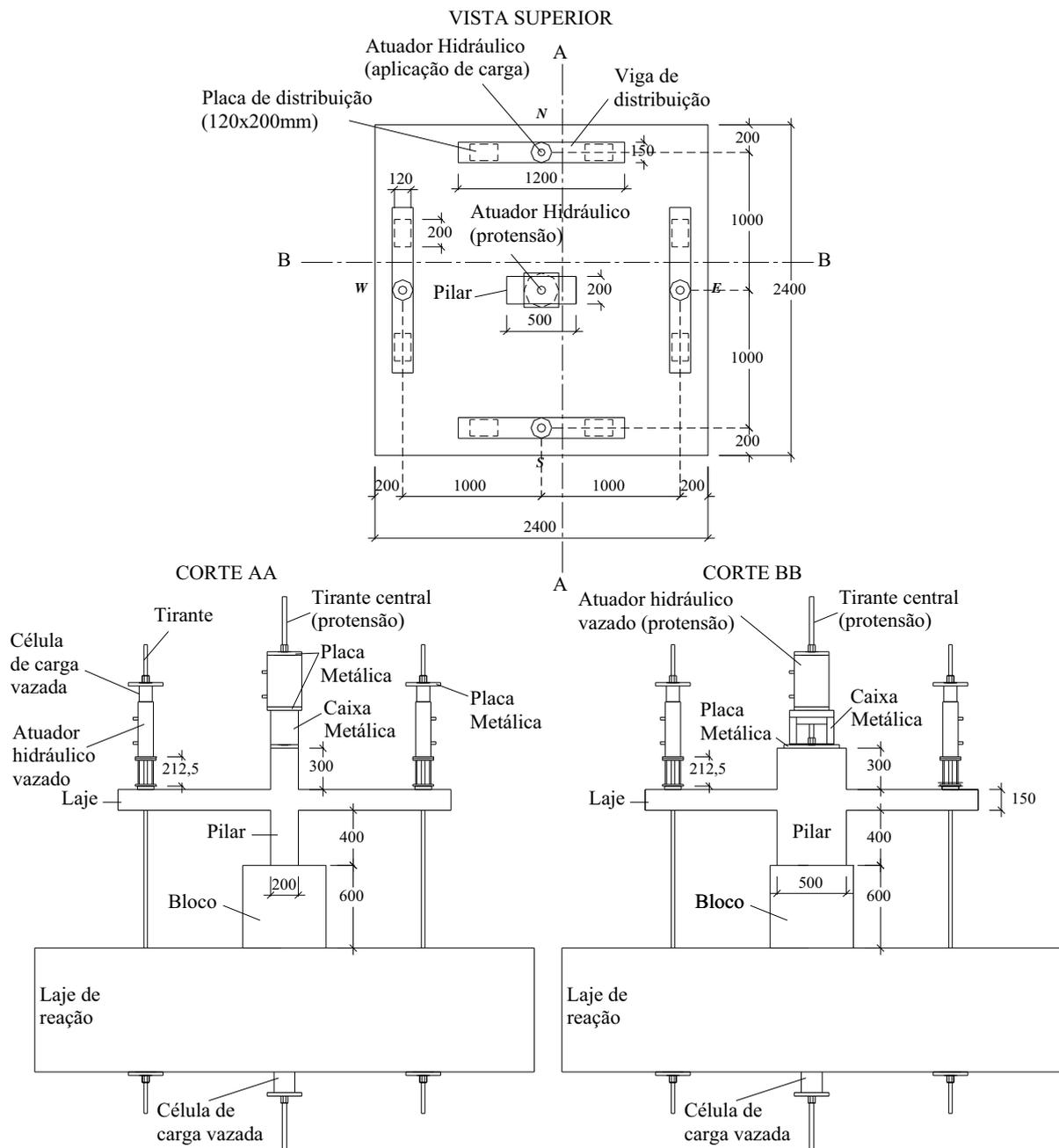
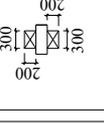
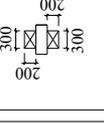
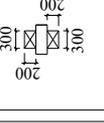
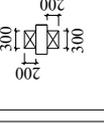
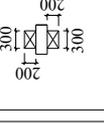
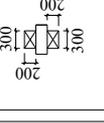
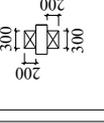
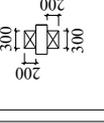
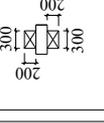
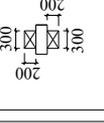
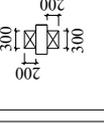
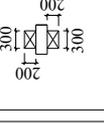
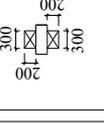
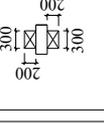
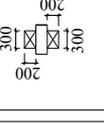
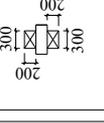
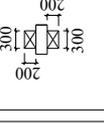
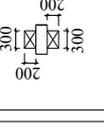


Figura 2.23 – Sistema de ensaio de SOUZA (2008), vista superior e cortes (mm)

As lajes ensaiadas por SOUZA (2008) são mostradas na tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Lajes ensaiadas por SOUZA (2008)

SEM FURO	COM 1 FURO						COM 2 FUROS								
<p>Unidades: $V_u \rightarrow$ kN $M_u \rightarrow$ kN.m $f_c \rightarrow$ MPa $d \rightarrow$ mm $\rho \rightarrow$ %</p> <p>L1 </p> <p>$V_u = 475$ $M_u = 0$ $f_c = 37,8$ $d = 121$ $\rho = 0,93$</p>	L2 	L3 	L4 	L7 	L16 	L9 	L19 	L10 	L13 	L18 	L11 	L12 	L17 	L8 	L15 
SÉRIE 1 - SEM MOMENTO	<p>Com armadura de cisalhamento (2 barras dobradas ϕ 12,5mm)</p> <p>L5 </p> <p>$V_u = 416$ $M_u = 0$ $f_c = 36,7$ $d = 122$ $\rho = 1,22$</p> <p>L6 </p> <p>$V_u = 425$ $M_u = 0$ $f_c = 36,7$ $d = 121$ $\rho = 1,14$</p>						SÉRIE 2 - COM MOMENTO								
<p>L9 $V_u = 375$ $M_u = 0$ $f_c = 34,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p> <p>L19 $V_u = 411$ $M_u = 0$ $f_c = 39,0$ $d = 126$ $\rho = 1,05$</p>	<p>L2 $V_u = 240$ $M_u = 0$ $f_c = 32,3$ $d = 123$ $\rho = 0,87$</p> <p>L3 $V_u = 250$ $M_u = 0$ $f_c = 39,5$ $d = 125$ $\rho = 1,17$</p> <p>L4 $V_u = 237$ $M_u = 0$ $f_c = 39,1$ $d = 124$ $\rho = 0,52$</p>	<p>L7 $V_u = 455$ $M_u = 0$ $f_c = 37,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p>	<p>L16 $V_u = 474$ $M_u = 0$ $f_c = 44,0$ $d = 125$ $\rho = 1,01$</p>	<p>L10 $V_u = 189$ $M_u = 83,0$ $f_c = 34,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p> <p>L13 $V_u = 277$ $M_u = 61,9$ $f_c = 36,4$ $d = 124$ $\rho = 1,46$</p>	<p>L18 $V_u = 322$ $M_u = 53,1$ $f_c = 37,3$ $d = 126$ $\rho = 1,05$</p>	<p>L11 $V_u = 299$ $M_u = 139,1$ $f_c = 36,7$ $d = 125$ $\rho = 1,44$</p> <p>L12 $V_u = 319$ $M_u = 74,4$ $f_c = 37,8$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p>	<p>L8 $V_u = 192$ $M_u = 86,3$ $f_c = 34,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p> <p>L15 $V_u = 364$ $M_u = 66,5$ $f_c = 43,2$ $d = 123$ $\rho = 0,91$</p>	<p>L17 $V_u = 279$ $M_u = 59,3$ $f_c = 35,8$ $d = 125$ $\rho = 1,01$</p>	<p>L5 $V_u = 416$ $M_u = 0$ $f_c = 36,7$ $d = 122$ $\rho = 1,22$</p> <p>L6 $V_u = 425$ $M_u = 0$ $f_c = 36,7$ $d = 121$ $\rho = 1,14$</p>	<p>L9 $V_u = 375$ $M_u = 0$ $f_c = 34,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p> <p>L19 $V_u = 411$ $M_u = 0$ $f_c = 39,0$ $d = 126$ $\rho = 1,05$</p>	<p>L10 $V_u = 189$ $M_u = 83,0$ $f_c = 34,2$ $d = 123$ $\rho = 1,48$</p> <p>L13 $V_u = 277$ $M_u = 61,9$ $f_c = 36,4$ $d = 124$ $\rho = 1,46$</p>				

O autor concluiu que as maiores perdas de resistência ocorreram para as lajes com um furo adjacente ao menor lado do pilar e com a dimensão adjacente do furo maior que a dimensão do pilar (lajes L2, L3 e L4), que tiveram como variável a taxa e o posicionamento da armadura de flexão. Também observou que, para as lajes com momento aplicado, as piores situações com relação à perda de resistência, com furo adjacente ao pilar e transferência de momento, ocorrem quando o momento está no sentido da região com furo, que é mais frágil e não tem concreto para resistir às compressões presentes na camada inferior da placa que são aumentadas devido ao momento.

Com base na análise da tese de SOUZA (2008), foi percebida uma significativa variação da taxa de armadura entre as lajes ensaiadas, que apresentou valores entre 0,91 e 1,48%. Tal fato gera uma variável a mais para ser apreciada no estudo e desvia o foco das variáveis de maior importância, que são a presença e as dimensões dos furos e a aplicação, sentido e direção do momento fletor aplicado. O presente trabalho tem como finalidade reduzir tal diferença entre as taxas de armadura das amostras, com vista a dar ênfase nas variáveis de maior relevância.

Este estudo também se propõe a confirmar alguns resultados obtidos por SOUZA (2008), tais como: a redução da resistência ao puncionamento com a transferência de momento fletor da laje ao pilar, em relação a uma laje sem momento aplicado; a redução da resistência ao puncionamento devido à existência de furo adjacente ao pilar, em relação a uma laje sem furos; a redução da resistência ao puncionamento quando a transferência de momento fletor se dá no sentido do furo, em relação a uma laje com momento aplicado no sentido oposto ao furo; a redução da resistência ao puncionamento com o aumento da intensidade do momento fletor transferido. Contudo, alguns questionamentos não podem ser respondidos apenas com as amostras do referido autor, fazendo-se necessária uma complementação do estudo, objetivo precípuo desta dissertação. Tais questionamentos são:

- Qual seria o comportamento em lajes com furo adjacente ao menor lado do pilar com transferência de momento em direções diferentes (comparação das lajes L5 e L6 com a laje L7, todas referentes ao presente trabalho)?
- Qual seria o comportamento em lajes com momento aplicado na mesma direção e sentido, porém que apresentem furos adjacentes ao menor lado do pilar com tamanhos distintos (comparação entre as lajes L3 do presente trabalho e L11 dos estudos de SOUZA (2008))?

- Qual seria o comportamento em lajes com momentos aplicados na mesma direção e sentidos opostos e que apresentem furos adjacentes ao menor lado do pilar com tamanhos distintos (comparação entre as lajes L6 do presente trabalho e L12 dos estudos de SOUZA (2008))?
- Qual seria o comportamento em lajes com momentos aplicados em diferentes direções e que apresentem furos adjacentes ao menor lado do pilar com tamanhos distintos (comparação entre as lajes L7 do presente trabalho e L17 dos estudos de SOUZA (2008))?
- Qual configuração levaria a uma maior resistência ao puncionamento numa laje lisa com momento fletor aplicado: Dois furos de 300x200 mm adjacentes ao maior lado do pilar ou apenas um furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado do pilar (comparação entre as lajes L7 do presente trabalho e L18 dos estudos de SOUZA (2008))?
- Qual configuração levaria a uma maior resistência ao puncionamento numa laje lisa com momento fletor aplicado: Dois furos de 200x200 mm adjacentes ao menor lado do pilar ou apenas um furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado do pilar (comparação entre as lajes L4 do presente trabalho e L10 dos estudos de SOUZA (2008))?

As questões acima se encontram respondidas e analisadas no Capítulo 5.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

O sistema de ensaio e o modelo da peça ensaiada foram concebidos com o intuito de simular a punção na região próxima ao pilar, para lajes tanto com simetria de carregamento quanto com a falta de simetria, transferindo momento fletor da laje para o pilar (descontinuidade de momento fletor na laje), problema freqüentemente encontrado na engenharia de projetos em lajes lisas (quando da existência de vãos diferentes ou carregamentos diferenciados a cada lado do pilar).

A confecção do sistema de ensaio e o ensaio da laje foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás.

O programa experimental deste trabalho compreendeu ensaios, até a ruptura, de 7 (sete) lajes quadradas com 2400 mm de lado e com 150 mm de espessura, ligadas monoliticamente a um pilar central de seção retangular, com lados de 500x200 mm e com 850 mm de altura (300 mm acima da laje, 400 mm abaixo e 150 mm coincidente com a laje). As principais variáveis envolvidas nesta investigação experimental são:

- Existência de furo 400x400 mm adjacente ao pilar;
- Taxa (procurou-se minimizar esta) e distribuição da armadura de flexão;
- Carregamento, com diferentes transferências de momento fletor da laje para o pilar.

Os ensaios de caracterização de concreto e extração de testemunhos foram executados pela empresa Carlos Campos Consultoria Ltda. Os ensaios de caracterização de aço foram executados no Centro Tecnológico de Engenharia Civil do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A e no Laboratório de Estruturas do Curso de Mestrado em Engenharia Civil (CMEC-UFG).

Neste capítulo serão apresentadas as características geométricas do modelo ensaiado, a aplicação de carga, a armadura de flexão, o sistema de ensaio, a instrumentação e os materiais utilizados nos ensaios.

3.1 CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

As lajes apresentaram dimensões constantes e iguais a 2400 mm x 2400 mm x 150 mm. Foram ligadas monoliticamente a um pilar retangular com lados de 500 mm x 200 mm e com altura de 850 mm (300 mm acima da laje, 400 mm abaixo e 150 mm coincidente com a laje).

Foram executados dois modelos padrões de lajes, diferenciados pela existência de furo, como mostrado nas Figuras 3.1 e 3.2.

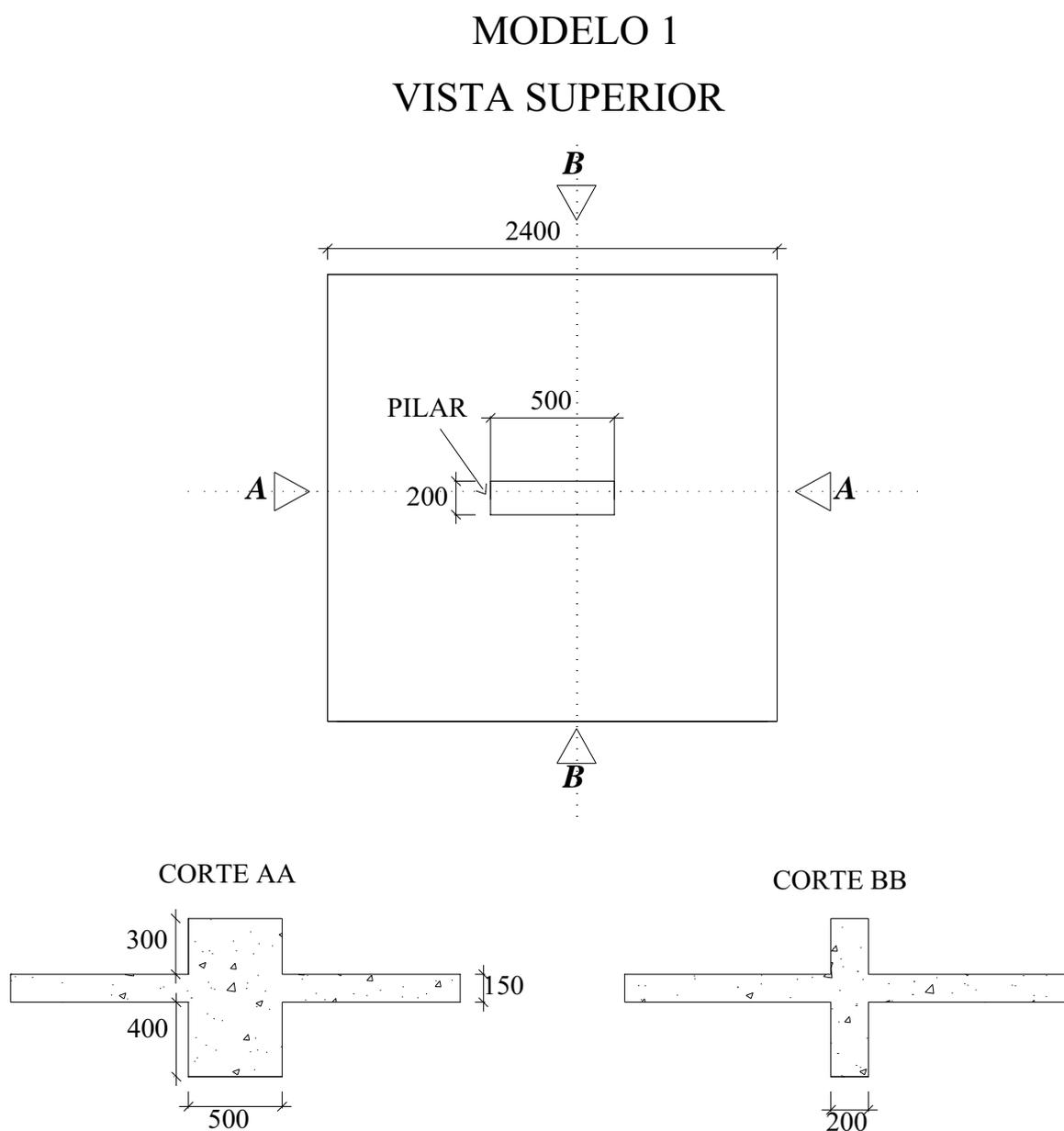


Figura 3.1 – Características geométricas das lajes ensaiadas – Modelo 1

MODELO 2

VISTA SUPERIOR

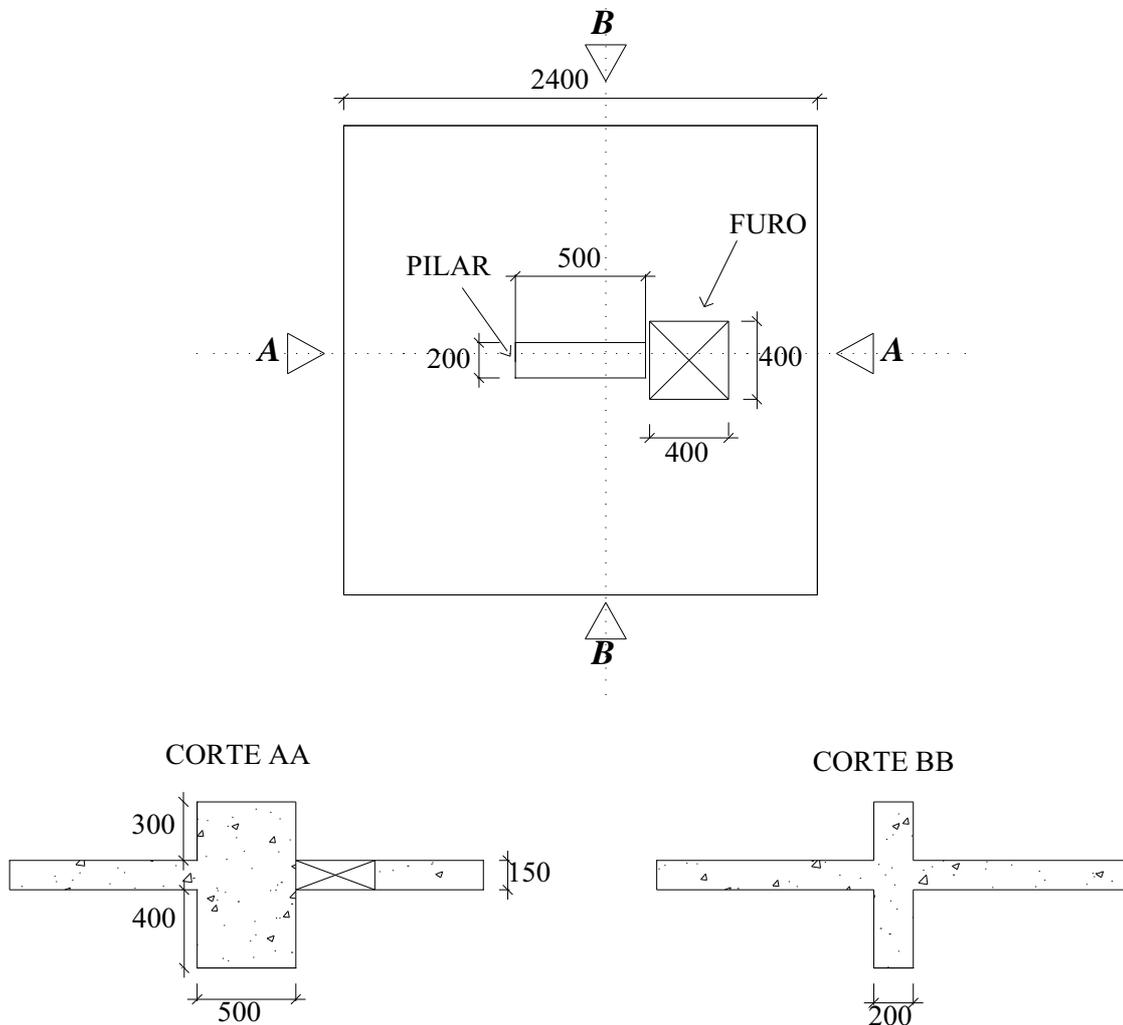


Figura 3.2 – Características geométricas das lajes ensaiadas – Modelo 2

O primeiro modelo (modelo 1), das lajes L1 e L2, trata-se de uma laje maciça sem furo. O segundo (modelo 2) é composto por exemplares com um furo quadrado de 400 mm de lado adjacente ao menor lado do pilar, lajes L2 a L7, ligado monoliticamente a um tronco de pilar protendido, de seção retangular com lados de 200 x 500 mm e com 850 mm de altura (300 mm acima da laje e 400 mm abaixo).

Os modelos representam um modelo discreto de laje cogumelo, simulando um trecho com momento negativo de um pilar interno. O modelo discreto representa localmente a região do pilar e da laje a ser analisada, adequado para análise isolada de punção, não abrangendo os esforços de membrana existentes num painel de laje.

3.2 CARREGAMENTO

Foram utilizados seis tipos de carregamento, que foram criados de maneira que, para cada passo de carga, se tivesse o mesmo carregamento vertical aplicado em todas as lajes, podendo mudar a intensidade ou o sentido do momento fletor transferido da laje para o pilar. As cargas foram aplicadas com ativadores hidráulicos vazados, colocados sobre vigas metálicas de distribuição e estas apoiadas sobre placas de aço de 100 mm x 200 mm x 20 mm, fixadas sobre a laje, como mostram as Figuras 3.3 a 3.8.

3.2.1 Carregamento da laje sem transferência de momento

A laje L1 teve carregamento simétrico com a mesma intensidade de carga em todas as bordas da laje. Na Figura 3.3 é mostrada a intensidade da carga aplicada nas duas placas de distribuição de cada borda da laje L1. A somatória dessas duas cargas totaliza a intensidade de carga aplicada em cada borda.

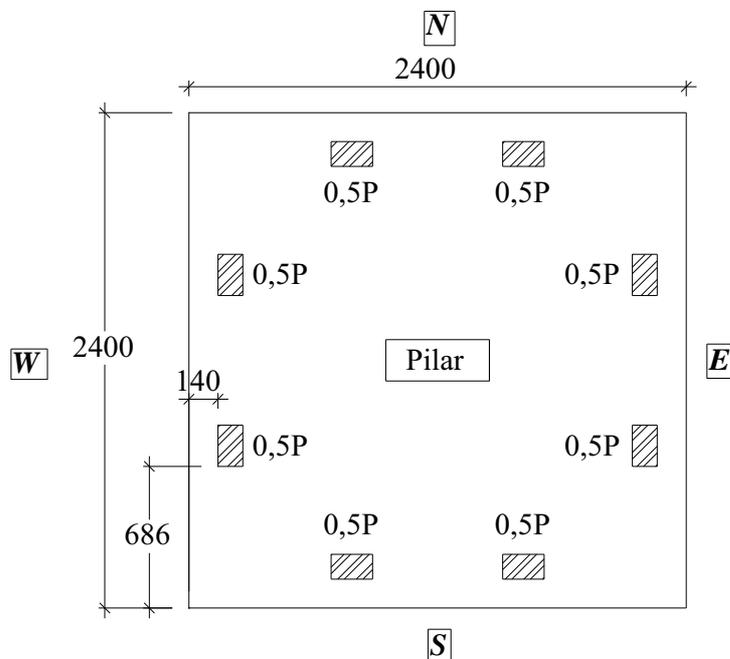


Figura 3.3 – Carregamento da laje L1 (dimensões em mm)

3.2.2 Carregamento das lajes com transferência de momento

As lajes L2 a L7 tiveram carregamento assimétrico com momento aplicado sendo transferido ao pilar em apenas uma direção de cada laje.

Na Figura 3.4 pode ser visto o carregamento utilizado nas lajes L2 e L4, com momento fletor na direção do maior lado do pilar, no sentido horário, onde: na direção *W* não foi aplicada carga e na direção *E* foi aplicada carga com intensidade duas vezes maior que nas direções *N* e *S*. Na figura é mostrada a intensidade da carga aplicada nas duas placas de distribuição de cada borda da laje, de maneira que a intensidade de carga total aplicada em cada borda é a somatória das duas.

A excentricidade de carga foi de 0,500 m ($e = \text{Momento/Carga}$, onde: $\text{Momento} = 2P \times 1\text{m}$, e $\text{Carga} = 4P$).

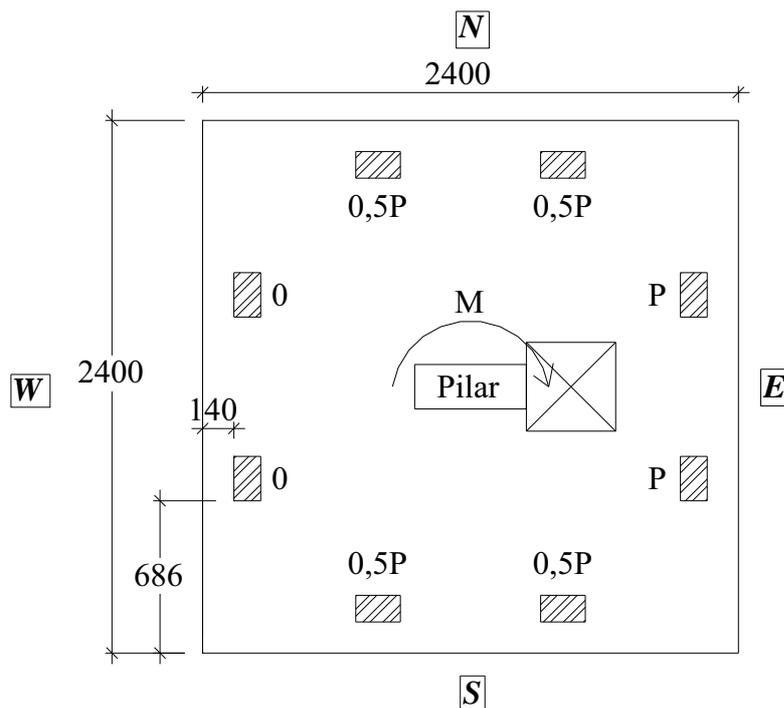


Figura 3.4 – Carregamento das lajes L2 e L4 (dimensões em mm)

O carregamento da laje L3, assimétrico, com momento na direção do maior lado do pilar e no sentido anti-horário, é mostrado na Figura 3.5. Na direção *E* não foi aplicada carga. Na direção *W*, a carga aplicada foi o dobro da aplicada nas direções *N* e *S*. A excentricidade de carga também foi de 0,500 m.

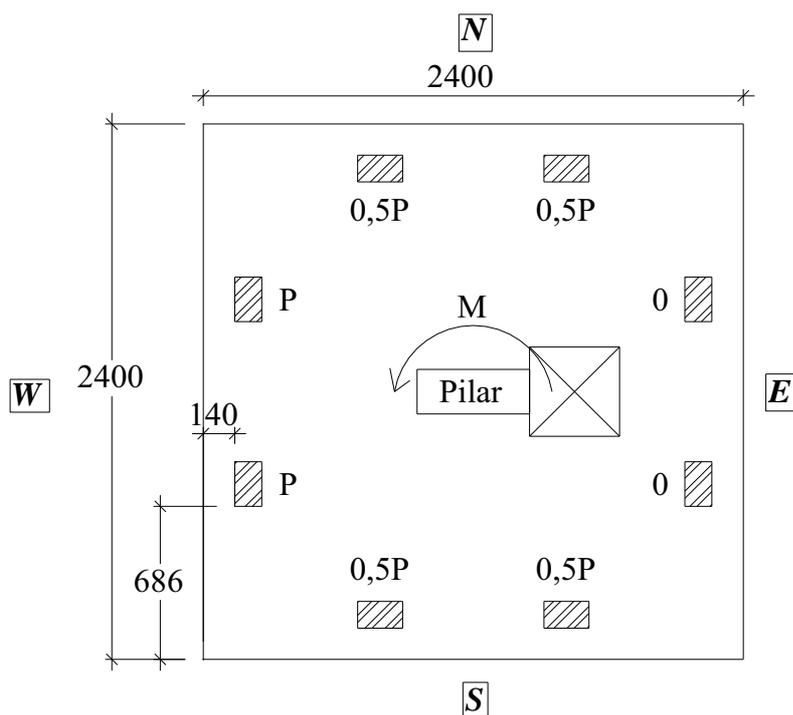


Figura 3.5 – Carregamento da laje L3 (dimensões em mm)

Na Figura 3.6 é mostrado o carregamento da laje L5. Houve momento transferido na direção do maior lado do pilar no sentido horário, porém com menor intensidade que o mostrado na Figura 3.4.

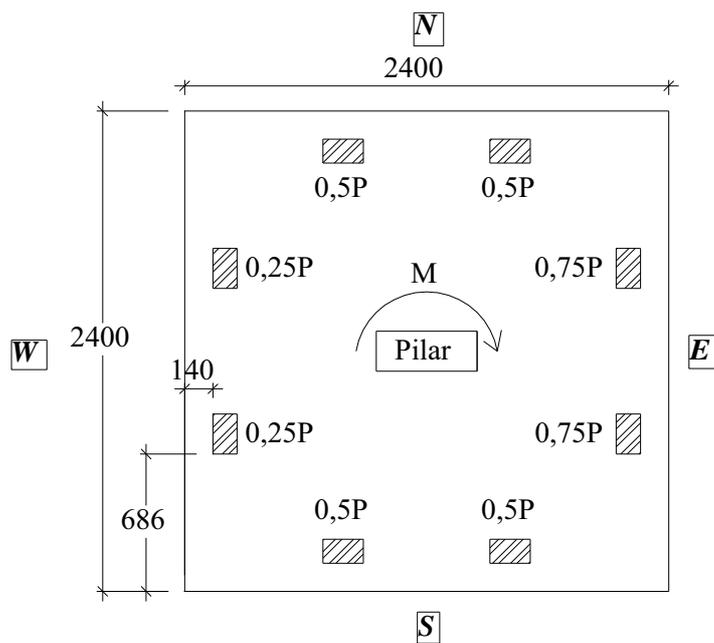


Figura 3.6 – Carregamento da laje L5 (dimensões em mm)

Na direção *W* foi aplicada uma carga com a metade da intensidade da carga aplicada nas direções *N* e *S*, e, na direção *E*, essa intensidade foi 1,5 vezes maior que nas direções *N* e *S*. A excentricidade de carga foi de 0,250 m ($e = \text{Momento}/\text{Carga}$, onde: $\text{Momento} = (1,5P - 0,5P) \times 1\text{m}$, e $\text{Carga} = 4P$).

Na Figura 3.7 é mostrado o carregamento da laje L6. Houve momento transferido na direção do maior lado do pilar, porém, diferentemente da laje L5, no sentido anti-horário. Na direção *E* foi aplicada uma carga com a metade da intensidade da carga aplicada nas direções *N* e *S*, e, na direção *W*, essa intensidade foi 1,5 vezes maior que nas direções *N* e *S*. A excentricidade de carga também foi de 0,250 m.

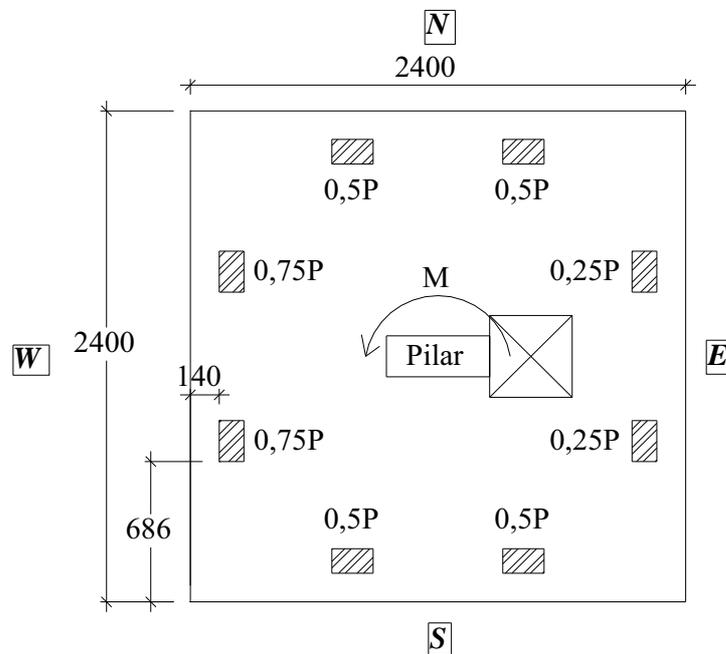


Figura 3.7 – Carregamento da laje L6 (dimensões em mm)

Na laje L7, o momento foi aplicado na direção do menor lado do pilar, como pode ser visto na Figura 3.8. Na direção *S* foi aplicada uma carga com a metade da intensidade da aplicada nas direções *W* e *E*, e, na direção *N*, essa intensidade foi 1,5 vezes maior que nas direções *W* e *E*. A excentricidade de carga foi de 0,250 m.

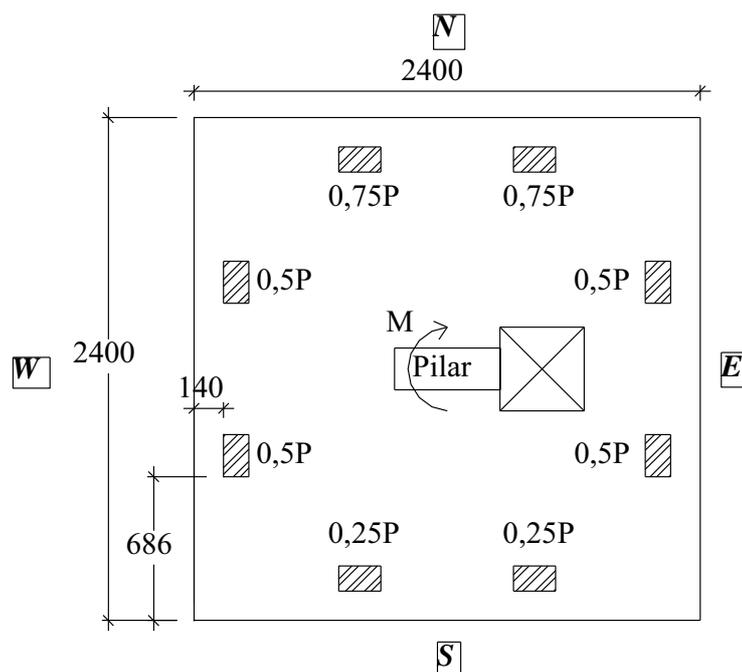


Figura 3.8 – Carregamento da laje L7 (dimensões em mm)

Na Tabela 3.1 é mostrado um resumo dos carregamentos de cada laje, da L1 a L7.

Tabela 3.1 – Carregamento das lajes L1 a L7

		SEM FURO										
SEM MOMENTO	<div style="text-align: center;"> <p>L1</p> </div>											
	SEM FURO		COM 1 FURO 400X400 mm									
COM MOMENTO	<div style="text-align: center;"> <p>L2</p> </div>		<div style="text-align: center;"> <p>L3</p> </div>		<div style="text-align: center;"> <p>L4</p> </div>		<div style="text-align: center;"> <p>L5</p> </div>		<div style="text-align: center;"> <p>L6</p> </div>		<div style="text-align: center;"> <p>L7</p> </div>	

3.3 ARMADURA DE FLEXÃO

Na Tabela 3.2 é apresentado um resumo das características das lajes quanto a: geometria (modelo 1 ao 2), armadura (taxas de armadura – ρ_x , ρ_y e ρ , alturas efetivas – d_x , d_y e d) e carregamento.

As taxas de armadura foram calculadas conforme indicado pelo EUROCODE 2 (EC2/2006), a uma largura igual à dimensão do pilar mais “3d” para cada um dos lados.

Tabela 3.2 – Caracterização das lajes

Laje	Modelo	d_y (mm)	d_x (mm)	$d^{(1)}$ (mm)	$\rho_y^{(2)}$ (%)	$\rho_x^{(2)}$ (%)	$\rho^{(3)}$ (%)
L1	1	126	114	120	1,06	1,41	1,22
L2	1	128	116	122	1,03	1,38	1,19
L3	2	131	119	125	1,18	1,16	1,17
L4	2	129	117	123	1,21	1,19	1,20
L5	2	129	117	123	1,21	1,19	1,20
L6	2	130	118	124	1,20	1,17	1,19
L7	2	127	115	121	1,25	1,22	1,24

$$^{(1)} d = (d_x + d_y)/2$$

$$^{(2)} \rho_x = 100.(A_{S_x})/(d_x.(500+6d)); \rho_y = 100.(A_{S_y})/(d_y.(200+6d))$$

$$^{(3)} \rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

As armaduras de flexão negativa foram compostas por malhas ortogonais, com barras de 12,5 mm de diâmetro, e posicionadas próximas ao bordo superior das lajes (cobrimento de 15 mm). As Figuras 3.9 a 3.13 apresentam as armaduras de flexão utilizadas em todas as lajes.

Na Figura 3.9 é mostrado o detalhamento da armadura de flexão negativa das lajes sem furo, L1 e L2, composta de malha ortogonal com 26 barras na direção x (EW) e 20 na direção y (NS).

Tal diferenciação ocorreu pelo fato das barras na direção x se situarem acima das barras na direção y , provocando um braço de alavanca maior (d maior), deixando essa direção mais resistente, daí o número maior de barras na direção y , para que as resistências à flexão em ambas as direções fossem próximas.

As medidas relativas aos distanciamentos das barras da armadura estão em cm , apenas os diâmetros das mesmas se encontram em mm . O cobrimento da armadura de flexão negativa foi de 15 mm. Na mesma figura, também é mostrado o detalhamento da armadura do pilar, que foi o mesmo para todas as lajes ensaiadas. A ancoragem das barras se deu pela continuidade das mesmas, em suas extremidades, dobradas dentro da laje, com o comprimento de ancoragem mínimo de 42 cm, calculado pelas recomendações da NBR 6118:2003. A armadura de flexão positiva foi composta por uma malha ortogonal com 10 barras de 6,3 mm de diâmetro, nas duas direções, espaçadas a cada 24 cm, conforme é mostrado na Figura 3.10.

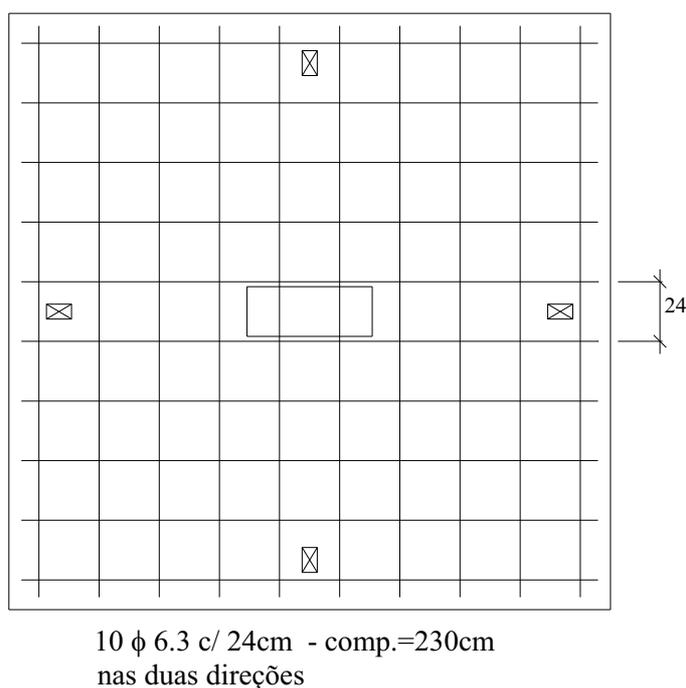


Figura 3.10 – Armadura Positiva das lajes sem furos, L1 e L2 (medidas em cm)

Nas lajes com furos, as barras que coincidiram com a posição do furo foram cortadas para que o mesmo fosse inserido, não havendo reposição de barras.

Na Figura 3.11, lajes L3 a L7, a armadura de flexão consistiu-se de malha ortogonal com 22 barras na direção x e 21 na direção y .

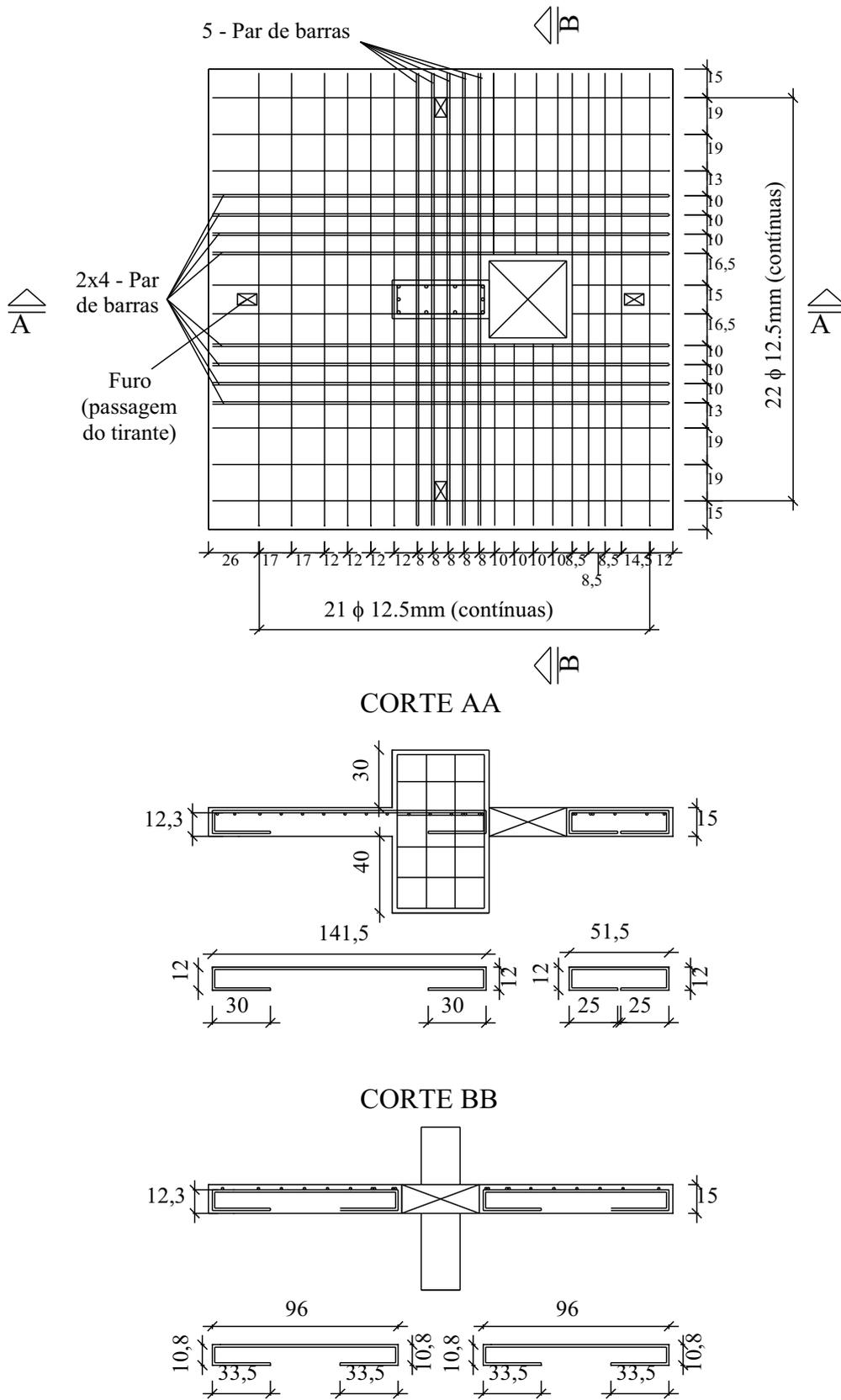


Figura 3.11 – Armadura de flexão das lajes com furos, L3 a L7 (medidas em cm)

A malha foi mais concentrada nas regiões da laje próximas ao furo e da ligação com o pilar, com barras agrupadas duas a duas. Também é mostrada a armadura de flexão positiva para estas lajes na Figura 3.12.

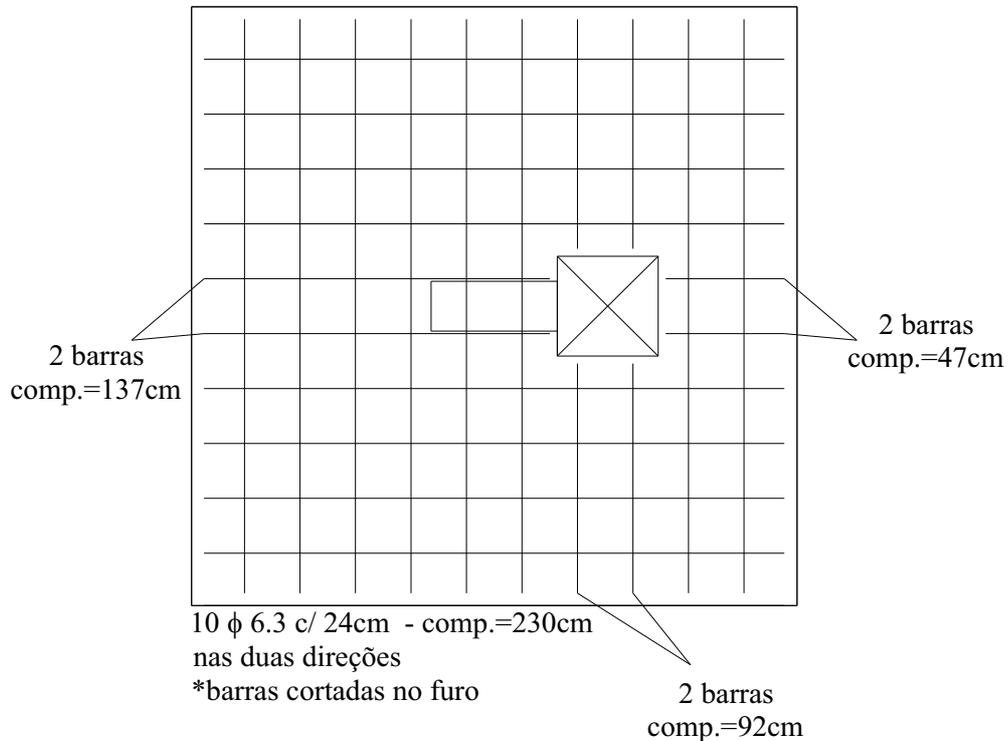


Figura 3.12 – Armadura Positiva das lajes com furos, L3 a L7 (medidas em cm)

A altura efetiva, d , foi conferida antes da concretagem das lajes, em diversos pontos próximos ao pilar. As medidas foram sempre iguais ou próximas da altura efetiva de projeto, 123 mm. A altura efetiva medida tem uma precisão de 2 mm, para mais ou para menos. A armadura do pilar é mostrada na Figura 3.13.

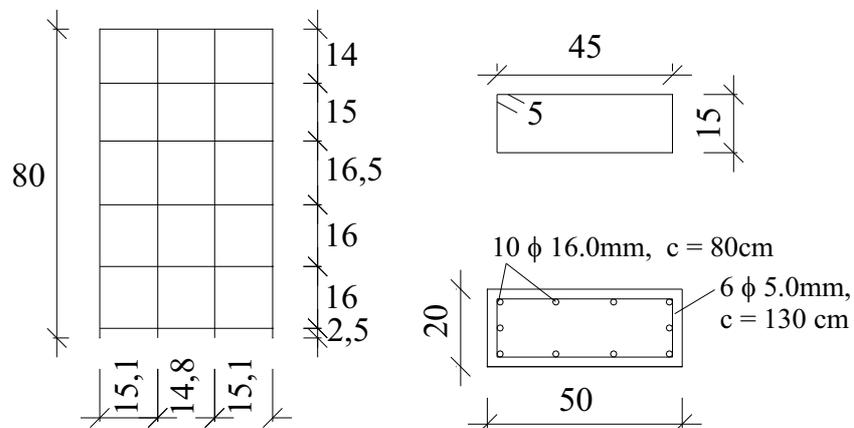


Figura 3.13 – Armadura do pilar (cm)

3.4 MATERIAIS

3.4.1 Aço

O aço utilizado foi do tipo CA-50 e CA-60. Para obtenção das propriedades mecânicas desse material, foram ensaiadas amostras conforme NBR 6152 (1992). Na Tabela 3.3 são apresentadas as propriedades mecânicas dos aços utilizados nas lajes ensaiadas.

Os aços com diâmetros de 16,0 mm, para todas as lajes, foram de um mesmo lote.

Os aços com diâmetro de 6,3 mm tiveram origem de dois lotes diferentes: lote 1 para a laje L4 e lote 2 para as lajes L1 a L3 e L5 a L7.

Os aços com diâmetro de 12,5 mm tiveram origem de três lotes diferentes: lote 1 para a laje L4, lote 2 para as lajes L1 a L3 e lote 3 para as lajes L5 a L7.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas dos aços utilizados

Lote	Diâmetro (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_y (mm/m)	E_s (GPa)	Utilização das barras
1	6,3	649	766	2,2	273	Armadura inferior de flexão e estribos do pilar da laje L4
2	6,3	673	807	2,9	213	Armadura inferior de flexão e estribos do pilar das lajes L1 a L3 e L5 a L7
1	12,5	595	739	2,7	200	Armadura superior de flexão da laje L4
2	12,5	623	770	2,4	205	Armadura superior de flexão das lajes L1 a L3
3	12,5	583	710	2,4	236	Armadura superior de flexão das lajes L5 a L7
1	16,0	595	739	2,7	200	Armadura longitudinal dos pilares de todas as lajes

Para o ensaio dos aços, foram utilizadas prensas analógicas MARUTO, como mostrado na Figura 3.14.



