



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS

Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FECFAU

DIEGO BORJA FERREIRA

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA DE CISALHAMENTO INTERNA COM PINOS
ANTIFISSURAÇÃO**

CAMPINAS

2023

DIEGO BORJA FERREIRA

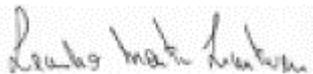
**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA DE CISALHAMENTO INTERNA COM PINOS
ANTIFISSURAÇÃO**

Tese de Doutorado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil, na área de concentração de Estruturas e Geotécnica.

Orientador: Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO OU TESE DEFENDIDA PELO ALUNO DIEGO BORJA FERREIRA E ORIENTADO PELO PROF. DR. LEANDRO MOUTA TRAUTWEIN.

ASSINATURA DO ORIENTADOR



CAMPINAS

2023

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Rose Meire da Silva - CRB 8/5974

F413p Ferreira, Diego Borja, 1985-
Punção em lajes lisas de concreto armado com armadura de cisalhamento interna com pinos antifissuração / Diego Borja Ferreira. – Campinas, SP : [s.n.], 2023.

Orientador: Leandro Mouta Trautwein.
Tese (doutorado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Concreto armado. 2. Lajes. 3. Lajes de concreto. 4. Resistência ao cisalhamento. I. Trautwein, Leandro Mouta, 1977-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações Complementares

Título em outro idioma: Punching shear in reinforced concrete flat slabs with internal shear reinforcement with anti-cracking pins

Palavras-chave em inglês:

Reinforced concrete

Slabs

Concrete slabs

Shear strength

Área de concentração: Estruturas e Geotécnica

Titulação: Doutor em Engenharia Civil

Banca examinadora:

Leandro Mouta Trautwein [Orientador]

Janes Cleiton Alves de Oliveira

Maurício de Pina Ferreira

Marília Gonçalves Marques

Carla Neves Costa

Data de defesa: 14-12-2023

Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

Identificação e informações acadêmicas do(a) aluno(a)

- ORCID do autor: <https://orcid.org/0000-0003-0741-4364>

- Currículo Lattes do autor: <http://lattes.cnpq.br/3573737492578121>

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – FECFAU

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE CONCRETO ARMADO COM
ARMADURA DE CISALHAMENTO INTERNA COM PINOS
ANTIFISSURAÇÃO**

Diego Borja Ferreira

Tese de Doutorado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:

Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein
Presidente e Orientador – Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) - Campinas

Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira
Universidade Federal de Goiás (UFG) – Goiânia

Prof. Dr. Maurício de Pina Ferreira
Universidade Federal do Pará (UFPA) – Belém

Prof. Dra. Marília Gonçalves Marques
Universidade Federal de Viçosa (UFV) – Campus Rio Paranaíba

Prof. Dra. Carla Neves Costa
Universidade Estadual de Campinas (UNICAMP) - Campinas

A Ata da defesa com as respectivas assinaturas dos membros encontra-se no SIGA/Sistema de Fluxo de Dissertação/Tese e na Secretaria do Programa da Unidade.

Campinas, 14 de dezembro de 2023

*Ao meu amado pai,
Antonio Avelino (in memoriam),
por tudo.*

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela proteção em todos os momentos, por colocar pessoas iluminadas para me auxiliar durante essa caminhada, sem as quais não conseguiria ir tão longe.

Aos meus pais, Vilma e Antonio, que sempre me incentivaram e apoiaram em todas as coisas, vocês são minha inspiração diária. Ao meu pai, que não pode presenciar o término dessa jornada, agradeço pelo exemplo que me deixou, e digo que cumpri o que me pediu: terminei o doutorado.

As minhas irmãs, Cidcléia e Nádia, que foram suporte nos momentos de dificuldade, obrigado por tudo.

A minha esposa, Daniela, que me incentivou, deu forças e teve paciência para que eu concluísse este trabalho.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Leandro Mouta Trautwein que se tornou um amigo. Não tenho como demonstrar toda gratidão por você, sua participação nesse trabalho vai além das contribuições acadêmicas. Obrigado pelas orientações, pela parceria, pela compreensão nos momentos de angústia e dor e pela oportunidade de desenvolver este trabalho. Que Deus continue abençoando você e sua família.

Ao grande Prof. Dr. Ronaldo Barros Gomes, pela dedicação, disposição por acompanhar os ensaios e orientar em momentos cruciais, você sem dúvida foi fundamental neste trabalho.

Ao Prof. Dr. Janes Cleiton Alves de Oliveira e Prof. Dr. Ariovaldo Fernandes de Almeida, por proporcionarem e acompanharem o desenvolvimento da pesquisa experimental na EECA – UFG.

A todos os amigos da FECFAU-UNICAMP, que foram verdadeiros parceiros durante o desenvolvimento dessa pesquisa: Jeovan Virgens, Hermes Bueno, Marília Marques, Elyson Liberati. Em especial fica meu agradecimento ao Jeovan e Hermes que desenvolveram comigo o trabalho experimental, sem vocês não conseguiria concluir essa etapa.

Aos meus amigos que dedicaram parte de seu tempo para me auxiliar nos procedimentos experimentais: Henrique Dutra, Ronivon Pereira, Weslei Alves, Marcel Sales e Jorge Pereira, nunca esquecerei o apoio que me deram.

A todos os amigos e familiares que de alguma forma me auxiliaram nesse trabalho, por meio de orações, palavras de apoio e incentivo.

Aos técnicos de laboratório da EECA – UFG, pelo apoio durante a realização dos ensaios.