Figura 3.14 – Prensas utilizadas para o ensaio dos aços

3.4.2 Concreto

O concreto utilizado para todas as lajes foi dosado para atingir 30 MPa de resistência característica à compressão. O concreto foi usinado e fornecido pela empresa REALMIX CONCRETO Ltda. A composição por metro cúbico do concreto está discriminado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Composição do concreto por m³

Material	Peso (kg)
Cimento (CPII F32)	405
Areia natural (dimensão máxima de 4,8 mm)	410
Areia artificial (dimensão máxima de 4,8 mm)	270
Brita 0 (dimensão máxima de 12,5 mm)	510
Brita 1 (dimensão máxima de 19,0 mm)	510
Água	200
Aditivo superplastificante - 2,43 litros	

Foram realizados os seguintes ensaios, para as idades de 7, 14, 21, 28 e 48 dias: resistência à compressão simples, segundo a NBR 5739:1994, (f_c); resistência à tração por compressão diametral, segundo a NBR 7222:2004, (f_t); e módulo de elasticidade secante entre as tensões iguais a 0,5 MPa e 30% da resistência à compressão do concreto, segundo a NBR 8522:1984, (E_c). Para o ensaio foram testados dois corpos de prova. O resultado

considerado é a média dos resultados de cada um deles. Os resultados dos ensaios estão dispostos na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Propriedades mecânicas do concreto das lajes L1 a L7

Tempo (dias)	Grupo de lajes								
	L1 a L3			L4			L5 a L7		
	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_t (MPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_t (MPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)	f_t (MPa)
7	-	-	-	34,7	24,1	2,8	36,3	24,2	3,1
14	30,2	-	2,4	39,1	25,6	3,3	38,3	25,5	3,3
21	36,8	28,7	3,4	41,9	26,0	3,7	39,9	23,8	3,2
28	41,7	32,3	3,7	42,9	27,6	4,0	41,5	27,5	3,4
46	42,8	32,8	-	-	-	-	-	-	-
48	-	-	-	44,6	27,1	3,8	-	-	-
74	-	-	-	-	-	-	46,0	36,7	3,8

As lajes foram ensaiadas após atingir resistência à compressão simples maior ou igual a 30 MPa e módulo de elasticidade secante maior ou igual a 21 GPa.

A laje, com a data de seu ensaio coincidente com o dia de ensaio do concreto, teve considerada sua resistência à compressão, a mesma daquela obtida no dia do ensaio do concreto.

A determinação da resistência à compressão do concreto, para lajes com datas de seus ensaios diferentes das datas dos ensaios de concreto, foi feita pela interpolação entre os resultados de resistência à compressão das datas anterior e posterior a cada ensaio.

A resistência à compressão do concreto, de cada laje, na data de seus respectivos ensaios, pode ser vista nos gráficos, resistência à compressão x tempo (dias), das Figuras 3.15 a 3.17.

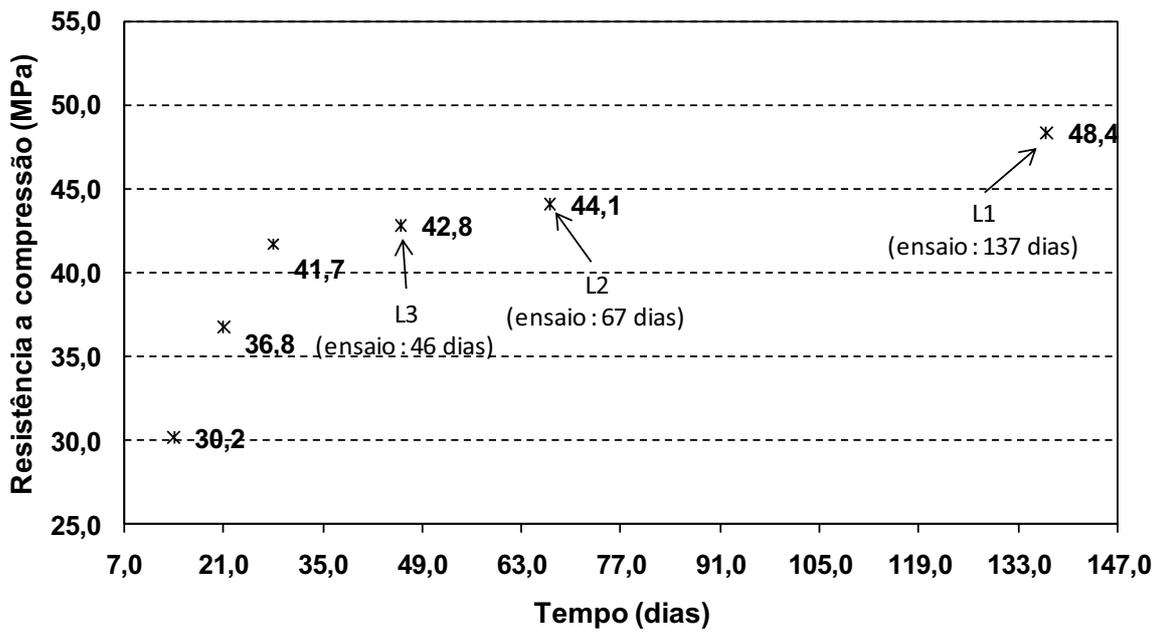


Figura 3.15 – Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto das lajes L1 a L3

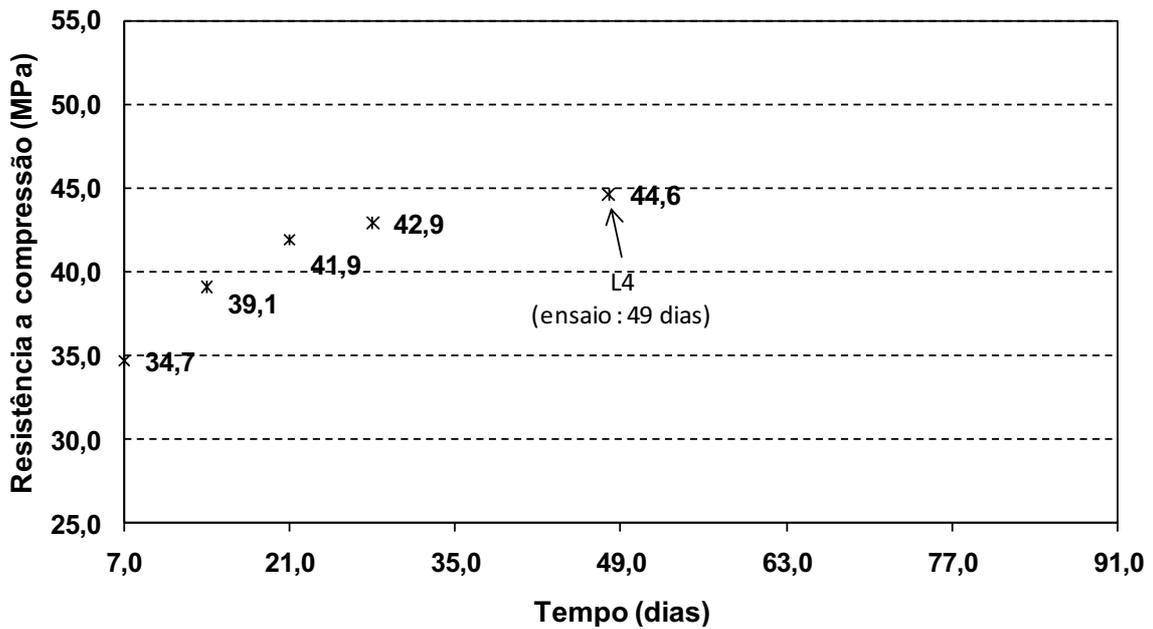


Figura 3.16 – Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto da laje L4

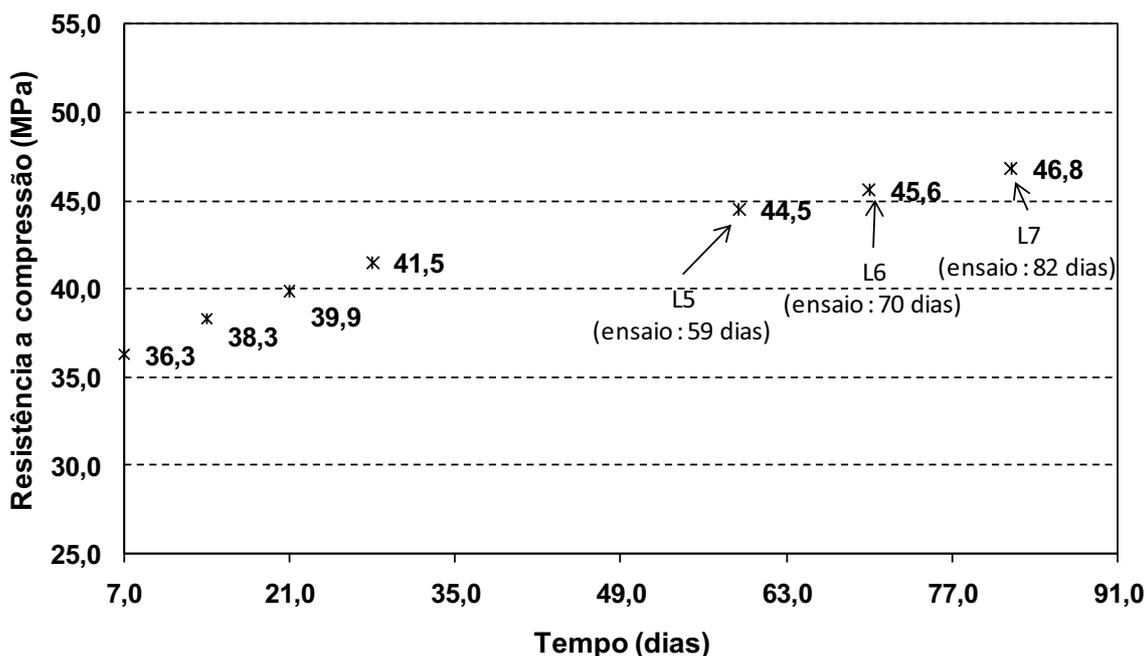


Figura 3.17 – Gráfico resistência à compressão x tempo, do concreto das lajes L5 a L7

3.5 MOLDAGEM E CURA

As lajes foram moldadas em formas metálicas. Em cada forma foi encaixado um tubo metálico, com 830 mm de comprimento e 75 mm de diâmetro, no centro do pilar, para posterior passagem do tirante central; e quatro tubos metálicos retangulares com medidas externas de 60 mm x 100 mm, para posterior passagem dos tirantes laterais.

Para a moldagem das lajes com furos, foram feitos moldes com Poliestireno Expandido (isopor) com as dimensões dos furos, que foram colocados nos locais desses. Sobre os moldes foram colocados pesos para que não se deslocassem durante a concretagem.

As Figuras 3.18 a 3.23 mostram fotografias das formas metálicas e das armaduras antes da concretagem e a Figura 3.24 mostra a fotografia das lajes L1 e L2 concretadas.

Após início da pega do concreto, foi colocada água sobre as lajes e estas foram cobertas por lonas durante 7 (sete) dias. A água foi reabastecida duas vezes por dia, durante os três primeiros dias, e uma vez nos restantes.



Figura 3.18 – Fotografia da laje L1 pronta para moldagem



Figura 3.19 – Fotografia da laje L2 pronta para moldagem



Figura 3.20 – Fotografia da laje L3 pronta para moldagem



Figura 3.21 – Fotografia da laje L4 pronta para moldagem



Figura 3.22 – Fotografia das lajes L5 e L6 prontas para moldagem



Figura 3.23 – Fotografia da laje L7 pronta para moldagem



Figura 3.24 – Fotografia das lajes L1 e L2 moldadas

3.6 SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio pode ser visto nas Figuras 3.25 e 3.26.

As lajes foram carregadas de cima para baixo por meio de quatro ou três atuadores hidráulicos vazados, conforme o carregamento. Os atuadores hidráulicos, da marca YELLOW POWER, com capacidade de 300 kN, foram posicionados em cima de vigas de distribuição metálicas (aço SAC1045), dispostas nas bordas da laje. Cada viga estava apoiada em duas placas metálicas (aço SAC1045) de distribuição, assentadas na laje, por onde o carregamento foi transmitido.

Os atuadores foram ancorados em quatro tirantes metálicos, com 29 mm de diâmetro (aço encruado, $f_y = 750$ MPa – dado do fabricante), da marca ROCSOLO, fabricado pela empresa ESTE ENGENHARIA S.A.. Os tirantes atravessaram a laje e as vigas metálicas através de furos previamente feitos. Na laje, esses furos foram encamisados por tubos metálicos. Os tirantes foram ancorados na laje de reação.

A reação ao carregamento ocorreu no pilar central, ligado monoliticamente à laje. O pilar foi apoiado sobre um bloco de concreto armado de formato cúbico, com

arestas de 600 mm. O bloco foi inserido para facilitar o deslocamento embaixo da laje e teve a função de transmitir a reação da peça de ensaio à laje de reação.

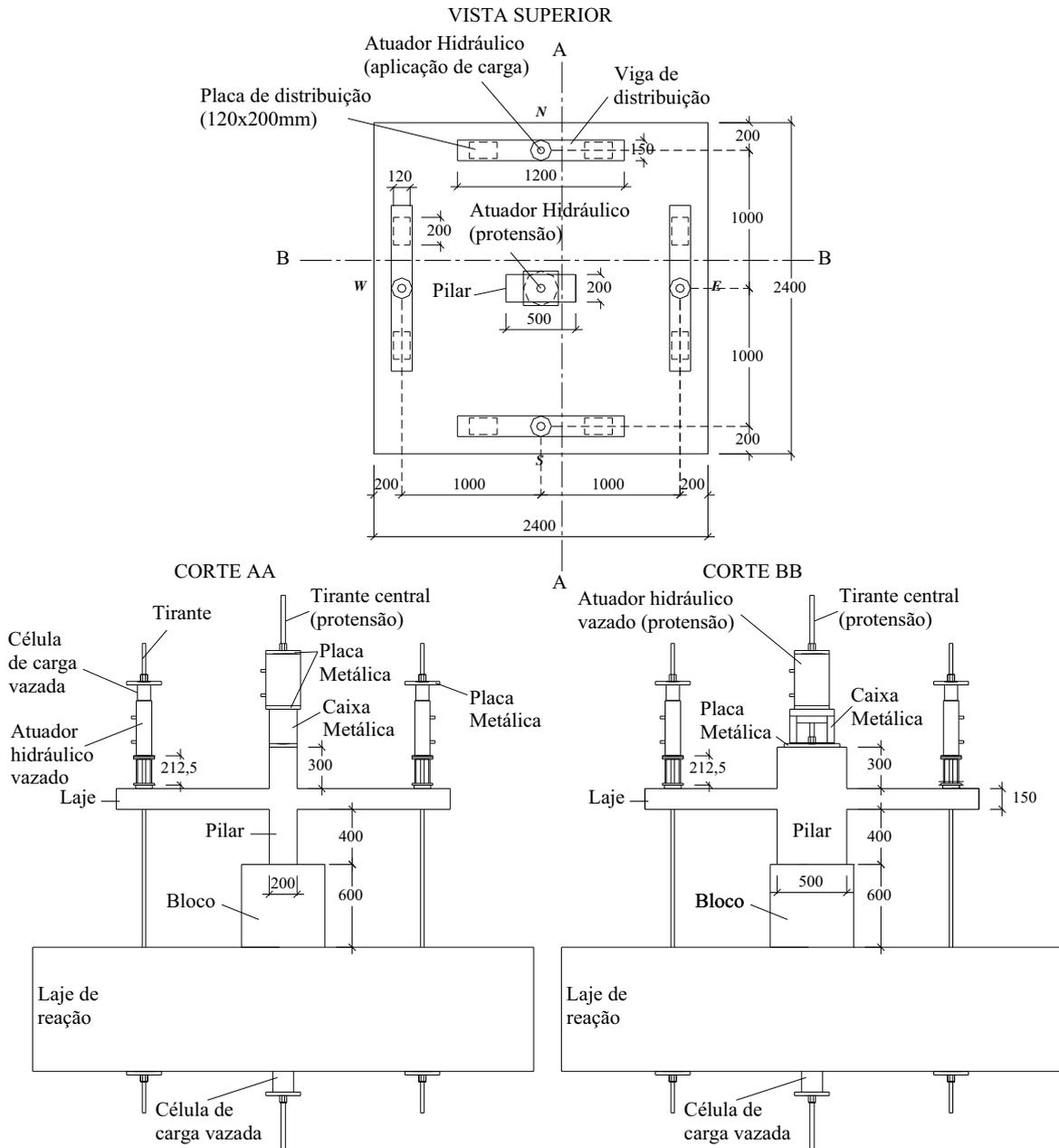


Figura 3.25 – Sistema de ensaio, vista superior e cortes (mm)

Anteriormente à aplicação de carga, foi feita a protensão do pilar central. A protensão foi efetuada por um atuador hidráulico vazado, com capacidade de 1500 kN, apoiado numa caixa metálica de protensão (aço SAC1045). Este atuador foi ancorado por

um tirante, com 44 mm de diâmetro, ROCSOLO, que atravessa a caixa metálica de protensão, o pilar e o bloco (furos encamisados por tubos de aço no pilar e no bloco).

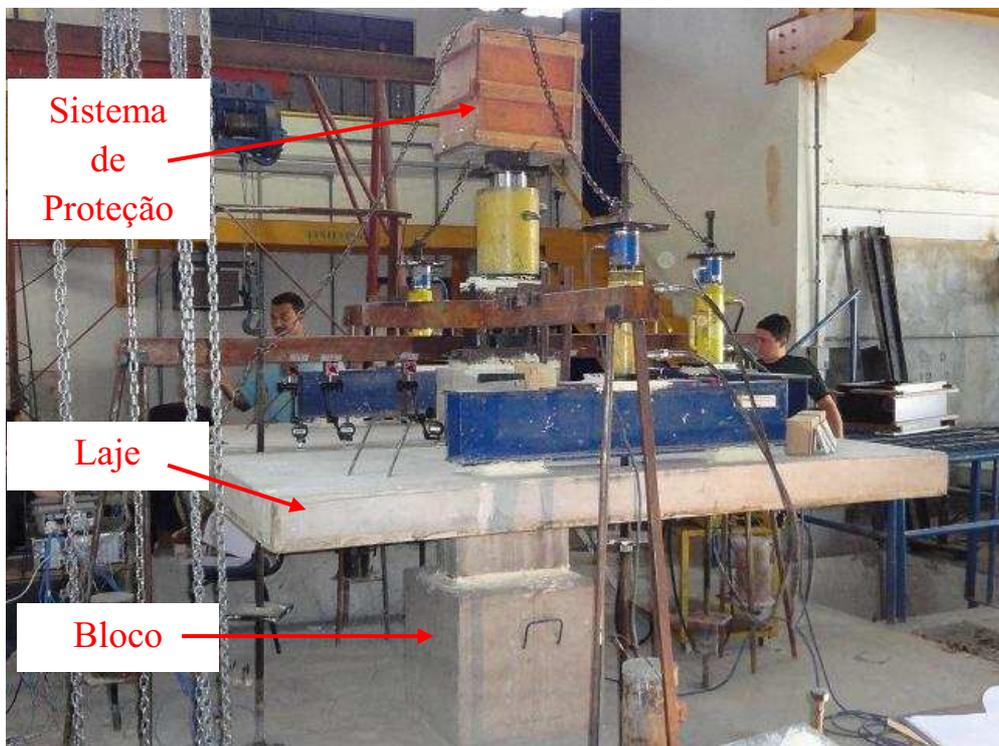
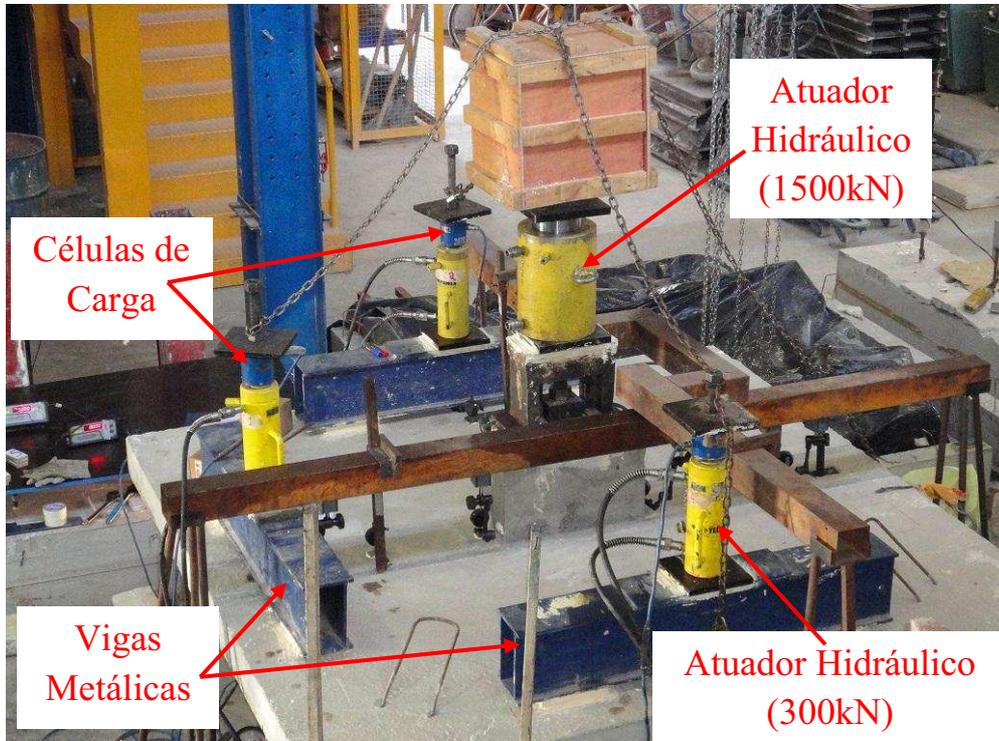


Figura 3.26 – Fotografias do sistema de ensaio

Devido ao momento transferido ao pilar, foi decidida pela introdução da protensão no pilar para prevenir a rotação e, também, simular o carregamento do pilar por laje superior. Após a aplicação da carga de protensão utilizando o atuador, uma porca, ROCSOLO, rosqueada no tirante central até que estivesse dentro da caixa metálica de protensão, foi apertada junto ao pilar e uma placa metálica (aço SAC1045). Depois desse procedimento, o atuador hidráulico foi descarregado, mas a carga permaneceu no pilar, ancorada pelo sistema de porca e arruela situado dentro da caixa metálica (com uma perda inicial de protensão de aproximadamente 13%).

Foi utilizado um sistema de proteção para a protensão do pilar, que constitui em uma caixa de madeira preenchida com espuma de poliuretano e fixada por correntes presas a dois tirantes laterais. A caixa foi colocada sobre o tirante de maneira que, se houvesse ruptura do tirante, o sistema não permitisse que o mesmo seguisse projeção para cima, evitando um possível acidente.

Para constatação dos carregamentos aplicados na laje foram utilizadas quatro células de carga vazadas, da marca KRATOS, com capacidade de 500 kN, situadas entre os atuadores hidráulicos e a ancoragem dos tirantes, com as respectivas leitoras. Os valores eram lidos a cada intervalo de carga previamente estabelecido.

Para verificação da protensão foi utilizada outra célula de carga vazada, da marca MSI, com capacidade de 1500 kN, localizada embaixo da laje de reação, entre a ancoragem do tirante central e a laje de reação – Figura 3.27.



Figura 3.27 – Célula de carga

Para o acionamento dos atuadores hidráulicos foram utilizadas bombas hidráulicas manuais YELOW POWER e AIR POWER.

3.7 INSTRUMENTAÇÃO

3.7.1 Deslocamento vertical da laje

Para medir os deslocamentos verticais em pontos específicos, no bordo superior da laje, foram utilizados relógios comparadores digitais da marca Mitutoyo, com cursor de 14 mm e com precisão de 0.01 mm.

Os defletômetros, também conhecidos por relógios comparadores, foram acoplados a uma base também da marca Mitutoyo, que tem um suporte magnético, ou por bases fixas fabricadas para esse fim. Estas bases foram fixadas em um sistema auxiliar composto de vigas metálicas como mostrado na Figura 3.28.



Figura 3.28 – Fotografia da estrutura para fixação dos defletômetros

Os posicionamentos dos pontos de leitura nas lajes são mostrados nas Figuras 3.29 a 3.33. Nas lajes sem furos, foram utilizados 9 (nove) defletômetros.

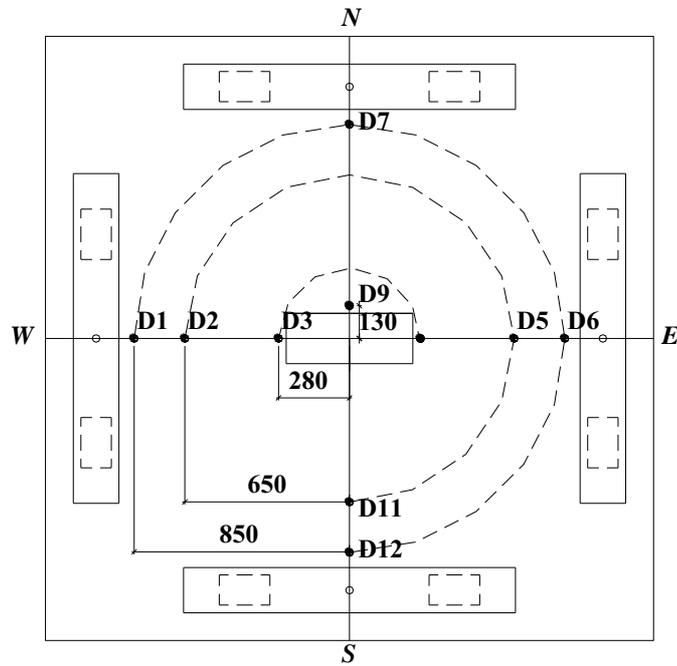


Figura 3.29 – Pontos de leitura dos defletômetros na laje L1 (mm)

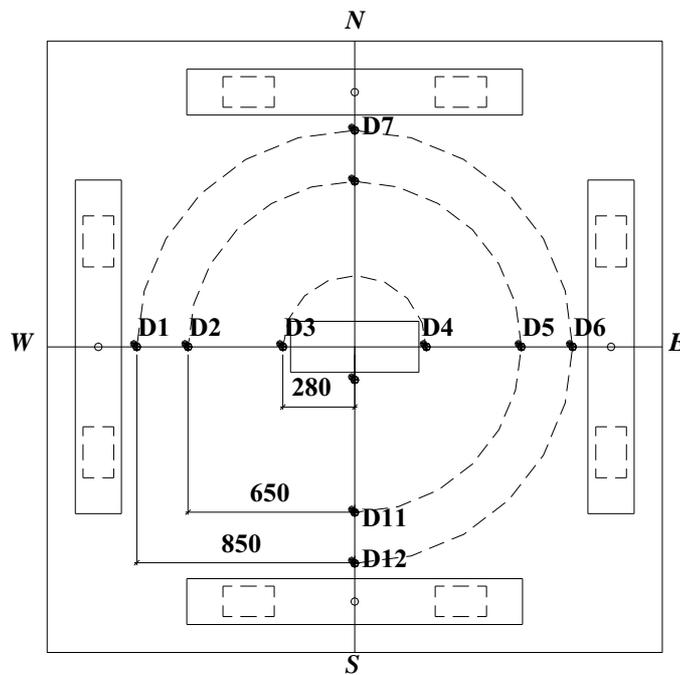


Figura 3.30 – Pontos de leitura dos defletômetros nas lajes L2 e L5 (mm)

Nas lajes com furo, não foram utilizados os relógios que ficariam na região do furo. Nas lajes com momento fletor aplicado, foram colocados defletômetros próximos ao pilar, na direção do momento, para verificar um possível giro do espécime.

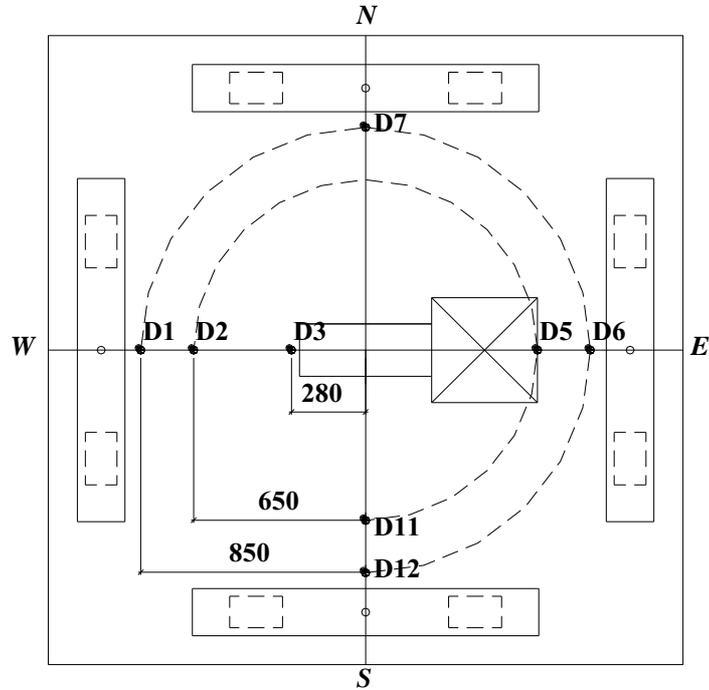


Figura 3.31 – Pontos de leitura dos defletômetros nas lajes L3 e L6 (mm)

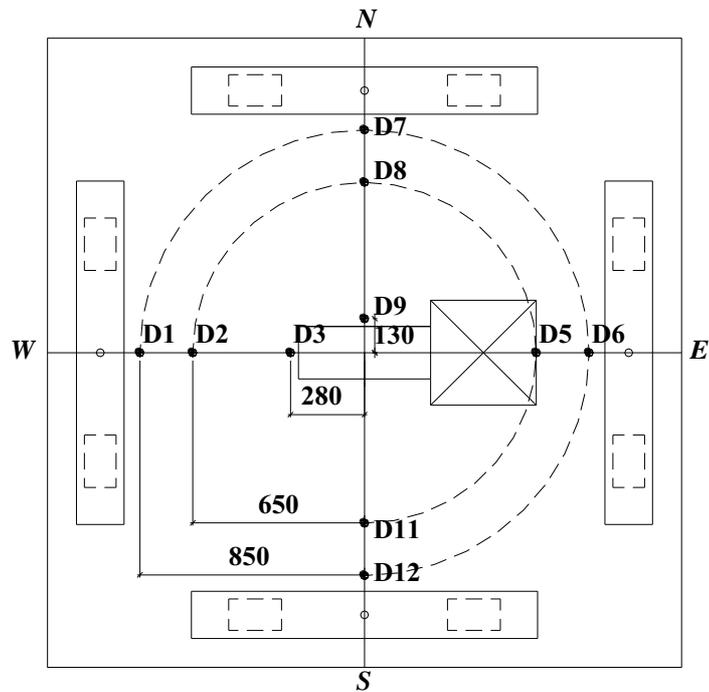


Figura 3.32 – Pontos de leitura dos defletômetros na laje L4 (mm)

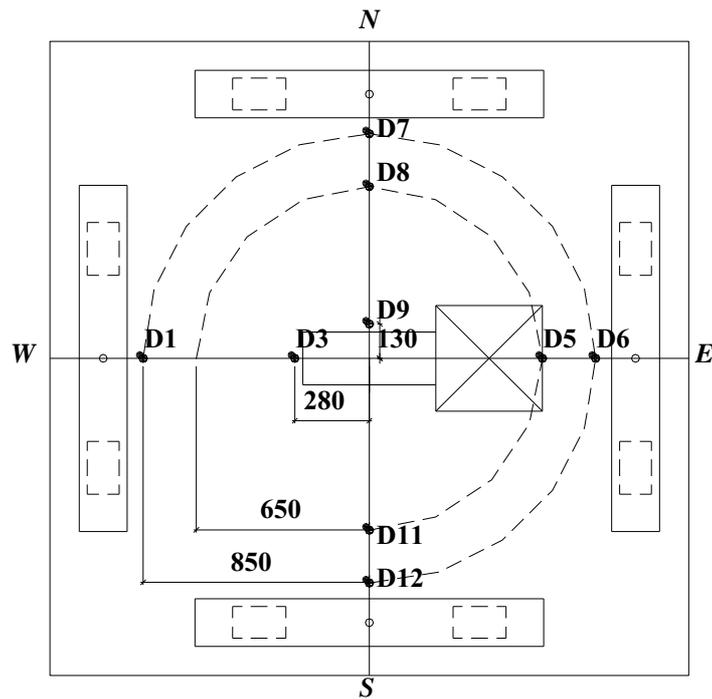


Figura 3.33 – Pontos de leitura dos defletômetros na laje L7 (mm)

3.7.2 Deformação específica

Para medir a deformação específica das armaduras e do concreto foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER), da marca EXCEL Engenharia de Sensores Ltda, tipo PA-06-250BA-120L (aço) e PA-06-201BA-120L (concreto). Os EERs foram ligados a um sistema de aquisição de dados, que consistiu de numa caixa de 60 canais da AGILENT INSTRUMENTS, modelo SCXI-1001 - Figura 3.34.



Figura 3.34 – Sistema de Aquisição de Dados

3.7.2.1 Instrumentação da armadura

A instrumentação obedeceu aos seguintes procedimentos: regularização da superfície, limpeza da superfície, fixação dos extensômetros e proteção mecânica.

A regularização da superfície implicou em esmerilhar e lixar as barras, procurando não diminuir muito a seção transversal. Para esmerilhar, foram utilizados rebolos de desgaste, e, para lixar, lixas de mão nº 100, 160 e 200, nesta ordem. Na Figura 3.35 é mostrado um extensômetro colado, sem a proteção mecânica.



Figura 3.35 – Extensômetro colado

Em cada ponto da armadura monitorada, foram usados dois extensômetros, posicionados em lados opostos, na superfície superior e inferior da barra (os EERs com numeração ímpar estão situados na superfície superior da barra).

Nas Figuras 3.36 a 3.38 são mostrados o posicionamento e a numeração dos extensômetros utilizados em todas as lajes.

3.7.2.2 Instrumentação do concreto

A instrumentação obedeceu à seguinte seqüência: limpeza da superfície, regularização da superfície com adesivo epóxi (ARALDITE – 10 min), regularização da superfície após o endurecimento do adesivo epóxi, limpeza da superfície e fixação dos extensômetros.

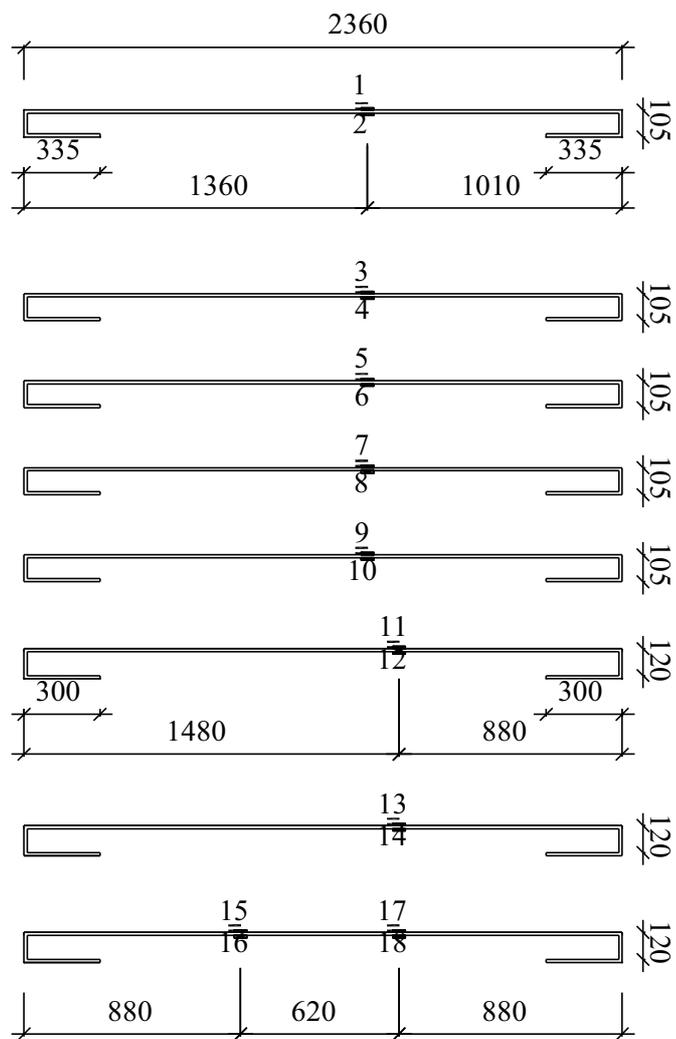
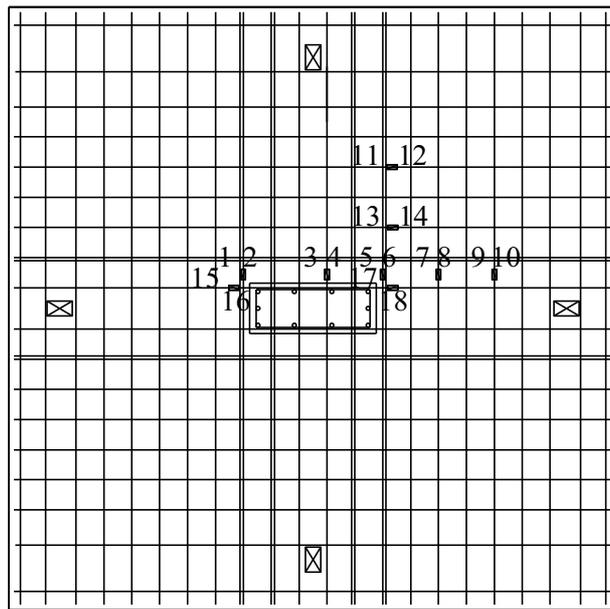


Figura 3.36 – Posicionamento dos extensômetros das lajes L1 e L2 (mm)

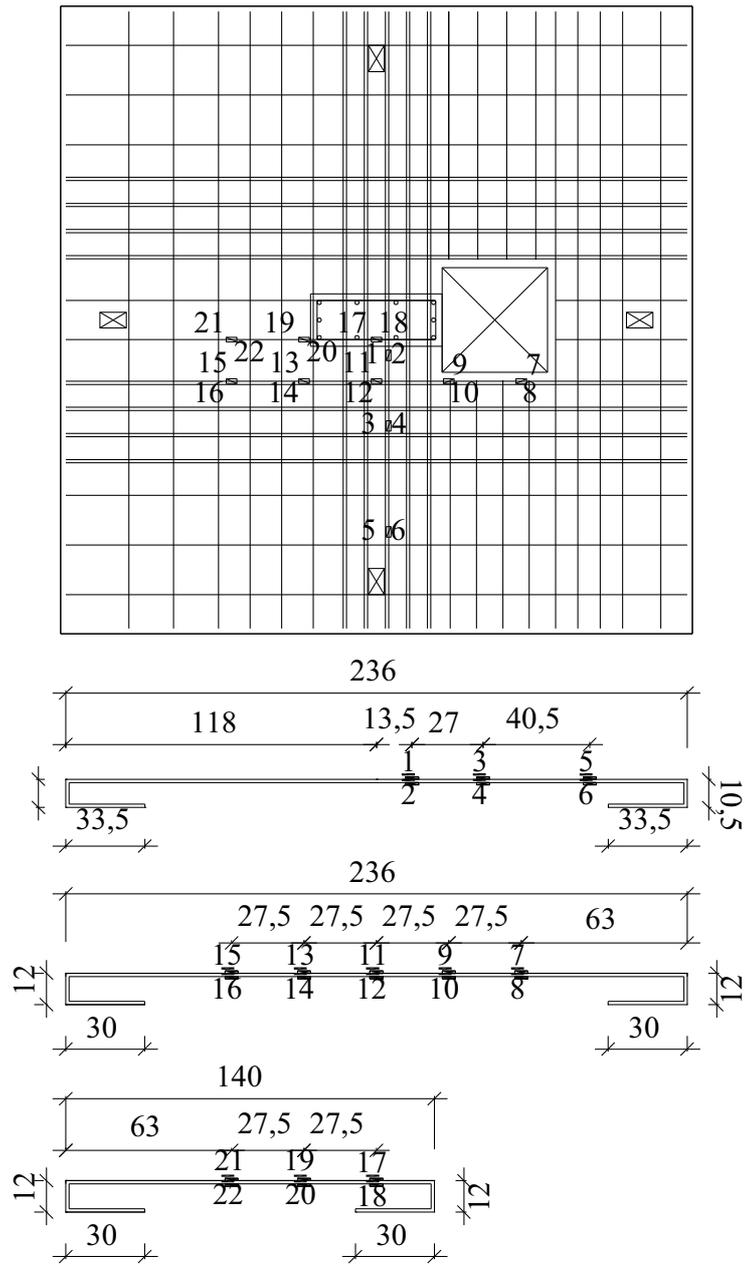


Figura 3.37 – Posicionamento dos extensômetros da laje L4 (mm)

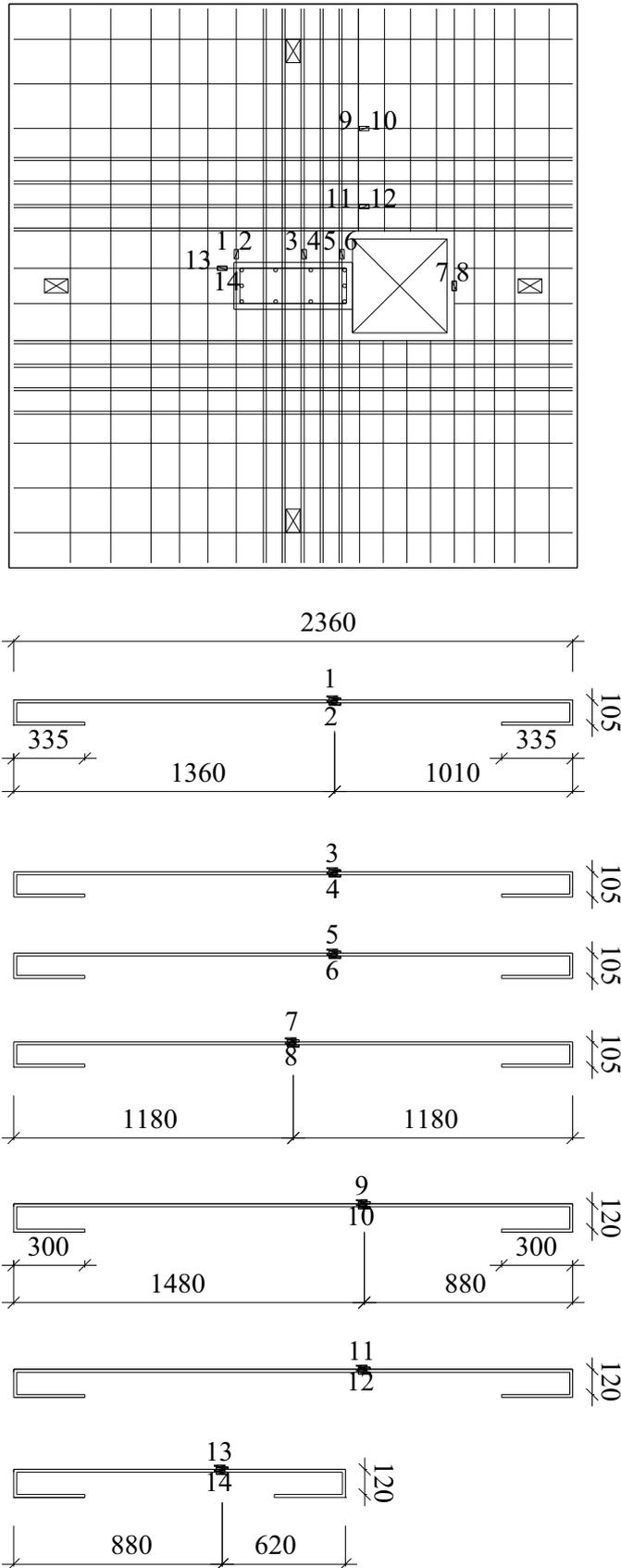


Figura 3.38 – Posicionamento dos extensômetros das lajes L3, L5 a L7 (mm)

A regularização da superfície com adesivo epóxi foi feita com lixas de mão de grana 100, 160 e 200, respectivamente. As limpezas foram executadas com algodão, utilizando álcool isopropílico, condicionador e neutralizador. Na Figura 3.39 são mostrados dois extensômetros de concreto colados.



Figura 3.39 – Extensômetros do concreto colados

A instrumentação se deu na face inferior das lajes. O posicionamento e numeração dos extensômetros são mostrados nas Figuras 3.40 a 3.41.

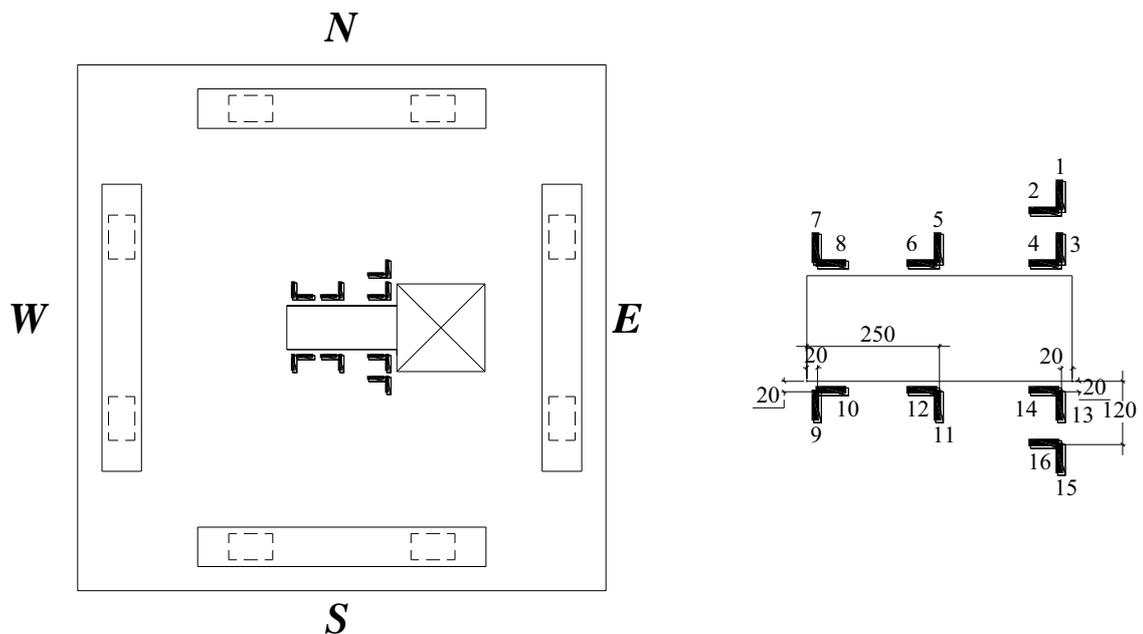


Figura 3.40 – Posicionamento dos EERs do concreto nas lajes L1 e L3 a L7 (mm)

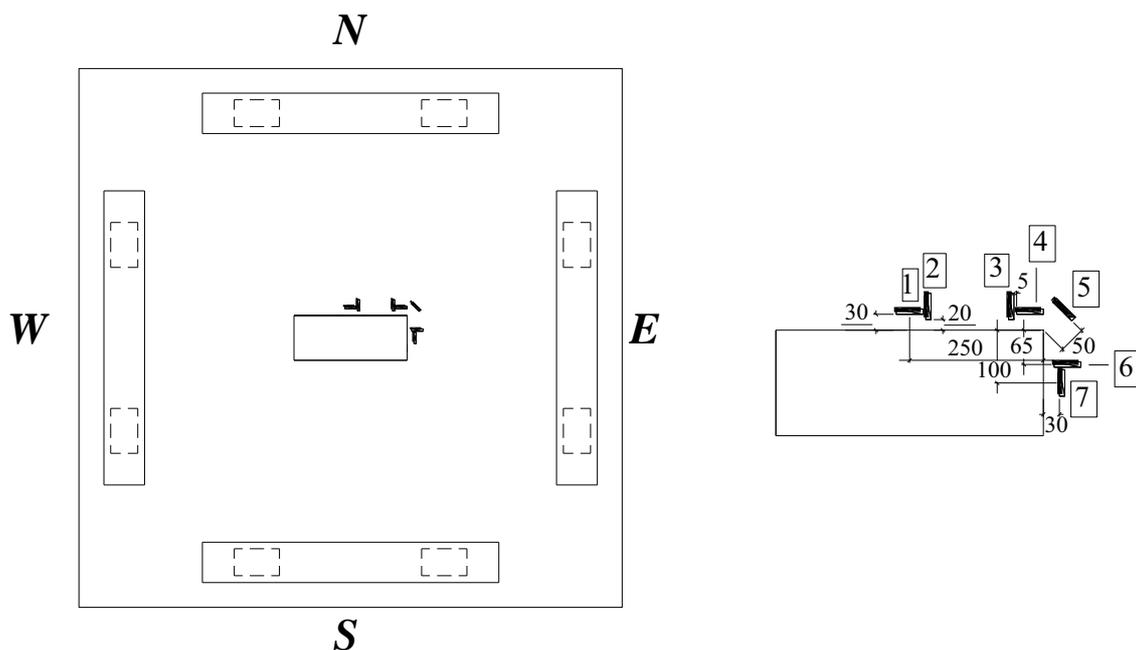


Figura 3.41 – Posicionamento dos EERs do concreto na laje L2 (mm)

3.8 PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Após a colocação da laje no local de ensaio, esta foi nivelada utilizando gesso pedra, entre a face inferior do pilar e o bloco de apoio.

O nivelamento foi feito apoiando-se as bordas da laje sobre quatro chapas de aço 200x200 mm. Essas chapas eram atravessadas pelos tirantes laterais e mantidas na altura de nivelamento por meio de porcas, localizadas abaixo das mesmas. Após pelo menos 24h do nivelamento, era feita a protensão.

Para as lajes L5 a L7, o processo de nivelamento foi diferenciado. Neste, a laje foi apoiada em quatro suportes de aço, conforme mostra a Figura 3.42.

Na realização da protensão do pilar, foi utilizada uma caixa metálica produzida para este fim, mostrada na Figura 3.43. Utilizou-se também de uma arruela e uma chapa, ambas com 62,5 mm de espessura. A perda de carga inicial foi, em média, de 13%.

Após a protensão, eram fixadas as placas de distribuição com gesso pedra e colocados os demais equipamentos do sistema de ensaio.