Ao Instituto Federal de Goiás – IFG e principalmente aos colegas do Campus Cidade de Goiás, pelo incentivo para que eu concluísse esse trabalho.

Agradeço a todos os professores e colaboradores da FECFAU-UNICAMP, que desempenharam um papel fundamental em minha jornada acadêmica de várias maneiras.

*“Estejam sempre alegres.
Orem sem cessar. Em tudo,
deem graças, porque esta é a
vontade de Deus para vocês
em Cristo Jesus.”*

1 Tessalonicenses 5:16-18

RESUMO

O sistema estrutural composto por lajes lisas tem sido amplamente empregado nos projetos de engenharia devido às suas notáveis capacidades arquitetônicas. Em decorrência da suscetibilidade à falha por punção, torna-se imperativo dedicar uma atenção especial as elevadas tensões de cisalhamento concentradas nas zonas de ligação entre as lajes e os pilares. A fim de mitigar esses efeitos, diversas abordagens podem ser implementadas, incluindo o incremento da seção transversal de concreto, bem como a incorporação de armaduras de cisalhamento como estribos e *studs*. O objetivo central da pesquisa é avaliar um novo modelo de armadura de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna às armaduras de flexão, o qual foi concebido com uma armadura secundária, nomeada de pino antifissuração, sendo a principal variável dessa pesquisa. No presente estudo, foram realizadas análises experimentais de lajes lisas de concreto armado com 150 mm de espessura e 2400 x 2400 mm de lado, submetidas a carregamento central em um pilar quadrado de 150 mm de lado. Ao todo foram analisadas 12 lajes distribuídas em 3 séries com diferentes características envolvendo: ausência de armadura de cisalhamento, armaduras de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna e externa às armaduras de flexão. Os resultados experimentais foram avaliados comparando-os com pesquisas relacionadas ao tema e modelos normativos de dimensionamento de lajes lisas submetidas a punção. Por fim foram propostas modificações na ABNT NBR 6118 (2023) para o cálculo de resistência à punção em lajes lisas de concreto armado com o uso das armaduras de cisalhamento dessa pesquisa.

Palavras chaves: Concreto armado. Lajes lisas. Punção. Armadura de cisalhamento.

ABSTRACT

The structural system made up of flat slabs has been widely used in engineering projects due to its remarkable architectural capabilities. Due to their susceptibility to punching shear failure, it is imperative to dedicate special attention to the high shear strains concentrated in the connection zones between the slabs and the columns. In order to mitigate these effects, various methods can be implemented, including increasing the concrete cross-section and incorporating shear reinforcement such as stirrups and studs. The main objective of the research is to evaluate a new model of stud-type shear reinforcement with internal anchorage to the flexural reinforcements, which has been designed with a secondary reinforcement, called an anti-cracking pin, being the main variable of this research. In this study, experimental analyses were carried out on flat reinforced concrete slabs 150 mm thick and 2400 x 2400 mm on a side, subjected to central loading on a square column 150 mm on a side. A total of 12 slabs were analysed, divided into 3 series with different characteristics: no shear reinforcement, stud-type shear reinforcement with internal and external anchorage to the flexural reinforcement. The experimental results were evaluated by comparing them with related research and normative models for the design of flat slabs subjected to punching shear. Finally, modifications to ABNT NBR 6118 (2023) were proposed for the calculation of punching resistance in reinforced concrete flat slabs using the shear reinforcements from this research.

Keywords: Reinforced concrete. Flat slabs. Punching. Shear reinforcement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 Ruptura por punção.....	29
Figura 1. 2 Ruptura por punção com colapso progressivo	29
Figura 1. 3 Colapso por punção.....	30
Figura 1. 4 Superfícies de ruptura.	30
Figura 1. 5 Armaduras de flexão na região da ligação laje x pilar.	31
Figura 2. 1 Armadura de cisalhamento utilizada por Gomes (1991), unidade em mm.....	34
Figura 2. 2 Armadura de cisalhamento utilizada por Regan (1993).....	36
Figura 2. 3 Fissuração da lajes ensaiadas por Regan (1993).....	36
Figura 2. 4 Diferentes tipos de ancoragem de <i>studs</i>	37
Figura 2. 5 Posicionamento das armaduras de cisalhamento utilizadas por Andrade (1999). .	37
Figura 2. 6 Superfície de ruptura de lajes ensaiadas por Andrade (1999).....	38
Figura 2. 7 Detalhamento da armadura de cisalhamento de Samadian (2001).	39
Figura 2. 8 Superfície de ruptura das lajes de Samadian (2001).	40
Figura 2. 9 Detalhe do “ <i>Shearband System</i> ” (chapa de aço dobrável).....	40
Figura 2. 10 Dobra das chapas utilizadas por PILAKOUTAS e LI (2003).....	41
Figura 2. 11 Laje PSS-B armada.	41
Figura 2. 12 Superfície de ruptura.	42
Figura 2. 13 Detalhamento da armadura de cisalhamento Trautwein (2006).	43
Figura 2. 14 Detalhamento da armadura Laje E3, E4, E5, Trautwein (2006).....	43
Figura 2. 15 Dimensões das lajes	45
Figura 2. 16 Tipos de armaduras de cisalhamento	45
Figura 2. 17 Disposição dos <i>studs</i> utilizados por Lips <i>et al.</i> (2012)	47
Figura 2. 18 Estribos utilizados por Lips <i>et al.</i> (2012).....	47
Figura 2. 19 Modelos de ensaios de Lajes.....	49
Figura 2. 20 Disposição das armaduras das lajes PSW12-8 e PSW14-8.	50
Figura 2. 21 Ruptura típica de punção.....	50
Figura 2. 22 Deflexão dos modelos ensaiados por Al-Nasra <i>et al.</i> (2013).....	51
Figura 2. 23 Estribos “W” utilizados por Ferreira <i>et al.</i> (2016).	52
Figura 2. 24 Detalhamento da armadura de cisalhamento Ferreira <i>et al.</i> (2016).	52
Figura 2. 25 Superfície de ruptura Ferreira <i>et al.</i> (2016).....	53

Figura 2. 26 Tipos de armaduras dos modelos ensaiados por Hegger <i>et al.</i> (2017).....	54
Figura 2. 27 Armaduras divididas em grupos.	55
Figura 2. 28 Padrões de Fissuração.	55
Figura 2. 29 Padrões de fissuração.	57
Figura 2. 30 Posicionamento das armaduras de Palhares (2018).	58
Figura 2. 31 Armadura de cisalhamento em cruz.	59
Figura 2. 32 Perímetro de controle (b_0) ACI 318 (2019).	61
Figura 2. 33 Perímetro de controle para lajes com aberturas ACI 318 (2019).....	62
Figura 2. 34 Perímetro de controle distante $d/2$ a partir da última camada de armadura de cisalhamento.	63
Figura 2. 35 Perímetro de controle ABNT NBR 6118 (2023)	64
Figura 2. 36 Perímetro de controle b_l	66
Figura 2. 37 Representação das curvas obtidos pelo método do CEB-FIP <i>Model Code</i> (2010).	68
Figura 2. 38 Armadura considerada na resistência ao cisalhamento, região interna.	69
Figura 2. 39 Perímetro de controle u_l	70
Figura 2. 40 Perímetro de controle para pilares internos.....	71
Figura 2. 41 Perímetros de controle	72
Figura 2. 42 Definição de perímetros de controle e espaçamentos tangenciais para armadura de punção.....	75
Figura 2. 43 Perímetro crítico de acordo com o modelo analítico proposto por Gomes (1991).	76
Figura 2. 44 Modelo Proposto por Kinnunen e Nylander (1960).....	77
Figura 2. 45 Modelo de ruptura por punção	80
Figura 2. 46 Modelo de ruptura de punção e forças envolvidas proposto por SHEHATA.....	81
Figura 2. 47 Região analisada pelo Modelo de Gomes.	85
Figura 2. 48 Modelo proposto por Gomes (1991).....	85
Figura 2. 49 Tronco de pirâmide na face do pilar	87
Figura 2. 50 Diagrama de Deformação do Aço e do Concreto.	89
Figura 2. 51 Diagrama das forças da armadura de cisalhamento adotado por Gomes (1991) .	93
Figura 2. 52 Rotação x critério de ruína.	98
Figura 2. 53 Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento.	98
 Figura 3. 1 Modelo do <i>stud</i> avaliado.	 101

Figura 3. 2 Modelo das lajes estudadas, (dimensões em mm).	103
Figura 3. 3 Detalhe das armaduras de cisalhamento (1ª Série) (dimensões em mm).....	104
Figura 3. 4 <i>Stud</i> utilizado em L-Ref-AC, (dimensões em mm).....	105
Figura 3. 5 <i>Stud</i> utilizado em L-5-6, (dimensões em mm).....	105
Figura 3. 6 <i>Stud</i> utilizado em L-5-9, (dimensões em mm).....	105
Figura 3. 7 <i>Stud</i> utilizado em L-5-13, (dimensões em mm).....	105
Figura 3. 8 <i>Stud</i> utilizado em L-Ref-AC-I, (dimensões em mm).....	106
Figura 3. 9 <i>Stud</i> utilizado em L-5-6-I, (dimensões em mm).	106
Figura 3. 10 <i>Stud</i> utilizado em L-5-9-I, (dimensões em mm).	106
Figura 3. 11 <i>Stud</i> utilizado em L-5-13-I, (dimensões em mm).	107
Figura 3. 12 Posicionamento das aberturas de tirantes e chapas metálicas de apoio das vigas de distribuição, (dimensões em mm).....	108
Figura 3. 13 Fotografia do aparato experimental.	109
Figura 3. 14 Vista superior do aparato experimental.....	109
Figura 3. 15 Vista lateral do aparato experimental.....	110
Figura 3. 16 Vista expandida do aparato experimental.	110
Figura 3. 17 Especificações técnicas dos elementos utilizados no aparato experimental.	111
Figura 3. 18 Bloco de apoio temporário de trabalho.	112
Figura 3. 19 Projeto das armadura de flexão (dimensões em cm).....	113
Figura 3. 20 Armaduras de flexão tracionada das lajes	114
Figura 3. 21 Detalhe do posicionamento do tubo para os tirantes e ganchos.....	114
Figura 3. 22 Tipos de ancoragem da armadura de cisalhamento	114
Figura 3. 23 Componentes das armaduras de cisalhamento.....	115
Figura 3. 24 Aparato de ensaio de tração do <i>stud</i>	116
Figura 3. 25 Distribuição radial das armaduras de cisalhamento	116
Figura 3. 26 Posicionamento das armaduras de cisalhamento.	117
Figura 3. 27 Processo de armação das lajes.	118
Figura 3. 28 Marcação da projeção do pilar.	118
Figura 3. 29 Ensaio <i>L-box</i> , <i>V-funnel</i> e <i>slump flow</i>	119
Figura 3. 30: Execução da concretagem.	119
Figura 3. 31 Mapeamento do concreto utilizado em cada laje.	120
Figura 3. 32 Fotografia do posicionamento dos LVDT's.....	120
Figura 3. 33 Posicionamento dos LVDT's (dimensões em mm).	121
Figura 3. 34 Etapas para instalação dos extensômetros.....	122