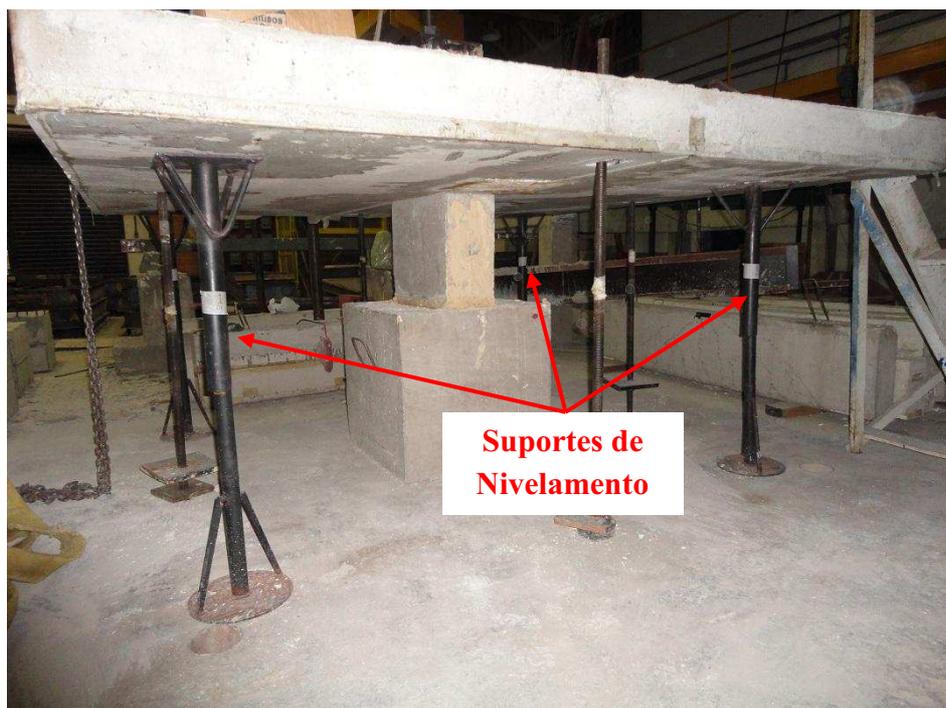


Figura 3.42 – Nivelamento da laje L5

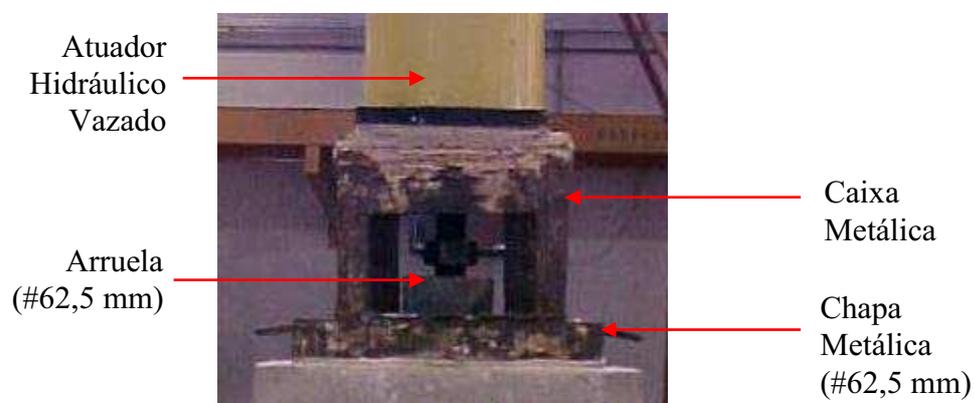


Figura 3.43 – Chapa e arruela com 62,5 mm de espessura

Na realização da aplicação de carga, os tirantes laterais foram fixados manualmente com aferição da carga e do prumo de cada um. As cargas iniciais aplicadas em cada tirante foram iguais, com intensidade de 2,5 kN. Assim, o ensaio iniciou-se com o carregamento de 10 kN.

Foi feito um pré-carregamento para conferir o funcionamento de todos equipamentos. O pré-carregamento teve continuidade até 30 kN, com intervalos de carga de 10 kN. Após o pré-carregamento, descarregaram-se os atuadores hidráulicos e iniciou-

se o carregamento. Os passos e intervalos de carga foram de 25 kN ou 50 kN. Todas as lajes foram levadas à ruptura.

A cada intervalo de carga, foram realizadas leituras dos extensômetros e dos defletômetros. A duração dos ensaios foi de aproximadamente 2 horas (ensaio de curta duração). A aplicação de carga para cada atuador hidráulico foi feita com a utilização de: acionador hidráulico (bomba hidráulica), mangueiras, manifold de quatro saídas (para carregamento simétrico), manifold de duas saídas (carregamento assimétrico) e válvulas (para regular a pressão em cada atuador). O equipamento utilizado está exposto na Figura 3.44. Após o ensaio foi feita a desprotensão do pilar.

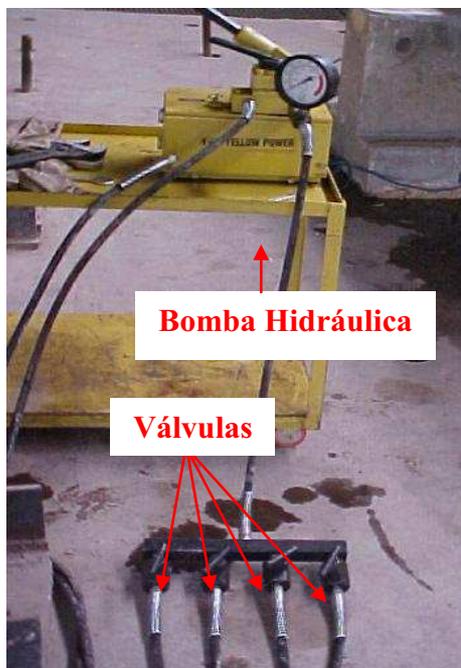


Figura 3.44 – Equipamento utilizado para aplicação de carga

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 INTRODUÇÃO

Esse capítulo apresenta os resultados experimentais obtidos nos ensaios das lajes. São mostrados e discutidos os resultados de cargas e modos de ruptura, fissuração e superfície de ruptura, deslocamentos verticais, deformações específicas das armaduras e deformações específicas do concreto.

4.2 CARGA E MODO DE RUPTURA

A carga considerada de ruptura (V_u) ou carga última, foi igual à somatória das maiores cargas observadas nas leitoras das células de carga, situadas nas bordas da laje, no instante da ruptura, adicionada ao peso próprio da laje e dos equipamentos em cima da mesma. Na Figura 4.1 é apresentado o posicionamento das células de carga em relação ao centro do pilar e suas respectivas numerações.

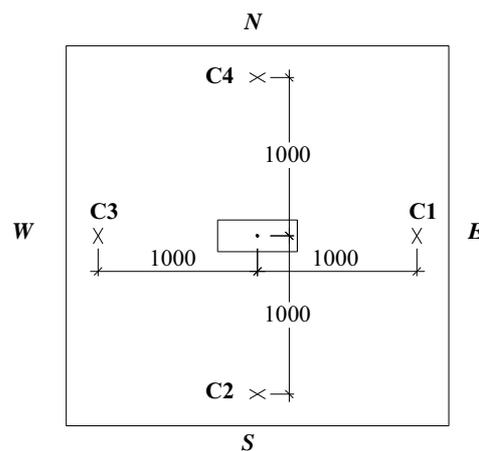


Figura 4.1 – Posicionamento das células de carga

O momento de ruptura (M_u) foi calculado em relação ao centro do pilar e foi obtido pela diferença entre as leituras nas células de carga, adicionadas do peso próprio da laje e dos equipamentos, na direção de aplicação do momento, multiplicada por 1m (distância entre a aplicação da carga e o centro do pilar)

Na Tabela 4.1 são apresentadas as cargas, modos de ruptura e a excentricidade resistente última (M_u/V_u), esta última apenas nas lajes com carregamento assimétrico. Também é mostrada a resistência à compressão do concreto utilizado nas lajes (f_c) e suas principais características geométricas (furo, d – altura útil) e de armadura (ρ – taxa de armadura).

Na Tabela 4.2 são apresentados: as leituras dos carregamentos em cada célula de carga (em cada estágio de carregamento), suas somatórias, média entre as leituras, o desvio padrão e o coeficiente de variação. Também é mostrada a carga de protensão (N) no pilar. Nas Tabelas 4.3 a 4.8 são apresentados: as leituras dos carregamentos em cada célula de carga, em cada estágio de carregamento; suas somatórias; média entre as leituras; e as principais relações referentes a cada carregamento. Também é mostrada a carga de protensão (N) no pilar. A carga considerada de ruptura, última carga nas tabelas, é igual à soma das maiores cargas aplicadas, lidas nas células de carga, mais o peso próprio da laje e peso dos equipamentos. O peso da laje foi calculado adotando o peso específico do concreto igual a 25 kN/m^3 (peso total igual a $21,2 \text{ kN}$), sendo desconsiderado o volume da laje dentro do pilar. Desta maneira, cada coluna que compõe a última carga de ruptura foi composta de: valor da última leitura da respectiva célula de carga (maior leitura); $5,3 \text{ kN}$ referente ao peso próprio de $1/4$ de laje; e, $1,0 \text{ kN}$ referente ao peso dos equipamentos em cada borda (total de 630 kgf , ou $6,3 \text{ kN}$, adicionados em cada borda, referentes ao peso próprio da laje e dos equipamentos).

Para a laje L1, o desvio padrão máximo das cargas executadas no ensaio em relação às cargas planejadas foi de $1,11 \text{ kN}$, na carga de 50 kN , com coeficiente de variação de $8,48\%$. O maior coeficiente de variação, $14,41\%$, ocorreu na carga de 10 kN , início do ensaio, e o mais baixo, $0,25\%$, na carga de 400 kN . De maneira geral, durante o ensaio, o coeficiente de variação teve uma variação entre $0,25\%$ e $1,14\%$. Esses dados indicam a satisfatoriedade do sistema de aplicação de carga, que atingiu o objetivo previsto para este carregamento (carregamento simétrico).

Tabela 4.1 – Carga e modo de ruptura das lajes ensaiadas

Laje	f_c (MPa)	Furo (mm)	d (mm)	ρ (%)	Geometria e carregam.	V_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_u^{(1)}$ (m)	Ruptura brusca*
L1	44,7	-	120	1,22	P □ P	426	0,0	-	Sim
L2	44,1	-	122	1,19	P □ 2P	266	116,8	0,440	Sim
L3	42,8	1 400x400	125	1,17	P □ □ 0	250	113,7	0,455	Sim
L4	44,6	1 400x400	123	1,20	P □ □ 2P	137	59,0	0,430	Sim
L5	44,5	1 400x400	122	1,22	P □ □ 0,5P	213	27,0	0,127	Não

Laje	f_c (MPa)	Furo (mm)	d (mm)	ρ (%)	Geometria e carregam.	V_u (kN)	M_u (kN.m)	$e_u^{(1)}$ (m)	Ruptura brusca*
L6	45,6	1 400x400	124	1,19	P	305	65,8	0,216	Sim
					1,5P  0,5P				
L7	46,8	1 400x400	121	1,24	1,5P	257	41,0	0,160	Não
					P  0,5P				

* **Ruptura brusca:** Colapso da laje percebido áudio e visualmente.

Ruptura não brusca: Colapso da laje apenas percebido pela impossibilidade do acréscimo de carregamento. Os valores indicados pelas leitoras de carga continuavam a decair mesmo com o constante acionamento das bombas hidráulicas.

Tabela 4.2 – Quadro de cargas da laje L1

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	Média (kN)	Desv. Pad. (kN)	Coef.Var. (%)	N (kN)
10	3,30	2,45	2,50	2,65	11	2,7	0,39	14,41	495
50	13,25	11,80	14,50	12,90	52	13,1	1,11	8,48	494
100	25,00	24,50	25,00	25,15	100	24,9	0,28	1,14	493
125	31,40	31,00	31,25	31,60	125	31,3	0,25	0,81	492
150	37,60	37,25	37,50	37,85	150	37,6	0,25	0,66	492
175	43,90	43,50	43,75	44,20	175	43,8	0,29	0,67	491
200	50,90	50,35	50,50	51,00	203	50,7	0,31	0,62	491
250	62,90	62,65	62,70	63,00	251	62,8	0,17	0,26	488
300	75,45	75,50	75,60	75,95	303	75,6	0,23	0,30	487
350	88,00	87,50	88,00	88,00	352	87,9	0,25	0,28	486
400	100,50	100,00	100,00	100,00	401	100,1	0,25	0,25	492
426 * (total)	106,80	106,30	106,30	106,30	426	-	-	-	-

d = 120 mm; $f_c = 44,7$ MPa; $\rho = 1,22$ %; Carregamento: C1=C2=C3=C4;
N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);
*** carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.**

Tabela 4.3 – Quadro de cargas da laje L2

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C1/(C2+C4)/2	C2/C4	N (kN)
10	5,10	3,35	0,00	2,70	11	5,1	0,457	1,69	1,24	521
25	12,50	6,50	0,00	6,30	25	12,5	0,494	1,95	1,03	521
50	25,10	12,50	0,00	12,55	50	25,1	0,500	2,00	1,00	521
75	37,75	19,60	0,00	18,80	76	37,8	0,496	1,97	1,04	520
100	50,50	24,90	0,00	25,20	101	50,5	0,502	2,02	0,99	520
150	75,70	37,55	0,00	38,00	151	75,7	0,500	2,00	0,99	521
200	100,50	50,20	0,00	50,60	201	100,5	0,499	1,99	0,99	521
225	112,80	56,20	0,00	57,25	226	112,8	0,499	1,99	0,98	523
250	115,80	62,80	0,00	62,80	241	115,8	0,480	1,84	1,00	524
266* (total)	122,10	69,10	5,30	69,10	266	116,8	0,440	-	-	-

d = 122 mm; $f_c = 44,1$ MPa; $\rho = 1,19$ %; Carregamento: C3=0; C2=C4; C1=2*C2;
N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);
*** carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.**

Na laje L2 não foi utilizada a célula de carga C3 e a carga aplicada na célula C1 foi o dobro das utilizadas nas células C2 e C4. Na execução desse carregamento, apenas na primeira carga em que C1 teve uma pequena variação em relação ao dobro da

média entre os valores de C2 e C4, a relação foi de 1,69. No restante do carregamento, a carga em C1 esteve muito próxima do dobro praticado em C2 e C4. As cargas em C2 e C4 apresentaram uma variação de 24% apenas na primeira carga. Nas demais cargas a variação entre elas ficou, no máximo, em 3%. A excentricidade de carga também ficou sempre próxima de 0,500 m, com a introdução do peso próprio a relação M/V diminuiu um pouco.

Tabela 4.4 – Quadro de cargas da laje L3

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C3/ (C2+C4)/2	C2/C4	N (kN)
10	0,00	2,80	5,75	2,80	11	5,8	0,507	2,05	1,00	502
25	0,00	6,35	12,65	6,40	25	12,7	0,498	1,98	0,99	501
50	0,00	12,60	25,10	12,25	50	25,1	0,503	2,02	1,03	501
75	0,00	18,80	37,60	18,65	75	37,6	0,501	2,01	1,01	500
100	0,00	25,20	50,50	25,10	101	50,5	0,501	2,01	1,00	497
150	0,00	37,45	75,10	37,95	151	75,1	0,499	1,99	0,99	496
200	0,00	50,50	100,25	50,90	202	100,3	0,497	1,98	0,99	495
225	0,00	56,30	112,65	56,50	225	112,7	0,500	2,00	1,00	493
250* (total)	5,30	62,60	118,95	62,80	250	113,7	0,455	-	-	-

d = 127mm; $f_c = 42,8\text{MPa}$; $\rho = 1,14\%$; Carregamento: C1=0; C2=C4; C3=2*C2;

N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);

*** carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.**

Na laje L3 não foi utilizada a célula de carga C1 e a carga aplicada na célula C3 foi o dobro das utilizadas nas células C2 e C4. As cargas aplicadas nas células C2 e C4 estiveram sempre próximas, durante todo o carregamento. No início, o carregamento aplicado em C1 teve uma disparidade de 5%, mas manteve-se sempre próximo do dobro da média entre os valores de C2 e C4, nas demais cargas. A excentricidade de carga (M/V) ficou sempre próxima de 0,500 m, como planejado (com a adição do peso próprio a excentricidade diminuiu um pouco).

Na laje L4 não foi utilizada a célula de carga C3 e a carga aplicada na célula C1 foi o dobro das utilizadas nas células C2 e C4. No início do carregamento, as cargas aplicadas nas células C2 e C4 tiveram uma disparidade de 27%, no restante do carregamento chegou ao máximo de 5%. O carregamento aplicado em C1 teve uma diferença máxima de 11%, em relação à média entre os valores de C2 e C4. A

excentricidade de carga (M/V) apresentou disparidade de 13% no final do carregamento, em relação ao valor planejado de 0,500m (com a adição do peso próprio a excentricidade diminuiu um pouco).

Tabela 4.5 – Quadro de cargas da laje L4

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C1/(C2+C4)/2	C2/C4	N (kN)
10	5,05	2,25	0,00	3,10	10	5,1	0,486	1,89	0,73	435
25	12,40	6,35	0,00	6,65	25	12,4	0,488	1,91	0,95	435
50	24,90	12,50	0,00	12,60	50	24,9	0,498	1,98	0,99	435
75	37,80	18,35	0,00	18,35	75	37,8	0,507	2,06	1,00	435
100	51,00	24,40	0,00	24,25	100	51,0	0,512	2,10	1,01	435
120	58,00	26,80	0,00	28,20	113	58,0	0,513	2,11	0,95	435
137* (total)	64,30	33,10	5,30	34,50	137	59,0	0,430	-	-	-

d = 123mm; $f_c = 44,6\text{MPa}$; $\rho = 1,20\%$; Carregamento: C3=0; C2=C4; C1=2*C2;

N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);

*** carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.**

Tabela 4.6 – Quadro de cargas da laje L5

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C1/(C2+C4)/2	C3/(C2+C4)/2	C2/C4	N (kN)
10	4,55	3,55	1,40	3,05	13	3,2	0,251	1,38	0,42	1,16	452
25	8,75	8,30	3,15	7,60	28	5,6	0,201	1,10	0,40	1,09	451
50	18,30	13,55	6,30	12,95	51	12,0	0,235	1,38	0,48	1,05	451
75	28,00	18,70	9,75	20,30	77	18,3	0,238	1,44	0,50	0,92	450
100	37,80	25,10	14,85	25,35	103	23,0	0,223	1,50	0,59	0,99	450
150	56,00	39,00	22,00	38,00	155	34,0	0,219	1,45	0,57	1,03	449
200	60,00	47,00	33,00	47,00	187	27,0	0,144	1,28	0,70	1,00	449
213* (total)	66,30	53,30	39,30	53,30	213	27,0	0,127	-	-	-	-

d = 122 mm; $f_c = 44,5\text{MPa}$; $\rho = 1,22\%$; Carregamento: C1=1,5*C2; C2=C4; C3=0,5*C2;

N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);

*** carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.**

Na laje L5 a célula de carga C1 apresentou uma carga 1,5 vezes maior que as praticadas nas células C2 e C4. Na célula C3, a carga foi à metade daquelas das células C2 e C4. Os carregamentos foram executados satisfatoriamente. No início do ensaio, houve variações entre C2 e C4, de 16%. Também houve, no início, proporções de C1 um pouco

distantes de 1,5 da média aplicada em C2 e C4, 1,10 para a carga de 25 kN. No restante do ensaio, com exceção da referente à carga de 200 kN, as proporções estiveram sempre próximas de 1,5, para C1, e 0,5 para C3.

A excentricidade de carga (M/V), excetuando o início e o final do ensaio, ficou sempre próxima de 0,250 m, como planejado (com a adição do peso próprio a excentricidade diminuiu).

Tabela 4.7 – Quadro de cargas da laje L6

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C1/(C2+C4)/2	C3/(C2+C4)/2	C2/C4	N (kN)
10	3,00	4,60	3,95	4,70	16	1,0	0,058	0,65	0,85	0,98	536
25	4,85	6,55	10,05	7,10	29	5,2	0,182	0,71	1,47	0,92	535
50	6,70	13,40	18,50	13,60	52	11,8	0,226	0,50	1,37	0,99	535
75	9,60	19,90	28,20	18,80	77	18,6	0,243	0,50	1,46	1,06	534
100	12,60	26,00	38,50	25,60	103	25,9	0,252	0,49	1,49	1,02	533
150	19,00	37,70	56,85	37,80	151	37,9	0,250	0,50	1,51	1,00	532
200	26,00	51,00	76,50	50,80	204	50,5	0,247	0,51	1,50	1,00	531
225	29,00	57,00	84,55	56,50	227	55,6	0,245	0,51	1,49	1,01	530
250	32,90	64,00	94,20	63,40	255	61,3	0,241	0,52	1,48	1,01	529
275	37,80	69,00	103,60	69,25	280	65,8	0,235	0,55	1,50	1,00	528
305 * (total)	44,10	75,30	109,90	75,55	305	65,8	0,216	-	-	-	-

d = 124 mm; $f_c = 45,6$ MPa; $\rho = 1,19$ %; Carregamento: C1=0,5*C2; C2=C4; C3=1,5*C2;
N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);
* carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.

Na laje L6 a célula de carga C3 apresentou uma carga 1,5 vezes maior que as praticadas nas células C2 e C4. Na célula C1, a carga foi à metade daquelas das células C2 e C4. Para a referida laje, os carregamentos também foram executados satisfatoriamente. No início do ensaio, houve variações entre C2 e C4, de 8%. Também houve, no início, proporções de C3 um pouco distantes de 1,5 da média aplicada em C2 e C4, 0,85. No restante do ensaio, as proporções estiveram sempre próximas de 1,5, para C1, e 0,5 para C3. A excentricidade de carga (M/V), excetuando o início do ensaio, ficou sempre próxima de 0,250 m, como planejado (com a adição do peso próprio a excentricidade diminuiu).

Tabela 4.8 – Quadro de cargas da laje L7

Carga (kN)	C1 (kN)	C2 (kN)	C3 (kN)	C4 (kN)	Soma (kN)	M (kN.m)	M/V (m)	C2/(C1+C3)/2	C4/(C1+C3)/2	C1/C3	N (kN)
10	5,25	2,10	4,15	3,80	15	1,7	0,111	0,45	0,81	1,27	530
25	8,00	5,25	7,15	10,00	30	4,8	0,156	0,69	1,32	1,12	530
50	13,00	7,50	14,00	19,70	54	12,2	0,225	0,56	1,46	0,93	529
75	18,75	11,50	19,05	30,00	79	18,5	0,233	0,61	1,59	0,98	527
100	25,20	14,50	28,00	38,90	107	24,4	0,229	0,55	1,46	0,90	527
150	39,00	21,00	38,70	58,00	157	37,0	0,236	0,54	1,49	1,01	525
200	51,50	29,50	52,00	76,50	210	47,0	0,224	0,57	1,48	0,99	524
225	63,00	32,00	63,00	76,50	235	44,5	0,190	0,51	1,21	1,00	523
260 * (total)	69,30	38,30	69,30	82,80	260	44,5	0,171	-	-	-	-

d = 121 mm; $f_c = 46,8$ MPa; $\rho = 1,24$ %; Carregamento: C1=C3; C2=0,5*C1; C4=1,5*C1;
N - Força na barra protendida (compressão centrada no pilar);
* carga aplicada mais o peso próprio da laje e dos equipamentos.

A laje L7, com o carregamento C1=C3; C2=0,5*C1; C4=1,5*C1, teve a execução a contento, com variação das cargas esperadas apenas no início do ensaio. A excentricidade de carga (M/V), excetuando o início e o final do ensaio, ficou sempre próxima de 0,250 m.

4.3 FISSURAÇÃO E SUPERFÍCIE DE RUPTURA

4.3.1 Fissuração

Nas lajes L1 e L2, as fissuras radiais iniciaram no pilar.

Nas lajes L3, L6 e L7, tais fissuras iniciaram, ao mesmo tempo, no pilar e nos vértices dos furos.

Nas lajes L4 e L5, as fissuras radiais iniciaram nos vértices dos furos. Estas fissuras se ampliaram em direção às bordas das lajes. Posteriormente ou no mesmo carregamento surgiram as fissuras circunferenciais.

As cargas, sem adição do peso próprio da laje e dos equipamentos, V_{rad} e V_{circ} , referentes à verificação visual das primeiras fissuras radiais e circunferenciais, respectivamente, são mostradas na Tabela 4.9.

O panorama de fissuração das lajes é mostrado nas Figuras 4.2 a 4.8.

Tabela 4.9 – Carga de fissuração visual das lajes

Laje	Furo (mm)	Geometria e carregam.	Vu (kN)	Mu (kN.m)	Vrad (kN)	Vcirc (kN)
L1	-		426	0	125	125
L2	-		266	116,8	50	75
L3	1 400x400		250	113,7	75	100
L4	1 400x400		137	59,0	50	75
L5	1 400x400		213	27,0	50	75
L6	1 400x400		305	65,8	50	100
L7	1 400x400		260	44,5	50	100

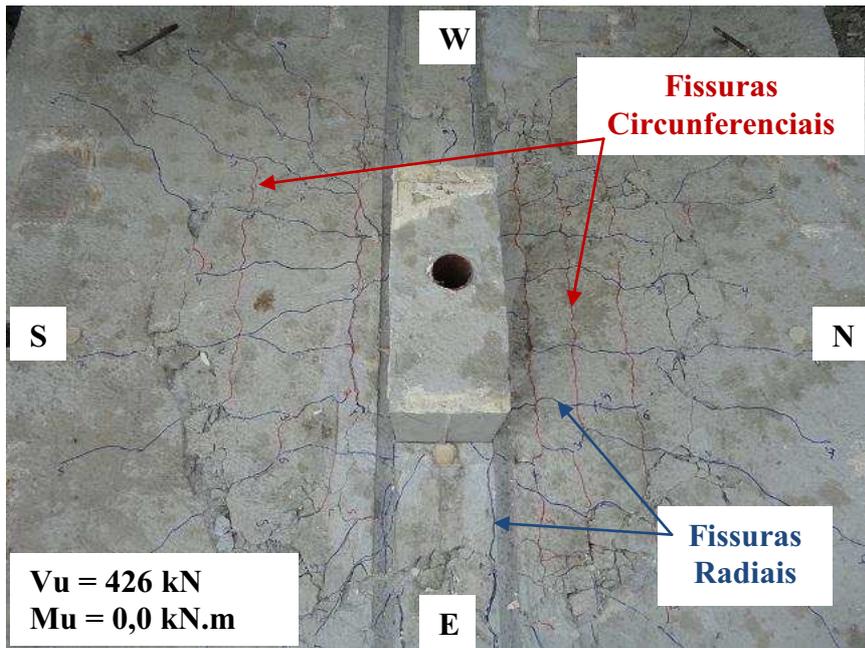


Figura 4.2 – Fissuração na laje L1

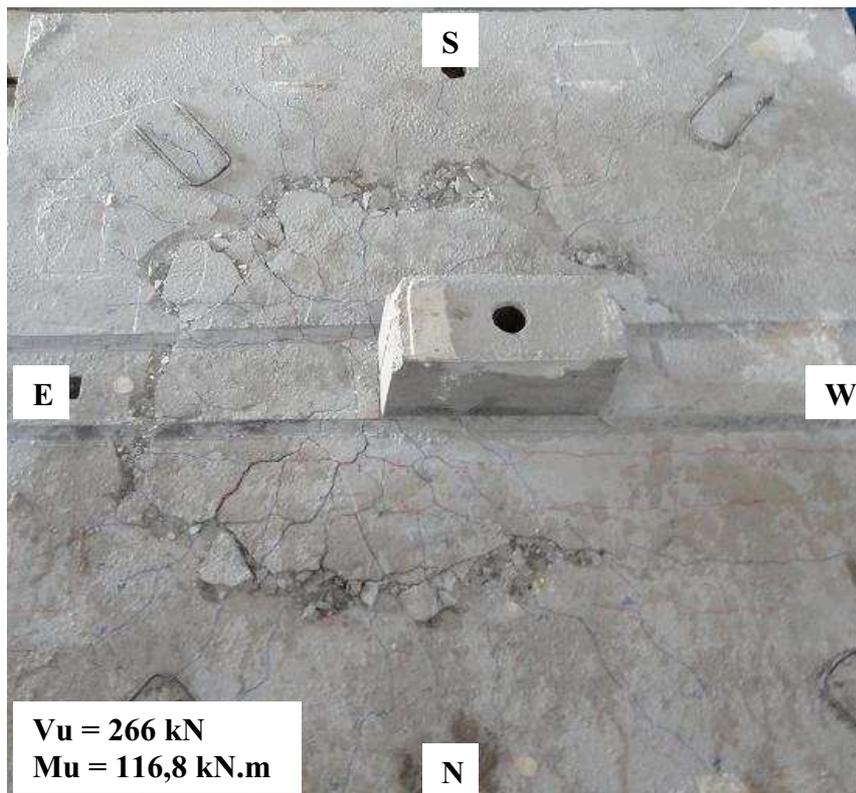


Figura 4.3 – Fissuração na laje L2

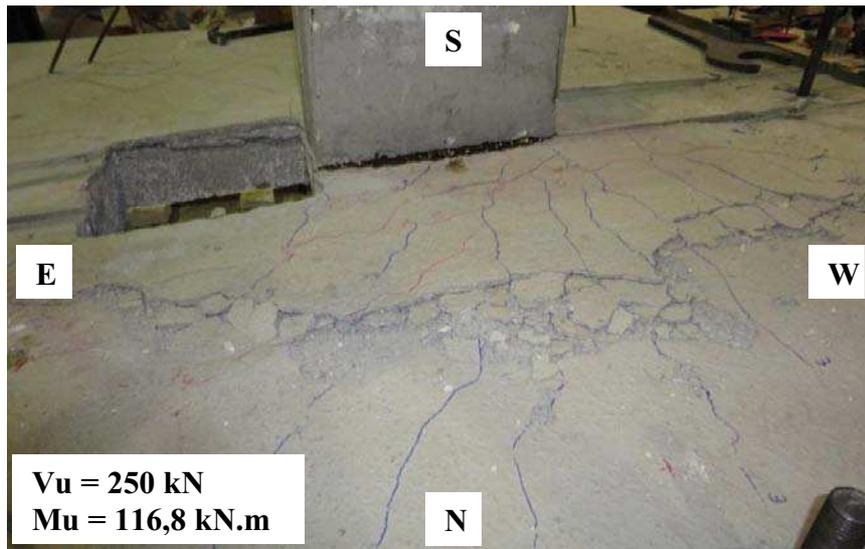


Figura 4.4 – Fissuração na laje L3

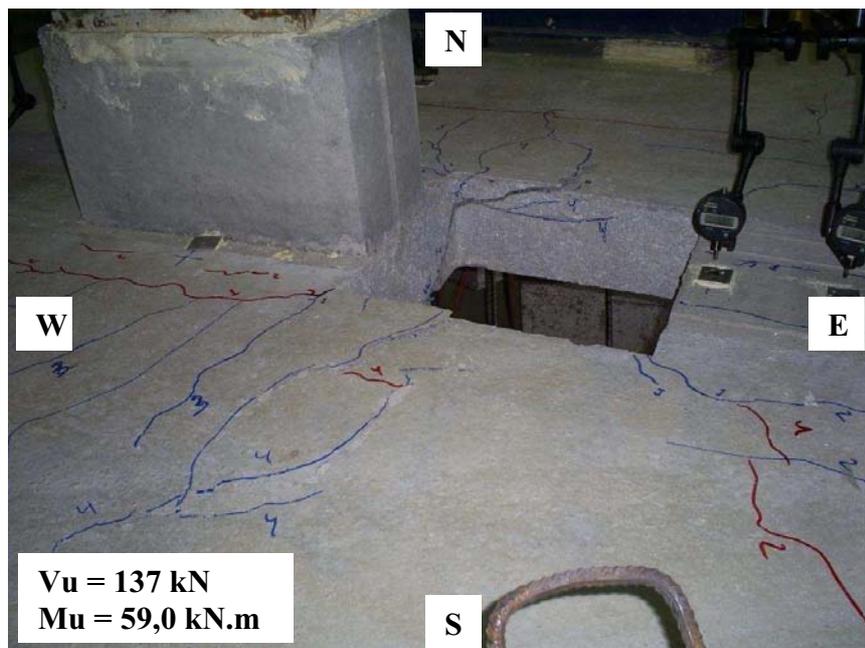


Figura 4.5 – Fissuração na laje L4

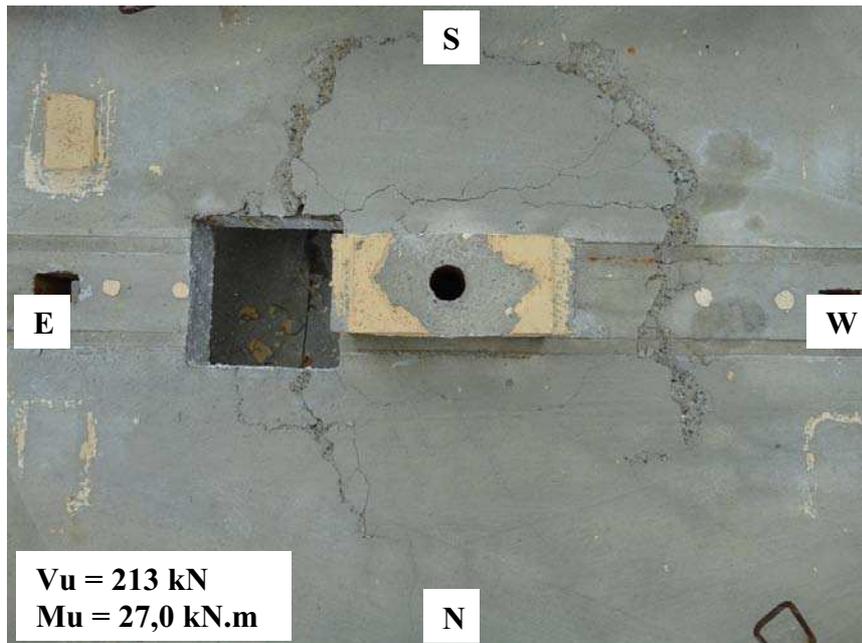


Figura 4.6 – Fissuração na laje L5

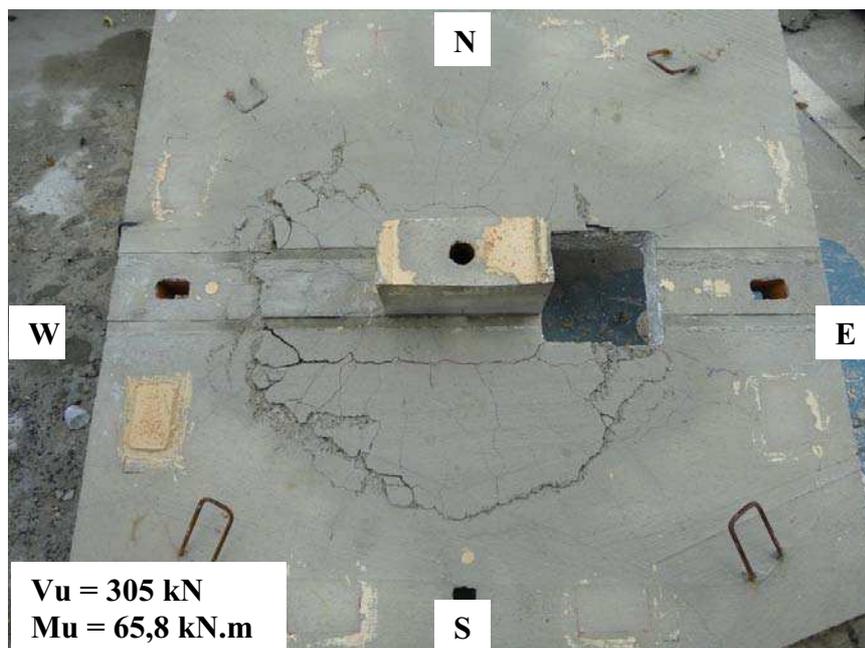


Figura 4.7 – Fissuração na laje L6

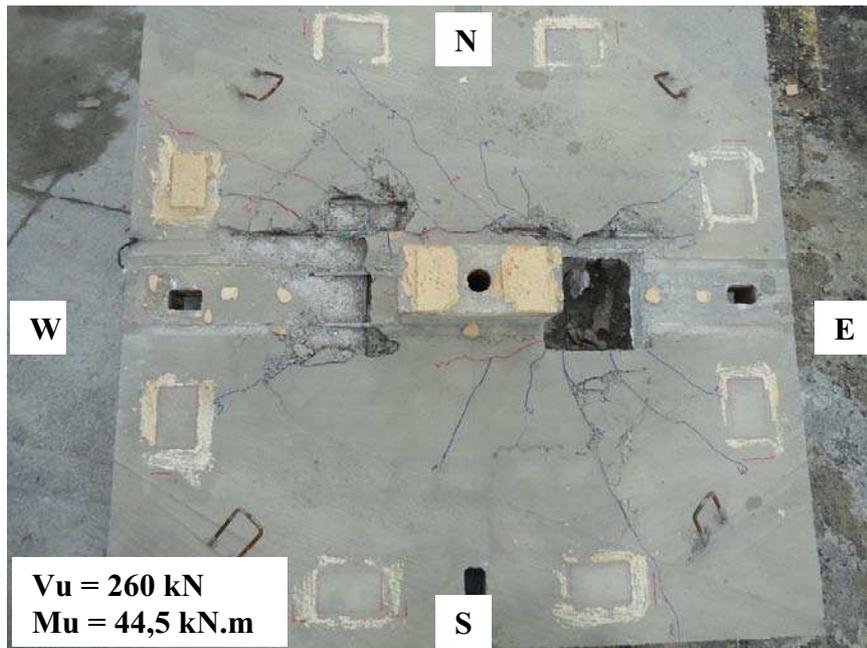


Figura 4.8 – Fissuração na laje L7

4.3.2 Superfície de ruptura

As superfícies de ruptura, das lajes L1 a L7, surgiram na face superior da laje (face tracionada) e se estendeu em direção da junção da laje com o pilar, na face inferior da laje (face comprimida), formando inclinações variadas, que originaram o “cone” de punção.

Nas lajes com furo, foi possível ver a formação da superfície de ruptura através do mesmo. A inclinação da superfície de ruptura em relação à face inferior na laje L1 variou entre 31° e 53° . Na laje L2 as superfícies de ruptura se desenvolveram com inclinações que variaram de 27° a 85° . Na laje L3, essa variação foi de 26° a 32° . Nas lajes L4 a L7 as variações foram de, respectivamente, 22° a 67° , 24° a 41° , 17° a 36° e 2° a 41° .

Nas lajes L2 e L4, no lado tracionado, devido ao momento, não foi detectada superfície de ruptura inclinada, em relação ao bordo inferior, sugerindo a existência de uma superfície aproximadamente paralela ao pilar.

Nas lajes com furo, foi possível ver a formação da superfície de ruptura através do furo. A determinação da inclinação das superfícies de ruptura foi feita por meio da escarificação do cobrimento do concreto, visualizando onde a superfície de ruptura cruzou a armadura de flexão e fazendo a medição com trena, tendo as faces do pilar como referência.

As Figuras 4.9 e 4.10 apresentam, respectivamente, a configuração das superfícies de ruptura e a fotografia das superfícies de ruptura dentro dos furos das lajes ensaiadas.

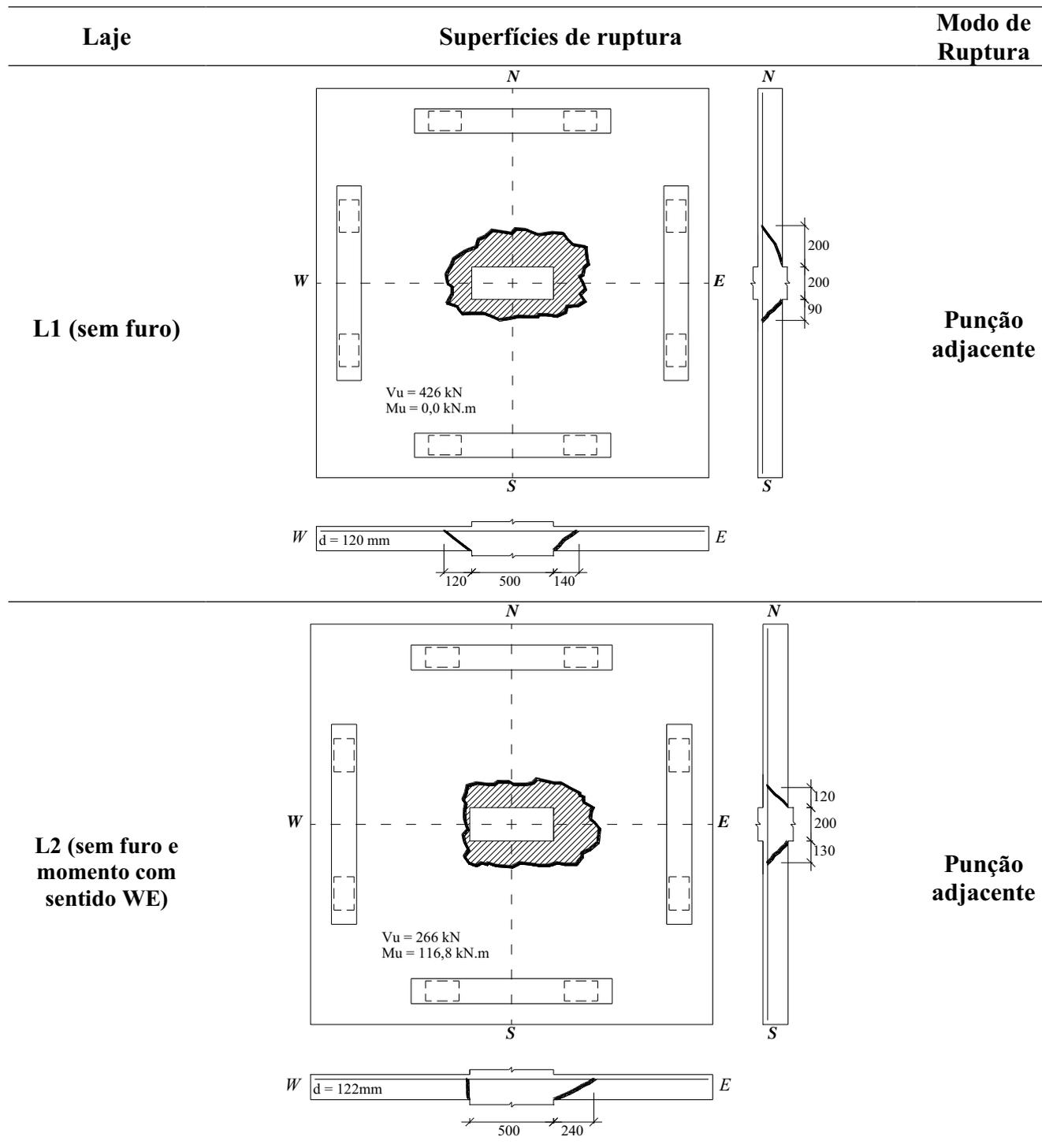


Figura 4.9 – Configuração das superfícies de ruptura

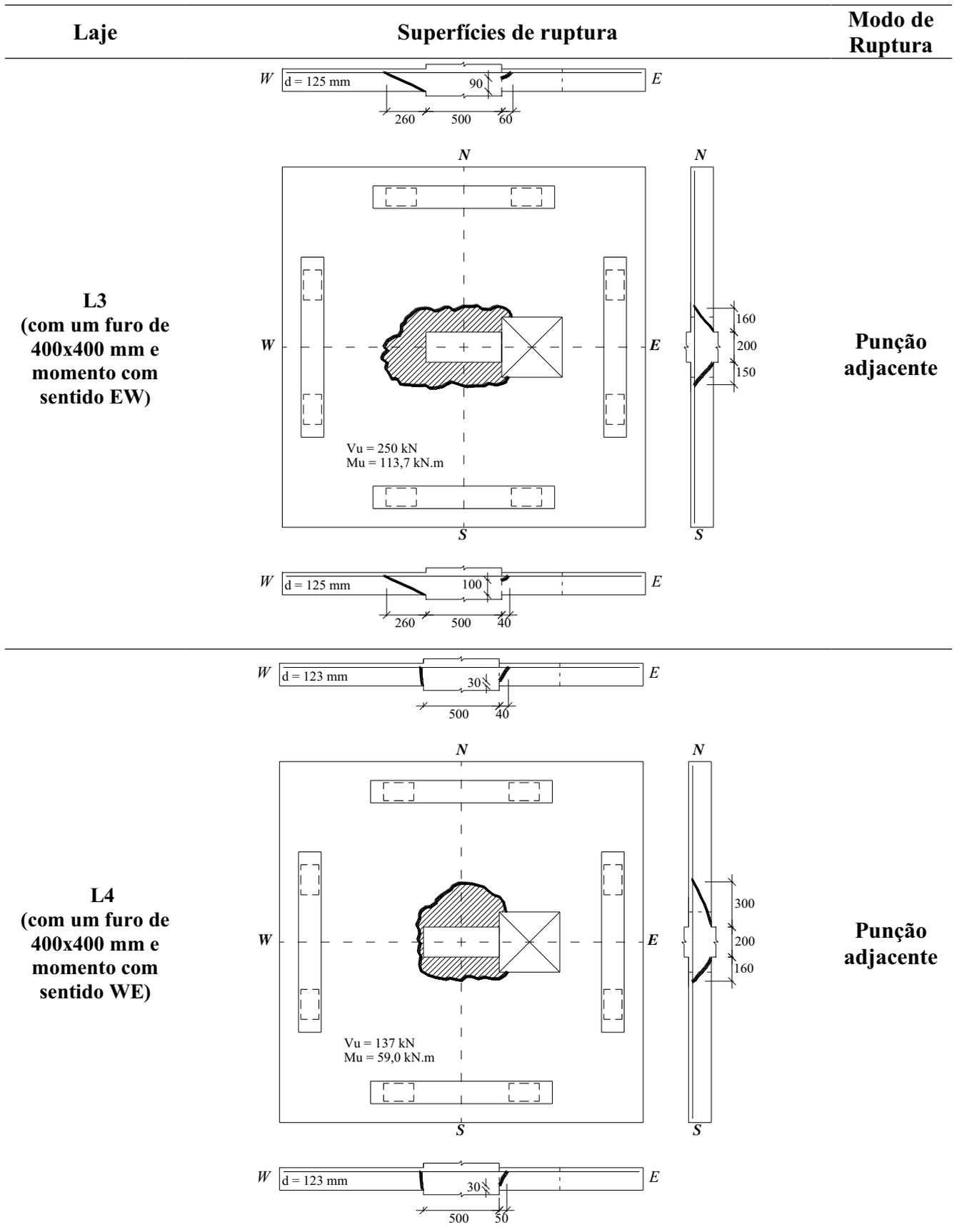


Figura 4.9 – Configuração das superfícies de ruptura (Continuação)

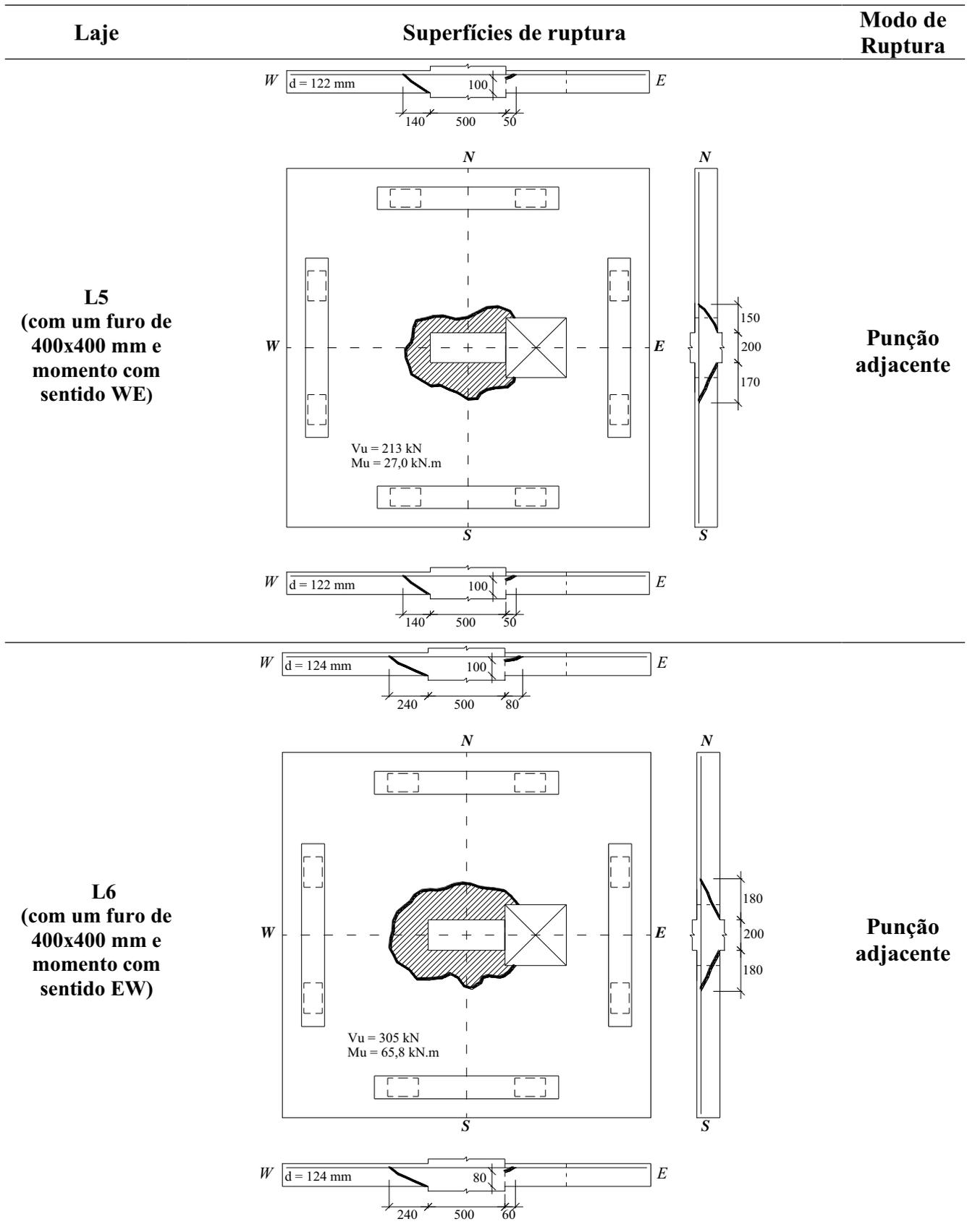


Figura 4.9 – Configuração das superfícies de ruptura (Continuação)

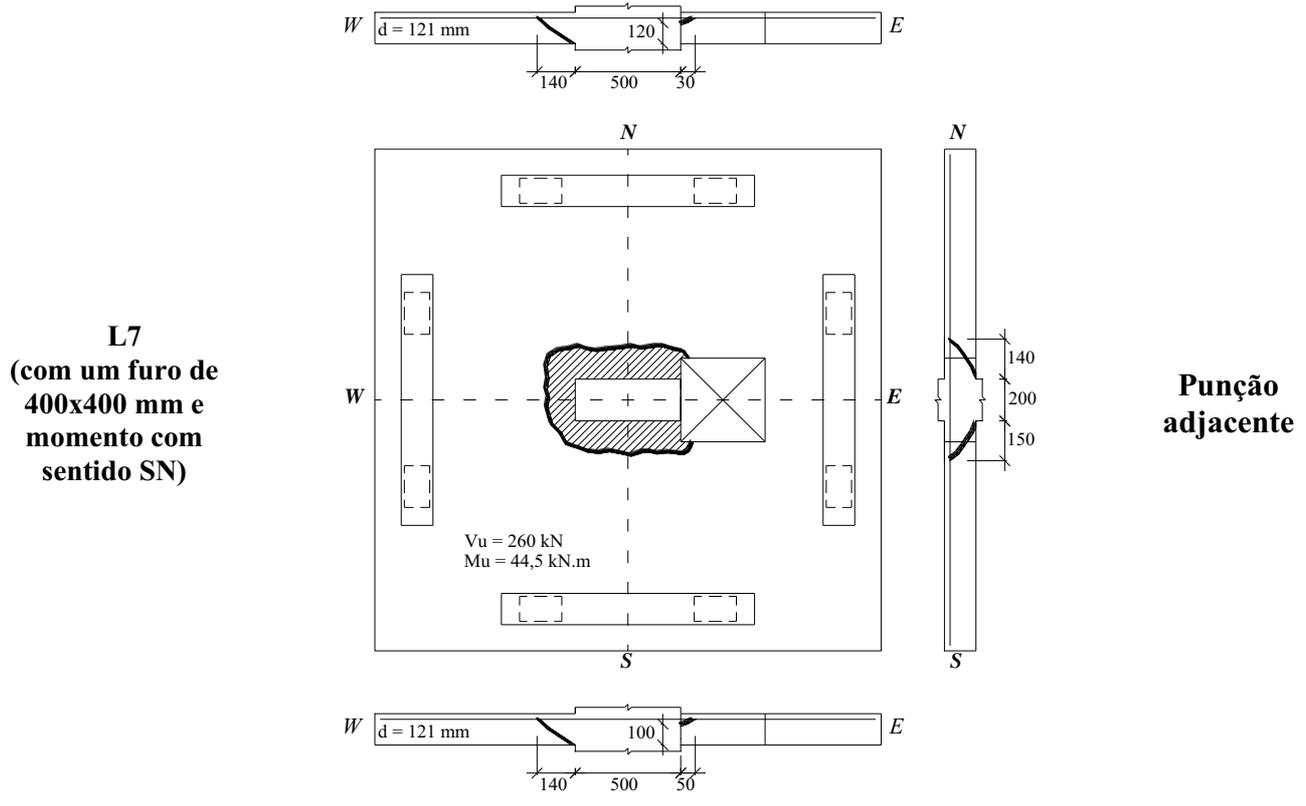


Figura 4.9 – Configuração das superfícies de ruptura (Continuação)



Figura 4.10 – Fotografia das superfícies de ruptura



Figura 4.10 – Fotografia das superfícies de ruptura (continuação)

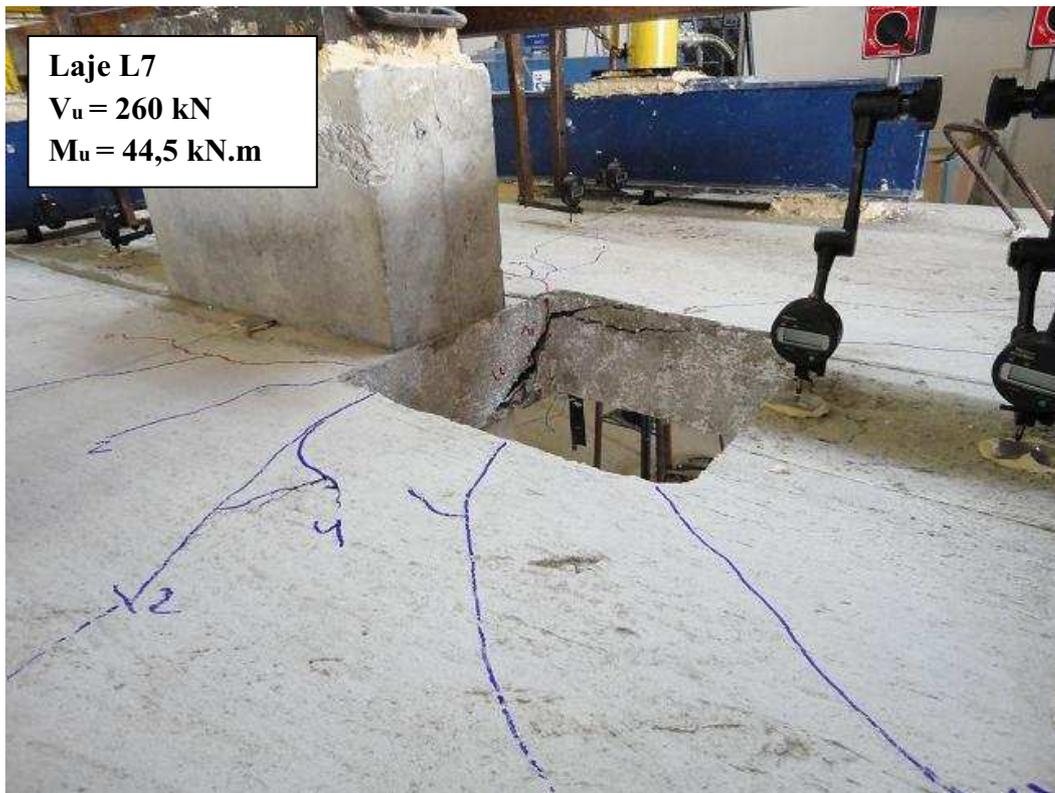
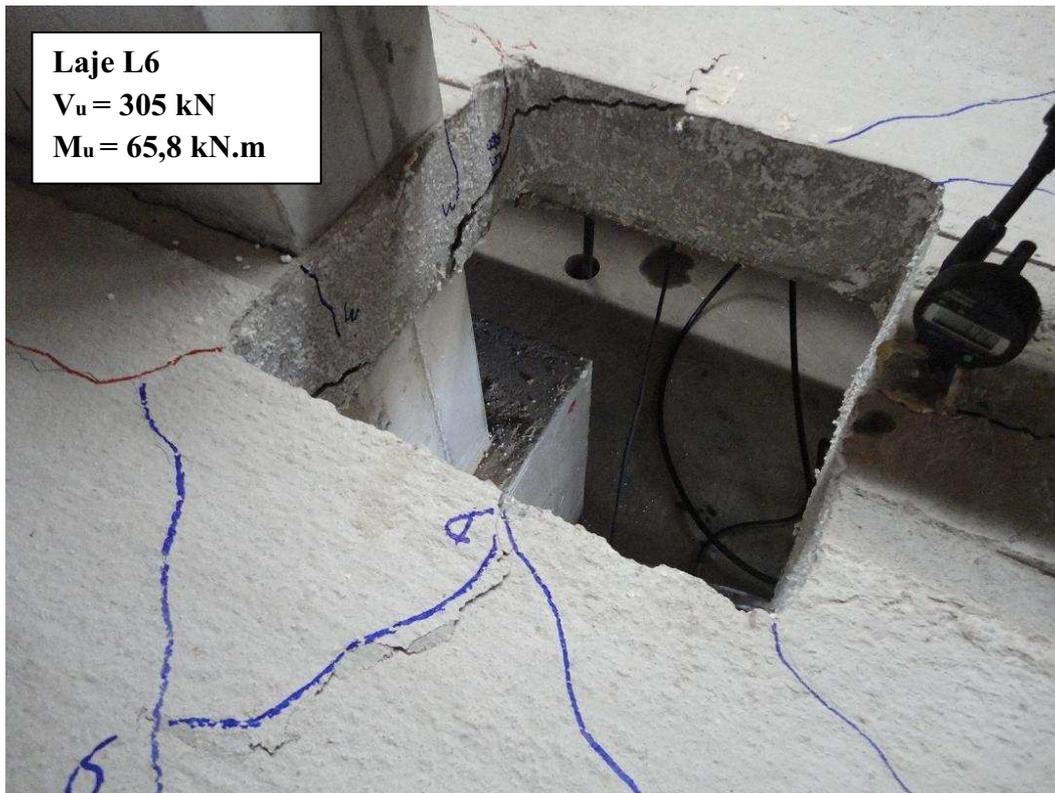


Figura 4.10 – Fotografia das superfícies de ruptura (continuação)

4.4 DESLOCAMENTO VERTICAL

Nas Figuras 4.11 a 4.24 são apresentados os gráficos de *Deslocamento vertical* x *Posição em relação ao centro da laje*, em cada eixo, dos defletômetros instalados.