Figura 3. 35	Extensômetros da armadura de flexão.	122
Figura 3. 36	Posicionamento e identificação dos extensômetros da armadura de flexão. Dimensões em mm.	123
Figura 3. 37	Extensômetros nos pinos antifissuração.....	124
Figura 3. 38	Extensômetros nas armaduras de cisalhamento.	124
Figura 3. 39	Posicionamento e identificação dos extensômetros da armadura de cisalhamento.	124
Figura 3. 40	Posicionamento e identificação dos extensômetros dos pinos antifissuração....	125
Figura 3. 41	Posicionamento e identificação dos extensômetros no concreto (dimensões em mm).....	125
Figura 3. 42	Fotografia dos extensômetros de concreto na laje.	126
Figura 3. 43	Equipamento para monitorar o carregamento.	126
Figura 4. 1	Gráfico tensão x deformação do aço 5,0 mm e 6,3 mm utilizado nas lajes.	130
Figura 4. 2	Gráfico tensão x deformação do aço 8,0 mm e 10,0 mm utilizado nas lajes.	131
Figura 4. 3	Gráfico tensão x deformação do aço 16,0 mm utilizado nas lajes.	131
Figura 4. 4	Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 1ª Série.	133
Figura 4. 5	Face superior e inferior após ruptura LRef.	133
Figura 4. 6	Face superior e inferior após ruptura L-5-5.	134
Figura 4. 7	Face superior e inferior após ruptura L-6-5.	134
Figura 4. 8	Face superior e inferior após ruptura L-8-5.	134
Figura 4. 9	Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 2ª Série.	135
Figura 4. 10	Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.	136
Figura 4. 11	Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.	136
Figura 4. 12	Face superior e inferior após ruptura L-5-9.	136
Figura 4. 13	Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.	137
Figura 4. 14	Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 3ª Série.	138
Figura 4. 15	Face superior e inferior após ruptura LRef-AC-I.....	138
Figura 4. 16	Face superior e inferior após ruptura L-5-6-I.....	138
Figura 4. 17	Face superior e inferior após ruptura L-5-9-I.....	139
Figura 4. 18	Face superior e inferior após ruptura L-5-13-I.....	139
Figura 4. 19	Deslocamento vertical de LRef.....	140
Figura 4. 20	Deslocamento vertical de LRef.....	140
Figura 4. 21	Deslocamento vertical de L-5-5.....	141

Figura 4. 22 Deslocamento vertical de L-5-5.....	141
Figura 4. 23 Deslocamento vertical de L-6-5.....	142
Figura 4. 24 Deslocamento vertical de L-6-5.....	142
Figura 4. 25 Deslocamento vertical de L-8-5.....	143
Figura 4. 26 Deslocamento vertical de L-8-5.....	143
Figura 4. 27 Deslocamento vertical de LRef-AC.....	144
Figura 4. 28 Deslocamento vertical de LRef-AC.....	145
Figura 4. 29 Deslocamento vertical de L-5-6.....	145
Figura 4. 30 Deslocamento vertical de L-5-6.....	146
Figura 4. 31 Deslocamento vertical de L-5-9.....	146
Figura 4. 32 Deslocamento vertical de L-5-9.....	147
Figura 4. 33 Deslocamento vertical de L-5-13.....	147
Figura 4. 34 Deslocamento vertical de L-5-13.....	148
Figura 4. 35 Deslocamento vertical de LRef-AC-I.....	149
Figura 4. 36 Deslocamento vertical de LRef-AC-I.....	149
Figura 4. 37 Deslocamento vertical de L-5-6-I.....	150
Figura 4. 38 Deslocamento vertical de L-5-6-I.....	150
Figura 4. 39 Deslocamento vertical de L-5-9-I.....	151
Figura 4. 40 Deslocamento vertical de L-5-9-I.....	151
Figura 4. 41 Deslocamento vertical de L-5-13-I.....	152
Figura 4. 42 Deslocamento vertical de L-5-13-I.....	152
Figura 4. 43 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef.....	153
Figura 4. 44 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-5.....	154
Figura 4. 45 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-6-5.....	154
Figura 4. 46 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-8-5.....	155
Figura 4. 47 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef-AC.....	156
Figura 4. 48 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-6.....	156
Figura 4. 49 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-9.....	157
Figura 4. 50 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-13.....	158
Figura 4. 51 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef-AC-I.....	159
Figura 4. 52 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-6-I.....	159
Figura 4. 53 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-9-I.....	160
Figura 4. 54 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-13-I.....	161
Figura 4. 55 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-5.....	162

Figura 4. 56 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-5-5.	162
Figura 4. 57 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-6-5.....	163
Figura 4. 58 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-6-5.	163
Figura 4. 59 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-8-5.....	164
Figura 4. 60 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-8-5.	164
Figura 4. 61 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) LRef-AC.....	165
Figura 4. 62 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) LRef-AC.....	165
Figura 4. 63 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-6.	166
Figura 4. 64 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-5-6.	166
Figura 4. 65 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-9.	167
Figura 4. 66 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-5-9.	167
Figura 4. 67 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-5-13.	168
Figura 4. 68 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 30°) de L-5-13.	168
Figura 4. 69 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de LRef-AC-I.	169
Figura 4. 70 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 45°) de LRef-AC-I.	170
Figura 4. 71 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-6-I.	170
Figura 4. 72 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 45°) de L-5-6-I.	171
Figura 4. 73 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-9-I.	171
Figura 4. 74 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 45°) de L-5-9-I.	172
Figura 4. 75 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 0°) de L-5-13-I.	172
Figura 4. 76 Gráfico carga x deformação dos <i>studs</i> (linha 45°) de L-5-13-I.	173
Figura 4. 77 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-5.....	174
Figura 4. 78 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-6-5.....	174
Figura 4. 79 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-8-5.....	175
Figura 4. 80 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-6.....	175
Figura 4. 81 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-9.....	176
Figura 4. 82 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-13.....	176
Figura 4. 83 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-6-I.....	177
Figura 4. 84 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-9-I.....	177
Figura 4. 85 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-13.....	178
Figura 4. 86 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef.....	179
Figura 4. 87 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-5.....	179
Figura 4. 88 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-6-5.....	180
Figura 4. 89 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-8-5.....	180

Figura 4. 90 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef-AC.....	181
Figura 4. 91 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-6.....	181
Figura 4. 92 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-9.....	182
Figura 4. 93 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-13.....	182
Figura 4. 94 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef-AC-I.....	183
Figura 4. 95 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-6-I.....	183
Figura 4. 96 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-9-I.....	184
Figura 4. 97 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-13-I.....	184
Figura 4. 98 Fissuras das lajes da 1ª Série na ruptura.	186
Figura 4. 99 Fissuras das lajes da 2ª Série na ruptura.	186
Figura 4. 100 Fissuras das lajes da 3ª Série na ruptura.....	187
Figura 5. 1 Deslocamentos centrais, 1ª e 2ª séries.....	189
Figura 5. 2 Deslocamentos centrais, 3ª série	189
Figura 5. 3 Deslocamento para carregamento a 300 kN.	190
Figura 5. 4 Deslocamentos máximos para carga última.....	191
Figura 5. 5 Rotações máximas das lajes.....	192
Figura 5. 6 Deformações máximas das armaduras de flexão da 1ª série.....	193
Figura 5. 7 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 1ª Série.....	194
Figura 5. 8 Deformações máximas das armaduras de flexão da 2ª série.....	195
Figura 5. 9 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 2ª Série.....	196
Figura 5. 10 Deformações máximas das armaduras de flexão da 3ª série.....	197
Figura 5. 11 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 3ª Série.....	198
Figura 5. 12 Tensão atuante x tensões normativas L-5-5.....	202
Figura 5. 13 Raio de distribuição de tensões L-5-5.....	203
Figura 5. 14 Tensão atuante x tensões normativas L-6-5.....	203
Figura 5. 15 Raio de distribuição de tensões L-6-5.....	204
Figura 5. 16 Tensão atuante x tensões normativas L-5-6.....	204
Figura 5. 17 Raio de distribuição de tensões L-5-6.....	205
Figura 5. 18 Tensão atuante x tensões normativas L-5-9.....	205
Figura 5. 19 Raio de distribuição de tensões L-5-9.....	206
Figura 5. 20 Tensão atuante x tensões normativas LRef-AC-I.....	206
Figura 5. 21 Raio de distribuição de tensões LRef-AC-I.....	207
Figura 5. 22 Tensão atuante x tensões normativas L-5-6-I.....	207

Figura 5. 23 Raio de distribuição de tensões L-5-6-I	208
Figura 5. 24 Tensão atuante x tensões normativas L-5-9-I	208
Figura 5. 25 Raio de distribuição de tensões L-5-9-I	209
Figura 5. 26 Tensão atuante x tensões normativas L-5-13-I	209
Figura 5. 27 Raio de distribuição de tensões L-5-13-I	210
Figura 5. 28 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 1ª série.....	210
Figura 5. 29 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 2ª série.....	211
Figura 5. 30 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 3ª série.....	212
Figura 5. 31 Diagrama de esmagamento do concreto da 1ª série.....	213
Figura 5. 32 Diagrama de esmagamento do concreto da 2ª série.....	214
Figura 5. 33 Diagrama de esmagamento do concreto da 3ª série.....	214
Figura 6. 1 Forças que atuam devido a punção	231
Figura A1. 1 Definição das variáveis para o cálculo da taxa de armadura de flexão.....	252
Figura B. 1 Mecanismos de ruptura das lajes.....	253
Figura B. 2 Diagrama simplificado de tensões no concreto	254
Figura C. 1 Disposição dos espaçamentos radiais e tangenciais da armadura de cisalhamento.	256