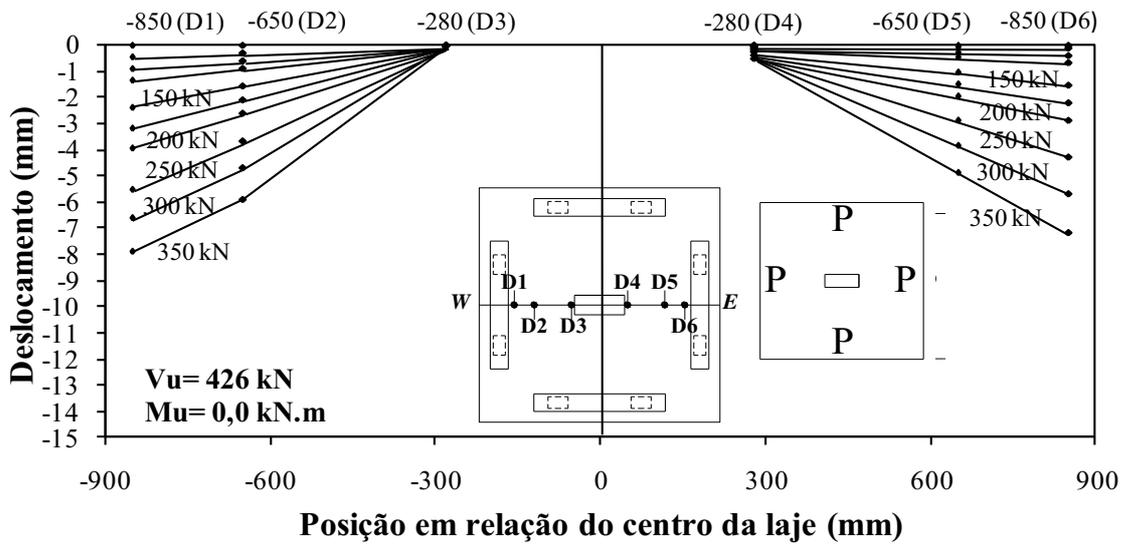


Figura 4.11 – Deslocamentos verticais medidos na laje L1, eixo *WE*

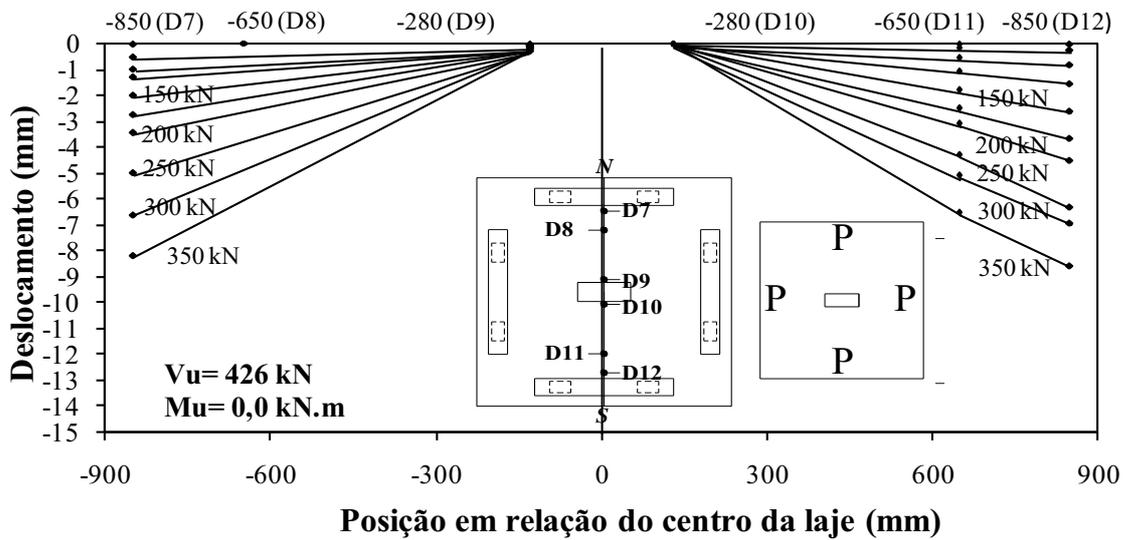


Figura 4.12 – Deslocamentos verticais medidos na laje L1, eixo *NS*

Na laje L1, o comportamento da laje nas duas direções foi simétrico, com pouca variação em relação ao previsto.

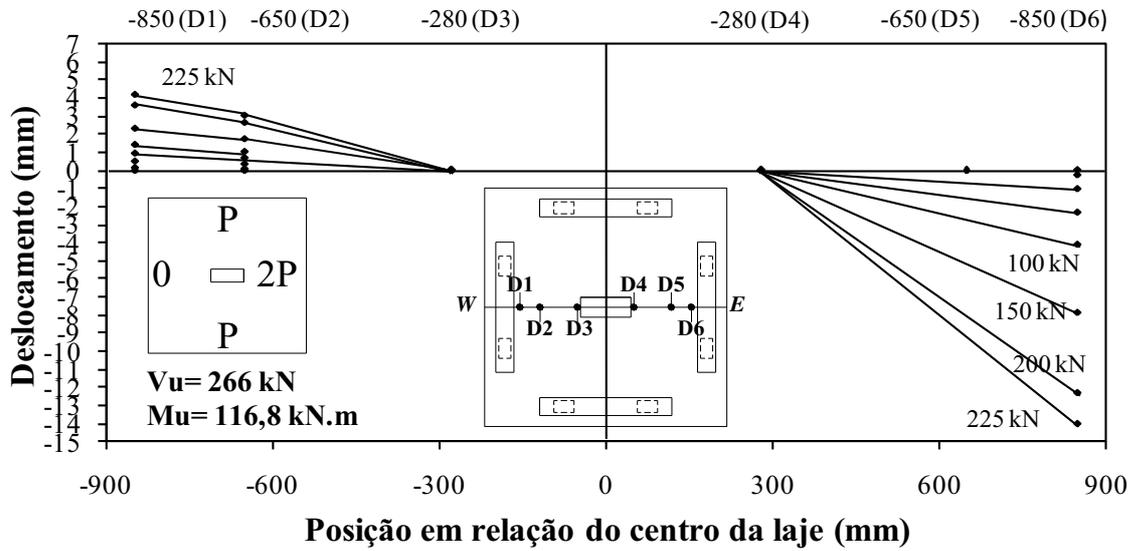


Figura 4.13 – Deslocamentos verticais medidos na laje L2, eixo *WE*

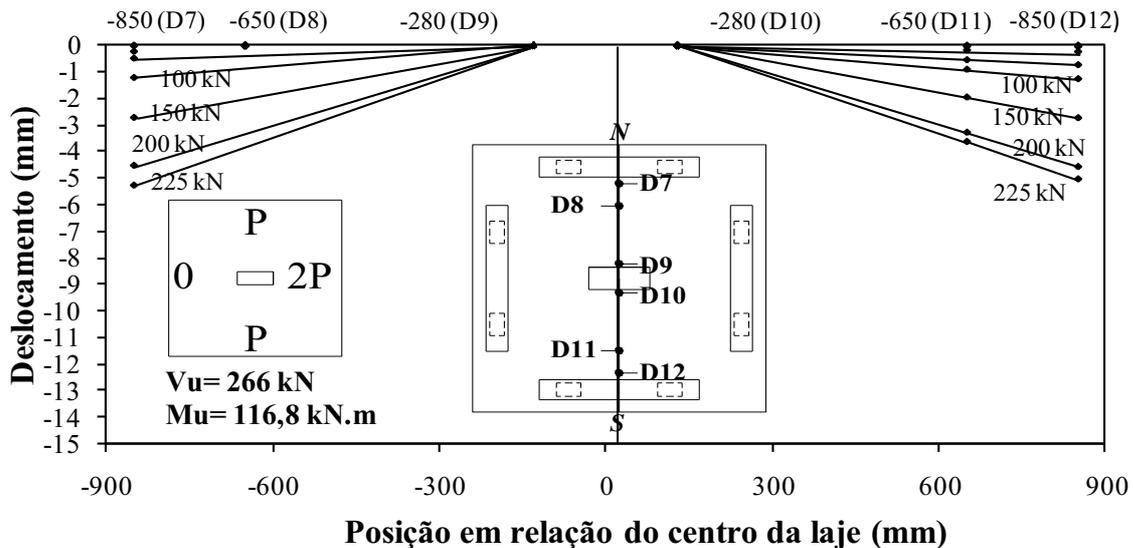


Figura 4.14 – Deslocamentos verticais medidos na laje L2, eixo *NS*

A laje L2 apresentou, na direção *WE*, rotação com os deslocamentos em *E* e *W* contrários, em *E* foram para baixo e em *W* para cima. Os deslocamentos máximos em *E* foram superiores, em média, em três vírgula três (3,3) vezes os deslocamentos máximos em *W*. Na direção *NS*, mostrou comportamento simétrico.

Na laje L3, houve rotação na direção *WE* onde os deslocamentos nos lados foram contrários, porém, em *W* houve deslocamento para baixo e em *E* para cima. Os deslocamentos máximos em *W* foram superiores, em média, 2,1 vezes os deslocamentos máximos em *E*. Na direção *NS*, os deslocamentos máximos em *N* foram ligeiramente superiores, maiores em 0,07 mm na carga de 25 kN e, na carga de 200 kN, em 1,01 mm.

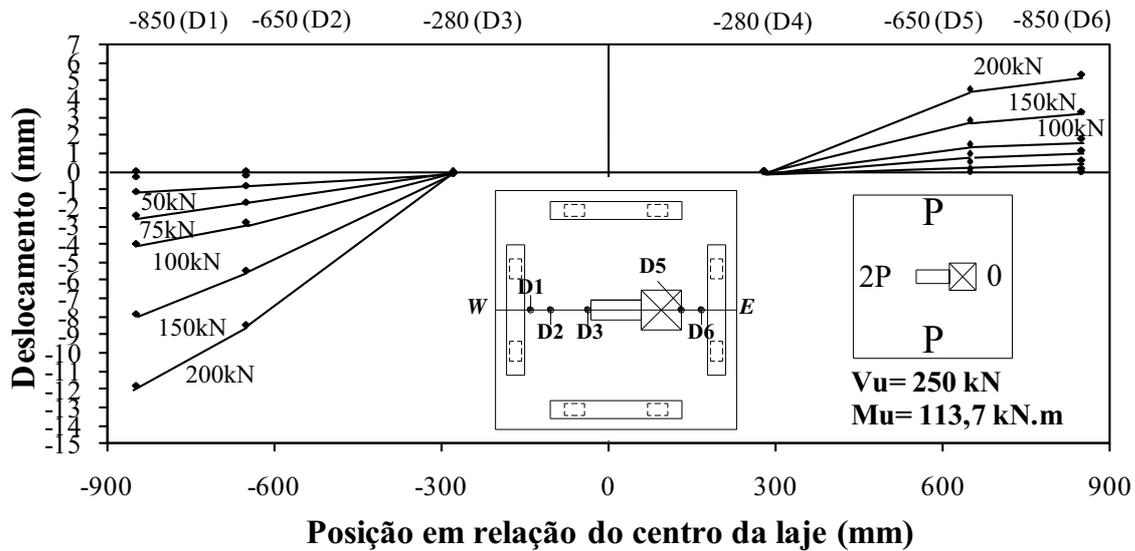


Figura 4.15 – Deslocamentos verticais medidos na laje L3, eixo *WE*

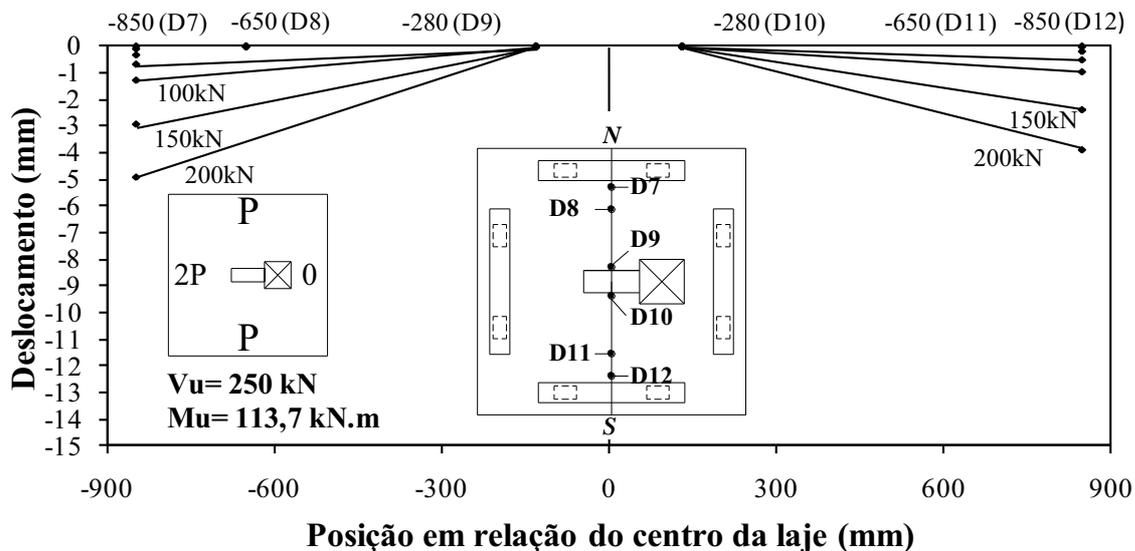


Figura 4.16 – Deslocamentos verticais medidos na laje L3, eixo *WE*

A laje L4, no eixo *EW*, apresentou a seguinte rotação: na direção *E* se deslocou para baixo e na direção *W* se deslocou no sentido contrário (para cima). Na direção *NS*, apresentou um comportamento simétrico.

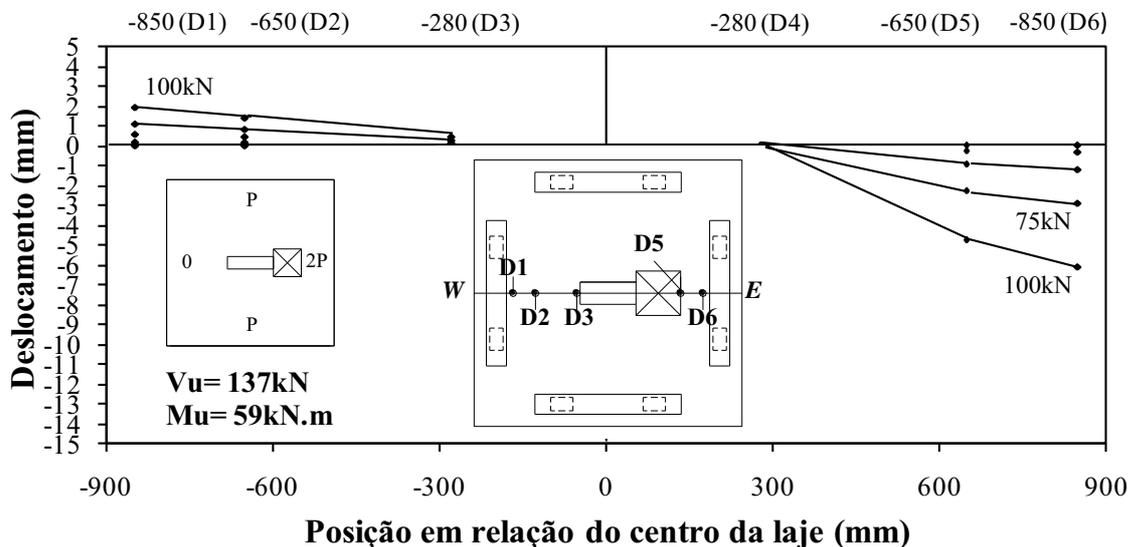


Figura 4.17 – Deslocamentos verticais medidos na laje L4, eixo *WE*

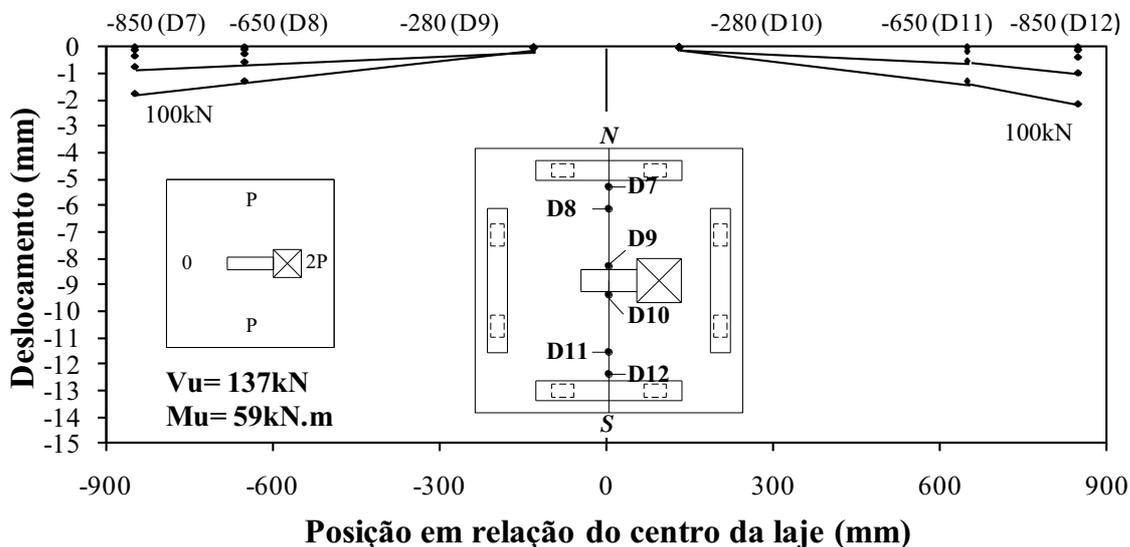


Figura 4.18 – Deslocamentos verticais medidos na laje L4, eixo *NS*

Na laje L5, assim como em L4, houve uma rotação na direção *WE* onde os deslocamentos em *E* foram para baixo e em *W* para cima. Os deslocamentos máximos em

E foram superiores, em média, 9,9 vezes os máximos registrados em W . Na direção NS , o comportamento foi simétrico.

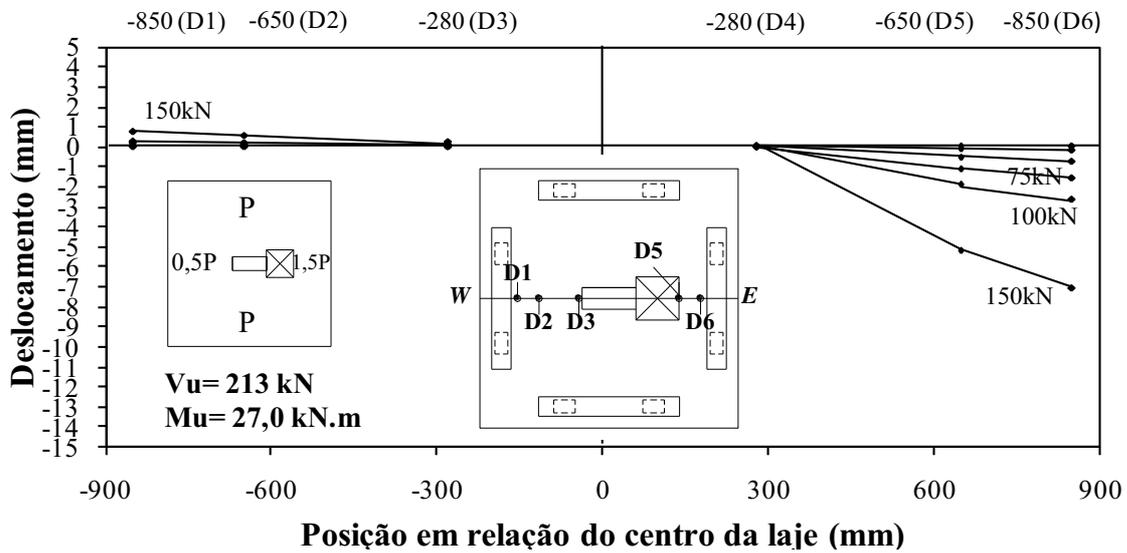


Figura 4.19 – Deslocamentos verticais medidos na laje L5, eixo WE

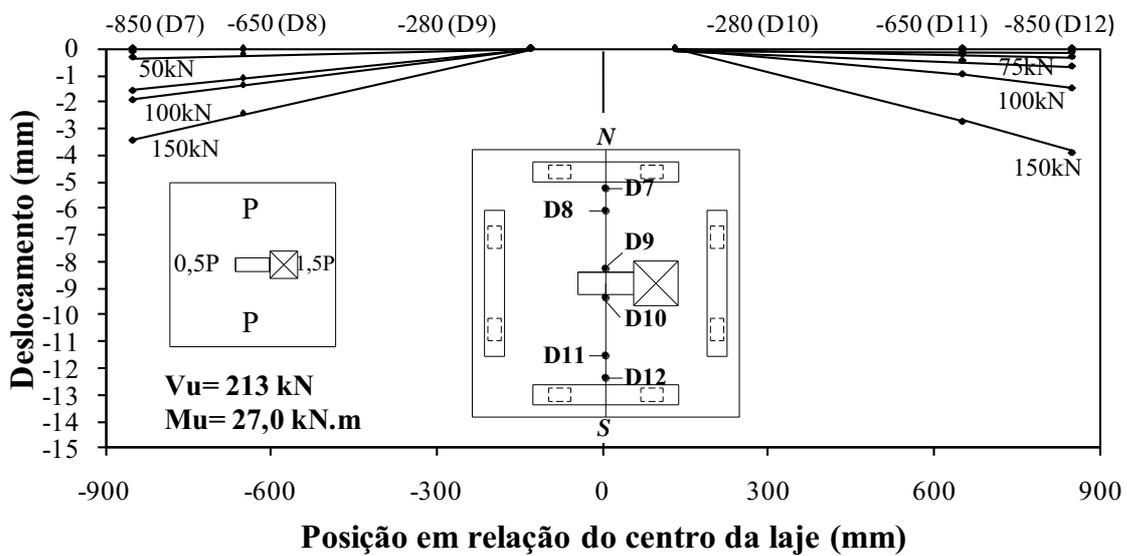


Figura 4.20 – Deslocamentos verticais medidos na laje L5, eixo NS

Na laje L6, assim como em L4, houve uma rotação na direção EW onde os deslocamentos em W foram para baixo e em E para cima. Os deslocamentos máximos em W foram superiores, em média, 10,8 vezes os máximos registrados em E . Na direção NS , o comportamento foi simétrico.

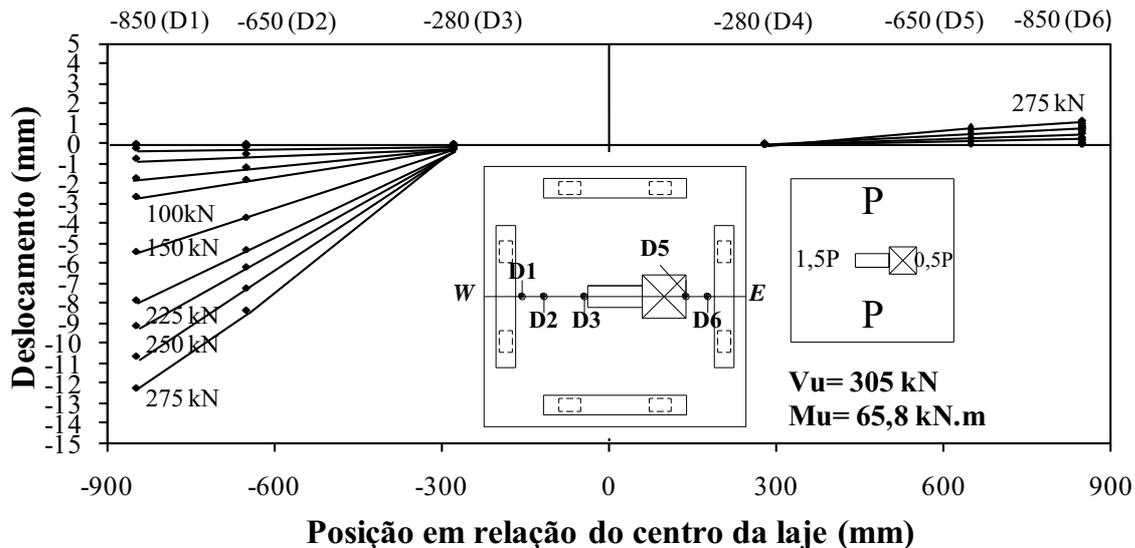


Figura 4.21 – Deslocamentos verticais medidos na laje L6, eixo *WE*

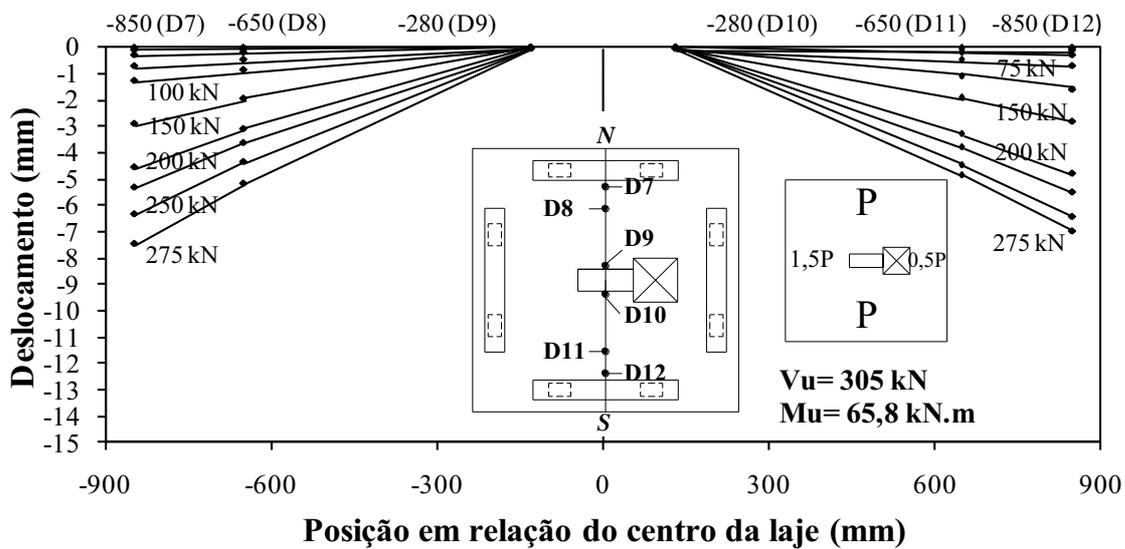


Figura 4.22 – Deslocamentos verticais medidos na laje L6, eixo *NS*

Na laje L7, na direção *WE*, o comportamento dos deslocamentos foi simétrico. Na direção *NS*, houve rotação e os deslocamentos em *N* e *S* foram contrários, em *N* para baixo e em *S* para cima. Os deslocamentos máximos em *N* foram superiores, em média, 6,5 vezes aos deslocamentos em *S*.

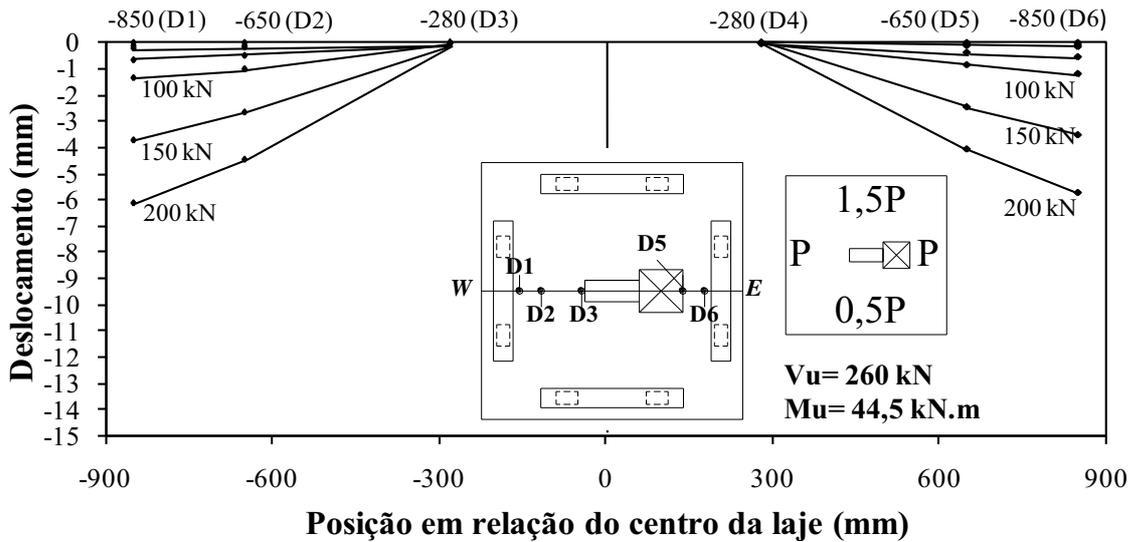


Figura 4.23 – Deslocamentos verticais medidos na laje L7, eixo *WE*

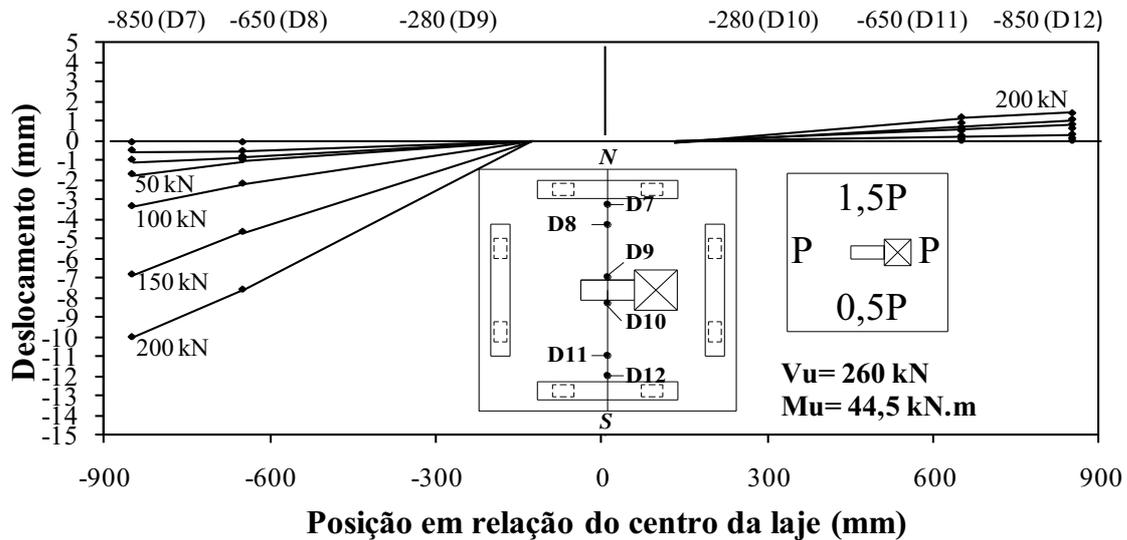


Figura 4.24 – Deslocamentos verticais medidos na laje L7, eixo *NS*

4.5 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DA ARMADURA DE FLEXÃO

Nas Figuras 4.25 a 4.31 são apresentados os gráficos *Carga x Deformação*, das barras instrumentadas das armaduras de flexão de todas as lajes. Foram colocadas as médias dos pares de extensômetros situados num mesmo ponto. Onde um extensômetro não funcionou, o resultado de apenas um foi representado.

Na laje L1, os extensômetros situados próximos ao pilar, de uma maneira geral, apresentaram valores de deformação maiores que os demais para um mesmo carregamento.

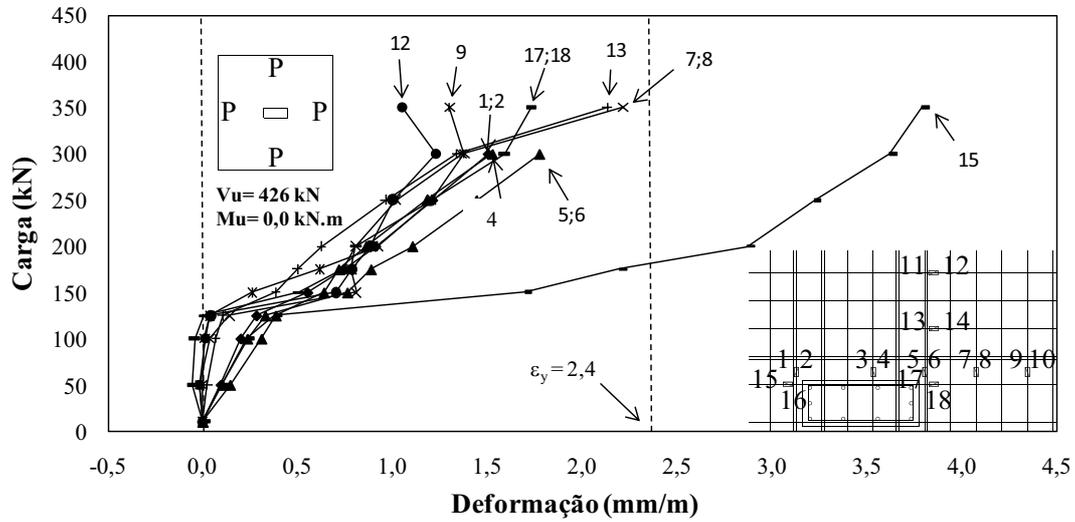


Figura 4.25 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L1, extensômetros 1 ao 18

Nas lajes L2 a L7, de uma maneira geral, os extensômetros situados próximos ao pilar e do lado mais carregado da laje apresentaram valores de deformação maiores que os demais para um mesmo carregamento.

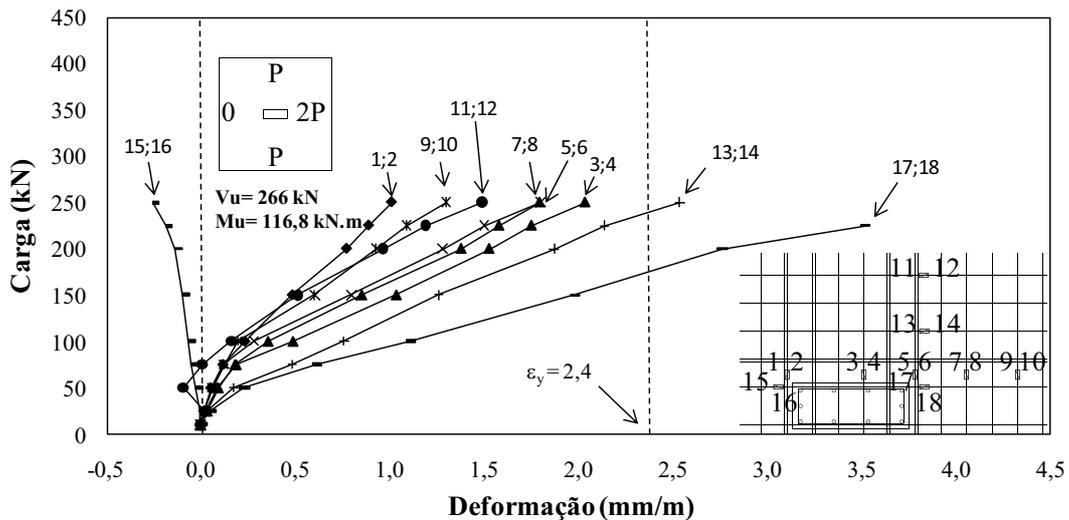


Figura 4.26 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L2, extensômetros 1 ao 18

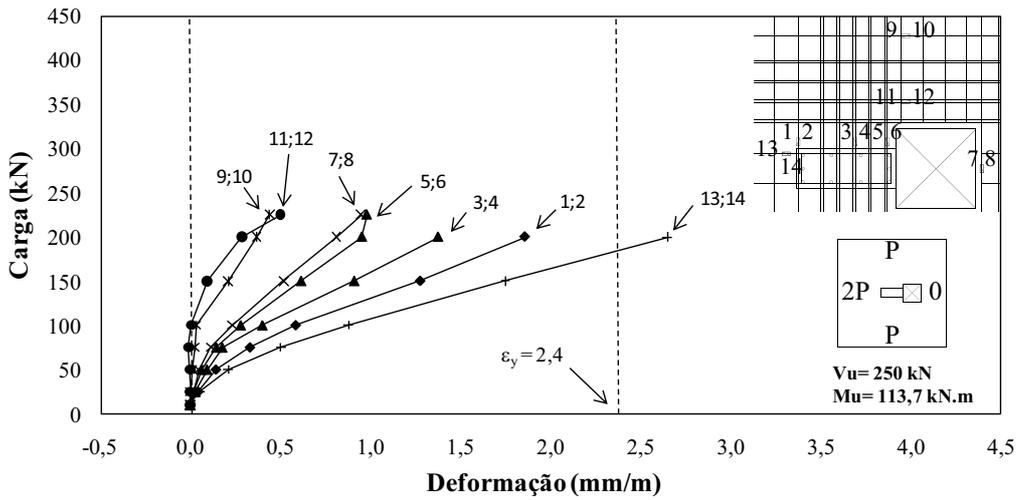


Figura 4.27 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L3, extensômetros 1 ao 14

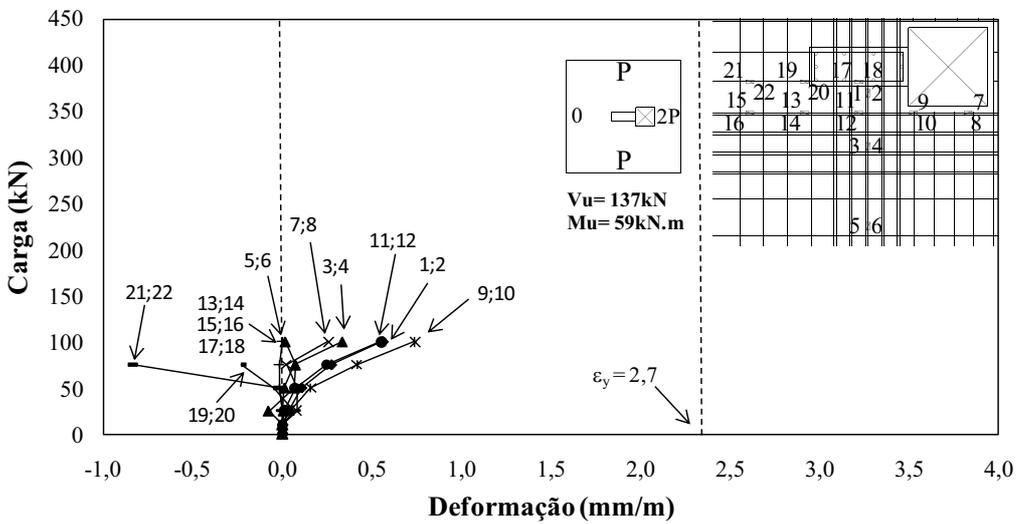


Figura 4.28 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L4, extensômetros 1 ao 22

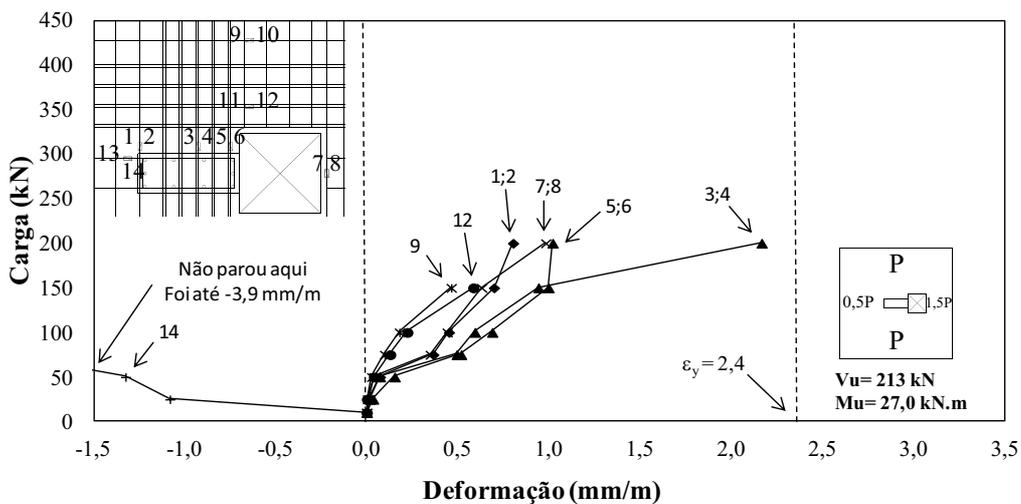


Figura 4.29 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L5, extensômetros 1 ao 14

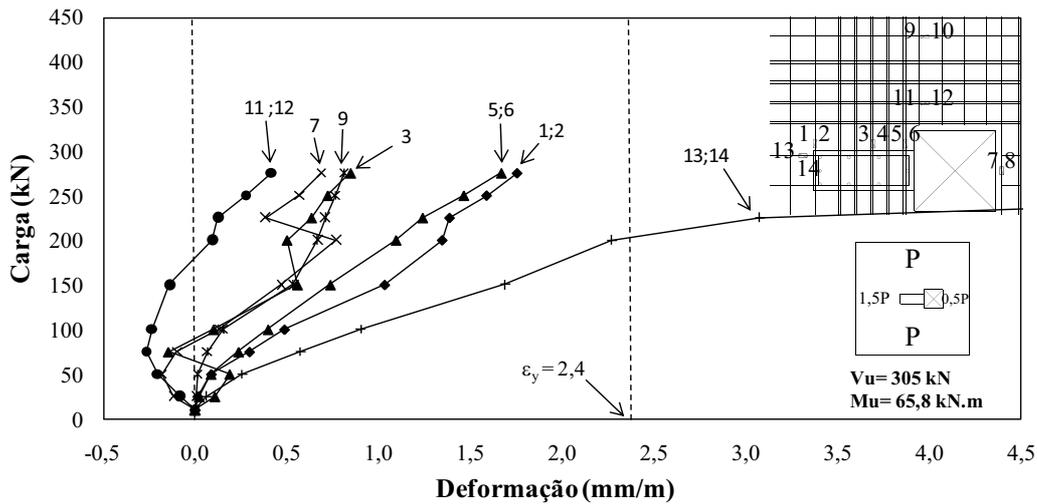


Figura 4.30 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L6, extensômetros 1 ao 14

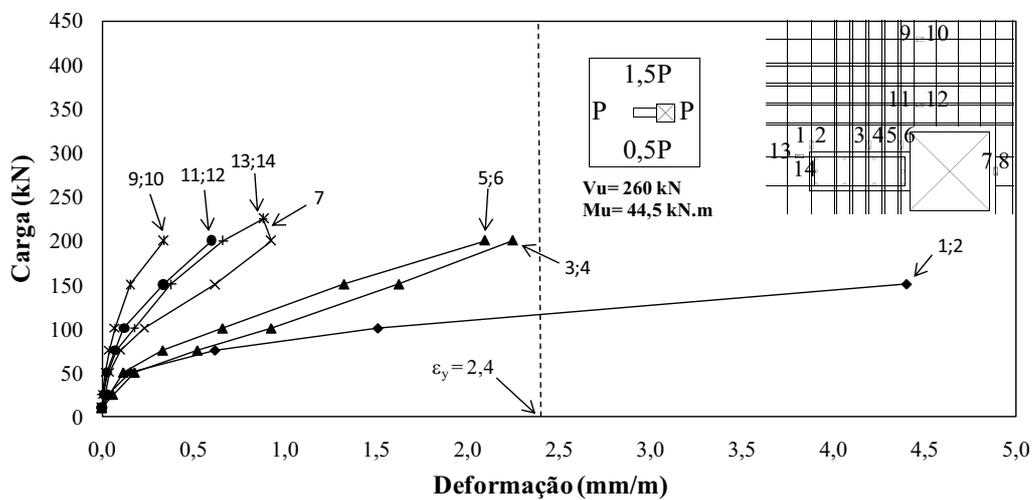


Figura 4.31 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L7, extensômetros 1 ao 14

4.6 DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA DO CONCRETO

Nas Figuras 4.32 a 4.38 são mostrados os gráficos *Carga x Deformação* dos diversos pontos instrumentados no bordo inferior da laje. Onde um extensômetro não funcionou, o resultado não foi representado.

Na laje L1, os extensômetros que indicaram maior compressão foram os posicionados próximos ao centro do pilar, extensômetros 5 e 11, no entanto, não houve esmagamento do concreto.

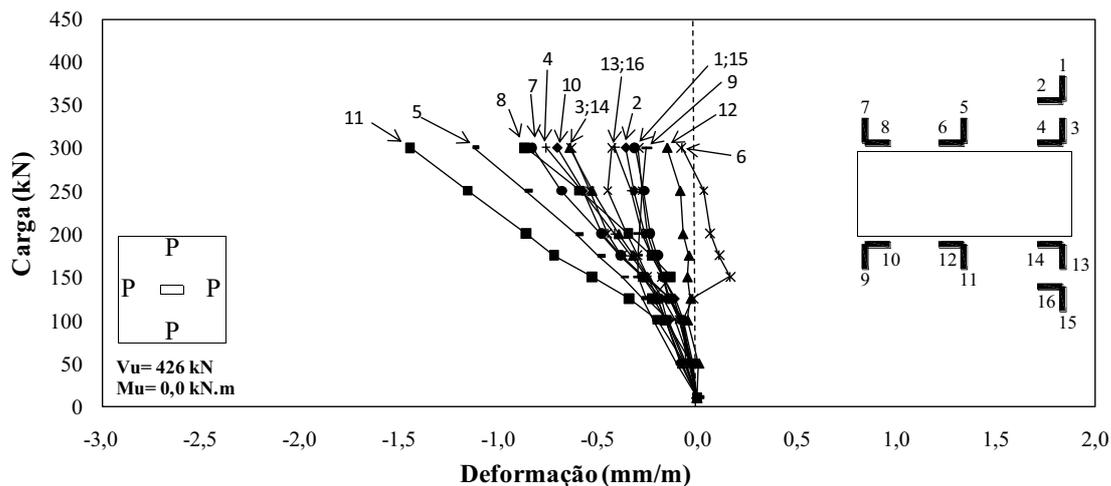


Figura 4.32 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L1, extensômetros 1 ao 16

Para as lajes L2 a L7, com momento fletor aplicado, os gráficos indicam que os extensômetros, situados no lado mais carregado e com direção paralela a direção do momento aplicado, tiveram deformações maiores que os demais para um mesmo carregamento.

Apenas na laje L2, extensômetro 4, houve deformações próximas do esmagamento do concreto.

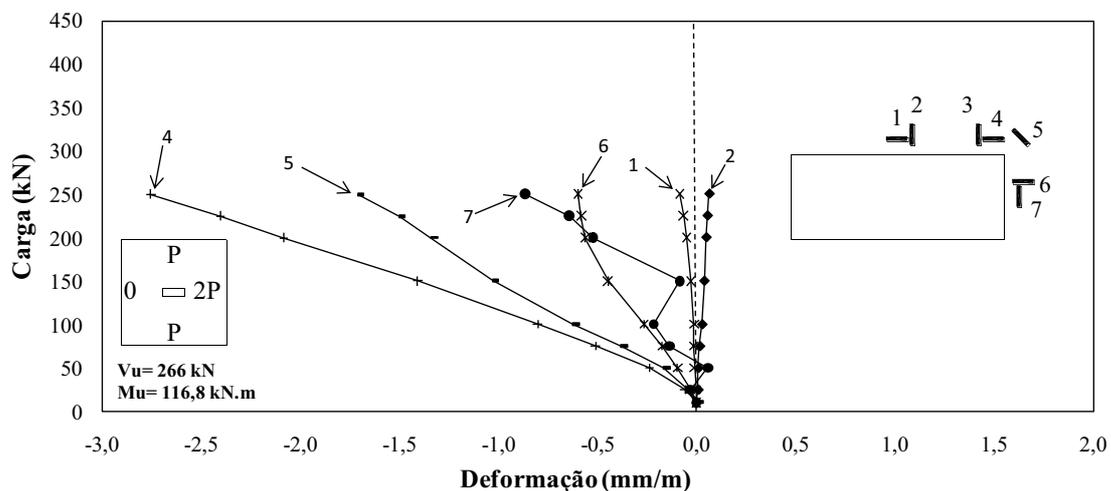


Figura 4.33 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L2, extensômetros 1 ao 7

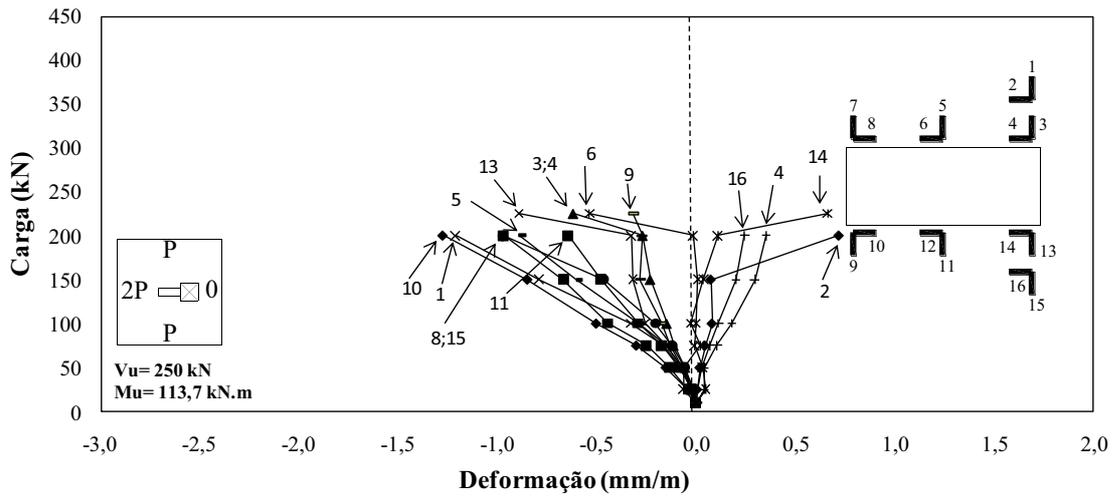


Figura 4.34 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L3, extensômetros 1 ao 16

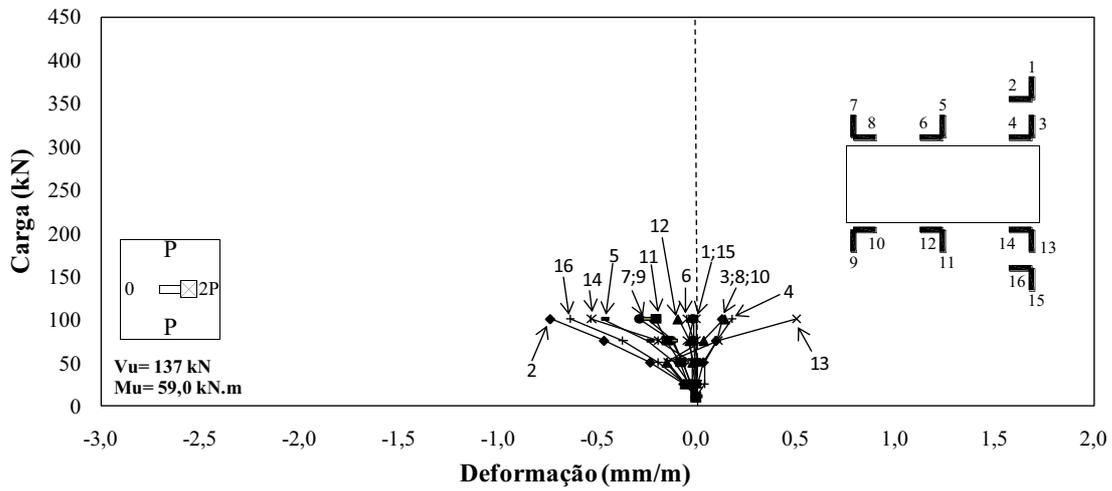


Figura 4.35 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L4, extensômetros 1 ao 16

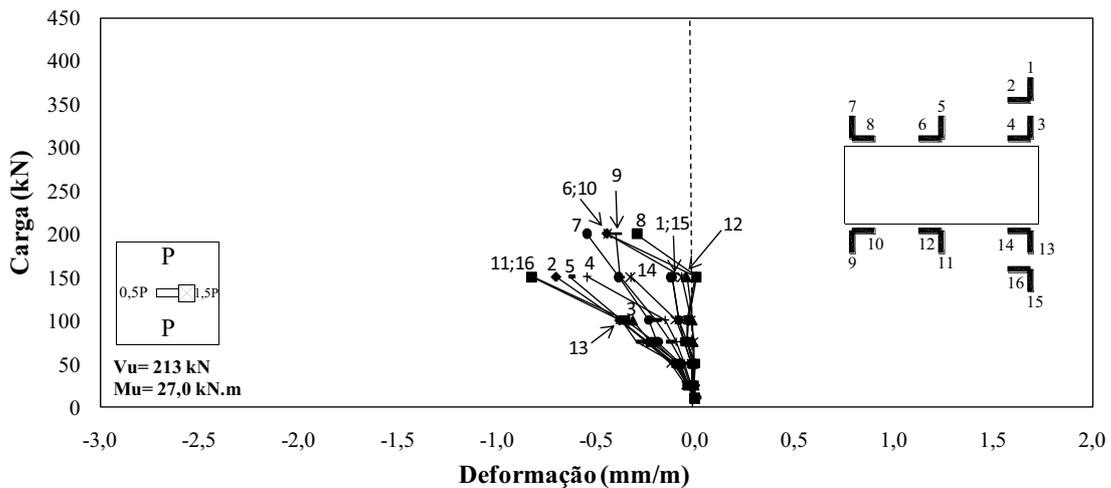


Figura 4.36 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L5, extensômetros 1 ao 16

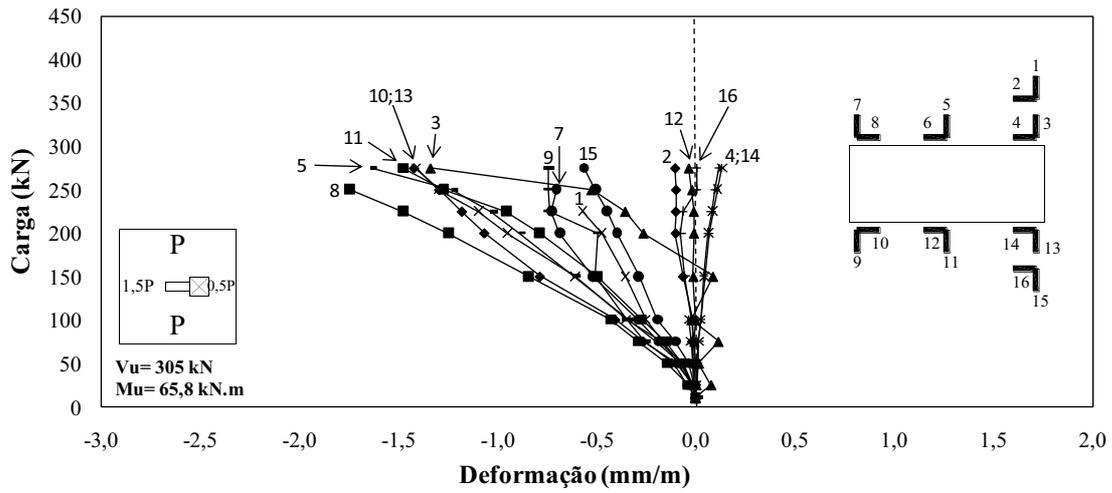


Figura 4.37 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L6, extensômetros 1 ao 16

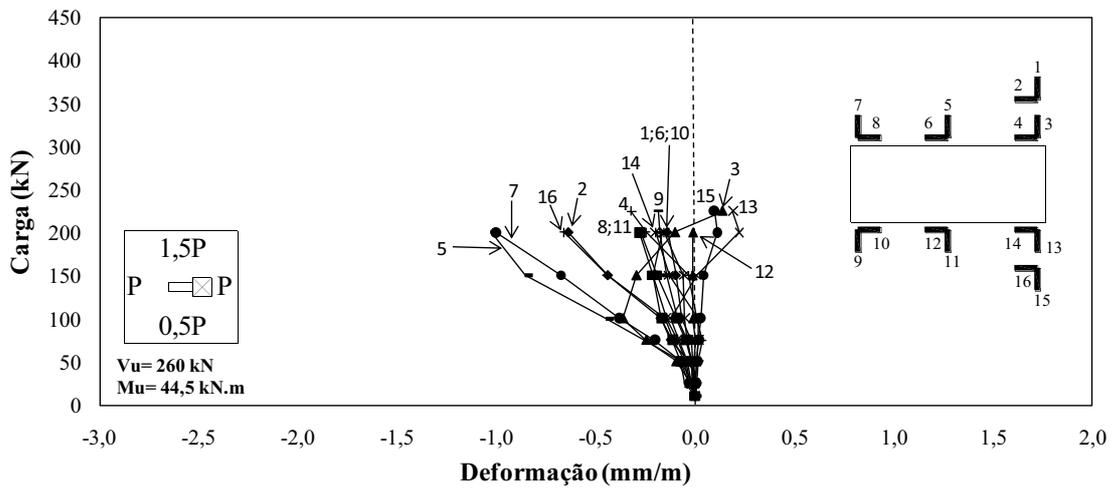


Figura 4.38 – Gráfico Carga x Deformação – Laje L7, extensômetros 1 ao 16

CAPÍTULO 5

ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios referentes à carga e modo de ruptura, fissuração e superfície de ruptura, deslocamento vertical, deformação das armaduras de flexão, de cisalhamento e do concreto, apresentados no Capítulos 4, estão analisados neste capítulo. Os resultados experimentais referentes à carga de ruptura foram comparados com os estimados pelas normas CEB-FIP/MC1990, EUROCODE 2/2004, ACI-318:2005 e NBR 6118:2003.

5.1 CARGA DE RUPTURA

A Tabela 5.1 contém a carga de ruptura das lajes ensaiadas e sua comparação com a carga de ruptura da laje de referência L1 – sem furo e sem momento aplicado – $V_u = 426$ kN.

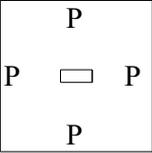
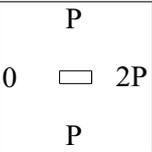
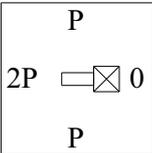
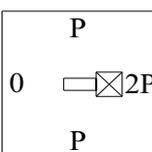
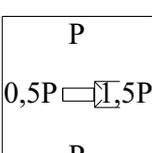
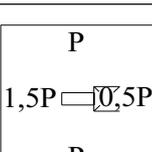
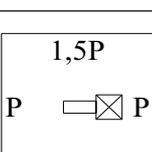
A laje L2 ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m), apresentou carga de ruptura inferior em 38% em relação à laje de referência L1 ($V_u = 426$ kN, $M_u = 0$), que ocorreu devido ao momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar.

A laje L3 ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m), com um furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado e com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, no sentido contrário ao furo, teve carga de ruptura 41% inferior à da laje L1 ($V_u = 426$ kN, $M_u = 0$).

A laje L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m), com a mesma geometria da laje L3 ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m) e com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, porém no sentido do furo, teve carga de ruptura reduzida em 68% relativa à L1 ($V_u = 426$ kN, $M_u = 0$).

As lajes L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m) e L6 ($V_u = 305$ kN, $M_u = 65,8$ kN.m), que também tiveram a mesma geometria da laje L3 (250 kN, $M_u = 113,7$ kN.m), com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, no sentido do furo e contrário a este, respectivamente, tiveram cargas de ruptura 50% e 28%, nessa ordem, menores que a da laje L1 ($V_u = 426$ kN, $M_u = 0$).

Tabela 5.1 – Comparação entre as cargas de ruptura

Laje	f_c (MPa)	Furo (mm)	d (mm)	ρ (%)	Geometria e carregam.	V_u (kN)	M_u (kN.m)	V_u/V_{uL1}
L1	44,7	-	120	1,22		426	0,0	1,00
L2	44,1	-	122	1,19		266	116,8	0,62
L3	42,8	¹ 400x400	125	1,17		250	113,7	0,59
L4	44,6	¹ 400x400	123	1,20		137	59,0	0,32
L5	44,5	¹ 400x400	122	1,22		213	27,0	0,50
L6	45,6	¹ 400x400	124	1,19		305	65,8	0,72
L7	46,8	¹ 400x400	121	1,24		257	41,0	0,60

f_c = Resistência a compressão do concreto no dia do ensaio;

d = Altura útil da laje em mm;

ρ = Taxa da armadura da laje;

V_u = Carga de ruptura da laje em kN;

M_u = Momento aplicado à laje em kN.m;

A laje L7 ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m), mesma geometria da laje L3 (250 kN, $M_u = 113,7$ kN.m), com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao menor lado do pilar, na direção perpendicular a do furo, teve carga de ruptura 40% inferior à da laje L1 ($V_u = 426$ kN, $M_u = 0$).

Comparando a laje L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m e $e_u = 0,430$ m) com a laje L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m e $e_u = 0,127$ m), ambas com a mesma geometria e com momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, observou-se uma perda de carga de 32%. Tal perda se deu devido à maior excentricidade de carga na laje L4, que foi 238% superior.

Em relação à L3 ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m, no sentido contrário ao furo, $e_u = 0,455$ m), com mesmo furo, a L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, no sentido do furo, $e_u = 0,430$ m) teve carga de ruptura e momento de ruptura 45% e 48% inferiores, respectivamente. Indicando, para esses carregamentos que, com uma excentricidade de carga semelhante, o momento aplicado no sentido do furo é mais prejudicial, para a carga de ruptura, que aquele no sentido contrário ao mesmo.

Apesar da laje L3 ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m, momento aplicado no sentido contrário ao furo, $e_u = 0,455$ m) ter o momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, assim como a laje L2 ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m, $e_u = 0,440$ m), excentricidade de carga semelhante a desta última e um furo de 400x400 mm, sua carga e momento de ruptura foram bastante próximos aos da laje L2. A laje L3 teve altura efetiva e taxa de armadura de 125 mm e 1,17%, respectivamente, enquanto que na L2 estes valores foram de 122 mm e 1,19%. Estes resultados indicam, para as variáveis envolvidas, que a redução do perímetro da ligação laje-pilar não resulta em perda de carga quando o momento de ruptura não estiver no sentido da região com furo.

A laje L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, no sentido do furo, $e_u = 0,430$ m), com um furo de 400x400 mm, em relação à laje sem furo L2 ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m, $e_u = 0,440$ m), com excentricidade de carga última (e_u) semelhante, teve carga de ruptura e momento de ruptura 48% e 49% inferiores, respectivamente. Isto demonstra que, para as variáveis envolvidas, que a redução do perímetro da ligação laje-pilar resulta em perda de carga quando o momento de ruptura estiver no sentido da região do furo.

A laje L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m, aplicado no sentido do furo de 400x400 mm, $e_u = 0,127$ m), em relação à laje sem furo L2 ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m, $e_u = 0,440$ m), teve carga e momento de ruptura 20% e 77% inferiores, nessa ordem.

Em relação à L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, no sentido do furo, $e_u = 0,430$ m), a laje L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m, aplicado no sentido do furo de 400x400 mm, $e_u = 0,127$ m) teve carga de ruptura 55% superior e momento de ruptura 54% inferior, devido à menor excentricidade de carga.

A laje L6 ($V_u = 305$ kN, $M_u = 65,8$ kN.m, aplicado no sentido contrário ao furo de 400x400 mm, $e_u = 0,216$ m), em relação a laje L7 ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m, aplicado na direção perpendicular ao maior lado do pilar, $e_u = 0,160$ m), teve carga e momento de ruptura 17% e 89% superiores, respectivamente. Tal fato se deve a aplicação de momento na direção de maior inércia (paralelo ao maior lado do pilar) da ligação laje-pilar, ocorrida na laje L6.

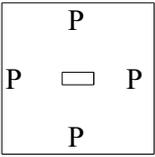
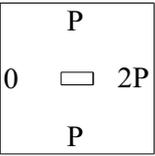
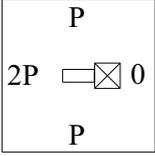
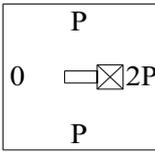
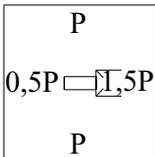
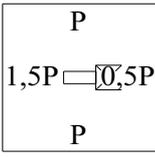
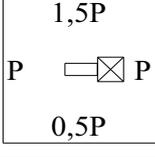
A laje L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m, aplicado no sentido do furo de 400x400 mm, $e_u = 0,127$ m), em relação a laje L7 ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m, aplicado na direção perpendicular ao maior lado do pilar, $e_u = 0,160$ m), apresentou carga e momento de ruptura 18% e 39% inferiores, nessa ordem. Este fato ocorreu porque apesar da excentricidade de carga, na ruptura, da laje L7 ter sido superior a da laje L5 e o momento fletor ter sido aplicado, nesta última, na direção de maior inércia da ligação, foi mais determinante para a carga de ruptura o momento ter atuado no sentido da região do furo.

5.2 FISSURAÇÃO

As fissuras radiais foram as primeiras a surgir, podendo ter iniciado a partir do pilar ou a partir do furo em algumas lajes. As fissuras circunferenciais apareceram depois. A Tabela 5.2 mostra o carregamento correspondente ao aparecimento das primeiras fissuras visíveis e a relação com a carga de ruptura de cada laje. Para fazer a relação, foi adicionado às cargas de fissuração o peso próprio da laje e dos equipamentos.

Nas lajes L1 ($V_u = 426$ kN) e L2 ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m) as fissuras radiais iniciaram no pilar sob carga equivalente a 35% e 28%, respectivamente, da carga de ruptura e, com o aumento do carregamento, se estenderam em direção às bordas da laje.

Tabela 5.2 – Cargas de fissuração visual das lajes – relações com as cargas de ruptura

Laje	Furo (mm)	Geometria e carregamento	Vu (kN)	Mu (kN)	Vrad (kN)	Vcirc (kN)	Vrad/Vu	Vcirc/Vu
L1	-		426	0,0	125	125	0,35	0,35
L2	-		266	116,8	50	75	0,28	0,37
L3	1 400x400		250	113,7	75	100	0,40	0,50
L4	1 400x400		137	59,0	50	75	0,54	0,72
L5	1 400x400		213	27,0	50	75	0,35	0,47
L6	1 400x400		305	65,8	50	100	0,25	0,41
L7	1 400x400		257	41,0	50	100	0,29	0,49

A laje L3 ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m, aplicado no sentido contrário ao furo) teve as fissuras radiais se iniciando, ao mesmo tempo, nos vértices do furo e no pilar, do lado mais carregado, e se desenvolveu em direção às bordas da laje com carga equivalente a 40% da carga de ruptura. A laje L4 ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, aplicado no sentido do furo) teve as fissuras radiais iniciadas nos vértices do furo, e que se ampliaram em direção às bordas das lajes com carga equivalente a 54% da carga de

ruptura. Na laje L5 ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m, aplicado no sentido do furo), as fissuras radiais iniciaram, ao mesmo tempo, nos vértices do furo e no pilar, do lado mais carregado, próximo ao furo, a uma carga equivalente a 35% da carga de ruptura e, com o aumento do carregamento, se estenderam em direção às bordas da laje. O mesmo ocorreu na laje L6 ($V_u = 305$ kN, $M_u = 65,8$ kN.m, aplicado no sentido contrário ao furo), porém as fissuras radiais que iniciaram no pilar ocorreram no lado oposto ao furo com uma carga equivalente a 25% da carga de ruptura. Na laje L7 ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m, aplicado na direção perpendicular ao maior lado do pilar) as fissuras radiais se iniciaram nos vértices do furo e no pilar, ao mesmo tempo, porém apenas no lado mais carregado deste último, com uma carga equivalente a 29% da carga de ruptura.

As fissuras circunferenciais, em todas as lajes, surgiram ao mesmo tempo ou posteriormente às fissuras radiais, em torno do pilar. Ocorreram com carga correspondente entre 35% a 72% da carga de ruptura.

5.3 DESLOCAMENTO VERTICAL

Nas Figuras 5.1 a 5.4 são apresentados gráficos das lajes L1 a L7 com os deslocamentos verticais para baixo nos pontos mais distantes do centro do pilar (850mm), nas direções W (registrados pelo defletômetro D1), E (D6), N (D7) e S (D12).

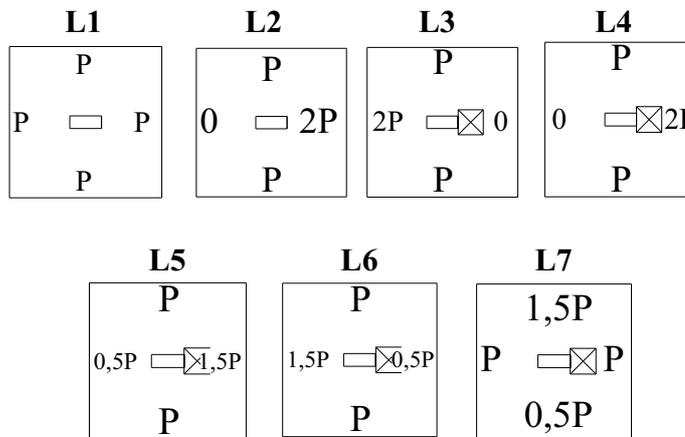
Nas lajes com transferência de momento ao pilar, na direção que foi aplicado o momento, houve rotação de forma que a borda mais carregada se deslocou no sentido de aplicação da carga, enquanto que a borda oposta se deslocou em sentido contrário ao da aplicação da carga. Na direção onde não foi aplicado o momento, os deslocamentos apresentados por todas as lajes foram semelhantes ao obtido na laje de referência L1, sem furo e sem momento, com pequenas variações, para mais ou para menos.

Nas direções com aplicação de momento, as bordas mais carregadas de todas as lajes apresentaram deslocamentos bastante superiores aos de L1. Nas bordas menos carregadas, os deslocamentos foram contrários ao sentido de aplicação de carga, o que não ocorreu em L1.

A existência de furo, nas lajes com furo e momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, não implicou em grandes diferenças de deslocamentos no lado com furo, em relação à laje sem furo, com momento aplicado na mesma direção e carga semelhante.

Dentre todas as lajes, a que apresentou maiores deslocamentos na borda mais carregada foi a L7, com carregamento aplicado paralelo ao menor lado do pilar.

A provável causa da diferença de comportamento entre as lajes com aplicação de momento paralelo ao maior e menor lado do pilar é a inércia da ligação laje-pilar, sendo esta maior na direção paralela ao maior lado do pilar. A introdução do furo não foi, para os deslocamentos, algo determinante para diminuir a rigidez à rotação nas lajes com momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, as lajes L2, L4 e L5 apresentaram deslocamentos semelhantes.



Laje	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7
V_u (kN)	426	466	250	137	213	305	206

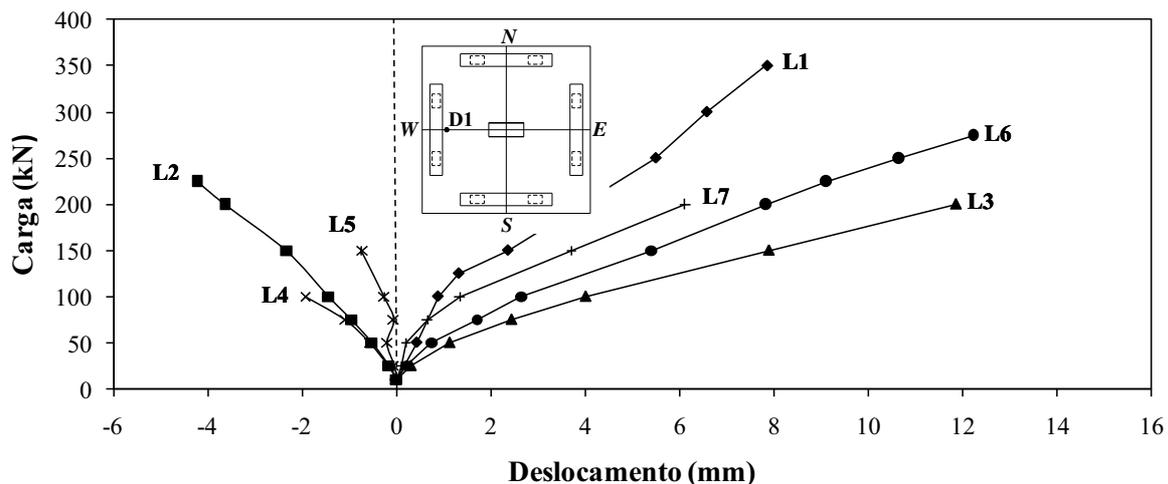


Figura 5.1 – Deslocamentos verticais a 850 mm do centro do pilar das lajes – Direção W

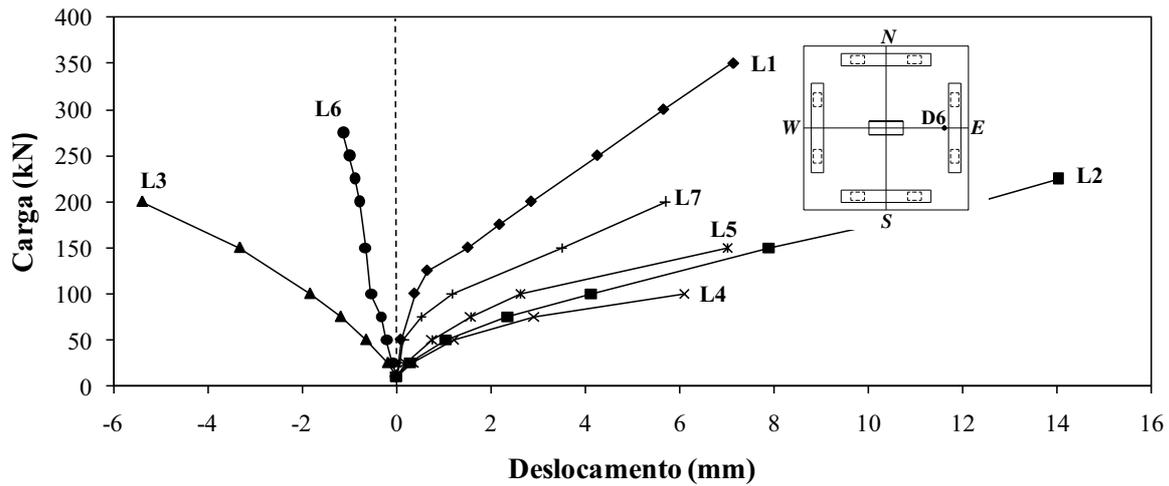


Figura 5.2 – Deslocamentos verticais a 850mm do centro do pilar das lajes – Direção *E*

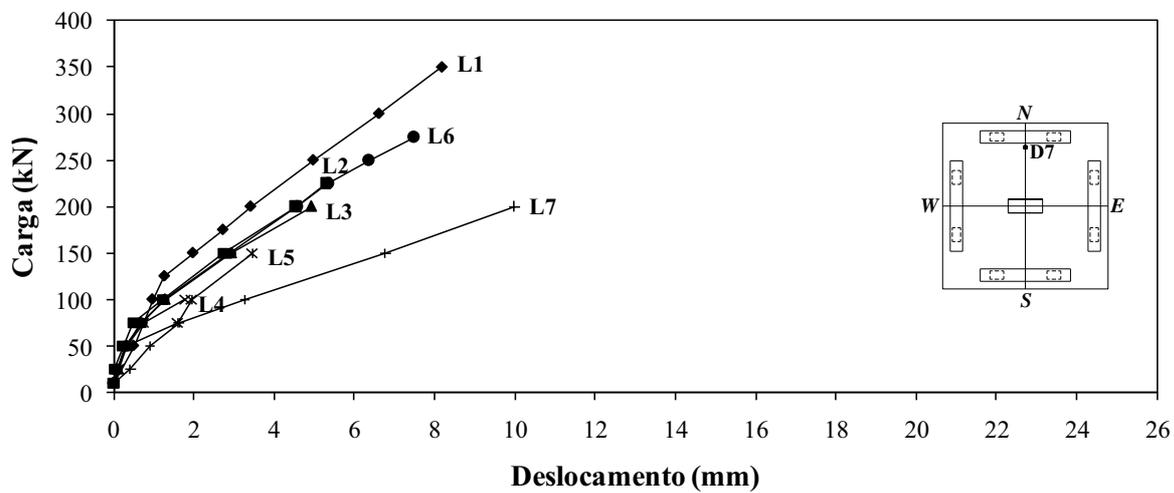


Figura 5.3 – Deslocamentos verticais a 850mm do centro do pilar das lajes – Direção *N*

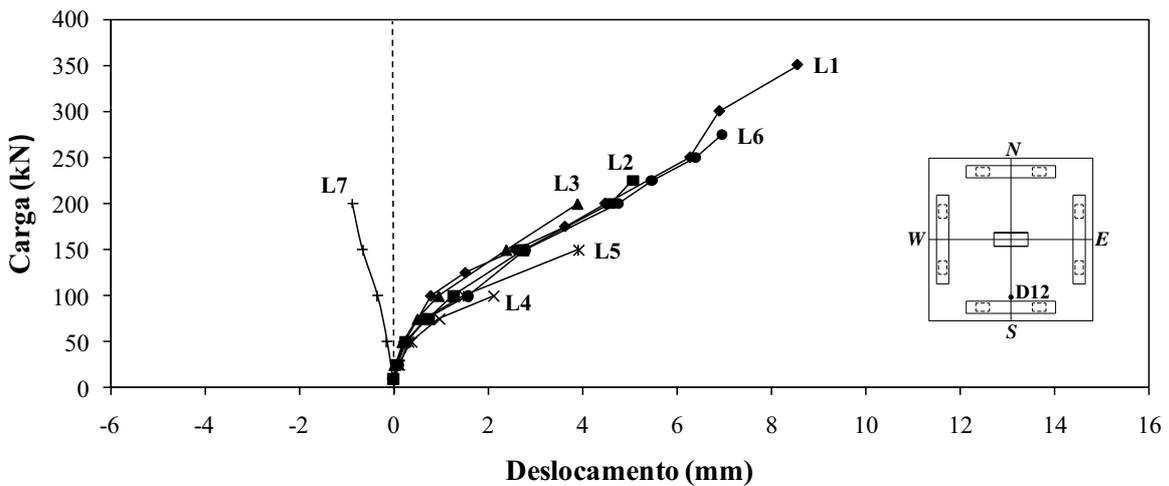


Figura 5.4 – Deslocamentos verticais a 850mm do centro do pilar das lajes – Direção *S*

5.4 DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO

Conforme mostrado nos gráficos das Figuras 4.25 a 4.31, tanto na laje L1, sem momento aplicado, quanto nas lajes L2 a L7, com momento aplicado, nas barras contínuas (que atravessavam toda extensão da laje), há uma mesma tendência de crescimento das deformações. Numa faixa inicial de carregamento, as deformações são menores e seguem uma determinada inclinação. Depois, essa curva modifica sua inclinação apresentando maiores deformações para os mesmos incrementos de carga. Essa mudança de inclinação da curva ocorre devido ao surgimento das primeiras fissuras do concreto, transferindo uma maior tensão para a armadura de flexão, que por sua vez, mais solicitada, eleva sua deformação.

Na laje L1, os extensômetros situados próximos ao pilar, de uma maneira geral, apresentaram valores de deformação maiores que os demais para um mesmo carregamento. Nas lajes L2 a L7, de uma maneira geral, os extensômetros situados próximos ao pilar e do lado mais carregado da laje apresentaram valores de deformação maiores que os demais para um mesmo carregamento. Os pontos situados nos lados menos carregados, inclusive os mais próximos do vértice do pilar, tiveram deformações pequenas.

Na laje L1, foi verificada uma posição com escoamento, no vértice do pilar. A laje L2 apresentou duas posições com escoamento, uma delas no vértice do pilar e outra distante do pilar, com direção paralela à aplicação do momento. As lajes L3, L6 e L7 apresentaram uma posição de escoamento, localizada no vértice do pilar, paralela à direção do momento aplicado e na borda mais carregada. Nas lajes L4 e L5 não houve escoamento.

5.5 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Os gráficos com as deformações no concreto das lajes para os vários estágios de carregamento são mostrados nas Figuras 4.32 a 4.38.

As deformações observadas na laje L1, sem momento aplicado, mostraram uma maior intensidade nos pontos próximos ao centro do pilar, na direção perpendicular ao maior lado deste. Para as lajes L2 a L7, com momento fletor aplicado, os gráficos indicam que os extensômetros situados no lado de maior carga e na mesma direção do momento tiveram deformações maiores que os demais, para um mesmo carregamento. Apenas na

laje L2 houve deformação próxima do esmagamento do concreto, no vértice do pilar, na direção paralela ao momento aplicado.

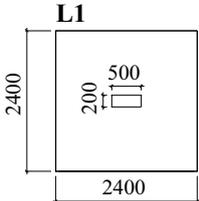
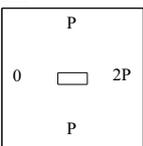
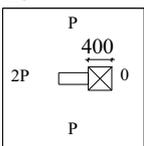
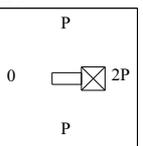
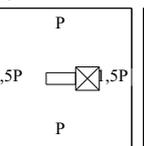
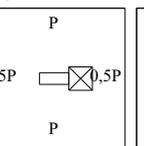
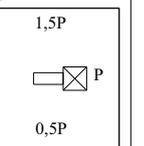
Na direção do momento aplicado, alguns extensômetros que estavam situados nos lados menos carregados mostraram que houve tração e no lado mais carregado, compressão, indicando a rotação da laje (lajes L2 a L7).

5.6 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM NORMAS

Os resultados experimentais das amostras ensaiadas foram comparados aos estimados pelas normas CEB-FIP/MC1990, EUROCODE 2/2004, ACI-318:2005 e NBR 6118:2003. Por se tratar de uma verificação de resultados experimentais, não foi adotado nenhum coeficiente de segurança e foram utilizadas as propriedades dos materiais (concreto e aço) determinadas experimentalmente.

Na Tabela 5.3 são apresentados os dados geométricos necessários para o cálculo das lajes, além das cargas e momentos de ruptura.

Tabela 5.3 – Dados geométricos, cargas e momentos de ruptura das lajes (mm)

		SEM FURO					
SEM MOMENTO	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 426$ $M_u = 0,0$ $f_c = 44,7$ $d = 120$ $\rho = 1,22$ </p>						
	<div style="text-align: right;"> Unidades: $V_u \rightarrow$ kN $M_u \rightarrow$ kN.m $f_c \rightarrow$ MPa $d \rightarrow$ mm $\rho \rightarrow$ % </div>						
COM MOMENTO	SEM FURO	COM 1 FURO 400X400 mm					
	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 266$ $M_u = 116,8$ $f_c = 44,1$ $d = 122$ $\rho = 1,19$ </p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 250$ $M_u = 113,7$ $f_c = 42,8$ $d = 125$ $\rho = 1,17$ </p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 137$ $M_u = 59,0$ $f_c = 44,6$ $d = 123$ $\rho = 1,20$ </p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 213$ $M_u = 27,0$ $f_c = 44,5$ $d = 122$ $\rho = 1,22$ </p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 305$ $M_u = 65,8$ $f_c = 45,6$ $d = 124$ $\rho = 1,19$ </p>	<div style="text-align: center;">  </div> <p style="text-align: center;"> $V_u = 260$ $M_u = 44,5$ $f_c = 46,8$ $d = 121$ $\rho = 1,24$ </p>	

5.6.1 Cálculo de W_1 e J_c

Nesta comparação foi feita a relação entre a tensão de ruptura no ensaio, causada pelo momento transferido último e a carga última, calculada conforme indicado por cada norma, e a tensão resistente também indicada por cada norma.

Para a determinação da tensão provocada pelo momento, as normas CEB-FIP/MC1990, EC2/2004 e NBR 6118:2003 indicam que deve ser calculado o momento plástico resistente W_1 , dado pela expressão:

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e|.dl \quad (5.1)$$

onde:

dl é o comprimento elementar do perímetro de controle;

e é a distância de dl ao eixo em torno do qual atua o momento M_{Sd} .

A Equação 5.1 indica que devemos determinar o módulo resistente, para uma laje sem furo, com a somatória dos momentos causados pelos trechos do perímetro de controle em relação ao eixo que passa no centro do pilar, CC' , em torno do qual atua o momento M_{Sd} , como mostrado na Figura 5.5. Para as lajes sem furo, o centro de gravidade do perímetro crítico, CG_u , coincide com o centro de gravidade do pilar. A determinação da equação de W_1 para a laje sem furo L1 é mostrada a seguir.

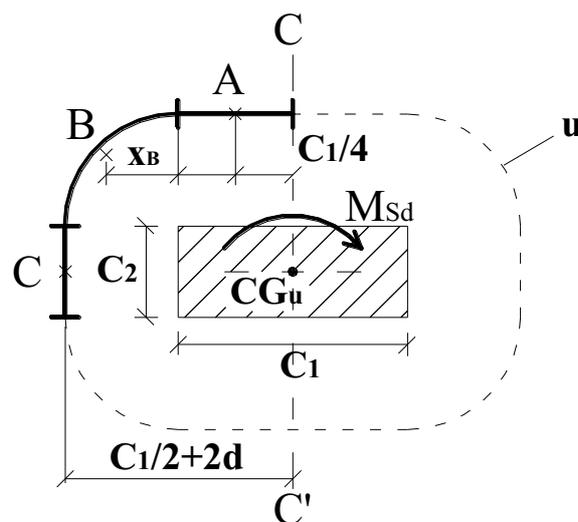


Figura 5.5 – Trechos para cálculo de W_1 para a lajes sem furo, L2

W₁ para ligação laje-pilar interno:

$$W_1 = 4W_A + 4W_B + 2W_C \quad (5.2)$$

onde:

$$W_A = \frac{C_1}{2} \frac{C_1}{4} = \frac{C_1^2}{8}$$

$$W_B = \frac{\pi \cdot 2d}{2} \left(\frac{C_1}{2} + x_B \right); \text{ se } x_B \text{ (centróide do quarto de circunferência) é igual a } \frac{2 \cdot r}{\pi}$$

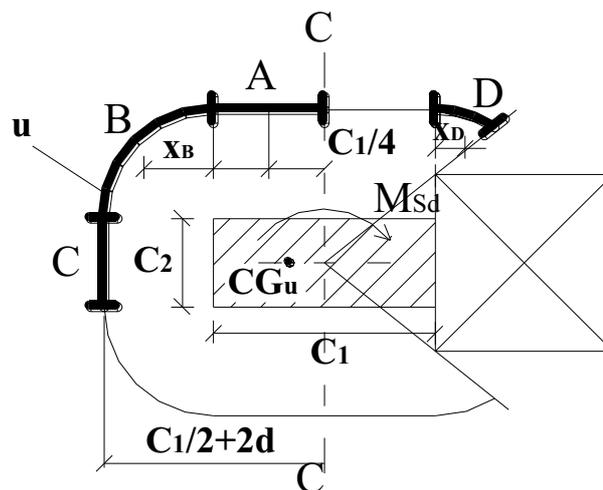
$$W_B = \pi \cdot d \left(\frac{C_1}{2} + \frac{2 \cdot 2d}{\pi} \right) = \frac{\pi C_1 d}{2} + 4d^2$$

$$W_C = C_2 \left(\frac{C_1}{2} + 2d \right) = \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d$$

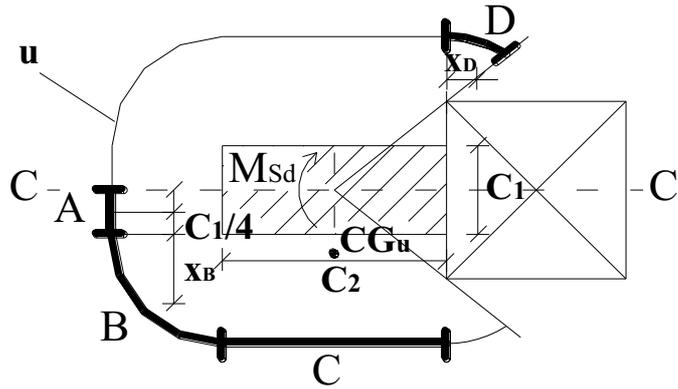
Substituindo W_A, W_B e W_C em 5.2, temos a expressão de W₁, fornecida pelas normas citadas para uma ligação laje-pilar sem furo:

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 \quad (5.3)$$

Para as lajes com furo, o módulo resistente W₁ é igual à somatória dos momentos causados pelos trechos do perímetro crítico, em relação ao eixo do pilar em torno do qual atua o momento, como mostrado no exemplo a seguir, ilustrado pelas Figuras 5.6 (a) e (b).



a) trechos para a laje com furo e momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar



b) trechos para a laje com furo e momento aplicado na direção paralela ao menor lado do pilar

Figura 5.6 – Trechos para cálculo de W_1 – lajes com furo: L3 a L7

Para o cálculo do momento plástico W_D , foi utilizado o comprimento do trecho multiplicado pela distância do centro da corda, formada pelo arco em relação ao eixo CC' , ao invés da distância do centro de gravidade do arco D em relação a CC' . Essa medida foi utilizada para simplificar o cálculo, implicando em pequena diferença em relação ao valor real.

Percebe-se que, para as lajes com furo, o centro de gravidade do perímetro crítico, CG_u , não coincide com o centro de gravidade (eixo) do pilar, mas as normas indicam que o momento plástico deve ser calculado em relação ao eixo do pilar.

W_1 para uma ligação laje-pilar interno com um furo:

$$W_1 = 4W_A + 2W_B + W_C + 2W_D \quad (5.4)$$

onde:

$$W_A = \frac{C_1}{2} \frac{C_1}{4} = \frac{C_1^2}{8}$$

$$W_B = \pi \cdot d \left(\frac{C_1}{2} + \frac{2 \cdot 2d}{\pi} \right) = \frac{\pi C_1 d}{2} + 4d^2$$

$$W_C = C_2 \left(\frac{C_1}{2} + 2d \right) = \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d$$

$$W_D = D \left(\frac{C_1}{2} + x_D \right) = \frac{C_1 D}{2} + D x_D ;$$

D e x_D foram determinados graficamente utilizando o programa AutoCAD 2007.

Substituindo W_A , W_B , W_C e W_D em 5.4 temos a expressão de W_1 :

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi d C_1 + C_1 D + 2D x_D \quad (5.5)$$

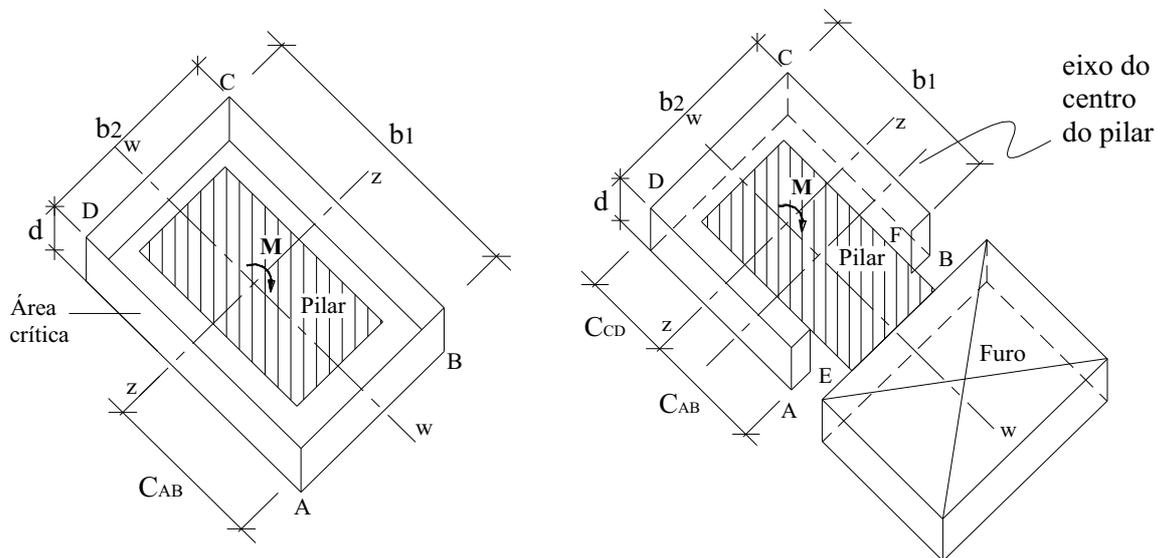
A norma americana ACI-318:2005 indica na equação para o cálculo das tensões atuantes devido ao momento transferido ao pilar a utilização do momento polar de inércia, J_c , da área crítica, sempre em relação ao centro de gravidade desta área crítica.

O momento polar de inércia, J_c , das faces do perímetro crítico pode ser calculado segundo a Figura 5.7 (a) e (b), para ligações laje-pilar interno sem furo e para a situação específica da figura com um furo adjacente ao pilar, respectivamente.

O centróide do perímetro de controle, mostrado na Figura 5.7 (a), passa pelo centróide das faces AD e BC. Desta forma, o momento polar de inércia para ligações laje-pilar interno sem furo, nas duas direções, pode ser calculado da seguinte forma:

$$J_c = I_{x_{AD}} + I_{x_{BC}} + I_{y_{AD}} + I_{y_{BC}} + A_{AB} x_{AB}^2 + A_{CD} x_{CD}^2 \quad (5.6)$$

neste caso: $I_{x_{AD}} = I_{x_{BC}}$, $I_{y_{AD}} = I_{y_{BC}}$, e $A_{AB} x_{AB}^2 = A_{CD} x_{CD}^2$



a) área crítica para laje sem furo

b) área crítica para laje com um furo adjacente ao menor lado do pilar (dimensões em mm)

Figura 5.7 – Faces críticas para o cálculo de J_c em ligações laje-pilar interno sem furo e com furo adjacente ao menor lado pilar

onde:

$I_{x_{AD}}$, $I_{x_{BC}}$ e $I_{y_{AD}}$, $I_{y_{BC}}$ = momento de inércia em x e y, respectivamente, das faces AD e BC

A = área da face da seção analisada

x = distância do centróide da face em relação ao eixo referente ao momento polar de inércia

assim:

$$J_c = 2 \frac{b_1 d^3}{12} + 2 \frac{d b_1^3}{12} + 2 b_2 d \left(\frac{b_1}{2} \right)^2$$

simplificando:

$$J_c = \frac{d b_1}{2} \left[\frac{(d^2 + b_1^2)}{3} + (b_1 b_2) \right]$$

onde:

$$b_1 = c_1 + d ; e, b_2 = c_2 + d$$

c_1 = dimensão do pilar paralela à direção do momento transferido ao pilar (mm)

c_2 = dimensão do pilar perpendicular à direção do momento transferido ao pilar (mm)

Para determinar o momento polar de inércia do perímetro crítico em ligações laje-pilar interno, com furo na laje adjacente ao pilar, primeiramente é necessário determinar a excentricidade do perímetro crítico, C_{CD} , como mostrado na Figura 5.7 (b), pela expressão:

$$C_{CD} = \frac{\text{Momentos que produzem as áreas das faces em CD}}{\text{Área de todas as faces}} \quad (5.7)$$

$$C_{CD} = \frac{2(b_1 \cdot d) \frac{b_1}{2}}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d}$$

Assim, o momento polar de inércia para ligações laje-pilar interior, com furo na laje adjacente ao pilar, pode ser calculado da seguinte forma:

$$J_c = I_{x_{AD}} + I_{x_{BC}} + I_{y_{AD}} + I_{y_{BC}} + A_{AD}x_{AD}^2 + A_{BC}x_{BC}^2 + A_{CD}x_{CD}^2 \quad (5.8)$$

neste caso: $I_{x_{AD}} = I_{x_{BC}}$, $I_{y_{AD}} = I_{y_{BC}}$ e $A_{AD}x_{AD}^2 = A_{BC}x_{BC}^2$

$$J_c = 2 \frac{b_1 \cdot d^3}{12} + 2 \frac{d \cdot b_1^3}{12} + 2 \cdot b_1 \cdot d \left(\frac{b_1}{2} - C_{CD} \right)^2 + b_2 \cdot d \cdot C_{CD}^2$$

simplificando:

$$J_c = d \cdot b_1 \left[\frac{(d^2 + b_1^2)}{6} + 2 \left(\frac{b_1}{2} - C_{CD} \right)^2 \right] + b_2 \cdot d \cdot C_{CD}^2 \quad (5.9)$$

5.6.2 CEB-FIP/MC1990

Esta norma não traz, em suas recomendações, especificações sobre a utilização de furos em lajes lisas e, em razão disto, a carga de ruptura foi calculada apenas para as lajes L1 e L2.

As Tabelas 5.4 e 5.5 apresentam as estimativas calculadas pelo CEB-FIP/MC1990 e a comparação com o resultado experimental.

Os resultados estimados mostraram-se contra a segurança, tendo laje L1 rompido com uma carga equivalente a 78% da carga esperada e a laje L2 com uma tensão equivalente a 98% da tensão esperada. Isso indica que para tal solicitação e geometria esta norma encontra-se inapropriada.