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 Resultado das lajes ensaiadas por Gomes (1991).....	35
Tabela 2. 2 Características das lajes ensaiadas por Samadian (2001).....	39
Tabela 2. 3 Características básicas das lajes ensaiadas por Trautwein (2006).....	42
Tabela 2. 4 Comportamento das lajes ensaiadas por Trautwein (2006) na ruptura.....	44
Tabela 2. 5 Características das lajes estudadas por Ruiz e Muttoni (2010)	46
Tabela 2. 6 Características e cargas de ruptura obtidos por Lips <i>et al.</i> (2012).....	48
Tabela 2. 7 Comparativo de carga de ruptura e deflexão máxima	51
Tabela 2. 8 Características das lajes ensaiadas por Palhares (2018).	58
Tabela 2. 9 Comparativo de cargas de ruptura das lajes de Palhares (2018)	59
Tabela 3. 1 Características principais das lajes.	107
Tabela 4. 1 Propriedades mecânicas do concreto até os 28 dias.	128
Tabela 4. 2 Resistência à compressão do concreto no dia dos ensaios das lajes.....	129
Tabela 4. 3 Propriedades mecânicas do aço	130
Tabela 4. 4 Cargas e modo de ruptura das lajes.	132
Tabela 4. 5 Carga do início de fissuração das lajes ensaiadas.....	185
Tabela 5. 1 Deformação das armaduras de cisalhamento da 1ª Série.....	199
Tabela 5. 2 Deformação das armaduras de cisalhamento da 2ª Série.....	200
Tabela 5. 3 Deformação das armaduras de cisalhamento da 3ª Série.....	201
Tabela 5. 4 Análise comparativa de propriedades das lajes dessa pesquisa.....	215
Tabela 5. 5 Análise comparativa de propriedades das lajes de Andrade (1999).	216
Tabela 5. 6 Análise comparativa de propriedades das lajes de Trautwein (2006).	216
Tabela 5. 7 Características básica das lajes.	218
Tabela 5. 8 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo ACI 318 (2019).....	219
Tabela 5. 9 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo EC2 (2004).	220
Tabela 5. 10 Comparação entre a carga experimental e a estimada pela ABNT NBR 6118 (2023).	222
Tabela 5. 11 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo <i>fib Model Code</i> (2010).	223

Tabela 5. 12 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo método analítico de Gomes (1991).	224
Tabela 5. 13 Comparativo entre os métodos de cálculo para previsão da carga de ruptura de lajes lisas.....	225
Tabela 5. 14 Comparação entre as cargas experimentais e estimadas com a norma.....	226
Tabela 5. 15 Contribuição do aço na resistência a punção das lajes.	227
Tabela 5. 16 Contribuição do aço, comparativo com carga de ruptura.	228
Tabela 6. 1 Cálculo dos coeficientes de redução η_c e η_s	234
Tabela 6. 2 Modo e carga de ruptura previstos pela ABNT NBR 6118 (2023).	234
Tabela 6. 3 Modo e carga de ruptura previstos com a equação modificada da ABNT NBR 6118 (2023).	235
Tabela A1. 1 Cálculo de taxa de armadura de flexão.....	252
Tabela B. 1 Cálculo de resistência à flexão das lajes	255
Tabela C. 1 Cálculo das taxas de armadura de cisalhamento e pinos antifissuração	257

LISTA DE SÍMBOLOS

A_c	Área de concreto na qual a força radial é aplicada
A_v	Área da armadura de cisalhamento dentro do perímetro de controle
A_{sw}	Área da armadura de cisalhamento em uma camada ao redor do pilar
b_1	Distância do centro do pilar a face da abertura mais próxima ao pilar
b_2	Distância entre as faces da abertura
b_0	Perímetro de controle
C	Coesão interna do concreto
$cm_{\acute{a}x}$	Maior dimensão da seção transversal do pilar
$cm_{\acute{m}n}$	Menor dimensão da seção transversal do pilar
d	Altura útil da laje
d_g	Diâmetro máximo do agregado
d_x	Altura útil da laje medida na direção x
d_y	Altura útil da laje medida na direção y
E_c	Módulo de deformação longitudinal do concreto
E_s	Módulo de deformação longitudinal do aço
F_{cr}	Força radial do concreto
F_{ct}	Força tangencial do concreto
F_{cth}	Força tangencial do concreto referente à abertura
F_e	Força da armadura de cisalhamento
F_{sr}	Força radial da armadura de flexão
F_{st}	Força tangencial da armadura de flexão
F_{sh}	Força tangencial da armadura de flexão referente à abertura
f_c	Resistência à compressão do concreto medida em corpos de prova cilíndricos
f_{cd}	Resistência de cálculo do concreto à compressão
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
f_{bd}	Resistência de aderência do concreto
f_{sp}	Resistência à compressão diametral do concreto
f_{ct}	Resistência à tração do concreto
f_u	Resistência na ruptura do aço da armadura
f_y	Resistência ao escoamento do aço da armadura de flexão
f_{ywd}	Resistência ao escoamento de projeto do aço da armadura de cisalhamento

$f_{ywd,ef}$	Resistência efetiva ao escoamento de projeto do aço da armadura de cisalhamento
G_f	Energia de Fratura à tração
G_c	Energia de Fratura à compressão
h	Altura total da laje
k	Parâmetro de ruptura interna
k_c	Razão entre a tensão normal máxima e f_c
n_f	Quantidade de aberturas na laje
k_x	Razão entre a tensão média no bloco até o valor máximo
P	Carga de punção
$r_{contrib}$	Comprimento dentro do qual as armaduras de cisalhamento contribuem para a força F_e
r_0	Raio o pilar
r_1	Raios de seção crítica de ruptura externa, situado a $1,35d$ da última camada de armadura de cisalhamento
r_3	Raio da laje
r_{ec1}	Raio na laje onde ocorre a deformação ε_{c1}
r_y	Raio de escoamento da armadura de flexão
r_w	Raio de punção
s_0	Distância radial entre a face do pilar e o primeiro elemento da armadura de cisalhamento
s_r, s	Distância radial entre elementos da armadura de cisalhamento
u, u_1	Perímetro de controle
u_0	Perímetro do pilar
u_{ext}, u_{out}	Perímetro de controle afastado da última camada de armadura de cisalhamento
V_c	Força nominal resistente oferecida pelo concreto
V_{exp}	Carga de ruptura experimental
V_n	Força nominal resistente
V_s	Força nominal resistente oferecida pela armadura
V_{teo}	Carga de ruptura teórica, obtida pelos códigos normativos e pelo método teórico
V_u	Força nominal atuante
x	Altura da linha neutra da laje
z	Braço de alavanca