Tabela 5.4 – Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo CEB-FIP/MC1990

Laje	$u_0^{(1)}$ (mm)	$u_1^{(1)}$ (mm)	$F_S^{(2)}$ (kN)	$F_S^{(3)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{calc}
L1	1400	2908	2775	546	546	426	0,78

⁽¹⁾ u_0 é o perímetro do pilar e u_1 é o perímetro de controle

$$^{(2)} F_S = 0,50.0,60.1,5 \left(1 - \frac{f_c}{250} \right) f_c u_0 d$$

$$^{(3)} F_S = 0,12.1,5.(1 + \sqrt{200/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} u_1 d$$

Tabela 5.5 – Comparação entre a tensão experimental da laje L2, sem furo, e a estimada pelo CEB-FIP/MC1990

Laje	u_1 (mm)	$\tau_R^{(1)}$ (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	$\tau_{V_u}^{(2)}$ (MPa)	$\tau_{M_u}^{(3)}$ (MPa)	$\tau_u^{(4)}$ (MPa)	τ_u/τ_R
L2	2933	1,54	266	116,8	0,74	0,76	1,50	0,98

$$^{(1)} \tau_R = 0,12.1,5.(1 + \sqrt{200/d})(100\rho f_{ck})^{1/3}$$

$$^{(2)} \text{tensão provocada pela carga de ruptura: } \tau_{V_u} = \frac{V_u}{u_1 d}$$

$$^{(3)} \text{tensão provocada pelo momento de ruptura: } \tau_{M_u} = \frac{KM_u}{W_1 d}$$

$$^{(4)} \tau_u = \tau_{V_u} + \tau_{M_u}$$

5.6.3 EUROCODE 2/2004

O perímetro crítico das lajes com furo é mostrado na Figura 5.8.

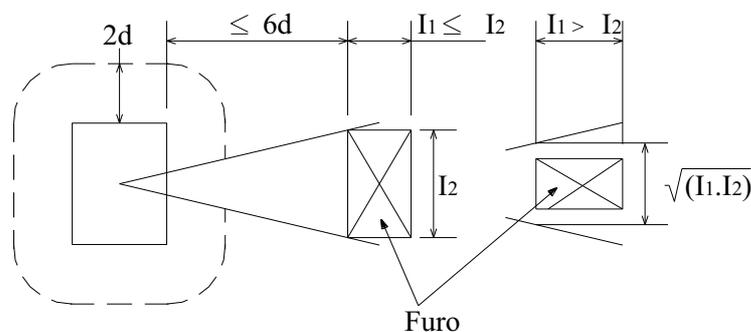


Figura 5.8 – Perímetro crítico com a existência de furo, segundo o EC2/2004

O perímetro crítico foi determinado com a subtração sugerida pela norma, sendo retirada a porção de perímetro interna a projeções radiais, partindo do eixo do pilar até as extremidades do furo, sendo prolongadas até o perímetro crítico. As Tabelas 5.6 e 5.7 e a Figura 5.9 apresentam os resultados estimados pela norma EC2/2004 e as comparações com os resultados experimentais.

Tabela 5.6 – Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo EC2/2004

Laje	u_0 (mm)	u_1 (mm)	$V_E^{(1)}$ (kN)	$V_E^{(2)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{calc}
L1	1400	2908	2775	476	476	426	0,89

$$^{(1)}V_E = 0,50.0,60.1,5 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) f_c u_0 d$$

$$^{(2)}V_E = 0,18k(100\rho f_{ck})^{1/3} u_1 d, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad \rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,02$$

Para a laje L1, sem furo e sem momento aplicado, o resultado experimental foi 11% inferior ao resultado estimado, mostrando que as especificações encontram-se inapropriadas para a ligação laje-pilar desta laje.

Tabela 5.7 – Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e com momento aplicado, e a estimada pelo EC/2004

Laje	u_1 (mm)	$v_{R,c}^{(1)}$ (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	$v_{V_u}^{(2)}$ (MPa)	$v_{M_u}^{(3)}$ (MPa)	$v_u^{(4)}$ (MPa)	$v_u/v_{R,c}$
L2	2933	1,35	266	116,8	0,74	0,76	1,50	1,12
L3	2275	1,33	250	113,7	0,88	1,07	1,95	1,47
L4	2255	1,36	137	59,0	0,49	0,57	1,07	0,79
L5	2245	1,36	213	27,0	0,78	0,27	1,04	0,77
L6	2265	1,36	305	65,8	1,09	0,63	1,71	1,26
L7	2235	1,39	260	44,5	0,96	0,39	1,35	0,97
Média =								1,06
Desvio padrão =								0,275
Coeficiente de variação (%) =								26,0

(1) $v_{R,c} = 0,18k(100\rho f_{ck})^{1/3}$, $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$, $\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \leq 0,02$

(2) tensão provocada pela carga de ruptura: $\tau_{V_u} = \frac{V_u}{u_1 d}$

(3) tensão provocada pelo momento de ruptura: $\tau_{M_u} = \frac{KM_u}{W_1 d}$

(4) $\tau_u = \tau_{V_u} + \tau_{M_u}$

Para a laje L2, sem furo e com transferência de momento paralela ao maior lado do pilar, a tensão resistente estimada mostrou-se a favor da segurança, com relação $v_u/v_{R,c}$ de 1,12. O mesmo ocorreu nas lajes L3 e L6, com momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar e sentido contrário à região do furo, que apresentaram relações $v_u/v_{R,c}$ de 1,47 e 1,26, respectivamente.

Nas lajes L4 e L5, com momento aplicado paralelo ao maior lado pilar no sentido da região do furo, e na laje L7, com momento aplicado paralelo ao menor lado do pilar, os resultados estimados mostraram-se contra a segurança, com relações $v_u/v_{R,c}$ de 0,79, 0,77 e 0,97, nessa ordem.

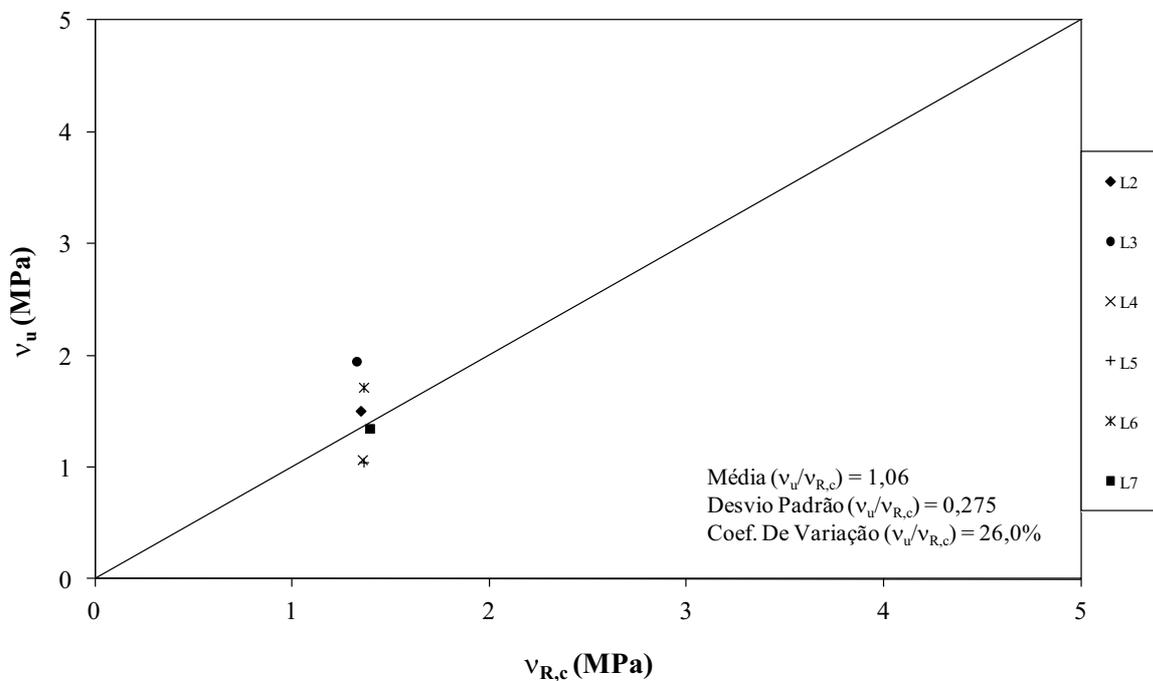
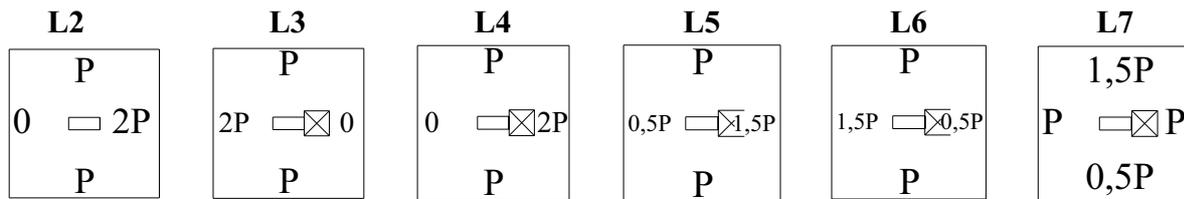


Figura 5.9 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pelo EC2/2004 – lajes L2 a L7, com transferência de momento

5.6.4 ACI-318:2005

A determinação do perímetro crítico foi feita com a subtração indicada pela norma, mostrada na Figura 5.10.

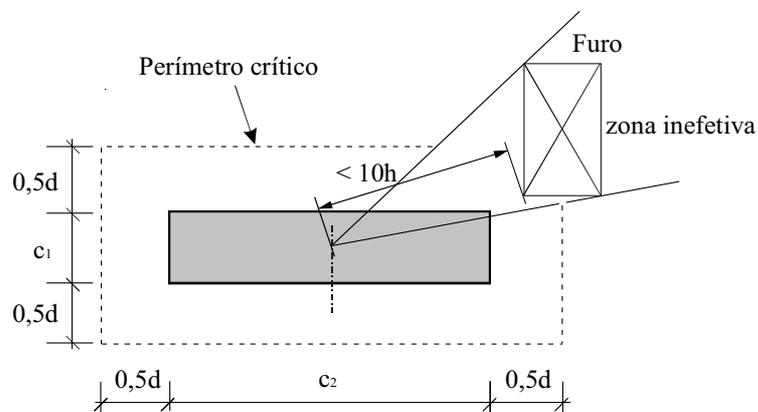


Figura 5.10 – Perímetro crítico para lajes com furos, ACI-318:2005

Os resultados estimados pelo ACI-318:2005 e a comparação com os resultados experimentais são mostrados nas Tabelas 5.8 e 5.9 e na Figura 5.11.

Tabela 5.8 – Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pelo ACI-318:2005

Laje	b_0 (mm)	$V_c^{(1)}$ (kN)	$V_c^{(2)}$ (kN)	$V_c^{(3)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_u (kN)	V_u/V_{calc}
L1	1880	462	570	498	462	426	0,92

$$^{(1)} V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \beta_c = 500/200 = 2,5$$

$$^{(2)} V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \alpha_s = 40 \text{ (pilar interno)}$$

$$^{(3)} V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

Para as lajes com momento aplicado, a norma mostrou-se a favor da segurança, com a média aritmética das relações $v_u/v_{u(AB)}$ igual a 1,12.

Os casos mais conservadores foram os das lajes L3 e L6, ambas com furo e com momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, e laje L2, sem furo e com momento paralelo ao maior lado do pilar, com relações $v_u/v_{u(AB)}$ iguais a 1,54, 1,34 e 1,25, respectivamente.

A laje L5, com momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, apresentou resultado contra a segurança, com relação $v_u/v_{u(AB)}$ de 0,93.

A lajes L4, com momento transferido paralelo ao maior lado do pilar, e L7, com furo e com momento aplicado paralelo ao menor lado do pilar, apresentaram os resultados menos conservadores, com relações $v_u/v_{u(AB)}$ iguais a 1,04 e 1,17, nessa ordem.

Tabela 5.9 – Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e momento aplicado, e a estimada pelo ACI-318:2005

Laje	$b_0^{(1)}$ (mm)	$V_c^{(2)}$ (kN)	$v_{u(AB)}^{(3)}$ (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	$v_{V_u}^{(4)}$ (MPa)	$v_{M_u}^{(5)}$ (MPa)	$v_u^{(6)}$ (MPa)	$v_u/v_{u(AB)}$
L2	1888	468	2,03	266	116,8	1,15	1,38	2,53	1,25
L3	1358	340	2,00	250	113,7	1,47	1,43	2,91	1,54
L4	1354	340	2,04	137	59,0	0,82	0,97	1,79	1,04
L5	1351	336	2,04	213	27,0	1,29	0,45	1,74	0,93
L6	1351	347	2,07	305	65,8	1,82	0,84	2,66	1,34
L7	1347	341	2,09	260	44,5	1,60	0,54	2,14	1,17
Média =									1,21
Desvio padrão =									0,217
Coeficiente de variação (%) =									17,9

⁽¹⁾ perímetro de controle

⁽²⁾ menor valor encontrado com a utilização das três equações seguintes:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \beta_c = 500/200 = 2,5$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d, \alpha_s = 40 \text{ (pilar interno)}$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$^{(3)} v_{u(AB)} = \frac{V_{cal}}{b_0 d}$$

$$^{(4)} \text{tensão provocada pela carga de ruptura: } \tau_{V_u} = \frac{V_u}{b_0 d}$$

$$^{(5)} \text{tensão provocada pelo momento de ruptura: } \tau_{M_u} = \frac{\gamma_v M_u C_{AB}}{J_c}$$

$$^{(6)} \tau_u = \tau_{V_u} + \tau_{M_u}$$

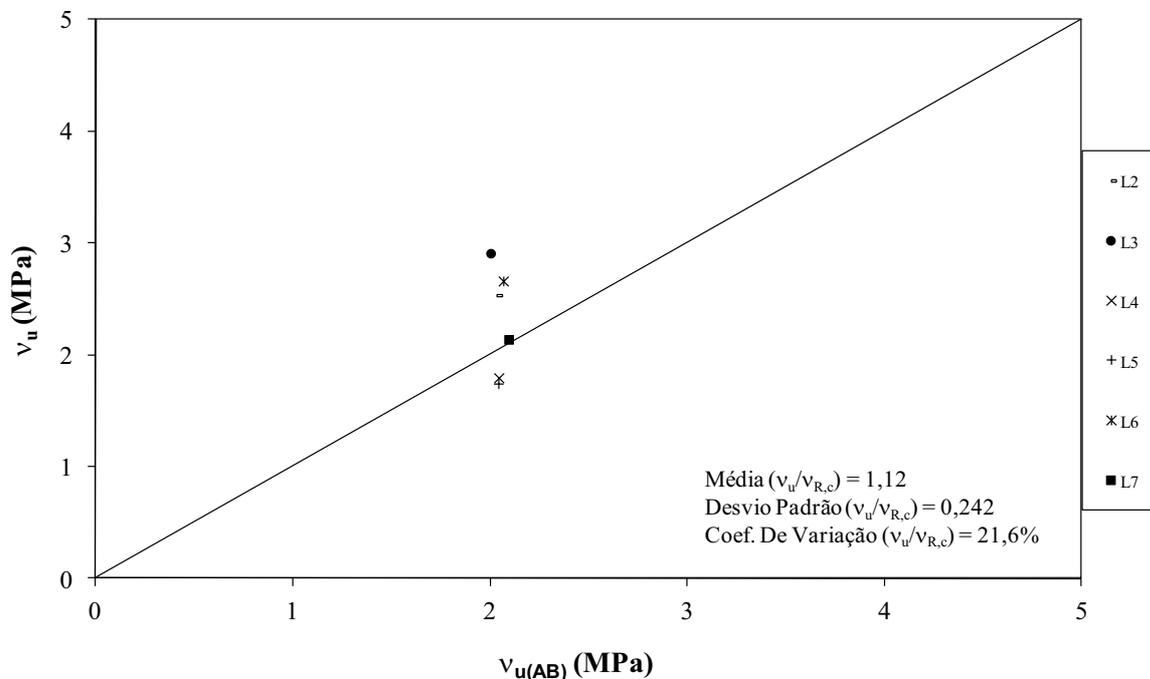
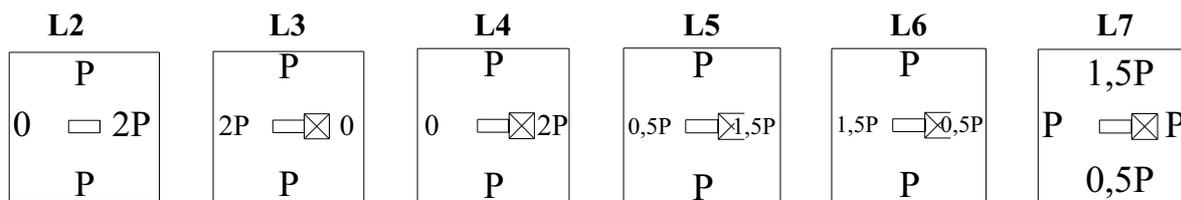


Figura 5.11 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pelo ACI-318:2005 – lajes L2 a L7, com transferência de momento

5.6.5 NBR 6118:2003

O perímetro crítico adotado pela norma brasileira quando há furos é determinado com a indicação gráfica de subtração, retirando a parte interna que cruza linhas radiais, que se iniciam no centro do pilar e tangenciam as extremidades do furo, como mostrado na Figura 5.12.

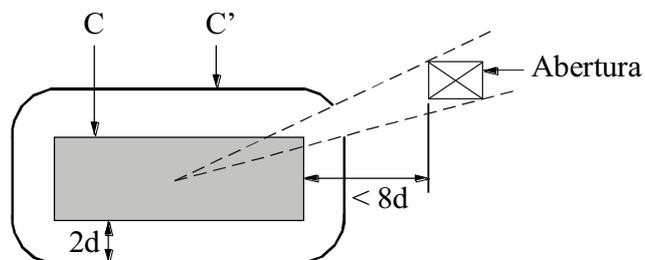


Figura 5.12 – Perímetro crítico de acordo com a NBR 6118:2003 para lajes com furos

As Tabelas 5.10 e 5.11 e a Figura 5.13 apresentam os resultados estimados pela NBR 6118:2003 e as comparações com os resultados experimentais.

Para a situação de laje lisa com pilar interno sem furo adjacente, laje L1, a estimativa da norma brasileira foi contra a segurança, com relação V_u/V_{calc} igual a 0,77.

Tabela 5.10 – Comparação entre a carga experimental da laje L1, sem furo e sem momento aplicado, e a estimada pela NBR 6118:2003

Laje	C (mm)	C' (mm)	F _S ⁽¹⁾ (kN)	F _S ⁽²⁾ (kN)	V _{calc} (kN)	V _u (kN)	V _u /V _{calc}
L1	1400	2921	2331	552	552	426	0,77

$$^{(1)} F_S = 0,27.1,4.\left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} C d$$

$$^{(2)} F_S = 0,13.1,4.(1 + \sqrt{200/d})(100\rho f_{ck})^{1/3} C' d$$

Tabela 5.11 – Comparação entre a tensão experimental das lajes L2 a L7, com furo e com momento aplicado, e a estimada pela NBR 6118:2003

Laje	C' (mm)	τ_{r1} ⁽¹⁾ (MPa)	V _u (kN)	M _u (kN.m)	τ_{V_u} ⁽²⁾ (MPa)	τ_{M_u} ⁽³⁾ (MPa)	τ_u ⁽⁴⁾ (MPa)	τ_u/τ_{Sd}
L2	2933	1,55	266	116,8	0,74	0,76	1,50	0,97
L3	2275	1,52	250	113,7	0,88	1,07	1,95	1,28
L4	2255	1,56	137	59,0	0,49	0,57	1,07	0,68
L5	2245	1,57	213	27,0	0,78	0,27	1,04	0,66
L6	2265	1,56	305	65,8	1,09	0,63	1,71	1,10
L7	2235	1,61	260	44,5	0,96	0,39	1,35	0,84
Média =							0,92	
Desvio padrão =							0,242	
Coeficiente de variação (%) =							26,2	

$$^{(1)} \tau_{r1} = 0,13.1,4.(1 + \sqrt{200/d})(100\rho f_{ck})^{1/3}$$

$$^{(2)} \text{tensão provocada pela carga de ruptura: } \tau_{V_u} = \frac{V_u}{C'd}$$

$$^{(3)} \text{tensão provocada pelo momento de ruptura: } \tau_{M_u} = \frac{KM_u}{W_1 d}$$

$$^{(4)} \tau_u = \tau_{V_u} + \tau_{M_u}$$

Para a laje L2, sem furo e com momento transferido paralelo ao maior lado do pilar, a estimativa da norma foi superior ao resultado obtido experimentalmente, com relação τ_u/τ_{r1} igual a 0,97. O mesmo não ocorreu para as lajes L3 e L6, ambas com furo e com momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, com relações τ_u/τ_{r1} iguais a 1,28 e 1,10, respectivamente. Porém, de maneira geral, as estimativas para as lajes com transferência de momento foram contra a segurança, com a média aritmética das relações τ_u/τ_{r1} igual a 0,92. Além da laje L2, apresentaram resultados superestimados as lajes L4, L5 e L7, com relações τ_u/τ_{r1} iguais a 0,68, 0,66 e 0,84.

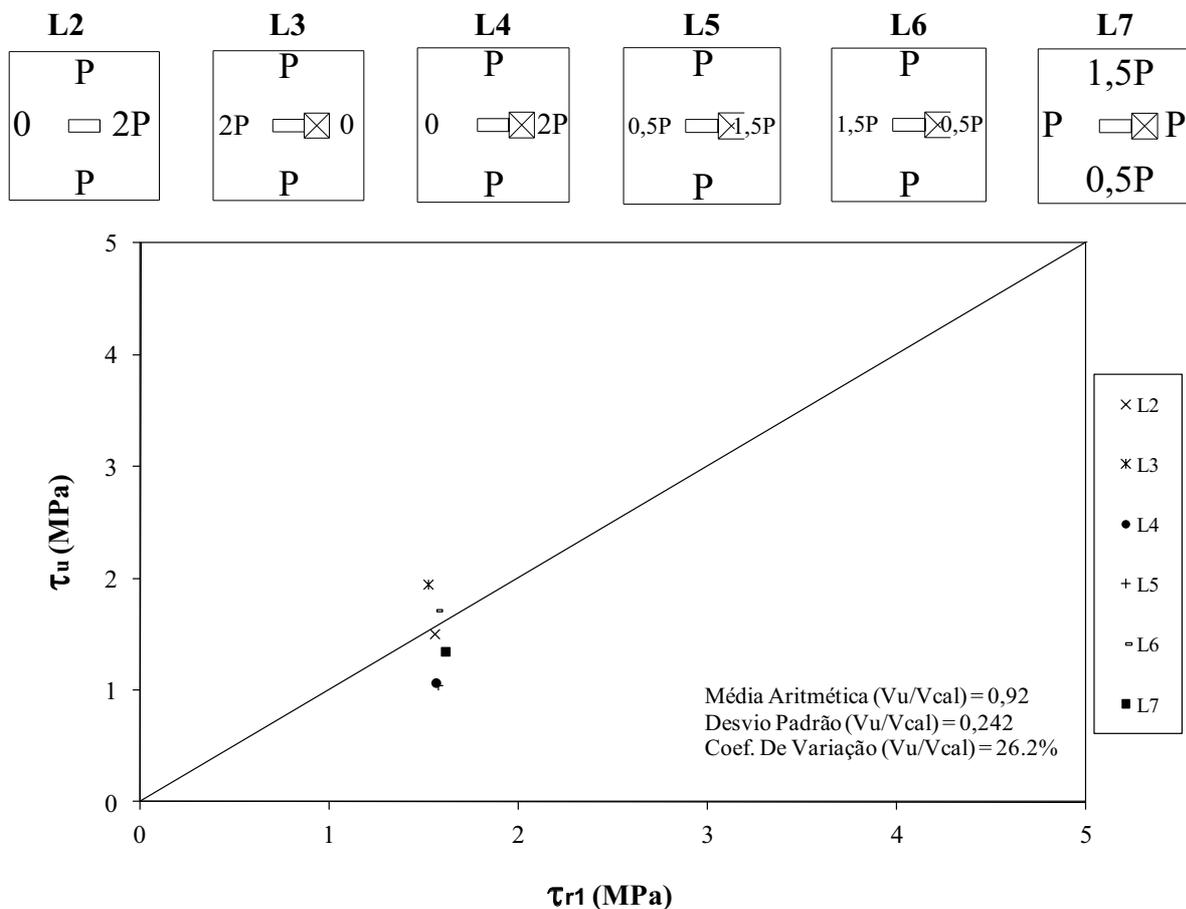


Figura 5.13 – Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pela NBR 6118:2003 - lajes L2 a L7, com transferência de momento

5.7 COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS

5.7.1 Laje sem transferência de momento – L1

Com o objetivo de comparar os resultados das normas apresentadas nos itens anteriores, a Tabela 5.12 apresenta uma comparação entre as normas, a partir das relações entre carga última “versus” carga calculada, para a laje L1, sem transferência de momento.

Tabela 5.12 – Comparação entre as relações cargas experimentais e estimadas com as normas V_u/V_{calc} , para a laje L1, sem transferência de momento

Laje	V_u (kN)	CEB	EC2	ACI-318	NBR 6118
		1990	2004	2005	2003
		V_u/V_{calc}	V_u/V_{calc}	V_u/V_{calc}	V_u/V_{calc}
L1	426	0,78	0,89	0,92	0,77

Todas as normas apresentaram resultados contra a segurança, sendo que a norma americana, ACI-318:2003, foi a que mais se aproximou do resultado experimental, estando, portanto, próxima da precisão para a ligação laje-pilar retangular com as dimensões ensaiadas e sem furo adjacente ao pilar.

5.7.2 Lajes com transferência de momento – L2 a L7

A Tabela 5.13 apresenta uma comparação das relações entre a tensão última atuante “versus” tensão resistente, para as lajes L2 a L7, com transferência de momento, obtidas com a utilização das normas estudadas.

Para a laje L2, sem furo, as estimativas das normas estiveram próximas das obtidas experimentalmente. Todas as normas apresentaram-se a favor da segurança, com exceção do CEB-FIP/MC1990, mas que esteve bastante próximo do resultado experimental.

Tabela 5.13 – Comparação entre as relações tensão última atuante e tensão admissível pelas normas, para as lajes L2 a L7, com transferência de momento

Laje	V_u (kN)	M_u (kN.m)	CEB	EC2	ACI-318	NBR 6118
			1990	2004	2005	2003
			τ_u/τ_R	$V_u/V_{R,c}$	$V_u/V_{u(AB)}$	τ_u/τ_{r1}
L2	266	116,8	0,98	1,12	1,25	0,97
L3	250	113,7	-	1,47	1,54	1,28
L4	137	59,0	-	0,79	1,04	0,68
L5	213	27,0	-	0,77	0,93	0,66
L6	305	65,8	-	1,26	1,34	1,10
L7	260	44,5	-	0,97	1,17	0,84
Média			-	1,06	1,21	0,92
Desvio Padrão			-	0,27	0,22	0,24
Coef. Var. (%)			-	26,0	17,9	26,2

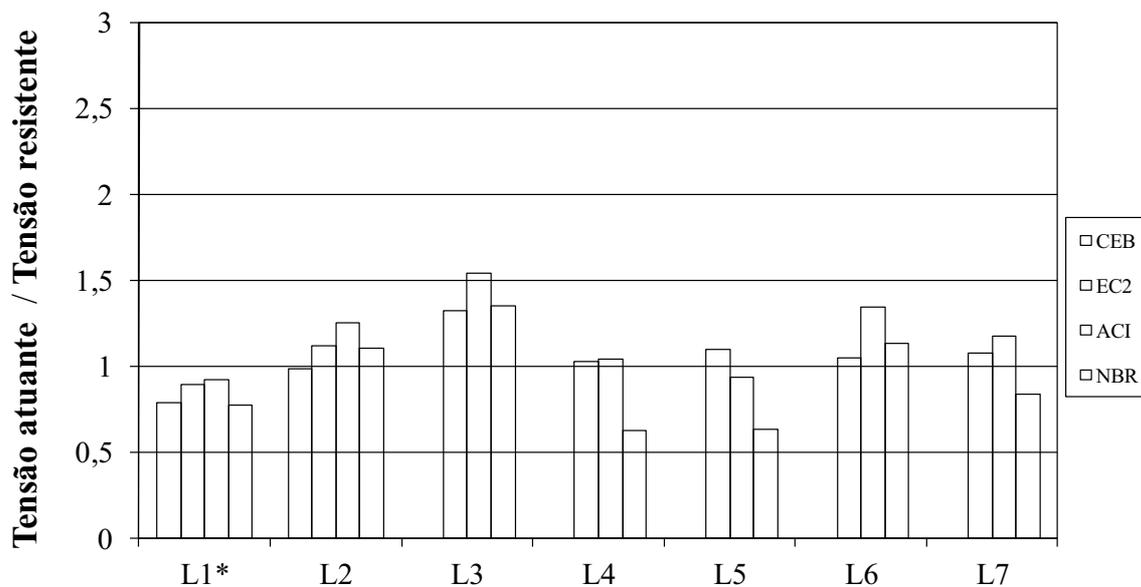
Para as lajes com furo e transferência de momento, algumas observações podem ser feitas:

- Todas as normas apresentaram estimativas contra a segurança para as lajes L4 e L5, ambas com momento aplicado no sentido do furo, com exceção do ACI-318:2005, que apresentou resultado contra a segurança apenas para a laje L5. O ACI-318:2005 também foi a norma que teve resultados mais próximos dos obtidos em ensaio para essas lajes;
- Para as demais lajes, a NBR 6118:2003 teve estimativa próxima da obtida em ensaio, apenas para a laje L6, relação τ_u/τ_{r1} igual a 1,10. O mesmo não ocorreu para as lajes L3, com resultado conservador, relação τ_u/τ_{r1} igual a 1,28; e L7, que foi contra a segurança, com relação τ_u/τ_{r1} igual a 0,84;
- O EC2/2004, baseado no CEB-FIP/MC1990, assim como a norma brasileira, mas com algumas limitações impostas, como a limitação do fator k (menor ou igual a 2), mostrou estimativas sempre um pouco mais conservadoras. Com exceção das lajes L4 e L5, citadas anteriormente, apenas para a laje L7 a estimativa foi um pouco superior ao resultado experimental, porém bastante próximo, com $\tau_u/\tau_{R,c}$ igual a 0,97;

- A média da relação tensão atuante última por tensão admissível para o EC2/2004 foi bastante próxima da unidade, 1,02, razoavelmente próxima para a NBR 6118:2005, 0,92, e distante para o ACI-318:2005, 1,21, respectivamente;

- O ACI-318:2005 mostrou-se conservador para todas as situações, exceto para as lajes L4 e L5, sendo que para esta última se mostrou contra a segurança. A média, o desvio padrão e o coeficiente de variação foram moderados, indicando que esta norma está com estimativas mais uniformes, para todas as situações de furos e momentos ensaiadas nessa pesquisa.

A Figura 5.14 apresenta graficamente a comparação das relações entre carga última “versus” carga calculada (laje L1) e tensão última atuante “versus” tensão resistente (lajes L2 a L7), obtidas com a utilização das normas estudadas.



*A laje L1 apresenta a relação entre a carga última e a carga calculada, e não a relação entre a tensão última atuante e a tensão resistente de cálculo como as demais lajes.

Figura 5.14 – Comparação entre as relações tensão última atuante e tensão resistente pelas normas, para as lajes L1 a L7

5.8 SUGESTÃO PARA A NBR 6118:2003 PARA O CÁLCULO DE LAJES COM FURO SEM TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO

A sugestão aqui apresentada baseia-se na indicação que a NBR 6118:2003 apresenta para o cálculo de punção em ligações laje-pilar de borda, que apresenta a mesma situação da laje com furo, em que o centro de gravidade da seção crítica não coincide com o eixo do pilar. A norma sugere que seja descontado o momento M_{Sd}^* , resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar. A Figura 5.15 apresenta os perímetros crítico (u) e crítico reduzido (u^*) para as ligações laje-pilar de borda. A tensão solicitante é dada pelas Equações 5.10 e 5.11.

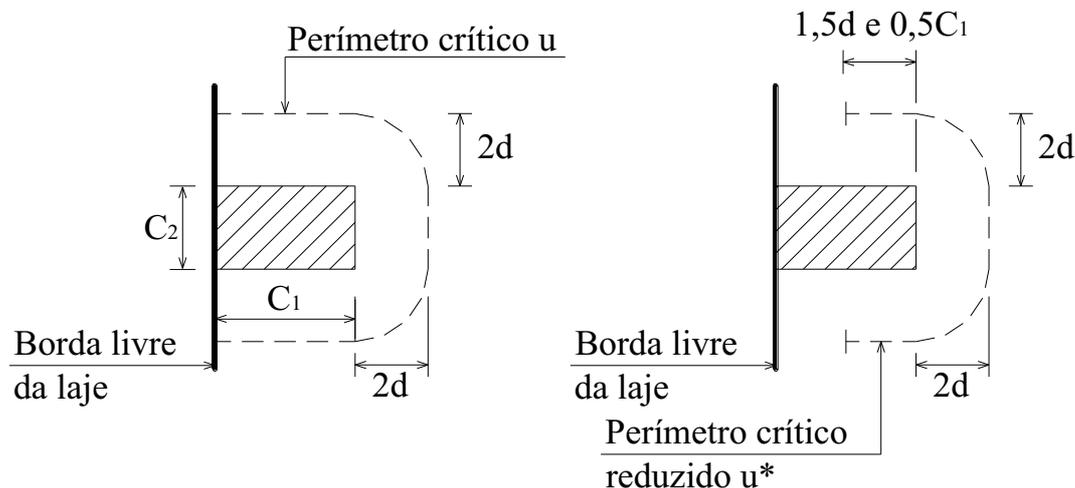


Figura 5.15 – Perímetros crítico (u) e crítico reduzido (u^*) para as ligações laje-pilar de borda

Tensões solicitantes, indicadas pela NBR 6118:2003, para ligações laje-pilar de borda quando não agir momento paralelo à borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{pl} d} \quad (5.10)$$

onde:

$$M_{Sd1} = (M_{Sd} - M_{Sd}^*) \geq 0$$

F_{Sd} é a reação de apoio;

u^* é o perímetro crítico reduzido;

M_{Sd} é o momento de cálculo no plano perpendicular à borda livre;

M_{Sd}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar;

W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro crítico u .

O coeficiente K_1 assume os valores estabelecidos para K na Tabela 2.2, com C_1 e C_2 de acordo com a Figura 5.15.

Tensões solicitantes, indicadas pela NBR 6118:2003, para ligações laje-pilar de borda quando agir momento paralelo à borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u.d} + \frac{K_1 M_{Sd1}}{W_{p1}d} + \frac{K_2 M_{Sd2}}{W_{p2}d} \quad (5.11)$$

onde:

M_{Sd} é o momento de cálculo no plano paralelo à borda livre;

W_{p1} é o módulo de resistência plástica paralelo à borda livre, calculado para o perímetro crítico u .

O coeficiente K_2 assume os valores estabelecidos para K na Tabela 2.2, substituindo-se C_1/C_2 por $C_2/2C_1$ (sendo C_1 e C_2 estabelecidos na Figura 5.15).

Ao contrário da indicação da norma, que recomenda subtrair o momento resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido u^* em relação ao centro do pilar, M_{Sd}^* , a proposta aqui formulada indica a **adição** do momento M_{Sd}^* . Para a proposta, o momento M_{Sd}^* é o momento resultante da excentricidade do perímetro crítico u , da laje com furo, em relação ao centro do pilar. Esta excentricidade pode ser vista nas Figuras 5.6(a), 5.6(b) e 5.7(b).

Portanto, a sugestão aqui apresentada propõe que seja adicionado ao carregamento atuante, o momento provocado pela excentricidade do perímetro crítico em relação ao centro do pilar devido à introdução de furo. O momento, M_{Sd}^* , é calculado pela

multiplicação da reação de apoio (F_{Sd}) pela excentricidade do centróide do perímetro crítico, u , em relação ao eixo do pilar.

A tensão solicitante para a presente sugestão deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{KM_{Sd}^*}{W_p \cdot d} \quad (5.12)$$

onde:

F_{Sd} é a reação de apoio;

u é o perímetro crítico;

M_{Sd}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico u em relação ao centro do pilar;

W_p é o módulo de resistência da seção crítica.

Quando houver excentricidade da seção crítica nas duas direções, a tensão solicitante para a presente sugestão deve ser calculada pela seguinte expressão:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 M_{Sd1}^*}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 M_{Sd2}^*}{W_{p2} \cdot d} \quad (5.13)$$

onde:

M_{Sd1}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico u em relação ao centro do pilar na direção paralela ao maior lado do pilar;

M_{Sd2}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico u em relação ao centro do pilar na direção paralela ao menor lado do pilar;

W_{p1} é o módulo de resistência da seção crítica na direção paralela ao maior lado do pilar;

W_{p2} é o módulo de resistência da seção crítica na direção paralela ao menor lado do pilar.

O coeficiente K_1 assume os valores estabelecidos para K na Tabela 2.2, com C_1 e C_2 sendo as dimensões do pilar paralela e perpendicular à direção do momento transferido da laje ao pilar, respectivamente. O coeficiente K_2 assume os valores estabelecidos para K na Tabela 2.2, substituindo-se C_1/C_2 por $C_2/2C_1$.

A Tabela 5.14 apresenta a comparação entre a tensão admissível fornecida pela NBR 6118:2003 e a tensão última obtida com a atual sugestão, considerando a carga última, V_u , e o momento causado pela excentricidade da reação de apoio em relação ao eixo do pilar, M_u^* . Na Figura 5.16 essa comparação é mostrada graficamente.

Com a sugestão, todas as estimativas foram a favor da segurança.

Tabela 5.14 – Comparação entre a tensão proposta para as lajes com furo e transferência de momento (τ_u) e a estimada pela NBR 6118:2003 (τ_{r1}) com a limitação da taxa de armadura

de: $\rho \leq 0,50\%$

Laje	C' (mm)	e*(¹) (mm)	τ_{r1} (²) (MPa)	V_u (kN)	M_u (kN.m)	M_u^* (³) (kN.m)	τ_{Vu} (⁴) (MPa)	τ_{Mu} (⁵) (MPa)	τ_u (⁶) (MPa)	τ_u/τ_{Sd}
L3	2275	145	1,14	250	113,7	36,1	0,88	0,73	1,61	1,40
L4	2255	144	1,17	137	59,0	19,7	0,49	0,76	1,26	1,08
L5	2245	143	1,17	213	27,0	30,5	0,78	0,57	1,34	1,15
L6	2265	144	1,17	305	65,8	43,9	1,09	0,21	1,30	1,11
L7	2235	0	1,19	260	44,5	0,0	0,96	0,39	1,35	1,13
Média =										1,17
Desvio padrão =										0,132
Coeficiente de variação (%) =										11,2

(¹) e^* - excentricidade do centróide do perímetro crítico em relação ao eixo do pilar

$$(\sup>2) \tau_{r1} = 0,13.1,4 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho 1_{ck})^{1/3}$$

$$(\sup>3) M_u^* = V_u \cdot e^*$$

$$(\sup>4) \text{ tensão provocada pela carga de ruptura: } \tau_{Vu} = \frac{V_u}{u_1 d}$$

$$(\sup>5) \text{ tensão provocada pelos momentos } M_u \text{ e } M_u^*: \tau_{Mu} = \frac{K(M_u - M_u^*)}{W_p d} \text{ para a laje L3 e L6;}$$

$$\tau_{Mu} = \frac{K(M_u + M_u^*)}{W_p d} \text{ para L4 e L5.}$$

$$(\sup>6) \tau_u = \tau_{Vu} + \tau_{Mu}$$

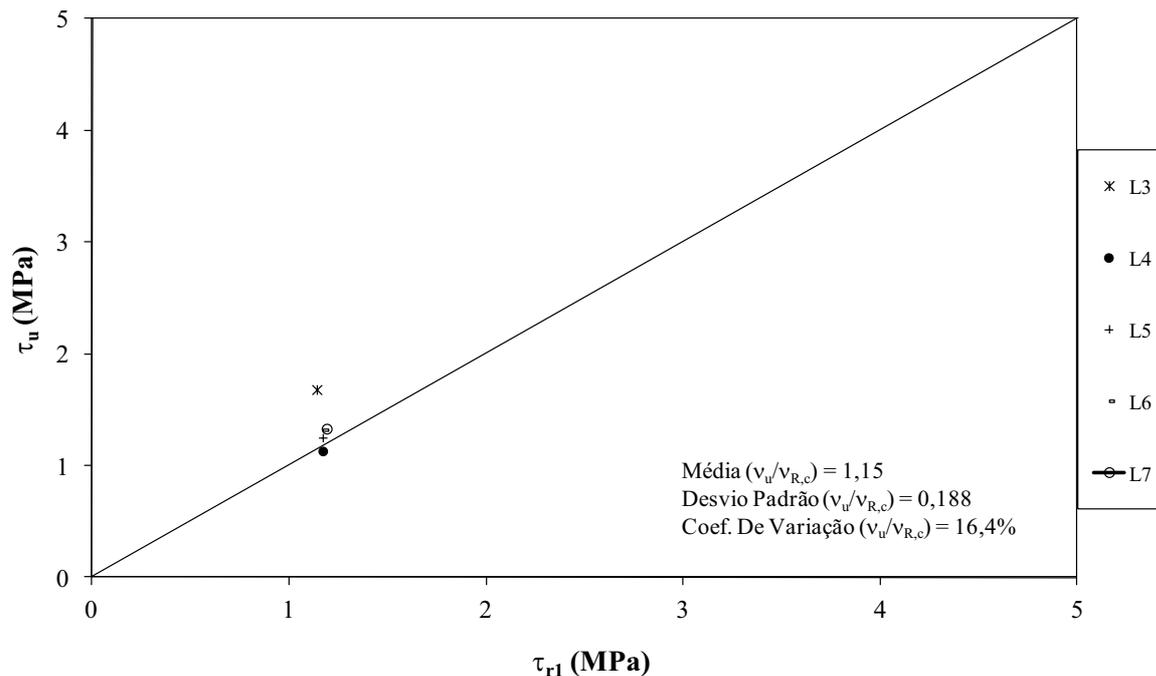


Figura 5.16 – Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pela proposta para NBR 6118:2003 com limitação da taxa de armadura ($\rho \leq 0,50\%$) - lajes com furo e com momento aplicado

5.9 SUGESTÃO PARA O EUROCODE 2/2004 E O ACI-318:2005 PARA O CÁLCULO DE LAJES COM FURO E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO

A sugestão para o EUROCODE 2/2004 e o ACI-318:2005 é baseada na sugestão mostrada no item anterior, 5.8. Portanto, em cada norma deve-se **adicionar** ao momento transferido da laje para o pilar, o momento resultante da excentricidade do perímetro crítico adotado por cada norma, M_{sd}^* , se o momento transferido for aplicado de maneira que esteja no sentido da região com furo. Se o momento transferido for aplicado de maneira que esteja no sentido contrário à região com furo, então se deve **subtrair** o momento M_{sd}^* do mesmo.

No EUROCODE 2/2004, deve-se manter no cálculo da tensão resistente admissível a limitação da taxa de armadura, porém essa limitação deverá ser de 0,90%. No

ACI-318:2005, como a norma não trata da taxa de armadura em suas formulações, não é necessário nenhuma limitação.

5.10 COMPARAÇÃO ENTRE AS NORMAS ESTUDADAS E AS PROPOSTAS APRESENTADAS PARA LAJES COM FURO, E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO DA PRESENTE PESQUISA E DA LITERATURA

Neste item serão comparadas as relações Tensão atuante / Tensão resistente obtidas com a aplicação das normas apresentadas e as obtidas com as propostas para as normas, para as lajes com furo(s) e transferência de momento da presente pesquisa e, também, para as encontradas na literatura, mostradas no Capítulo 2.

Na Tabela 5.15 é apresentada a comparação das estimativas das normas estudadas com as estimativas obtidas com as propostas para as mesmas.

Nas Figuras 5.17 a 5.22 são mostrados os gráficos “Tensão última atuante x Tensão resistente admissível” para as normas estudadas e para as propostas para as normas.

O ACI apresentou estimativas mais conservadoras (média das relações $v_u/v_u(AB)$ igual a 1,98), sendo que apenas uma estimativa foi contra a segurança, laje L5.

O EUROCODE 2/2004 e a NBR 6118:2003 apresentaram estimativas contra a segurança para as lajes L4 e L5, com um furo adjacente ao menor lado do pilar e com momento comprimindo a região com furo (excentricidades de carga igual a 0,430 e 0,127 m, respectivamente) e L7, com um furo adjacente ao menor lado do pilar e com momento aplicado paralelo ao menor lado do pilar (excentricidade de carga igual a 0,160 m). O EUROCODE 2/2004 mostrou-se mais conservador que a NBR 6118:2003.