LETRAS GREGAS

α	Ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje
α_e	E_s/E_c
α_s	Coefficiente relacionado ao posicionamento do pilar em relação à laje
β	Ângulo da força da armadura de cisalhamento com o plano horizontal
β	Ângulo de inclinação da força F_e com a horizontal
β_c	Relação entre maior e menor dimensão da seção transversal do pilar
β_0	Coefficiente relacionado com a excentricidade da carga do pilar
γ	Ângulo de superfície com o mecanismo de ruptura interna
γ_c	Coefficiente de redução da resistência do concreto
γ_p	Coefficiente utilizado para lajes com aberturas que define o modo de ruptura
γ_{mn}	Distorção da fissura
ε	Deformação normal do concreto
ε_{cl}	$0,85f_c / (4250f_c^{1/2})$
ε_{cr}	Deformação radial do concreto
ε_{ct}	Deformação tangencial do concreto
ε_{cu}	Deformação do concreto na ruptura (0,0035)
ε_{mn}	Deformação normal à fissura
ε_y	Deformação de início do escoamento do aço
ε_{sr}	Deformação radial do aço
ε_{st}	Deformação tangencial do aço
η	Gradiente de tensões do concreto atuantes na face do pilar
θ	Ângulo referente à posição da abertura na laje
μ	Coefficiente de fricção interna do concreto
ζ	Efeito de tamanho (<i>size effect</i>)
ρ	Taxa geométrica de armadura de flexão
ρ_x	Taxa geométrica de armadura de flexão medida na direção x
ρ_y	Taxa geométrica de armadura de flexão medida na direção y
σ	Tensão normal
σ_x	Tensão normal na direção x
σ_y	Tensão normal na direção y
$\sigma_{m\acute{a}x}$	Tensão normal máxima

τ	Tensão de cisalhamento
τ_{xy}	Tensão de cisalhamento no plano xy
χ	Coefficiente de redução relativo à diferença entre as forças radiais exercidas pela armadura ortogonal e aquelas devidas às armaduras radial e circunferencial
ψ	Rotação da laje

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	28
1.1. OBJETIVOS	32
1.2. ESTRUTURA DA TESE	32
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	34
2.1. ESTUDOS REALIZADOS NO BRASIL E NO EXTERIOR.....	34
2.1.1 GOMES (1991).....	34
2.1.2 REGAN (1993).....	35
2.1.3 ANDRADE (1999)	36
2.1.4 SAMADIAN (2001).....	38
2.1.5 PILAKOUTAS E LI (2003).....	40
2.1.6 TRAUTWEIN (2006).....	42
2.1.7 RUIZ E MUTTONI (2010).....	44
2.1.8 LIPS ET AL. (2012).....	46
2.1.9 AL-NASRA ET AL. (2013)	49
2.1.10 FERREIRA ET AL. (2016).....	51
2.1.11 HEGGER ET AL. (2017)	53
2.1.12 PALHARES (2018).....	57
2.2. RECOMENDAÇÕES DOS CÓDIGOS E MÉTODOS ANALÍTICOS	60
2.2.1 ACI 318 (2019).....	60
2.2.2 ABNT NBR 6118 (2023)	63
2.2.3 CEB-FIP Model Code (2010).....	66
2.2.4 EUROCODE 2 (2004).....	69
2.2.5 prEC-2 (2021) – Projeto de revisão do EUROCODE-2 (2004)	72
2.2.6 Método analítico de Gomes (1991)	75
2.3. MODELOS TEÓRICOS PARA LAJES LISAS	77
2.3.1. Modelo Teórico proposto por Kinnunen e Nylander (1960).....	77
2.3.2. Modelo Teórico proposto por SHEHATA (1985).....	80
2.3.3. Modelo Teórico proposto por GOMES (1991)	84
2.3.4.1. Força radial do Concreto (F_{cr}).....	86

2.3.4.2.	Força tangencial do Concreto (Fct).....	88
2.3.4.3.	Força Tangencial da Armadura de Flexão (Fst).....	91
2.3.4.4.	Força Radial da Armadura de Flexão (Fsr).....	92
2.3.4.5.	Força da Armadura Cisalhamento (Fe).....	92
2.3.4.6.	Equações de Equilíbrio.....	94
2.3.4.7.	Critérios de Ruptura	95
2.3.4.	Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (MUTTONI, 2008).....	97
2.3.5.	Ruiz e Muttoni (2009)	100
3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	101
3.1.	CONSIDERAÇÕES GERAIS	101
3.2.	CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS.....	102
3.3.	ESQUEMA DE ENSAIO.....	108
3.4.	MATERIAIS.....	113
3.4.1.	Armadura de Flexão	113
3.4.2.	Armadura de cisalhamento	114
3.4.3.	Concreto	118
3.5.	INSTRUMENTAÇÃO	120
3.5.1.	Deslocamento Vertical da Laje.....	120
3.5.2.	Deformação Específica.....	121
3.5.3.	Aplicação da carga.....	126
4.	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	128
4.1.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	128
4.1.1.	Concreto	128
4.1.2.	Aço	129
4.2.	CARGA E MODO DE RUPTURA.....	131
4.3.	DESLOCAMENTO VERTICAL	139
4.4.	DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA	153
4.4.1.	Deformação na Armadura de Flexão.....	153
4.4.2.	Deformação na Armadura de Cisalhamento.....	161
4.4.3.	Deformação nos Pinos antifissuração.....	173
4.4.4.	Deformação no Concreto.....	178
4.5.	FISSURAS.....	185
5.	ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	188