Tabela 5.15 – Comparação entre as relações Tensão atuante / Tensão resistente obtidas com a aplicação das normas apresentadas e as obtidas com as propostas para as normas, para as lajes com furo e transferência de momento e da literatura

Laje	ACI	EC2	NBR	ACI	EC2	NBR	
	2005	2004	6118	prop	prop	prop	
	$v_u/v_{u(AB)}$	$v_u/v_{R,c}$	τ_u/τ_{r1}	$v_u/v_{u(AB)}$	$v_u/v_{R,c}$	τ_u/τ_{r1}	
OLIVEIRA (2011)	L3	1,54	1,47	1,28	1,42	1,32	1,40
	L4	1,04	0,79	0,68	1,13	1,02	1,08
	L5	0,93	0,77	0,66	1,08	1,09	1,15
	L6	1,34	1,26	1,10	1,20	1,04	1,11
	L7	1,17	0,97	0,84	1,17	1,08	1,13
	Média	1,21	1,06	0,91	1,20	1,11	1,15
Desv. Pad.	0,22	0,27	0,27	0,13	0,12	0,19	
Coef. Var. (%)	17,9	26,0	29,5	11,1	10,9	16,4	
SOUZA (2008)	L8	1,41	0,98	0,86	1,50	1,08	1,01
	L10	1,62	1,22	1,06	1,62	1,22	1,06
	L11	1,77	1,49	1,30	1,67	1,36	1,07
	L12	1,56	1,17	1,02	1,71	1,32	1,28
	L13	1,58	1,25	1,09	1,58	1,25	1,09
	L17	1,73	1,27	1,11	1,96	1,53	1,56
	L18	2,33	2,34	2,05	2,33	2,34	2,05
Média	1,71	1,39	1,21	1,77	1,44	1,30	
Desv. Pad.	0,30	0,44	0,39	0,29	0,42	0,38	
Coef. Var. (%)	17,2	31,9	32,2	16,2	29,0	29,1	
HANSON & HANSON (1964)	A3L	2,01	1,55	1,07	2,01	1,55	1,07
	A4L	2,11	1,60	1,10	2,11	1,60	1,10
	A5C	3,74	2,31	1,59	3,74	2,31	1,59
	A6C	4,01	2,47	1,70	4,01	2,47	1,70
	A13L	2,27	1,77	1,22	2,27	1,77	1,22
	A14C	3,46	2,23	1,53	3,46	2,23	1,53
Média	2,93	1,99	1,37	2,93	1,99	1,37	
Desv. Pad.	0,90	0,40	0,27	0,90	0,40	0,27	
Coef. Var. (%)	30,7	20,0	20,0	30,7	20,0	20,0	
Média Geral	1,98	1,50	1,18	2,00	1,53	1,29	
Desv. Pad. Geral	0,90	0,54	0,36	0,89	0,49	0,29	
Coef. Var. Geral (%)	45,5	35,8	30,2	44,5	32,0	22,3	

Para os resultados obtidos com as sugestões, podem ser feitas as seguintes observações:

- Para as lajes com excentricidade do perímetro crítico em relação ao eixo do pilar, as normas aumentaram o conservadorismo quando o momento transferido tracionou a região sem furo, lajes L4 e L5 (o momento M_{sd}^* foi adicionado ao momento último, M_u) e reduziram o conservadorismo quando o momento transferido comprimiu a região sem furo, lajes L3 e L6 (o momento M_{sd}^* foi subtraído do momento último, M_u).
- Para todas as normas, a média geral das relações Tensão atuante / Tensão resistente, para todas as lajes, aumentou muito pouco. O desvio padrão e o coeficiente de variação diminuíram, também muito pouco;
- Em nenhuma norma foi verificado resultado contra a segurança;

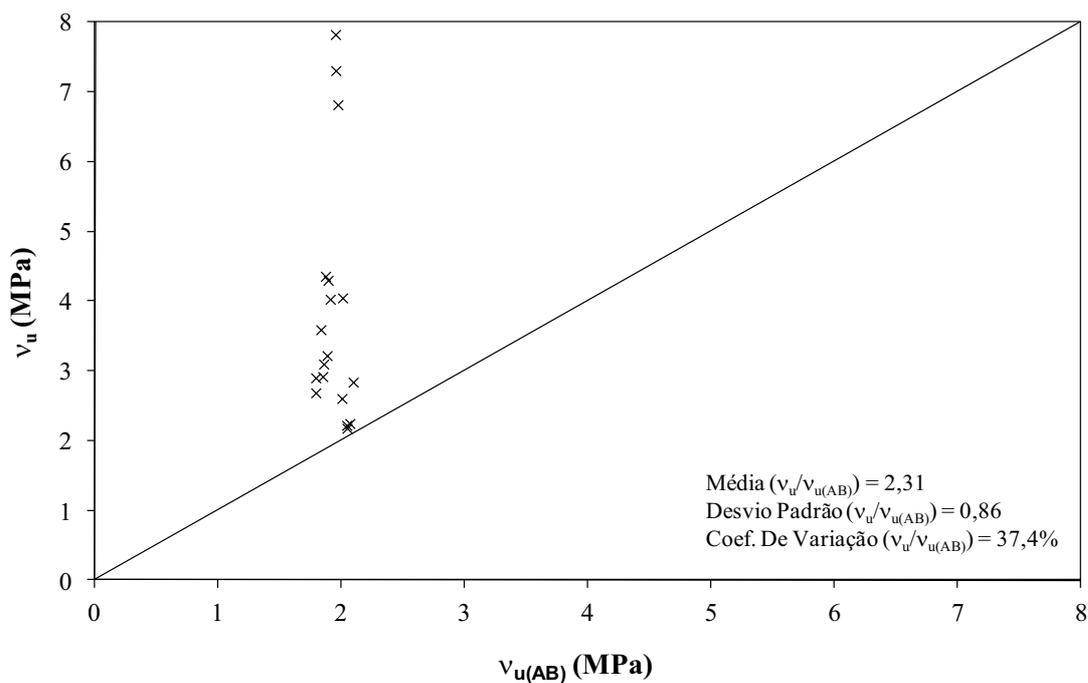


Figura 5.17 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pelo ACI-318:2005 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

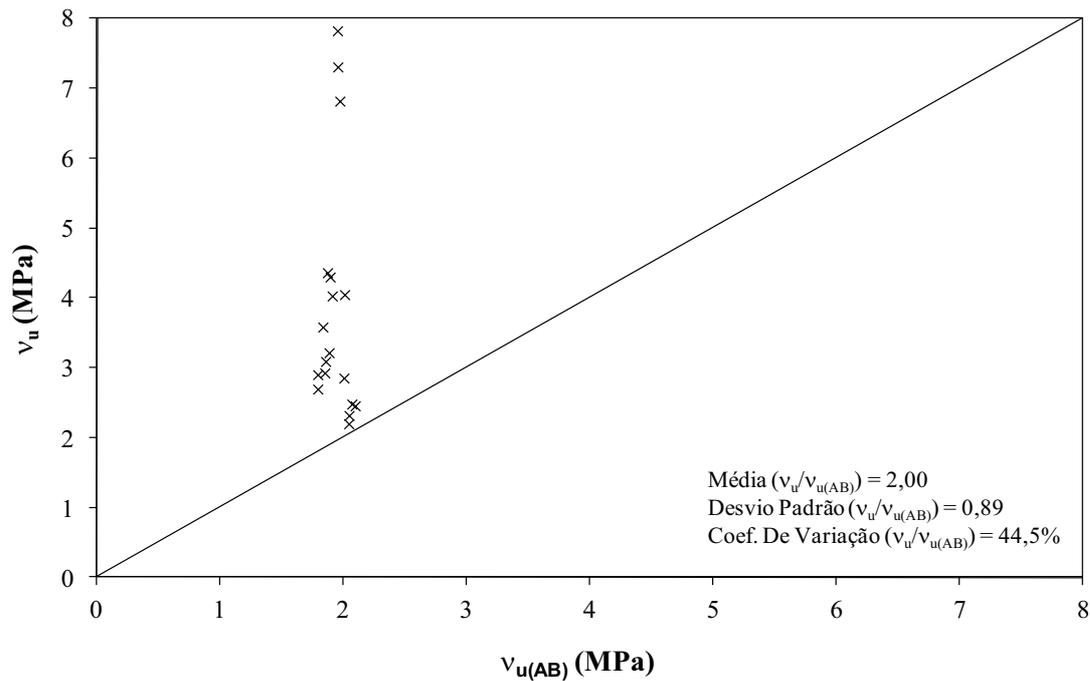


Figura 5.18 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{u(AB)}$) pela Proposta para o ACI-318:2005 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

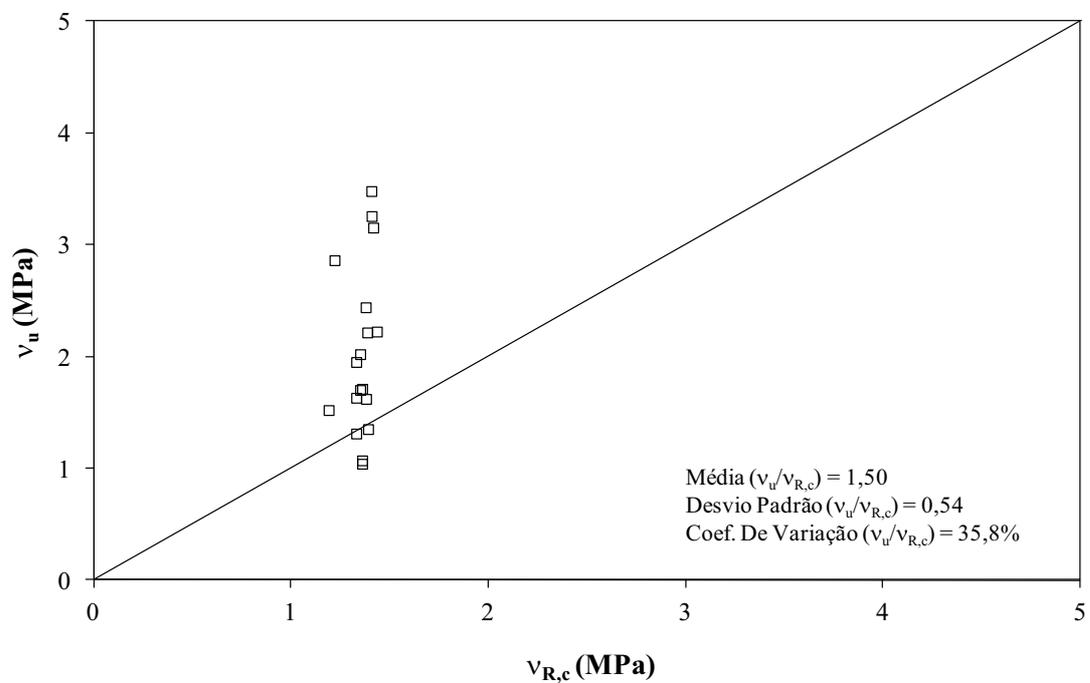


Figura 5.19 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pelo EUROCODE 2/2004 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

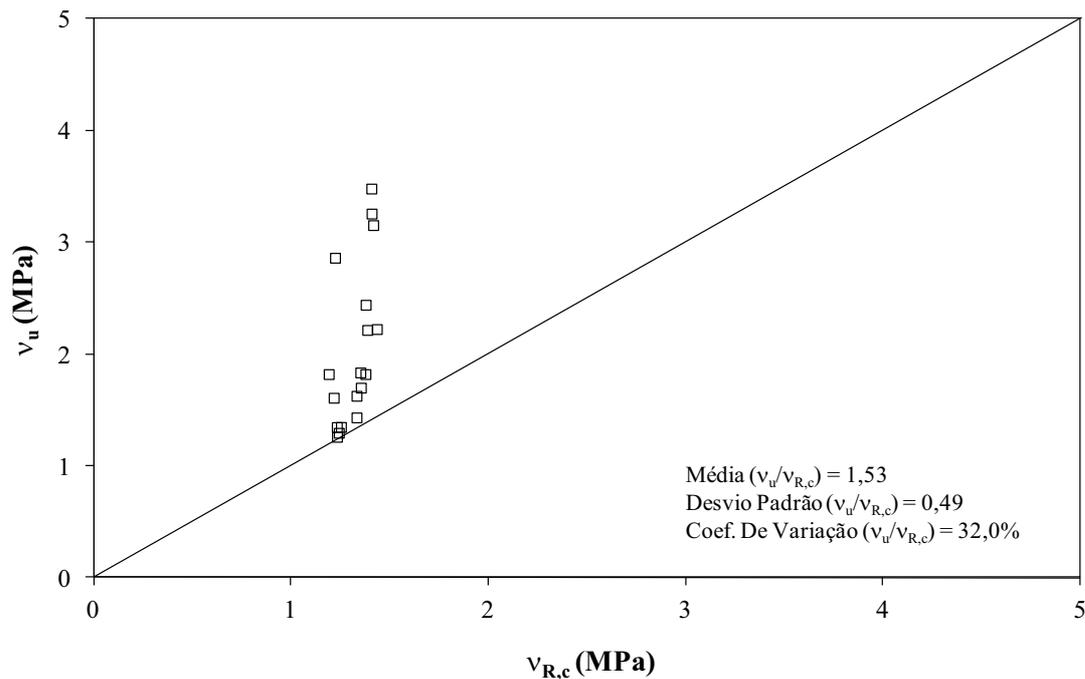


Figura 5.20 – Tensão atuante (v_u) x Tensão resistente ($v_{R,c}$) pela Proposta para o EUROCODE 2/2004 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

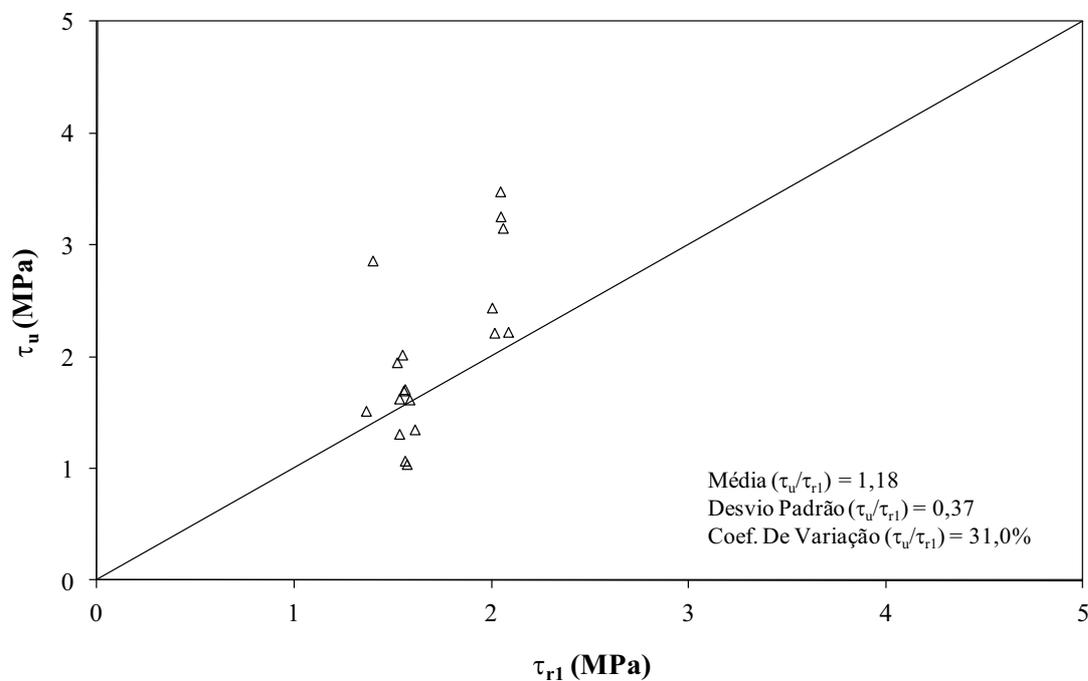


Figura 5.21 – Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pelo NBR 6118:2003 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

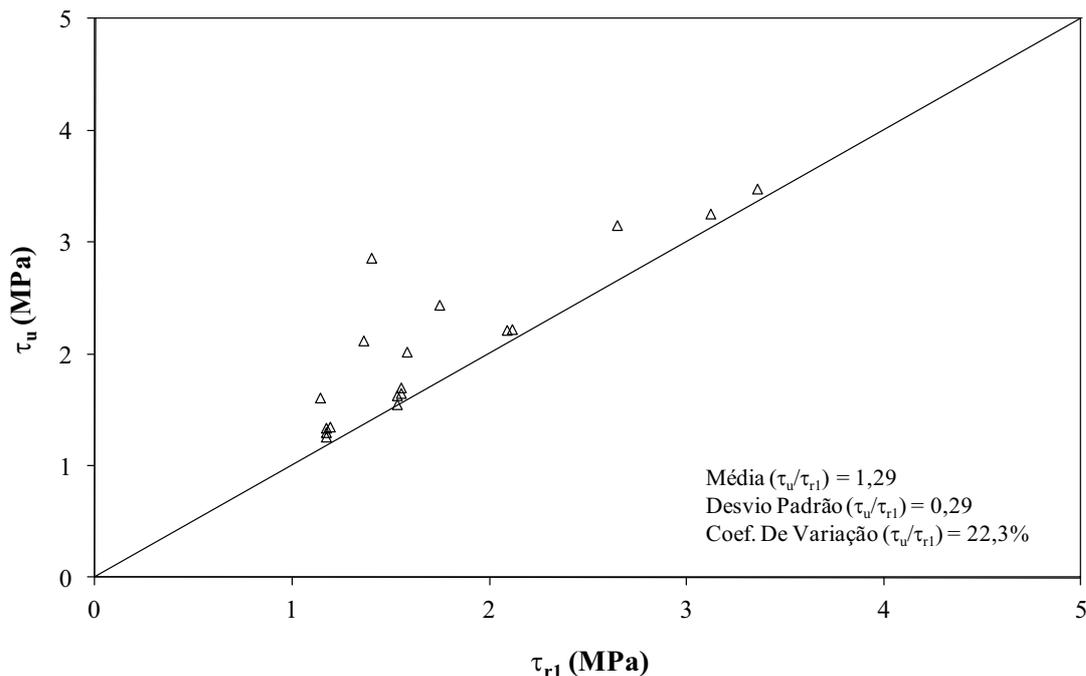


Figura 5.22 – Tensão atuante (τ_u) x Tensão resistente (τ_{r1}) pela Proposta para a NBR 6118:2003 - lajes com furo e transferência de momento do presente trabalho e da literatura

5.11 COMPARAÇÃO ENTRE CARGAS DE RUPTURA DAS LAJES ENSAIADAS E AS OBTIDAS POR SOUZA (2008)

Os resultados experimentais das amostras ensaiadas foram comparados aos obtidos por SOUZA (2008).

Na Tabela 5.16 são apresentados os dados geométricos das lajes do presente trabalho em conjunto com as lajes do referido autor, além das cargas e momentos de ruptura.

A laje L1 do presente trabalho ($V_u = 426$ kN, $f_c = 44,7$ MPa, $d = 120$ mm, $\rho = 1,22\%$), sem furo e sem momento aplicado, apresentou carga de ruptura 10% inferior a da laje L1 de SOUZA (2008) ($V_u = 475$ kN, $f_c = 37,8$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 0,93\%$), sem furo e sem momento aplicado, mesmo com uma maior resistência a compressão do concreto, maior taxa de armadura e altura útil semelhante. De fato, pelas características desta última, era esperado que a primeira apresentasse maior resistência ao funcionamento, porém seria igualmente inesperado que tal laje, ainda que sob as mesmas condições de ensaio, apresentasse o mesmo resultado da amostra anterior. Ressalta-se ainda que tal

variação não foi significativa a ponto frustrar o objetivo deste estudo: comparar a laje de referência, sem furo e sem momento aplicado, com os demais espécimes, com ou sem furo e com momento aplicado.

Circunstância semelhante a da laje L1 ocorreu na laje L2 do presente trabalho ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m, $f_c = 44,1$ MPa, $d = 122$ mm, $\rho = 1,19\%$), sem furo e com momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, que apresentou carga de ruptura 3% inferior a da laje L14 de SOUZA (2008) ($V_u = 274$ kN, $M_u = 125,9$ kN.m, $f_c = 42,4$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 0,93\%$), sem furo e com momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, mesmo com uma maior resistência a compressão do concreto, maior taxa de armadura e altura útil semelhante. Sugere-se, para trabalhos futuros, que tanto este ensaio como o da laje L1 sejam realizados novamente a fim de dirimir eventuais dúvidas sobre o cabimento ou não destas cargas de ruptura.

Tabela 5.16 – Dados geométricos, cargas e momentos de ruptura das lajes ensaiadas em conjunto com as lajes de SOUZA (2008)

	SEM FURO	COM 1 FURO	COM 2 FUROS
SEM MOMENTO	<p>Unidades: Vu → kN Mu → kN.m fc → MPa d → mm ρ → %</p> <p>L1 Vu = 426 Mu = 0 fc = 44,7 d = 120 ρ = 1,22</p> <p>L1* Vu = 475 Mu = 0 fc = 37,8 d = 121 ρ = 0,93</p>	<p>L2* Vu = 240 Mu = 0 fc = 32,3 d = 123 ρ = 0,87</p> <p>L3* Vu = 250 Mu = 0 fc = 39,5 d = 125 ρ = 1,17</p> <p>L4* Vu = 237 Mu = 0 fc = 39,1 d = 123 ρ = 0,52</p> <p>L7* Vu = 455 Mu = 0 fc = 37,2 d = 123 ρ = 1,48</p> <p>L16* Vu = 474 Mu = 0 fc = 44,0 d = 125 ρ = 1,01</p>	<p>L9* Vu = 375 Mu = 0 fc = 34,2 d = 123 ρ = 1,48</p> <p>L19* Vu = 411 Mu = 0 fc = 39,0 d = 126 ρ = 1,05</p>
COM MOMENTO	<p>L2 Vu = 266 Mu = 116,8 fc = 44,1 d = 122 ρ = 1,19</p> <p>L14* Vu = 274 Mu = 125,9 fc = 42,4 d = 121 ρ = 0,93</p> <p>L15* Vu = 364 Mu = 66,5 fc = 43,2 d = 123 ρ = 0,91</p>	<p>L3 Vu = 250 Mu = 113,7 fc = 42,8 d = 125 ρ = 1,17</p> <p>L4 Vu = 137 Mu = 59,0 fc = 44,6 d = 123 ρ = 1,17</p> <p>L5 Vu = 213 Mu = 27,0 fc = 44,5 d = 122 ρ = 1,22</p> <p>L6 Vu = 305 Mu = 65,8 fc = 45,6 d = 124 ρ = 1,19</p> <p>L7 Vu = 260 Mu = 44,5 fc = 46,8 d = 121 ρ = 1,24</p> <p>L8* Vu = 192 Mu = 86,3 fc = 34,2 d = 123 ρ = 1,48</p> <p>L11* Vu = 299 Mu = 139,1 fc = 36,7 d = 125 ρ = 1,44</p> <p>L12* Vu = 319 Mu = 74,4 fc = 37,8 d = 123 ρ = 1,48</p> <p>L17* Vu = 279 Mu = 59,3 fc = 35,8 d = 125 ρ = 1,01</p>	<p>L10* Vu = 189 Mu = 83,0 fc = 34,2 d = 123 ρ = 1,48</p> <p>L13* Vu = 277 Mu = 61,9 fc = 36,4 d = 124 ρ = 1,46</p> <p>L18* Vu = 322 Mu = 53,1 fc = 37,3 d = 126 ρ = 1,05</p>

* Lajes ensaiadas por SOUZA (2008)

A laje L3 do presente trabalho ($V_u = 250$ kN, $M_u = 113,7$ kN.m, $f_c = 42,8$ MPa, $d = 125$ mm, $\rho = 1,17\%$), com furo de 400×400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda tracionada, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, apresentou carga de ruptura 16% inferior a da laje L11 de SOUZA (2008) ($V_u = 299$ kN, $M_u = 139,1$ kN.m, $f_c = 36,7$ MPa, $d = 125$ mm, $\rho = 1,44\%$), com furo de 200×200 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda tracionada, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar. Esse fato mostra que numa laje com momento aplicado um furo adjacente ao menor lado de um pilar retangular e que ultrapassa o perímetro desse lado é mais prejudicial para a carga de ruptura que um furo que tenha o mesmo perímetro do lado adjacente, para as variáveis utilizadas nesta pesquisa. A mesma conclusão é obtida pela comparação entre as lajes L4 do presente trabalho ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, $f_c = 44,6$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,20\%$), com furo de 400×400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, e L8 de SOUZA (2008) ($V_u = 192$ kN, $M_u = 86,3$ kN.m, $f_c = 34,2$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,48\%$), com furo de 200×200 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, onde a primeira apresentou carga de ruptura 29% inferior a esta última; e entre as lajes L5 do presente trabalho ($V_u = 213$ kN, $M_u = 27,0$ kN.m, $f_c = 44,5$ MPa, $d = 122$ mm, $\rho = 1,22\%$), com furo de 400×400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, e L12 de SOUZA (2008) ($V_u = 319$ kN, $M_u = 74,4$ kN.m, $f_c = 37,8$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,48\%$), com furo de 200×200 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, onde a primeira apresentou carga de ruptura 33% inferior a esta última.

A laje L6 do presente trabalho ($V_u = 305$ kN, $M_u = 65,8$ kN.m, $f_c = 45,6$ MPa, $d = 124$ mm, $\rho = 1,19\%$), com furo de 400×400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda tracionada, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, teve carga de ruptura praticamente igual a da laje L12 de SOUZA (2008) ($V_u = 319$ kN, $M_u = 74,4$ kN.m, $f_c = 37,8$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,48\%$). Isto indica, para essas variáveis, que o furo de 200×200 mm na borda comprimida é tão prejudicial para a carga de ruptura quanto um furo 400×400 mm na borda tracionada.

A diferença entre as cargas de ruptura das lajes L7 do presente trabalho ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m, $f_c = 46,8$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 1,24\%$), com furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao menor lado do pilar, e L17 de SOUZA (2008) ($V_u = 279$ kN, $M_u = 59,3$ kN.m, $f_c = 35,8$ MPa, $d = 125$ mm, $\rho = 1,01\%$), com furo de 300 x 200 mm adjacente ao maior lado do pilar, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao menor lado do pilar, foi de 7%, desta última em relação a primeira. Este resultado mostra que, para essas variáveis e carregamento, o furo de 400 x 400 mm paralelo ao menor lado do pilar é tão prejudicial para a carga de ruptura quanto um furo de 300 x 200 mm paralelo ao maior lado do pilar.

A perda de carga de 20% observada na laje L7 do presente trabalho em relação à laje L18 de SOUZA (2008) ($V_u = 322$ kN, $M_u = 53,1$ kN.m, $f_c = 37,3$ MPa, $d = 126$ mm, $\rho = 1,05\%$), com dois furos de 300 x 200 mm adjacentes ao maior lado do pilar, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao menor lado do pilar, mostra que, para tais variáveis e carregamento, é preferível utilizar dois furos de 300 x 200 mm adjacentes ao maior lado do pilar, preservando-se os vértices da região de ligação laje-pilar, do que um único furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar.

Em relação à laje L10 de SOUZA (2008) ($V_u = 189$ kN, $M_u = 83,0$ kN.m, $f_c = 34,2$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,24\%$), com dois furos de 200 x 200 mm adjacentes ao menor lado do pilar, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, a laje L4 do presente trabalho ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, $f_c = 44,6$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,20\%$), com furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento de ruptura aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, apresentou carga de ruptura 28% inferior. Isto demonstra que, para essas variáveis e carregamento, a perda de parte da região de ligação laje-pilar nos vértices, provocada pelos dois furos de 200 x 200 mm adjacentes ao menor lado do pilar, é menos prejudicial para a carga de ruptura que um único furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1 CONCLUSÕES

O objetivo deste trabalho foi investigar experimentalmente o comportamento de ligações laje-pilar de regiões internas das lajes lisas, com um furo adjacente ao pilar, e com ou sem transferência de momento fletor da laje ao pilar. As principais variáveis foram: existência ou não do furo, a taxa e a distribuição da armadura de flexão e a excentricidade de carga (relação $M(\text{momento transferido})/V(\text{carregamento vertical})$) na ligação. Procurou-se minimizar a variável taxa de armadura em relação aos valores encontrados nas amostras de SOUZA (2008). Nestas, a referida taxa apresentou valores no intervalo de 0,52% a 1,48%. No presente trabalho, tal intervalo esteve compreendido entre 1,17% e 1,24%.

Foi desenvolvido um sistema de ensaio que tornou possível aplicar e controlar carregamentos simétricos e assimétricos, transferindo momento fletor da laje ao pilar. O sistema de ensaio comportou-se de maneira satisfatória para quase todos os carregamentos. Para o caso de transferência de momento na direção paralela ao menor lado do pilar e com excentricidade de carga (M/V) planejada igual a 0,250 m (laje L7), o carregamento experimental ficou diferente do planejado, em função da rotação da laje (vide item 4.2), mas tal imprevisto não inviabilizou a utilização da amostra com sua “nova” excentricidade efetiva. É possível resolver esse problema no futuro com um sistema de aplicação de carga capaz de controlar a carga e o deslocamento nessa direção. Porém, para o caso de transferência de momento na direção paralela ao menor lado do pilar e com excentricidade de carga (M/V) planejada igual a 0,500 m, a grande rotação da laje colocou em risco a segurança do ensaio, que foi interrompido devido a possibilidade de ruptura do tirante protendido. Isso levou a perda de duas amostras que deveriam constar neste estudo, cujo modelo de carregamento é mostrado na Figura 6.1.

Foram feitas comparações e análises entre os resultados experimentais dos 7 (sete) ensaios realizados, sendo 1 (uma) laje sem a aplicação de momento e 6 (seis) lajes com a aplicação de momento. As 5 (cinco) lajes com furo de 400x400 mm da pesquisa

foram comparadas entre si e com as duas lajes de referência, uma sem furo e sem aplicação de momento (laje L1) e outra sem furo mas com transferência de momento da laje ao pilar (laje L2).

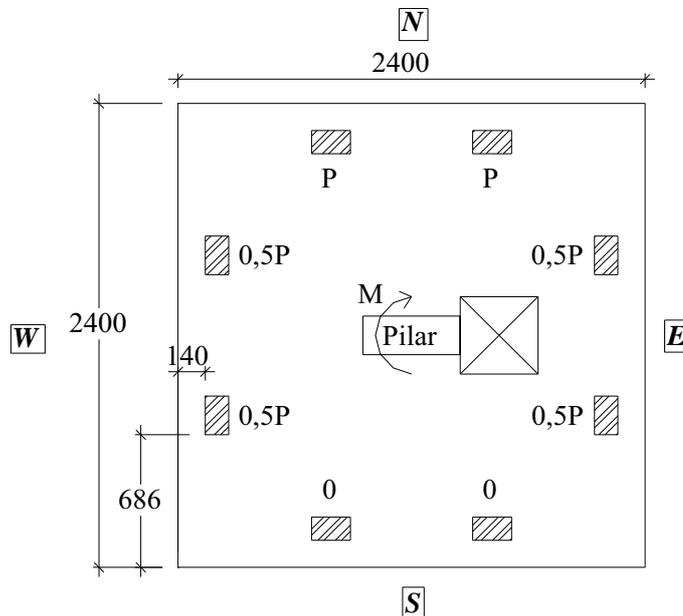


Figura 6.1 – Carregamento das lajes que apresentaram rotação excessiva (dimensões em mm)

Os resultados experimentais foram comparados com os obtidos no trabalho de SOUZA (2008) e com estimativas das normas: CEB-FIP/MC1990, EC2/2004, ACI-318:2005 e NBR 6118:2003. A partir daí foram propostas modificações para todas as normas estudadas, a fim de que as estimativas aproximem-se mais dos resultados experimentais, uma vez que os resultados não foram satisfatórios, alguns inclusive contra a segurança, mas preocupando-se também para que o conservadorismo não ficasse excessivo.

6.1.1 Comportamento das lajes

6.1.1.1 Modo, carga e superfície de ruptura

SOUZA (2008) verificou que as lajes lisas do seu trabalho apresentavam duas maneiras de ruptura por punção, as quais o autor denominou como: a) punção “adjacente”,

com a superfície de ruptura se iniciando na superfície superior da laje, e terminando na ligação laje-pilar, na superfície inferior da laje; e b) punção “adjacente e afastada”, com parte da superfície de ruptura adjacente, e o restante da superfície de ruptura afastada em torno do pilar, principalmente para as lajes com um furo, o que a torna assimétrica. Neste trabalho, todas as lajes apresentaram a maneira de ruptura punção “adjacente”.

A transferência de momento da laje ao pilar, na laje sem furo L2 (excentricidade de 0,440 m), reduziu a carga desta em 38%, em relação à laje de referência L1.

Nas lajes com furos, a transferência de momento para o pilar levou a um decréscimo de resistência entre 28% e 68%, em relação à laje de referência L1, sem furo e sem transferência de momento.

Comparando-se as lajes com furos e com transferência de momento com a laje L2, sem furo e com transferência de momento, para os parâmetros estudados:

- A redução do perímetro da ligação laje-pilar devido a um furo adjacente não resulta em perda de carga quando o momento não estiver no sentido da região da laje com furo;
- Mesmo com a existência de furo, a carga de ruptura de uma laje pode ser superior a de uma amostra sem furo, dependendo da excentricidade de carga aplicada. Por exemplo, para lajes com momentos aplicados na mesma direção, a laje L6, com furo adjacente ao menor lado do pilar e excentricidade de carga igual a 0,216 m, teve carga 15% superior à L2, sem furo, com excentricidade de 0,440 m;
- Lajes com excentricidades de carga semelhantes podem ter sua resistência à punção diminuída pela metade devido à existência de furo adjacente ao pilar. Por exemplo, para as lajes com momentos aplicados na mesma direção: a laje L4, com um furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado do pilar e excentricidade de carga igual a 0,430 m, teve carga 48% inferior à da L2, sem furo e com excentricidade de 0,440 m;
- Para as lajes sem furos, comparando-se a laje L2, com momento aplicado, em relação à laje L1, sem momento aplicado, foi observada uma perda de carga de 38%.
- A resistência ao puncionamento nas lajes com furo e com transferência de momento diminuiu de maneira diretamente proporcional ao aumento da excentricidade de carga. Por exemplo, para as lajes com momentos aplicados na mesma direção: a

laje L4, com excentricidade de carga igual a 0,430 m, teve carga 32% inferior à da L5, com excentricidade de 0,127 m;

Como observado, as piores situações com relação à perda de resistência nas lajes com furo adjacente ao pilar e com transferência de momento ocorrem quando o momento está no sentido da região com furo, que é mais frágil e não tem concreto para resistir às compressões presentes na camada inferior da placa, que são aumentadas devido ao momento.

Comparando-se os resultados das amostras ensaiadas com os obtidos por SOUZA (2008), para os parâmetros estudados:

- As lajes L1 ($V_u = 426$ kN, $f_c = 44,7$ MPa, $d = 120$ mm, $\rho = 1,22\%$), sem furo e sem momento aplicado, e L2 do presente trabalho ($V_u = 266$ kN, $M_u = 116,8$ kN.m, $f_c = 44,1$ MPa, $d = 122$ mm, $\rho = 1,19\%$), sem furo e com momento aplicado na direção paralela a maior dimensão do pilar, apresentaram resultados inesperados. Ambas tiveram maior resistência à compressão do concreto e maior taxa de armadura que as lajes L1 ($V_u = 475$ kN, $f_c = 37,8$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 0,93\%$), sem furo e sem momento aplicado, e L14 de SOUZA (2008) ($V_u = 274$ kN, $M_u = 125,9$ kN.m, $f_c = 42,4$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 0,93\%$), sem furo e com momento aplicado na direção paralela a maior dimensão do pilar, e mesmo assim proporcionaram uma resistência ao funcionamento inferior a estas. Porém, tal imprevisto não foi significativo a ponto de frustrar o objetivo deste estudo: comparar a laje de referência, sem furo e sem momento aplicado, com os demais espécimes, com ou sem furo e com momento aplicado. Ainda assim, recomenda-se para trabalhos futuros que tais lajes sejam novamente ensaiadas a fim de dirimir as dúvidas quanto ao cabimento ou não destes resultados. Porém, ressalta-se que mesmo para um ensaio realizado sob as mesmas condições de carregamento e com variáveis iguais às do experimento original seria bastante difícil encontrar um resultado idêntico para a carga de ruptura. Isto porque não são consideradas outras variáveis, além das que foram analisadas, que são de difícil mensuração e que também interferem nos resultados experimentais, como, por exemplo, a qualidade e experiência da mão-de-obra para a concretagem da amostra e para a realização do ensaio experimental,

principalmente quanto ao manuseio dos instrumentos hidráulicos de aplicação de carga.

- As comparações das lajes L3, L4 e L5 do presente trabalho com as lajes L11, L8 e L12 de SOUZA (2008), respectivamente, mostraram que nas lajes com momento aplicado o furo adjacente ao menor lado do pilar retangular e que ultrapassa o perímetro deste lado é mais prejudicial para a carga de ruptura que um furo com a mesma dimensão do lado adjacente, para as variáveis utilizadas nesta pesquisa.
- O furo de 200x200 mm adjacente ao menor lado do pilar e comprimido pelo momento aplicado é tão prejudicial para a carga de ruptura quanto um furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado do pilar e tracionado pelo momento aplicado, para as variáveis utilizadas nesta pesquisa. A laje L6 do presente trabalho ($V_u = 305$ kN, $M_u = 65,8$ kN.m, $f_c = 45,6$ MPa, $d = 124$ mm, $\rho = 1,19\%$), com furo de 400x400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda tracionada, com momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar, teve carga de ruptura bastante próxima da laje L12 de SOUZA (2008) ($V_u = 319$ kN, $M_u = 74,4$ kN.m, $f_c = 37,8$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,48\%$), com furo de 200x200 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, com momento aplicado na direção paralela ao maior lado do pilar.
- Para lajes com momento de ruptura aplicado paralelo ao menor lado do pilar, a utilização de dois furos de 300 x 200 mm adjacente ao maior lado do pilar é menos prejudicial para a carga de ruptura que um furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar. Foi observada uma perda de carga de 20% da laje L7 do presente trabalho ($V_u = 260$ kN, $M_u = 44,5$ kN.m, $f_c = 46,8$ MPa, $d = 121$ mm, $\rho = 1,24\%$) em relação à laje L18 de SOUZA (2008) ($V_u = 322$ kN, $M_u = 53,1$ kN.m, $f_c = 37,3$ MPa, $d = 126$ mm, $\rho = 1,05\%$), com dois furos de 300 x 200 mm adjacentes ao maior lado do pilar.
- Para lajes com momento de ruptura aplicado paralelo ao maior lado do pilar, a perda de parte da região de ligação laje-pilar nos vértices provocada por dois furos de 200 x 200 mm adjacentes ao menor lado do pilar é menos prejudicial para a carga de ruptura que um único furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar e localizado na borda comprimida. Em relação à laje L10 de SOUZA (2008) ($V_u = 189$ kN, $M_u = 83,0$ kN.m, $f_c = 34,2$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,24\%$), com dois

furos de 200 x 200 mm adjacentes ao menor lado do pilar, a laje L4 do presente trabalho ($V_u = 137$ kN, $M_u = 59,0$ kN.m, $f_c = 44,6$ MPa, $d = 123$ mm, $\rho = 1,20\%$), com furo de 400 x 400 mm adjacente ao menor lado do pilar e situado na borda comprimida, apresentou carga de ruptura 28% inferior.

6.1.1.2 Deslocamentos Verticais

A presença de furos conduziu a um aumento dos deslocamentos verticais nas regiões dos furos, como observado comparando-se as lajes L2 e L4, para um mesmo carregamento.

Na direção em que foi aplicado o momento, houve rotação e o lado mais carregado se deslocou no sentido da aplicação da carga, enquanto o bordo oposto se deslocou em sentido contrário ao da aplicação da carga.

Na direção na qual não foi aplicado o momento, os deslocamentos apresentados por todas as lajes foram semelhantes aos obtidos na laje de referência L1, sem furo e sem momento.

Nas lajes com furo e momento aplicado paralelo ao maior lado do pilar, a existência de furo não implicou em grandes diferenças de deslocamentos no lado com furo, em relação à laje sem furo com momento aplicado na mesma direção.

Na laje com furo e com momento aplicado paralelo ao menor lado do pilar (laje L7), foi a que apresentou maiores deslocamentos na borda mais carregada. A provável causa seria a inércia da ligação laje-pilar, sendo esta inferior na direção paralela ao menor lado do pilar.

6.1.1.3 Deformação das armaduras de flexão

Pode ser observado que o escoamento da armadura foi alcançado em vários pontos, principalmente na região dos pilares, como esperado.

As barras da armadura de flexão descontínuas (que terminavam no furo) foram pouco solicitadas, indicando que essas armaduras não são efetivas quanto ao combate à flexão e, por conseguinte, à punção.

6.1.1.4 Deformação do concreto

As maiores deformações (de compressão) na laje de referência L1, sem furo e sem momento aplicado, foram observadas próximas ao centro do pilar, na direção perpendicular ao maior lado deste.

Para as lajes com momento fletor aplicado, os pontos instrumentados no lado mais carregado, paralelos à direção do momento, tiveram as maiores deformações. Alguns extensômetros, que estavam situados nos lados menos carregados, indicaram que houve tração e nos lados mais carregados indicaram compressão, evidenciando a rotação destas lajes.

6.1.2 Normas de Projeto

Partindo do princípio que as normas devem ser seguras e até certo ponto conservadoras, principalmente em se tratando de ruptura à punção de lajes, rupturas frágeis e sem aviso, a comparação dos resultados experimentais obtidos nesta pesquisa com as estimativas das normas mostrou que as prescrições das normas não estão apresentando a segurança almejada.

Os resultados não foram satisfatórios, alguns inclusive contra a segurança, principalmente quando o momento é aplicado na direção paralela à maior dimensão do pilar, no sentido da região do furo. A ACI-318:2005 foi a norma que mostrou maior conservadorismo, com média aritmética das relações τ_u/τ_{r1} igual a 1,21, e o EC2/2004 foi o que mais se aproximou dos resultados experimentais, com média aritmética das relações $v_u/v_{R,c}$ igual a 1,06, para as lajes com momento aplicado. Em relação à laje de referência L1, sem furo e sem momento aplicado, todas as normas citadas apresentaram estimativas contra a segurança. A norma que mostrou resultado mais próximo do experimental foi o ACI-318:2005, com relação V_u/V_{calc} igual a 0,92.

6.1.2.1 Sugestão para as normas de cálculo para lajes com furo e transferência de momento

A sugestão para modificação do CEB-FIP/MC1990, do EUROCODE 2/2004, do ACI-318:2005 e da NBR 6118:2003 baseia-se, também, na indicação que a NBR 6118:2003 apresenta para o cálculo de punção em ligações laje-pilar de borda.

A proposta formulada indica, quando o momento transferido estiver no sentido da região com furo, a adição ao momento solicitante do momento M_{Sd*} , resultante da excentricidade do perímetro crítico u , da laje com furo, em relação ao centro do pilar (Figura 8.1). Quando o momento transferido estiver no sentido contrário à região com furo, o momento M_{Sd*} deve ser descontado do momento solicitante, cálculo semelhante ao de uma ligação laje-pilar de borda.

A consideração de limitações para a taxa de armadura de flexão, quando tratar da situação de furo adjacente em que o lado do furo encostado no pilar é maior que o lado do pilar, deve ser mantida:

- Para a NBR 6118:2003: $\rho \leq 0,5\%$;
- Para o EUROCODE 2/2004: $\rho \leq 0,90\%$.

Com estas sugestões foram eliminados todos os resultados contra a segurança das normas estudadas, tornando-as mais seguras sem aumentar muito o conservadorismo (vide item 5.10).

6.2 RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.2.1 Com relação ao aparato experimental utilizado no laboratório

- Melhorar o sistema de ensaio, inserindo equipamentos e instrumentos capazes de controlar a carga e o deslocamento nos locais de aplicação de carga;
- Realizar novamente os ensaios das lajes L1 e L2 do presente trabalho;
- Colocar um sistema rotulado para todos os pontos de aplicação de carga, pois existe o risco das deformações das lajes levarem ao empenamento dos tirantes;

- Desenvolver um sistema seguro para medir deslocamentos na superfície inferior e superior das lajes, possivelmente utilizando medidor a *laser*, possibilitando então maior facilidade no acompanhamento das fissuras na superfície superior das lajes;
- Monitorar as rotações do pilar;
- Aperfeiçoar o sistema de fixação da laje no bloco de apoio, inserir, além da protensão, outra contenção para evitar a rotação da laje.

6.2.2 Novas pesquisas experimentais

- Estudo da armadura mínima para o caso de lajes com furos adjacentes ao pilar;
- Investigar a armadura de cisalhamento mais eficaz para lajes com furos e transferência de momento da laje ao pilar, variando o posicionamento dos furos, os tipos de armadura de cisalhamento e o momento transferido;
- Investigar outras situações de momento, com outras geometrias de pilares e de furos adjacentes;
- Ensaiar lajes protendidas com furo(s) adjacente(s) a um pilar interno, verificar o posicionamento mais satisfatório das cordoalhas e investigar o efeito da protensão nesse tipo de ligação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI COMMITTEE 318. **Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary - ACI 318/2005**. Farmington Hills, Michigan, American Concrete Institute, 2002.
- ANDRADE, J. L. S. de. **Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília 2000, 142 p.
- ANDRADE, M. A. S. de. **Punção em lajes cogumelo – Estudo do Posicionamento da Armadura de Cisalhamento em Relação à Armadura de Flexão**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 1999, 156 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522:1984 – Concreto – Determinação do Módulo de Deformação Estática e Diagrama Tensão-Deformação**. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6152:1992 – Materiais Metálicos – Determinação das Propriedades de Tração**. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739:1994 – Ensaio de Compressão de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 1994.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222:2004 – Argamassa de Concreto – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral de Corpos-de-Prova Cilíndricos**. Rio de Janeiro, 2004.
- BORGES, L.L.J. **Comportamento ao Puncionamento de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares e Furos de Grandes Dimensões**. 2004, 365p. Tese de Doutorado – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2004.
- CEB-FIP (1990). **CEB-FIP Model Code 1990: Final Draft**. Bulletin D'Information, Committe Euro-International du Beton, Lausanne, July. 1991.

- CARVALHO, E. M. L. **Puncionamento de Lajes Protendidas**. Dissertação de Mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro, 1982.
- COELHO, A. E. G. **Puncionamento em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Resistência de 30MPa e Armadura de Cisalhamento Vertical e Inclinada**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 1999, 133 p.
- CORDOVIL, F.A.B. **Punção em Placas de Concreto Armado**. 1995, 393p. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 1995.
- DIAS, D. P. **Reforço ao Puncionamento em Lajes-cogumelo**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.
- EUROCODE 2. **Design of concrete structures – Part 1: General Rules and Rules for Buildings**. European Prestandard ENV 2004-1-1:2004. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.
- GOMES, R. B. **Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Polytechnic of Central London, PhD Thesis, October, 1991, 185p.
- GOMES, R. B.; ANDRADE, M.A.S. de. **Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs with Holes**. In: Proceedings of Developments in Computer Aided Design and Modelling for Structural Engineering. Edinburgh-UK, pp.185-193, 1995.
- HANSON, N.W.; HANSON, J.M. **Shear and Moment Transfer Between Concrete Slabs and Columns**. Journal. PCA Research and Development Laboratories. Vol. 10, n° 1, pp 2-16, 1968.
- HAWKINS, N. W.; BAO, A.; YAMASAKI, J. **Moment Transfer from Concrete Slabs to Columns**. ACI Structural Journal. Vol. 86, n°6, Nov-Dec 1989, pp 705-716.
- MOE, J. **Shearing Strenght of Reinforced Concrete Slab and Footings under concentrated loads**. Bulletin D47, Portland Cement Association, Research and Development Laboratories. Skokie – Illinois, 1961.
- MOWRER, R.D, VANDERBILT, M.D. **Shear strength of lightweight aggregate reinforced concrete flat plates**. ACI Journal, Sep-Oct 1985, p. 676-683.

- OLIVEIRA, D. R. C. **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto de Alta Resistência com Armadura Inclinada de Punção.** Dissertação de Mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 1998, 137 p.
- OLIVEIRA, D. R. C. **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares.** Tese de Doutorado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2003, 214p.
- PINTO, R. C. A. **Punção Assimétrica em Lajes.** 1993, 145p. Tese de Mestrado, Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, 1993.
- REGAN, P. E. **Design for Punching Shear.** The Structural Engineer, vol. 52, n° 6, p. 197-207, June, 1974.
- REGAN, P.E. **Punching Tests of Reinforced Concrete Slabs with and without Shear Reinforcement with Openings Adjacent to Columns.** 35 Marylebone Road London NW1 5LS. School of the Built Environment, University of Westminster, London, July. 1999.
- SANTOS, V. C. F. **Resistência ao Puncionamento de Lajes Cogumelo de Concreto Armado.** Projeto Final de Graduação, UnB, 1995, 48p.
- SILVA, A.S. **Punção em lajes cogumelo: Pilares Retangulares, Furos e Armadura de Cisalhamento.** 2003, 210 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, 2003.
- SOUZA, R.M. de. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Furos Adjacentes ou Distantes de um Pilar Interno.** 2004, 171p. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2004.
- SOUZA, R.M. de. **Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Furos Adjacentes ao Pilar e Transferência de Momento.** 2008, 442p. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2008.
- TAKEYA, T. **Estudo Experimental da Ruína de Ligações Laje-pilar em Bordas de Laje Cogumelo.** Dissertação de Mestrado, Esc. de Eng. de São Carlos, USP, , 1981, 241p.

- TENG, S.; KUANG, K.L.; CHEONG, H.K. (1999). **Concrete Flat Plate Design – Findings of Joint BCA-NTU, R&D Projec**, 1999, 15p.
- TRAUTWEIN, L. M. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Armadura de Cisalhamento Tipo “Studs” Interno e Estribo Inclinado**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, 2001, 167 p.
- TRAUTWEIN, L. M. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado: Análise Experimental e Numérica**. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006, 350p.
- VARGAS, E. N. Z., **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto de Alta Resistência Reforçado com Fibras de Aço**. Dissertação de Mestrado, EESC/USP, São Carlos, 1997.

APÊNDICE A

LEITURAS DOS ENSAIOS

A.1 DESLOCAMENTO VERTICAL

Tabela A.1 – Deslocamentos verticais da laje L1

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
	850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850
10	0,00	0,00	-	0,00	0,00	0,00	0,00	-	0,00	-	0,00	0,00
50	-0,44	-0,29	-	0,00	-0,06	-0,10	-0,50	-	-0,03	-	-0,14	-0,23
100	-0,89	-0,59	-	-0,02	-0,26	-0,39	-0,97	-	-0,03	-	-0,52	-0,80
125	-1,33	-0,88	-	-0,03	-0,44	-0,66	-1,27	-	-0,03	-	-1,05	-1,53
150	-2,37	-1,55	-	-0,08	-1,02	-1,52	-1,98	-	-0,03	-	-1,77	-2,59
175	-3,16	-2,08	-	-0,13	-1,47	-2,19	-2,73	-	-0,06	-	-2,48	-3,64
200	-3,92	-2,59	-	-0,20	-1,93	-2,86	-3,42	-	-0,09	-	-3,08	-4,49
250	-5,50	-3,65	-	-0,26	-2,85	-4,26	-4,98	-	-0,11	-	-4,30	-6,29
300	-6,58	-4,67	-	-0,40	-3,81	-5,66	-6,62	-	-0,17	-	-5,10	-6,91
350	-7,86	-5,88	-	-0,54	-4,84	-7,14	-8,19	-	-0,25	-	-6,55	-8,56

Tabela A.2 – Deslocamentos verticais da laje L2

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
	850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,16	0,10	0,00	0,00	0,00	-0,28	-0,02	0,00	0,00	0,00	-0,04	-0,05
50	0,52	0,37	0,00	0,00	0,00	-1,05	-0,23	0,00	0,00	0,00	-0,18	-0,24
75	0,96	0,72	0,00	0,00	0,00	-2,35	-0,49	0,00	0,00	0,00	-0,55	-0,74
100	1,44	1,07	0,00	0,00	0,00	-4,13	-1,22	0,00	0,00	0,00	-0,91	-1,27
150	2,34	1,78	0,00	0,00	0,00	-7,90	-2,73	0,00	0,00	0,00	-1,96	-2,75
200	3,63	2,70	0,00	0,00	0,00	-12,34	-4,54	0,00	0,00	0,00	-3,29	-4,60
225	4,22	3,10	0,00	0,00	0,00	-14,05	-5,29	0,00	0,00	0,00	-3,64	-5,07

Tabela A.3 – Deslocamentos verticais da laje L3

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
	850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	-0,32	-0,23	-0,01	0,00	0,17	0,18	-0,10	-0,02	0,00	0,00	-0,06	-0,03
50	-1,14	-0,81	-0,03	0,00	0,56	0,64	-0,33	-0,09	0,00	0,00	-0,17	-0,20
75	-2,45	-1,72	-0,03	0,00	1,00	1,18	-0,68	-0,21	0,00	0,00	-0,34	-0,52
100	-4,02	-2,81	-0,05	0,00	1,53	1,83	-1,28	-0,73	0,00	0,00	-0,54	-0,97
150	-7,90	-5,46	-0,06	0,00	2,85	3,32	-2,93	-1,56	0,00	0,00	-0,98	-2,40
200	-11,86	-8,44	-0,05	0,00	4,57	5,39	-4,92	-3,07	0,00	0,00	-1,44	-3,91

Tabela A.4 – Deslocamentos verticais da laje L4

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850	
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,18	0,16	0,04	0,00	-0,28	-0,35	-0,11	-0,08	0,00	0,00	-0,01	-0,11
50	0,57	0,44	0,13	0,00	-0,95	-1,23	-0,34	-0,25	-0,01	0,00	-0,17	-0,38
75	1,09	0,80	0,25	0,00	-2,28	-2,92	-0,75	-0,56	-0,02	0,00	-0,54	-0,97
100	1,92	1,37	0,42	0,00	-4,74	-6,11	-1,77	-1,27	-0,02	0,00	-1,31	-2,13

Tabela A.5 – Deslocamentos verticais da laje L5

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850	
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,05	0,04	0,02	0,00	-0,14	-0,20	-0,13	-0,05	0,00	0,00	-0,09	-0,13
50	0,20	0,15	0,05	0,00	-0,56	-0,76	-0,34	-0,22	0,00	0,00	-0,22	-0,32
75	0,06	0,06	0,09	0,00	-1,13	-1,58	-1,59	-1,11	0,00	0,00	-0,46	-0,68
100	0,26	0,21	0,14	0,00	-1,89	-2,64	-1,94	-1,37	0,00	0,00	-0,96	-1,50
150	0,73	0,58	0,28	0,00	-5,16	-7,03	-3,45	-2,42	0,00	0,00	-2,71	-3,92

Tabela A.6 – Deslocamentos verticais da laje L6

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850	
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	-0,22	-0,15	-0,04	0,00	0,06	0,08	-0,09	-0,06	0,00	0,00	-0,06	-0,09
50	-0,74	-0,51	-0,10	0,00	0,14	0,21	-0,28	-0,18	0,00	0,00	-0,18	-0,28
75	-1,72	-1,18	-0,19	0,00	0,23	0,32	-0,70	-0,45	0,00	0,00	-0,45	-0,69
100	-2,65	-1,80	-0,28	0,00	0,37	0,53	-1,26	-0,84	0,00	0,00	-1,08	-1,59
150	-5,41	-3,70	-0,54	0,00	0,48	0,66	-2,90	-1,93	0,00	0,00	-1,88	-2,80
200	-7,84	-5,32	-0,71	0,00	0,56	0,77	-4,56	-3,08	0,00	0,00	-3,26	-4,77
225	-9,12	-6,18	-0,85	0,00	0,62	0,87	-5,33	-3,61	0,00	0,00	-3,76	-5,48
250	-10,65	-7,24	-0,98	0,00	0,72	0,99	-6,35	-4,33	0,00	0,00	-4,44	-6,41
275	-12,24	-8,35	-1,13	0,00	0,83	1,13	-7,48	-5,15	0,00	0,00	-4,82	-6,96

Tabela A.7 – Deslocamentos verticais da laje L7

Carga (kN)	Número do relógio comparador											
	Direção x						Direção y					
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11	D12
	Distância ao centro da laje (mm)						Distância ao centro da laje (mm)					
850	650	280	280	650	850	850	650	130	130	650	850	
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25	-0,12	-0,11	0,00	0,00	-0,07	-0,08	-0,41	-0,45	-0,04	0,00	0,10	0,14
50	-0,21	-0,17	0,00	0,00	-0,11	-0,15	-0,90	-0,73	-0,07	0,00	0,27	0,34
75	-0,66	-0,49	0,00	0,00	-0,37	-0,54	-1,63	-0,90	-0,11	0,00	0,52	0,65
100	-1,34	-1,00	0,00	0,00	-0,84	-1,18	-3,27	-2,12	-0,18	0,00	0,69	0,86
150	-3,72	-2,65	0,00	0,00	-2,44	-3,51	-6,77	-4,59	-0,32	0,00	0,93	1,12
200	-6,12	-4,45	0,00	0,00	-4,04	-5,71	-9,98	-7,55	-0,49	0,00	1,23	1,45

A.2 DEFORMAÇÃO DAS ARMADURAS

Tabela A.8 – Deformação da armadura de flexão da laje L1

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	-
50	-0,171	0,096	-	0,145	0,111	0,096	-0,059	0,026	-0,003	-	-
100	0,093	0,201	-	0,310	0,244	0,228	0,126	-0,052	0,010	-	-
125	0,277	0,284	-	0,385	0,337	0,325	0,262	0,020	0,038	-	-
150	1,146	0,553	-	0,639	0,479	1,051	0,066	1,556	0,263	-	-
175	-	0,748	-	0,717	0,704	1,076	0,228	1,340	0,619	-	-
200	-	0,912	-	0,861	0,897	1,321	0,379	1,234	0,924	-	-
250	-	1,213	-	1,180	1,309	1,587	0,636	1,409	1,207	-	-
300	-	1,507	-	1,526	1,754	1,806	1,166	1,568	1,380	-	-
350	-	-	-	-	1,444	-	-	2,217	1,304	-	-

Tabela A.8 – Deformação da armadura de flexão da laje L1 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro							
	12	13	14	15	16	17	18	
10	0,000	0,000	-	0,000	-	0,000	0,000	
50	-0,014	0,026	-	0,102	-	0,041	-0,151	
100	0,014	0,068	-	0,236	-	0,126	-0,209	
125	0,040	0,106	-	0,381	-	0,213	-0,193	
150	0,704	0,387	-	1,701	-	0,551	0,467	
175	0,789	0,500	-	2,199	-	0,783	0,696	
200	0,881	0,627	-	2,871	-	0,989	0,625	
250	1,005	0,964	-	3,224	-	1,419	0,991	
300	1,230	1,340	-	3,622	-	1,846	1,338	
350	1,052	2,133	-	3,794	-	1,732	-	

Tabela A.9 – Deformação da armadura de flexão da laje L2

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,019	0,017	0,031	0,026	0,038	0,033	0,025	0,017	0,024	0,022	0,015
50	0,059	0,051	0,095	0,083	0,090	0,100	0,067	0,053	0,073	0,063	-0,295
75	0,128	0,111	0,213	0,167	0,161	0,208	0,135	0,106	0,142	0,119	-0,202
100	0,251	0,221	0,608	0,376	0,340	0,379	0,327	0,241	0,212	0,185	-0,039
150	0,530	0,446	1,303	0,777	0,883	0,829	0,926	0,672	0,651	0,559	0,340
200	0,866	0,685	1,903	1,162	1,611	1,153	1,471	1,095	1,013	0,851	0,837
225	0,993	0,791	2,167	1,347	1,923	1,243	1,722	1,286	1,191	0,993	1,101
250	1,126	0,901	2,521	1,561	2,273	1,323	2,066	1,537	1,414	1,189	1,452

Tabela A.9 – Deformação da armadura de flexão da laje L2 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro							
	12	13	14	15	16	17	18	
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	
25	0,029	0,037	0,027	-0,002	-0,001	0,054	0,054	
50	0,110	0,204	0,154	-0,032	-0,018	0,232	0,235	
75	0,223	0,562	0,409	-0,059	-0,034	0,620	0,620	
100	0,367	0,870	0,655	-0,064	-0,062	1,103	1,126	
150	0,696	1,402	1,125	-0,072	-0,115	1,995	1,979	
200	1,100	1,956	1,795	-0,083	-0,187	2,858	2,675	
225	1,285	2,180	2,104	-0,144	-0,226	3,495	3,557	
250	1,532	2,555	2,527	-0,227	-0,283	-	-	

Tabela A.10 – Deformação da armadura de flexão da laje L3

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000
25	0,058	0,035	0,035	0,025	0,029	0,019	0,022	0,013	0,002	-	0,000
50	0,170	0,118	0,096	0,093	0,079	0,047	0,059	0,038	0,013	-	-0,003
75	0,386	0,281	0,200	0,159	0,188	0,105	0,138	0,095	0,024	-	-0,011
100	0,644	0,530	0,462	0,343	0,363	0,200	0,264	0,204	0,037	-	0,009
150	1,352	1,204	1,053	0,775	0,860	0,374	0,580	0,463	0,212	-	0,127
200	1,911	1,806	1,621	1,138	1,395	0,512	0,888	0,740	0,370	-	0,418
225	-	-	-	-	1,318	0,642	1,050	0,849	0,443	-	0,471

Tabela A.10 – Deformação da armadura de flexão da laje L3 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro		
	12	13	14
10	0,000	0,000	-
25	0,003	0,054	-
50	0,001	0,212	-
75	-0,003	0,505	-
100	0,008	0,881	-
150	0,065	1,754	-
200	0,158	2,651	-
225	0,535	-	-

Tabela A.11 – Deformação da armadura de flexão da laje L4

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,042	0,026	0,002	0,002	-0,001	-0,151	0,157	0,004	0,042	0,041	0,015
50	0,133	0,077	0,008	0,011	0,013	0,126	0,162	0,006	0,167	0,154	0,083
75	0,333	0,211	0,066	0,075	-0,035	0,186	0,013	0,033	0,452	0,383	0,271
100	0,674	0,449	0,269	0,407	-0,229	0,267	0,318	0,198	0,912	0,575	0,502

Tabela A.11 – Deformação da armadura de flexão da laje L4 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro										
	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,011	-0,004	0,001	-0,003	-0,005	0,000	0,002	0,152	-0,015	-0,004	-0,002
50	0,063	-0,027	0,001	-0,017	-0,013	0,000	-0,003	-0,035	-0,055	-0,020	-0,014
75	0,226	-0,038	0,003	-0,025	-0,015	0,002	-0,004	-0,352	-0,108	-0,044	-1,625
100	0,608	-0,021	0,017	-0,006	-0,007	0,015	0,008	0,003	-0,122	-0,084	-0,067

Tabela A.12 – Deformação da armadura de flexão da laje L5

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	-
25	0,013	0,014	0,042	-0,005	0,036	0,035	0,014	0,011	0,005	-	-
50	0,077	0,069	0,120	0,026	0,156	0,151	0,049	0,033	0,028	-	-
75	0,423	0,309	0,436	0,553	0,554	0,483	0,377	0,322	0,099	-	-
100	0,519	0,384	0,550	0,638	0,756	0,623	0,487	0,397	0,180	-	-
150	0,774	0,623	0,941	0,945	1,160	0,836	0,692	0,570	0,464	-	-
200	0,880	0,727	0,734	3,599	1,226	0,815	-	0,983	-	-	-

Tabela A.12 – Deformação da armadura de flexão da laje L5 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro		
	12	13	14
10	0,000	-	0,000
25	0,002	-	-1,079
50	0,040	-	-1,323
75	0,129	-	-2,015
100	0,223	-	-2,749
150	0,585	-	-2,946
200	-	-	-3,857

Tabela A.13 – Deformação da armadura de flexão da laje L6

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	-	-	0,000	0,000
25	0,023	0,003	0,110	-	0,023	0,019	-0,115	-	-	0,009	-0,031
50	0,103	0,073	0,191	-	0,090	0,082	-0,178	-	-	0,017	-0,142
75	0,331	0,264	-0,142	-	0,249	0,223	-0,097	-	-	0,068	-0,183
100	0,541	0,436	0,104	-	0,417	0,379	0,136	-	-	0,154	-0,132
150	1,120	0,952	0,559	-	0,776	0,699	0,474	-	-	0,537	-0,067
200	1,632	1,069	0,502	-	1,155	1,035	0,770	-	-	0,671	0,233
225	1,841	0,940	0,636	-	1,314	1,168	0,385	-	-	0,712	0,235
250	2,126	1,060	0,723	-	1,558	1,371	0,570	-	-	0,766	0,457
275	2,348	1,172	0,848	-	1,770	1,570	0,690	-	-	0,815	0,652

Tabela A.13 – Deformação da armadura de flexão da laje L6 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro		
	12	13	14
10	0,000	0,000	0,000
25	-0,128	0,080	0,052
50	-0,262	0,296	0,219
75	-0,340	0,665	0,487
100	-0,338	1,050	0,759
150	-0,205	1,974	1,411
200	-0,038	2,683	1,865
225	0,019	4,093	2,066
250	0,100	-	6,681
275	0,183	-	14,476

Tabela A.14 – Deformação da armadura de flexão da laje L7

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000
25	0,063	0,004	0,061	0,044	0,045	0,033	0,019	-	0,014	0,006	0,014
50	0,179	0,138	0,180	0,119	0,133	0,105	0,041	-	0,035	0,018	0,028
75	0,493	0,748	0,523	0,390	0,367	0,301	0,102	-	0,037	0,040	0,080
100	0,794	2,230	0,926	0,712	0,732	0,591	0,234	-	0,092	0,070	0,126
150	1,355	7,457	1,624	1,311	1,474	1,179	0,619	-	0,200	0,155	0,363
200	1,950	-	2,246	1,807	2,367	1,826	0,925	-	0,414	0,337	0,646
225	-	-	-	-	-	-	0,887	-	-	0,212	-

Tabela A.14 – Deformação da armadura de flexão da laje L7 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro		
	12	13	14
10	0,000	0,000	0,000
25	0,007	0,008	-0,005
50	0,025	0,046	0,021
75	0,064	0,100	0,052
100	0,116	0,205	0,152
150	0,312	0,417	0,342
200	0,556	0,767	0,560
225	2,061	0,983	0,785

A.3 DEFORMAÇÃO DO CONCRETO

Tabela A.15 – Deformações do concreto da laje L1

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50	-0,020	-0,054	-0,072	-0,028	-0,100	-0,044	-0,080	-0,025	-0,055	-0,064	-0,064
100	-0,065	-0,069	-0,161	-0,093	-0,218	-0,066	-0,158	-0,156	-0,146	-0,150	-0,201
125	-0,137	-0,112	-0,200	-0,136	-0,274	-0,017	-0,198	-0,223	-0,254	-0,177	-0,343
150	-0,174	-0,171	-0,245	-0,254	-0,377	0,170	-0,275	-0,132	-0,296	-0,274	-0,529
175	-0,212	-0,228	-0,320	-0,334	-0,498	0,113	-0,384	-0,225	-0,299	-0,383	-0,718
200	-0,246	-0,261	-0,392	-0,415	-0,605	0,067	-0,481	-0,346	-0,292	-0,480	-0,859
250	-0,275	-0,317	-0,527	-0,578	-0,865	0,035	-0,682	-0,590	-0,278	-0,577	-1,155
300	-0,295	-0,360	-0,640	-0,759	-1,130	-0,077	-0,829	-0,867	-0,253	-0,704	-1,444
350	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabela A.15 – Deformações do concreto da laje L1 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
50	0,009	-0,036	-0,032	-0,024	-0,028
100	-0,047	-0,111	-0,088	-0,073	-0,084
125	-0,032	-0,175	-0,139	-0,143	-0,117
150	-0,049	-0,252	-0,271	-0,169	-0,170
175	-0,041	-0,299	-0,377	-0,198	-0,230
200	-0,071	-0,352	-0,450	-0,234	-0,275
250	-0,085	-0,449	-0,539	-0,267	-0,331
300	-0,149	-0,428	-0,633	-0,312	-0,411
350	-	-	-	-	-

Tabela A.16 – Deformações do concreto da laje L2

Carga (kN)	Extensômetro						
	1	2	3	4	5	6	7
10	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,000	0,009	-	-0,059	-0,042	-0,030	-0,030
50	-0,009	0,010	-	-0,236	-0,165	-0,094	0,058
75	-0,013	0,017	-	-0,510	-0,380	-0,171	-0,136
100	-0,012	0,028	-	-0,800	-0,622	-0,265	-0,214
150	-0,027	0,039	-	-1,406	-1,029	-0,447	-0,083
200	-0,050	0,049	-	-2,083	-1,338	-0,560	-0,520
225	-0,065	0,055	-	-2,401	-1,502	-0,581	-0,641
250	-0,084	0,064	-	-2,753	-1,709	-0,598	-0,864

Tabela A.17 – Deformações do concreto da laje L3

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	-	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,022	0,008	-0,023	0,042	-0,027	0,049	-	-0,038	-0,009	-0,043	-0,021
50	-0,072	0,022	-0,055	0,043	-0,070	0,033	-	-0,132	-0,068	-0,151	-0,082
75	-0,167	0,048	-0,112	0,107	-0,150	-0,007	-	-0,250	-0,133	-0,300	-0,173
100	-0,328	0,083	-0,147	0,182	-0,287	0,001	-	-0,444	-0,175	-0,502	-0,291
150	-0,789	0,077	-0,230	0,297	-0,604	0,011	-	-0,668	-0,280	-0,848	-0,478
200	-1,211	0,721	-0,268	0,354	-0,888	-0,015	-	-0,969	-0,271	-1,275	-0,645
225	-	-	-0,617	-	-	-0,536	-	-	-0,315	-	-

Tabela A.17 – Deformações do concreto da laje L3 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	-	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-	-0,021	-0,062	-0,010	0,007
50	-	-0,067	-0,063	-0,054	0,026
75	-	-0,149	0,022	-0,121	0,070
100	-	-0,256	-0,026	-0,204	0,115
150	-	-0,316	0,039	-0,464	0,202
200	-	-0,326	0,109	-0,973	0,247
225	-	-0,892	0,663	-	-

Tabela A.18 – Deformações do concreto da laje L4

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,009	-0,062	-0,057	0,042	-0,031	-0,002	-0,024	0,000	-0,023	0,009	-0,036
50	-0,009	-0,229	-0,148	0,043	-0,108	-0,002	-0,067	0,000	-0,064	0,040	-0,079
75	-0,040	-0,461	0,038	0,107	-0,243	-0,010	-0,121	0,000	-0,114	0,105	-0,148
100	-0,014	-0,731	0,143	0,182	-0,473	-0,042	-0,286	0,000	-0,244	0,135	-0,201

Tabela A.18 – Deformações do concreto da laje L4 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,016	-0,054	-0,003	0,002	-0,053
50	-0,015	-0,142	-0,015	0,008	-0,188
75	-0,029	0,114	-0,188	-0,010	-0,368
100	-0,088	0,508	-0,526	-0,012	-0,631

Tabela A.19 – Deformações do concreto da laje L5

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,014	-0,031	-0,035	-0,016	-0,036	-0,004	-0,032	-0,007	-0,027	-0,001	-0,039
50	-0,014	-0,099	-0,080	-0,051	-0,099	-0,005	-0,072	-0,001	-0,059	0,000	-0,088
75	-0,041	-0,236	-0,223	-0,095	-0,292	-0,006	-0,188	-0,041	-0,121	-0,035	-0,204
100	-0,079	-0,381	-0,313	-0,152	-0,370	-0,018	-0,232	-0,032	-0,195	-0,036	-0,351
150	-0,113	-0,701		-0,543	-0,634	-0,065	-0,384	0,010	-0,378	0,006	-0,820
200						-0,440	-0,542	-0,293	-0,395	-0,441	

Tabela A.19 – Deformações do concreto da laje L5 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,003	-0,045	-0,007	-0,013	-0,035
50	-0,007	-0,121	-0,016	-0,017	-0,108
75	-0,008	-0,245	-0,052	-0,049	-0,237
100	-0,012	-0,376	-0,096	-0,081	-0,376
150	-0,041		-0,323	-0,116	-0,823
200					

Tabela A.20 – Deformações do concreto da laje L6

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,016	-0,008	0,079	0,008	-0,012	-0,004	-0,012	-0,036	-0,039	-0,015	-0,016
50	-0,093	-0,012	0,017	0,013	-0,076	-0,015	-0,060	-0,144	-0,114	-0,096	-0,069
75	-0,165	-0,016	0,115	0,017	-0,203	-0,023	-0,188	-0,291	-0,254	-0,261	-0,150
100	-0,253	-0,016	-0,019	0,027	-0,340	-0,032	-0,289	-0,429	-0,348	-0,403	-0,272
150	-0,355	-0,063	0,088	0,042	-0,617	-	-0,520	-0,845	-0,503	-0,783	-0,497
200	-0,472	-0,101	-0,262	0,064	-0,891	-	-0,685	-1,247	-0,494	-1,064	-0,786
225	-0,570	-0,100	-0,354	0,080	-1,033	-	-0,725	-1,475	-0,739	-1,177	-0,956
250	-	-0,099	-0,523	0,099	-1,231	-	-0,701	-1,744	-0,741	-1,291	-1,271
275	-	-0,104	-1,334	0,121	-1,640	-	-0,607	-1,670	-0,740	-1,419	-1,476

Tabela A.20 – Deformações do concreto da laje L6 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,004	-0,017	0,005	-0,008	-0,003
50	0,000	-0,071	0,008	-0,034	-0,008
75	-0,007	-0,174	0,016	-0,103	-0,009
100	0,000	-0,350	0,026	-0,191	-0,019
150	-0,012	-0,608	0,047	-0,286	-0,053
200	-0,009	-0,949	0,067	-0,396	-0,074
225	-0,010	-1,094	0,088	-0,448	-0,064
250	-0,018	-1,295	0,111	-0,505	0,007
275	-0,036	-1,409	0,134	-0,563	0,005

Tabela A.21 – Deformações do concreto da laje L7

Carga (kN)	Extensômetro										
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,023	0,010	-0,028	0,007	-0,053	-0,010	-0,029	-0,014	-0,008	0,003	-0,007
50	-0,045	-0,031	-0,095	0,020	-0,071	-0,016	-0,076	-0,070	-0,019	-0,012	-0,019
75	-0,087	-0,118	-0,247	0,037	-0,254	-0,036	-0,203	-0,112	-0,042	-0,016	-0,046
100	-0,143	-0,171	-0,365	0,012	-0,444	-0,051	-0,379	-0,167	-0,088	-0,069	-0,091
150	-0,210	-0,439	-0,297	-0,032	-0,855	-0,057	-0,675	-0,213	-0,141	-0,095	-0,190
200	-0,160	-0,638	-0,101	-0,247	-1,029	-0,154	-1,006	-0,278	-0,175	-0,138	-0,276
225	-	-	0,139	-0,320	-	-	-	-	-0,184	-	-

Tabela A.21 – Deformações do concreto da laje L7 (continuação)

Carga (kN)	Extensômetro				
	12	13	14	15	16
10	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	-0,003	-0,018	0,001	0,005	-0,029
50	-0,006	-0,037	0,009	0,012	-0,053
75	0,002	-0,078	0,018	0,019	-0,106
100	-0,010	-0,125	0,016	0,029	-0,153
150	-0,012	0,007	-0,130	0,045	-0,442
200	-0,010	0,225	-0,201	0,113	-0,659
225	-	0,191	-	0,097	-

APÊNDICE B

ROTEIRO DE ENSAIO

- 1° - Colocar laje no local
- 2° - Nivelar laje
- 3° - Fixar, com gesso, sistema de protensão do pilar, colocar macaco, porca e arruela
- 4° - Protender o pilar
- 5° - Marcar local das placas de aplicação de carga, das vigas de distribuição (azuis), das plaquetas dos defletômetros
- 6° - Colar placas de aplicação de carga (placas de distribuição 120 x 200 mm)
- 7° - Colar vigas de distribuição e placas (arruelas) niveladas para os macacos
- 8° - Colocar macacos, células de carga, porcas e arruelas das bordas
- 9° - Colar plaquetas dos defletômetros
- 10° - Conectar bomba com conexões hidráulicas e mangueiras, e conectar aos macacos
- 11° - Colocar vigas de apoio dos defletômetros e defletômetros
- 12° - Conectar leitoras de carga e de extensômetros
- 13° - Colocar defletômetros e ligar equipamentos
- 14° - PRÉ-CARREGAMENTO
- 15° - ENSAIO
- 16° - Guardar equipamentos
- 17° - Retirar vigas de distribuição, macacos laterais, células de carga
- 18° - Desprotender e retirar sistema de protensão
- 19° - Marcar fissuras e tirar fotos
- 20° - Retirar a laje do local

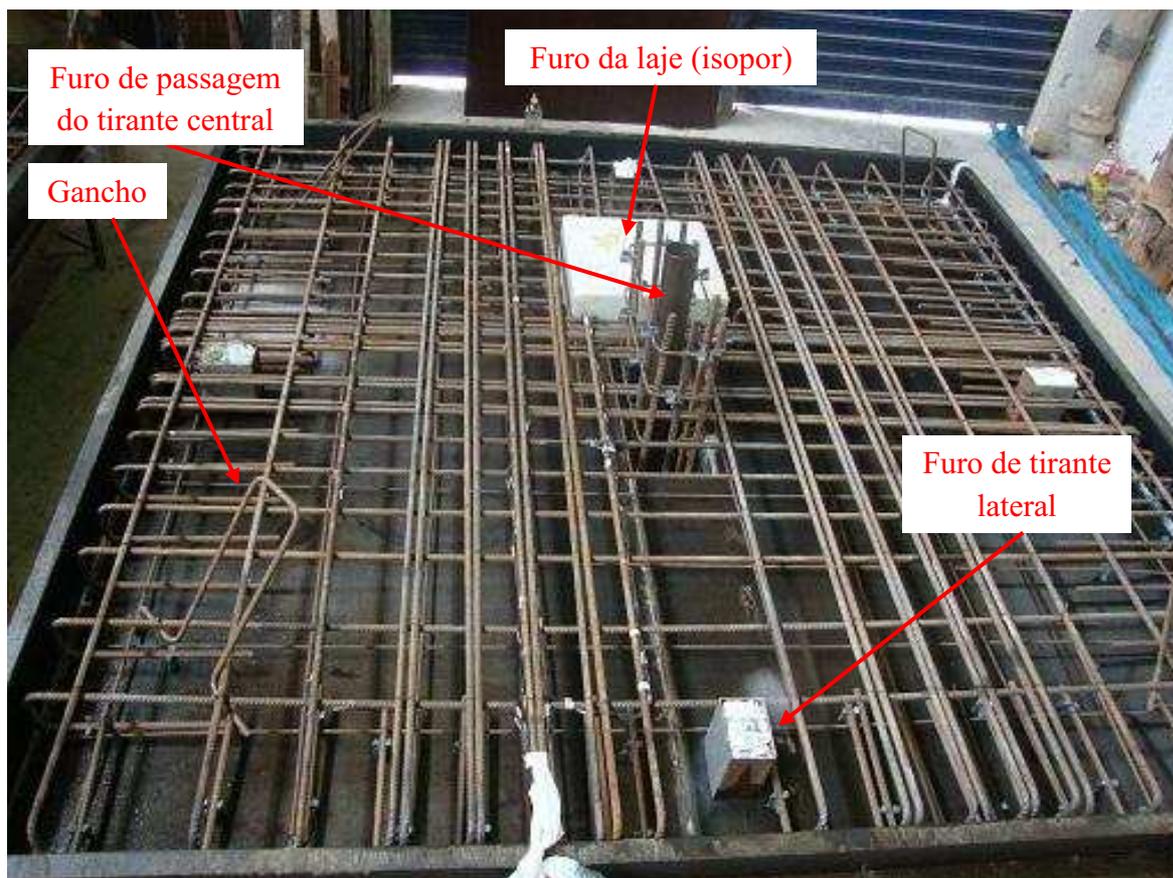
APÊNDICE C

ARQUIVO FOTOGRÁFICO



*A armadura foi confeccionada dentro da própria forma “de cabeça para baixo”, ou seja, armadura negativa em baixo e armadura positiva em cima. Posteriormente, a mesma foi erguida sobre 4 (quatro) suportes a fim de inserir barras que haviam sido retiradas para colocação de extensômetros e em seguida alocada na posição correta com o auxílio da talha manual. Foi utilizado giz branco para marcação do posicionamento das barras e dos extensômetros. O desmoldante foi aplicado na forma do pilar e da laje antes que a armação fosse colocada na posição correta (“de cabeça para cima”).

Figura C.1 – Confeção da armadura



*Os furos para passagem dos tirantes central e laterais foram preenchidos com papel de forma a não permitir a entrada de concreto nos mesmos. Isto facilitou a posterior perfuração da laje durante os preparativos para o ensaio.



Figura C.2 – Preparativos para a concretagem

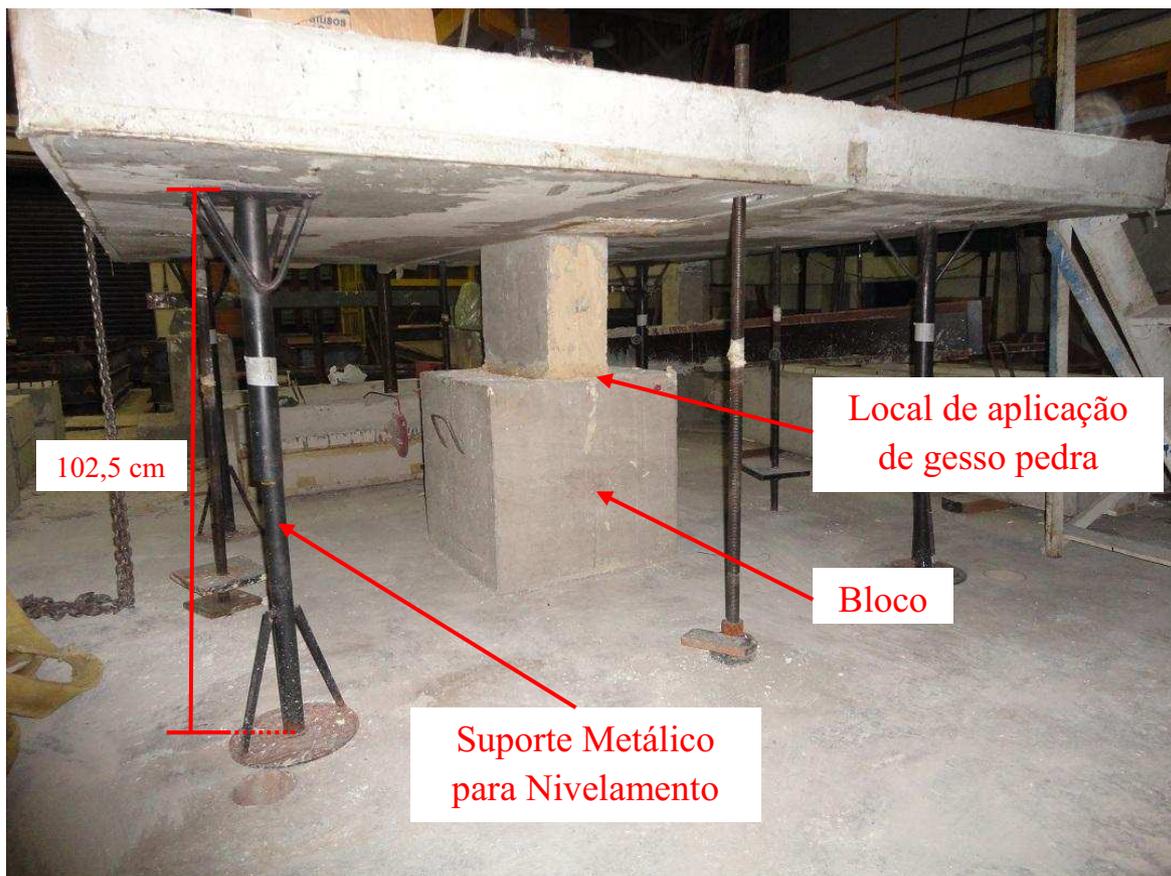


Figura C.3 – Concretagem (concreto auto-adensável)



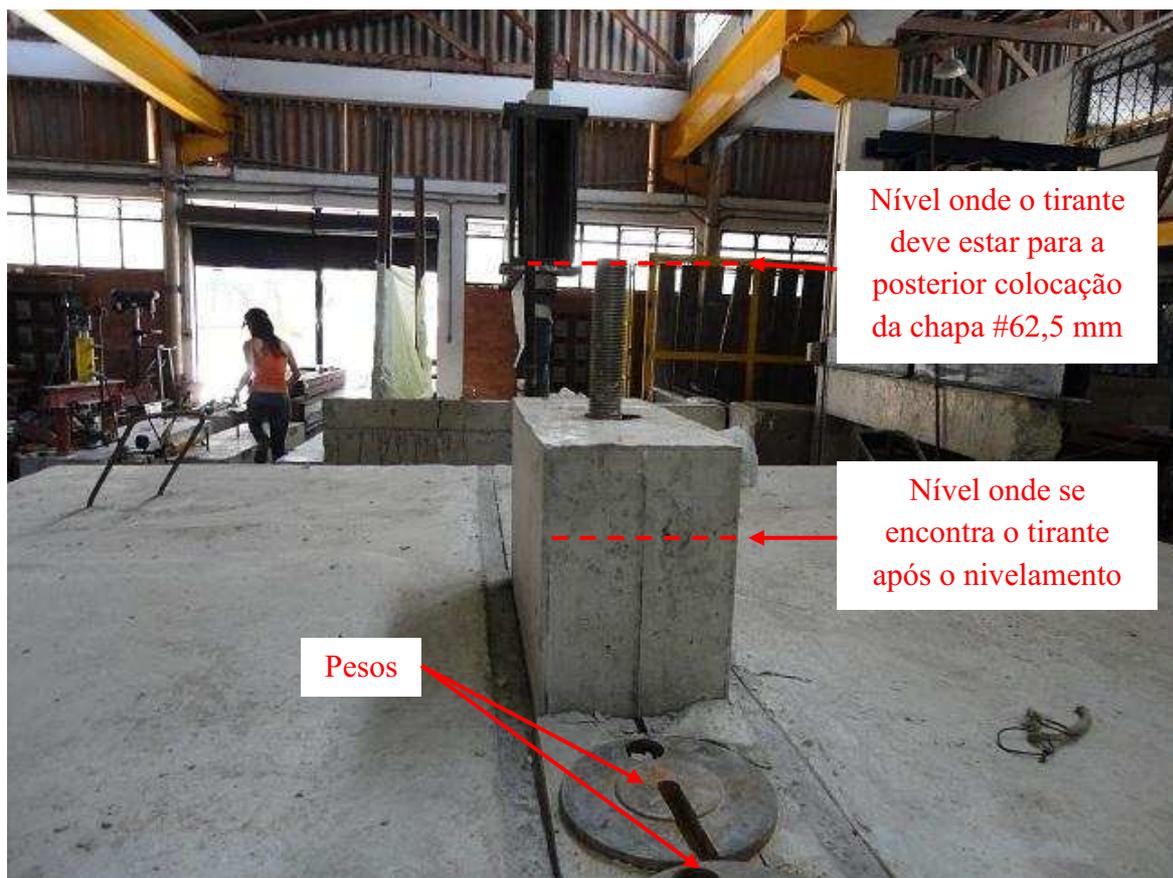
*Os quatro suportes de concreto possibilitaram o que a forma fosse desparafusada com segurança.

Figura C.4 – Desforma da laje



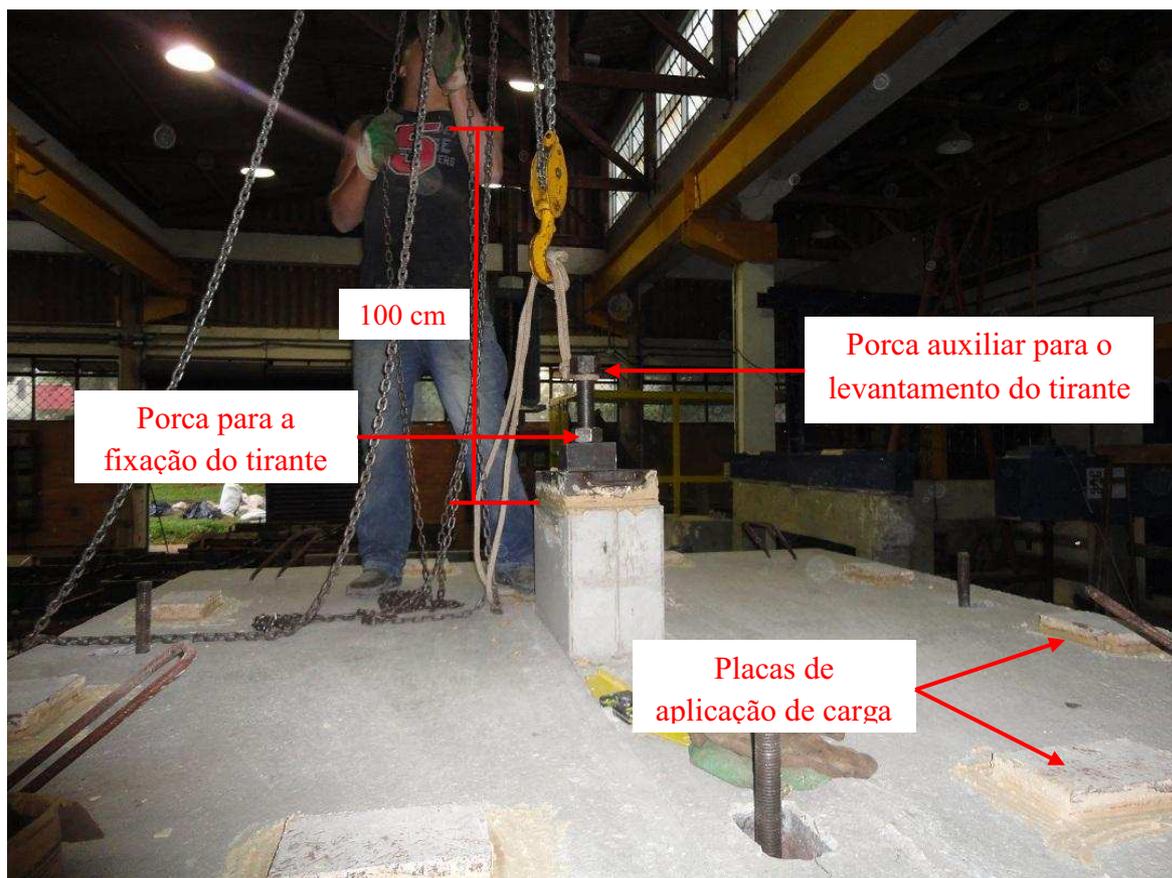
*Para o nivelamento, os 4 (quatro) suportes metálicos foram posicionados e regulados para ficarem a uma altura de 101,0 cm. Posteriormente, a laje foi colocada sobre os suportes. A borda inferior da laje ficou a uma altura de 102,5 cm do piso do laboratório nos quatro cantos da amostra e restou livre uma altura de 1,5 cm entre o pilar e o bloco, que foi posteriormente preenchida com gesso pedra. O furo de passagem do tirante central, tanto no bloco, quanto no pilar, bem como o próprio tirante, foram vedados a fim de evitar a penetração do gesso e a conseqüente dificuldade no erguimento do tirante no serviço posterior (instalação do sistema de protensão).

Figura C.5 – Laje colocada no local de ensaio - Nivelamento



*Uma das fases mais difíceis do ensaio é retirar o tirante central do furo de passagem do pilar após o nivelamento da laje. Isto foi feito com o auxílio de uma corda de menor espessura amarrada à talha manual. Durante a concretagem, foram colocados pesos acima do molde de isopor (furo 400 x 400 mm) para evitar que o mesmo flutuasse.

Figura C.6 – Ajuste da altura do tirante de protensão



*Para a colocação do sistema de protensão, o tirante central esteve a 1,0 m de altura acima do pilar. O mesmo foi erguido com auxílio de uma corda e uma porca auxiliar e fixado na altura desejada por outra porca localizada logo acima do conjunto: chapa e arruela de 62,5 mm de espessura (vide figura 3.43).

Figura C.7 – Ajuste da altura do tirante de protensão e colagem das placas de aplicação de carga

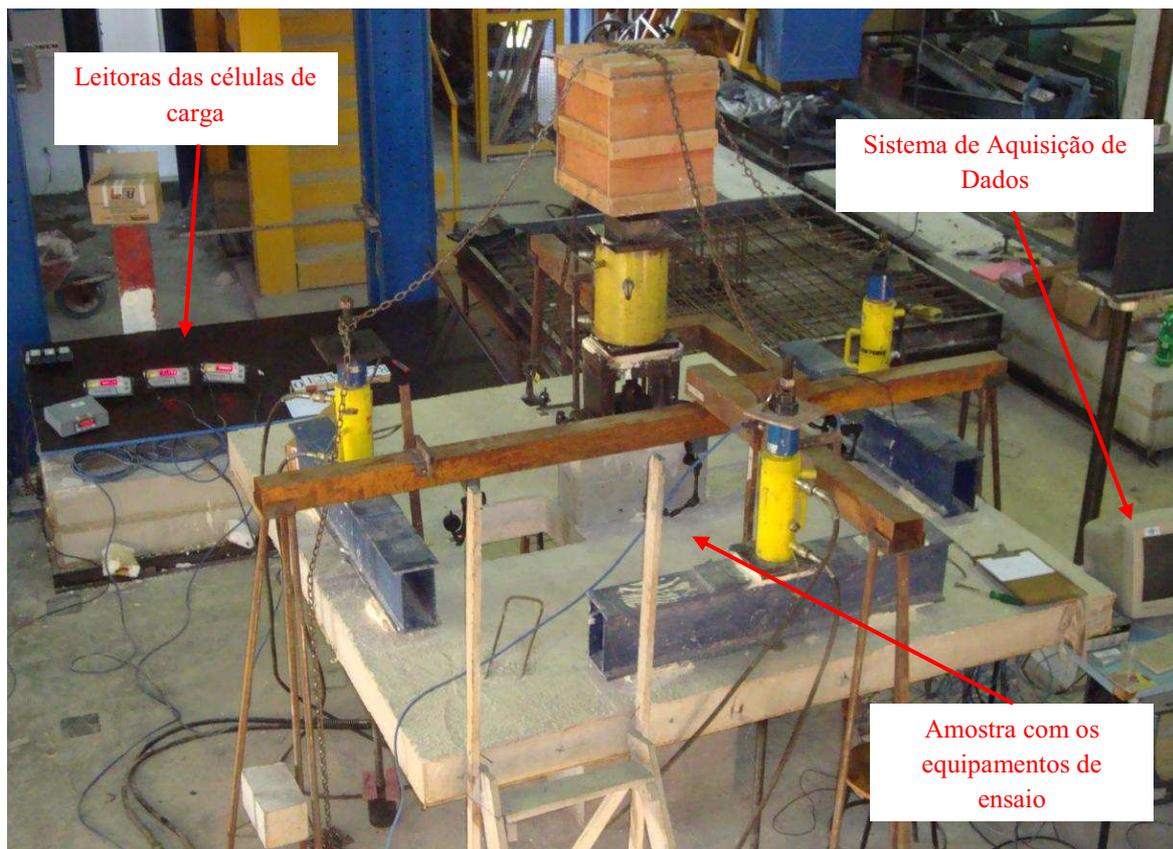


Figura C.8 – Ensaio

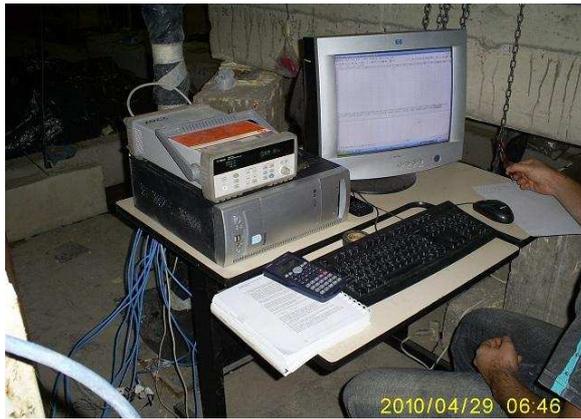


Figura C.9 – Sistema de aquisição de dados e escarificação da amostra

APÊNDICE D

CÁLCULO DA TENSÃO DE RUPTURA PARA A LAJE L3 COM FURO E TRANSFERÊNCIA DE MOMENTO SEGUNDO AS NORMAS ESTUDADAS NA PRESENTE PESQUISA

D.1 CEB-FIP/MC1990

Não traz especificações sobre a utilização de furos.

D.2 EUROCODE 2 (EC2/2004)

$$v_{Ed} \leq v_{Rd,c} \quad (2.16)$$

Para o cálculo de v_{Ed} primeiramente será calculado o valor de V_{Ed} por meio das equações 2.10 e 2.11:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5v_{,ck} \quad (2.10)$$

$$v = 0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (2.11)$$

Substituindo 2.11 em 2.10 temos:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \leq 0,50.0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck}$$

$$\therefore V_{Ed} \leq u_0 d.0,50.0,60 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck}$$

Sabendo que:

$u_0 = 1200\text{mm} = 1,2\text{m}$ (perímetro do pilar);

$d = 125\text{mm} = 0,125\text{m}$ e $f_{ck} = 42,8\text{MPa}$ (Tabela 5.3).

Temos:

$$V_{Ed} \leq 1,2 \cdot 0,125 \cdot 0,50 \cdot 0,60 \left(1 - \frac{42,8}{250} \right) \cdot 42,8$$

$$\therefore V_{Ed} \leq 1,59\text{m}^2\text{MPa} = 1,59 \cdot \text{m}^2 \cdot \left(10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right) = 1,59 \cdot 10^3 \text{kN}$$

$$\therefore V_{Ed} \leq 1596\text{kN}$$

De posse do valor de V_{Ed} , calcula-se v_{Ed} por meio das equações 2.12, 2.13 e 5.5:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \quad (2.12)$$

$$\beta = \left(1 + K \cdot \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \right) \quad (2.13)$$

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi d C_1 + C_1 D + 2D x_D \quad (5.5)$$

Cálculo de W_1 :

Sabendo que:

$C_1 = 500 \text{ mm}$ (lado do pilar paralelo à direção do momento);

$C_2 = 200 \text{ mm}$ (lado do pilar perpendicular à direção do momento);

$D = 145 \text{ mm}$ e $x_D = 68 \text{ mm}$ (Vide Figura 5.6 (a). Determinados graficamente

utilizando o programa AutoCAD 2007).

Temos:

$$W_1 = \frac{500^2}{2} + \frac{500 \cdot 200}{2} + 2 \cdot 200 \cdot 125 + 8 \cdot 125^2 + \pi \cdot 125 \cdot 500 + 500 \cdot 145 + 2 \cdot 145 \cdot 68$$

$$W_1 = 638569\text{mm}^2$$

Cálculo de β :

De posse do valor de W_1 e sabendo que:

$$K = 0,75 \text{ (Tabela 2.1)}$$

$$M_{Ed} = M_u = 113,7 \text{ kN.m} = 113700 \text{ kN.mm} \text{ (Tabela 5.3)}$$

$u_1 = 2275 \text{ mm}$ (Vide Figura 2.3. Perímetro crítico, ou de controle, determinado graficamente utilizando o programa AutoCAD 2007).

Temos:

$$\beta = \left(1 + 0,75 \cdot \frac{113700}{1596} \cdot \frac{2275}{638569} \right)$$

$$\beta = 1,190354177$$

Cálculo de v_{Ed} :

De posse do valor de β temos:

$$v_{Ed} = \frac{1,19 \cdot 1596}{2,476 \cdot 0,125} = 6136,48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$v_{Ed} = 6,14 \text{ MPa}$$

Para o cálculo de $v_{Rd,c}$ serão utilizadas as equações 2.17 e 2.18:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} \quad (2.17)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \text{ ("d" em mm);} \quad (2.18)$$

Cálculo de k:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{125}} \leq 2$$

$$k = 2,26 \leq 2$$

$$k = 2$$

Cálculo de $v_{Rd,c}$:

Sabendo que:

$\gamma_c = 1,0$ (Por se tratar de uma verificação de resultados experimentais, não foi adotado nenhum coeficiente de segurança);

$$\rho_1 = \rho = 1,17\% \quad (\text{Tabela 5.3});$$

$$f_{ck} = f_c = 42,8\text{MPa} \quad (\text{Tabela 5.3}).$$

Temos:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,0} .2 (100.0,0117.42,8)^{1/3}$$

$$v_{Rd,c} = 1,33\text{MPa}$$

De posse dos valores de v_{Ed} e $v_{Rd,c}$, constata-se que a condição estabelecida na equação 2.16 não é verdadeira. Portanto, o valor de $v_{Rd,c}$ será adotado como sendo o valor da tensão estimada ($v_{R,c}$) segundo o EUROCODE 2/2004:

$$v_{R,c} = v_{Rd,c}$$

$$v_{R,c} = 1,33\text{MPa}$$

Na Tabela 5.7, a tensão estimada de ruptura ($v_{R,c}$) foi comparada com a tensão experimental de ruptura (v_u). O cálculo de v_u foi realizado por meio das equações D2.1 a D2.3:

$$v_u = v_{V_u} + v_{M_u} \tag{D2.1}$$

$$v_{V_u} = \frac{V_u}{u_1 d} \tag{D2.2}$$

$$v_{M_u} = \frac{KM_u}{W_1 d} \tag{D2.3}$$

Cálculo de v_{V_u} :

Sabendo que:

$$V_u = 250 \text{ kN} \quad (\text{Tabela 5.3})$$

Temos:

$$v_{V_u} = \frac{250}{2275.125} = 8,7912 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} = 8,7912 \cdot 10^{-4} \frac{10^3 \text{ N}}{10^{-6} \text{ m}^2} = 8,7912 \cdot 10^5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

$$v_{V_u} = 0,88 \text{ MPa}$$

Cálculo de v_{M_u} :

Sabendo que:

$$M_u = 113,7 \text{ kN.m} \quad (\text{Tabela 5.3})$$

Temos:

$$v_{M_u} = \frac{0,75 \cdot 113,7}{638569.125}$$

$$v_{M_u} = 1,068326211 \cdot 10^{-6} \frac{\text{kN.m}}{\text{mm}^3} = 1,068326211 \cdot 10^{-6} \cdot 10^9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$v_{M_u} = 1,07 \text{ MPa}$$

Cálculo de v_u :

$$v_u = 0,88 + 1,07$$

$$v_u = 1,95 \text{ MPa}$$

Portanto, a relação $\frac{v_u}{v_{R,c}} = 1,47$.

D.3 ACI-318:2005

Para o cálculo de $v_{u(AB)}$, conforme a Tabela 5.9, primeiramente será obtido o valor de V_c por meio das equações 2.20 a 2.22:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.20)$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.21)$$

$$V_c = 0,33 \sqrt{f'_c} b_0 d \quad (2.22)$$

Cálculo de V_c segundo a equação 2.20:

Sabendo que:

$$\beta_c = \frac{500}{200} = 2,5 \text{ (vide item 2.1.3);}$$

$b_0 = 1354 \text{ mm}$ (Vide Figuras 2.4 e 2.5. Perímetro crítico, ou de controle, determinado graficamente utilizando o programa AutoCAD 2007).

Temos:

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{2,5} \right) \sqrt{42,8} \cdot 1354 \cdot 125 = 338822,3 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2 = 338822,3 \left(\frac{10^3 \cdot \text{kN}}{10^{-6} \text{mm}^2} \right) \cdot \text{mm}^2$$

$$V_c = 340 \text{ kN}$$

Cálculo de V_c segundo a equação 2.21:

Sabendo que:

$$\alpha_s = 40 \text{ (vide item 2.1.3);}$$

Temos:

$$V_c = 0,083 \left(\frac{40 \cdot 125}{1354} + 2 \right) \sqrt{42,8} \cdot 1354 \cdot 125 = 523180,67 \text{ MPa} \cdot \text{mm}^2$$

$$V_c = 523 \text{ kN}$$

Cálculo de V_c segundo a equação 2.22:

$$V_c = 0,33\sqrt{f'_c} b_0 d$$

$$V_c = 0,33\sqrt{42,8.1354.125}$$

$$V_c = 365 \text{ kN}$$

Portanto:

$V_c = V_{\text{cal}} = 340 \text{ kN}$ (menor valor encontrado com a utilização das equações 2.20 a 2.22)

Cálculo de $v_{u(AB)}$:

$$v_{u(AB)} = \frac{V_{\text{cal}}}{b_0 d} \quad (\text{D3.1})$$

$$v_{u(AB)} = \frac{340}{1354.125} = 2.10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$v_{u(AB)} = 2,0 \text{ MPa}$$

Na Tabela 5.9, a tensão estimada de ruptura ($v_{u(AB)}$) foi comparada com a tensão experimental de ruptura (v_u). O cálculo de v_u foi realizado por meio das equações D3.2 a D3.4, 2.25 e 2.26:

$$v_u = \tau_u = \tau_{V_u} + \tau_{M_u} \quad (\text{D3.2})$$

$$\tau_{V_u} = \frac{V_u}{b_0 d} \quad (\text{D3.3})$$

$$\tau_{M_u} = \frac{\gamma_v M_u C_{CD}}{J_c} \quad (\text{D3.4})$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{b_1 / b_2}} \quad (2.26)$$

$$C_{CD} = \frac{2(b_1 \cdot d) \frac{b_1}{2}}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d} \quad (5.7)$$

$$J_c = d \cdot b_1 \left[\frac{(d^2 + b_1^2)}{6} + 2 \left(\frac{b_1}{2} - C_{CD} \right)^2 \right] + b_2 \cdot d \cdot C_{CD}^2 \quad (5.8)$$

Cálculo de τ_{V_u} :

$$\tau_{V_u} = \frac{250}{1354.125} = 1,47.10^{-3} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_{V_u} = 1,47\text{MPa}$$

Cálculo de τ_{M_u} :

Sabendo que:

$$b_1 = c_1 + d = 500 + 125 = 625 \text{ mm (Figura 2.6);}$$

$$b_2 = c_2 + d = 200 + 125 = 325 \text{ mm (Figura 2.6);}$$

$$\gamma_v = 1 - \frac{1}{1 + (2/3) \cdot \sqrt{625/325}} = 0,48;$$

$$C_{CD} = \frac{2(b_1 \cdot d) \frac{b_1}{2}}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d} = \frac{(b_1 \cdot d) \cdot b_1}{2(b_1 \cdot d) + b_2 \cdot d} = \frac{(625 \cdot 125) \cdot 625}{2(625 \cdot 125) + 325 \cdot 125}$$

$$C_{CD} = 248,0 \text{ mm}$$

$$J_c = 125.625 \left[\frac{(125^2 + 625^2)}{6} + 2 \left(\frac{625}{2} - 275,7 \right)^2 \right] + 325.125.275,7^2$$

$$J_c = 8438352555 \text{ mm}^4$$

$$J_c = 0,00844 \text{ m}^4$$

$$\tau_{M_u} = \frac{0,48 \cdot 113,7 \cdot 0,248}{0,00844} = 1603,65 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\tau_{M_u} = 1,61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,47 + 1,61$$

$$\tau_u = 3,08 \text{ MPa}$$

Portanto, a relação $\frac{V_u}{V_{u(AB)}} = 1,54$.

D.4 NBR 6118:2003

$$\tau_{sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} = \tau_{rl} \quad (2.27)$$

O valor de τ_{rl} , conforme a Tabela 5.11, corresponde ao menor valor encontrado por meio das equações 2.28 e 2.29:

$$\tau_{rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad (2.28)$$

$$\tau_{rd1} = 0,13.1,4 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) (100\rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.29)$$

Sabendo que:

$f_{cd} = f_{ck} = 42,8\text{MPa}$ (Por se tratar de uma verificação de resultados experimentais, não foi adotado nenhum coeficiente de segurança);

$d = 125\text{mm}$ e $\rho = 1,17\%$ (Tabela 5.3);

Temos:

$$\tau_{rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{42,8}{250} \right) 42,8 = 9,58\text{MPa}$$

$$\tau_{rd1} = 0,13.1,4 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{125}} \right) (100.0,0117.42,8)^{1/3} = 1,52\text{MPa}$$

Portanto:

$$\tau_{rl} = 1,52\text{MPa} \text{ (menor valor encontrado com a utilização das equações 2.28 e 2.29)}$$

Na Tabela 5.11, a tensão estimada de ruptura (τ_{rl}) foi comparada com a tensão experimental de ruptura (τ_u). O cálculo de τ_u foi realizado por meio das equações D3.2 a D3.4, 2.25 e 2.26:

$$\tau_u = \frac{V_u}{C' \cdot d} + \frac{KM_u}{W_1 d} \quad (2.30)$$

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1 C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi d C_1 + C_1 D + 2D x_D \quad (5.5)$$

Sabendo que:

$C' = 2275 \text{ mm}$ (Vide Figuras 2.8. Perímetro crítico, ou de controle, determinado graficamente utilizando o programa AutoCAD 2007).

$K = 0,75$ (Tabela 2.1)

$W_1 = 638569 \text{ mm}^2$ (Vide item D.2)

$V_u = 250 \text{ kN}$ e $M_u = 113,7 \text{ kN.m}$ (Tabela 5.3)

Temos:

$$\tau_{vu} = \frac{V_u}{C' \cdot d} = \frac{250}{2275 \cdot 125} = 8,791208791 \cdot 10^{-4} \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Mu} = \frac{KM_u}{W_1 d} = \frac{0,75 \cdot 113,7}{638569 \cdot 125} = 1,068326211 \cdot 10^{-6} \frac{\text{kN.m}}{\text{mm}^3} = 1,07 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \tau_{vu} + \tau_{Mu} = 0,88 + 1,07 = 1,95 \text{ MPa}$$

Portanto, a relação $\frac{\tau_u}{\tau_{rl}} = 1,28$.