5.1.	COMPARATIVO ENTRE AS LAJES DA 1ª, 2ª E 3ª SÉRIE.....	188
5.1.1.	Deslocamentos verticais	188
5.1.2.	Rotação	191
5.1.3.	Deformação das armaduras de flexão.....	192
5.1.4.	Deformação nas armaduras de cisalhamento.....	198
5.1.5.	Deformação nos pinos antifissuração	210
5.1.6.	Deformações do concreto	212
5.2.	COMPARATIVO DAS LAJES ENSAIADAS COM OUTRAS LAJES DA LITERATURA	215
5.3.	COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO E CARGAS EXPERIMENTAIS.....	218
5.3.1.	ACI 318 (2019).....	218
5.3.2.	EC2 (2004)	220
5.3.3.	ABNT NBR 6118 (2023)	221
5.3.4.	<i>fib Model Code</i> (2010).....	222
5.3.5.	Método analítico de Gomes (1991)	224
5.3.6.	Resumo dos Métodos	225
5.3.7.	Contribuição do concreto e do aço na resistência à punção de lajes lisas	226
6.	CONTRIBUIÇÕES PARA A ABNT NBR 6118 (2023) PARA LAJES COM ARMADURA DE CISALHAMENTO DO TIPO <i>STUD</i> INTERNO.....	230
6.1.	CONTRIBUIÇÕES GERAIS	231
6.2.	CONTRIBUIÇÕES PARA LAJES COM PREVISÃO DE RUPTURA EXTERNA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118 (2023)	231
6.3.	CONTRIBUIÇÕES PARA LAJES COM PREVISÃO DE RUPTURA INTERNA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118 (2023)	235
7.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	237
	REFERÊNCIAS	244
	APÊNDICE A	251
	APÊNDICE B.....	253
	APÊNDICE C	256
	APÊNDICE D	258

1. INTRODUÇÃO

No contexto da indústria da construção civil, é notável que as demandas por inovações que proporcionem benefícios econômicos e estéticos sejam frequentes. Neste âmbito, o emprego de lajes lisas emergiu como uma opção amplamente adotada nas últimas décadas.

A utilização de lajes lisas se deve principalmente à sua simplicidade, capacidade de economizar tempo na execução, bem como à versatilidade na utilização dos espaços construídos, tudo por conta da principal característica que a define, a ausência de vigas de apoio.

A ABNT NBR 6118 (2023) prescreve que lajes lisas¹ são estruturas laminares planas, horizontais e apoiadas diretamente sobre pilares, que se destacam pelas seguintes vantagens:

- Simplificação na execução das formas: A eliminação de vigas resulta em menos recortes, o que acelera o processo de construção;
- Possibilita melhores alternativas quanto a concepção de projetos e execução de instalações elétricas, hidráulicas e de ar condicionado;
- A maior versatilidade no projeto arquitetônico, caracterizada pela ausência de vigas, viabiliza o desalinhamento de pilares e proporciona um teto plano, eliminando a exigência de instalação de forros;
- Maior facilidade no lançamento, adensamento e desforma do concreto, reduzindo a possibilidade de ocorrência de falhas;
- Aumento do número de pavimentos devido a redução da altura total do edifício;
- A inexistência de vigas pode contribuir para a diminuição dos revestimentos.

Embora as lajes lisas de concreto armado ofereçam diversas vantagens, é importante reconhecer que, como qualquer sistema estrutural, esse sistema também podem apresentar desvantagens. Trautwein (2006) afirma que, em comparação com as lajes tradicionais apoiadas em vigas, as lajes lisas podem exibir maiores deslocamentos verticais (flechas) para um mesmo vão, o que pode requerer a implementação de medidas para aumentar a rigidez do elemento estrutural.

¹ Lajes lisas são apoiadas nos pilares sem capitéis, enquanto lajes-cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares com capitéis (ABNT NBR 6118 (2023)).

A principal desvantagem das lajes lisas reside na sua maior susceptibilidade à ruptura por punção, resultante da combinação de momentos de flexão elevados e forças de cisalhamento concentradas em torno dos pilares (KOPPITZ et al., 2013).

Esse fenômeno está associado à formação de um tronco de pirâmide que tende a se separar da laje inicialmente, levando ao colapso da área em torno do pilar, como ilustrado na Figura 1.1. Consequentemente, ocorre uma redução na capacidade de carga da estrutura, o que pode, em última instância, resultar em um colapso progressivo de toda a edificação.

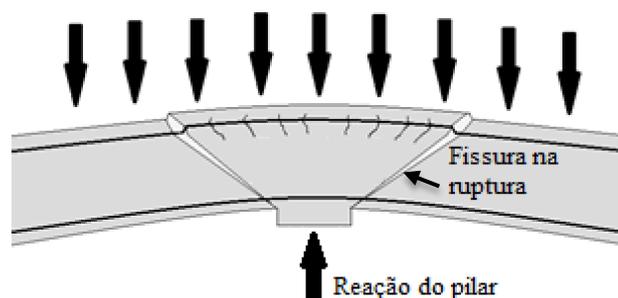


Figura 1. 1 Ruptura por punção.

Fonte: CEB FIP Model Code (1991) adaptado.

Melo (1990) afirma que o desabamento do edifício *Prest-o-Lite* em Indianópolis (1911) é o primeiro caso registrado de ruptura por punção, neste caso as lajes se desligaram completamente dos pilares o que levou ao colapso total da estrutura. A Figura 1.2 apresenta o comportamento descrito.

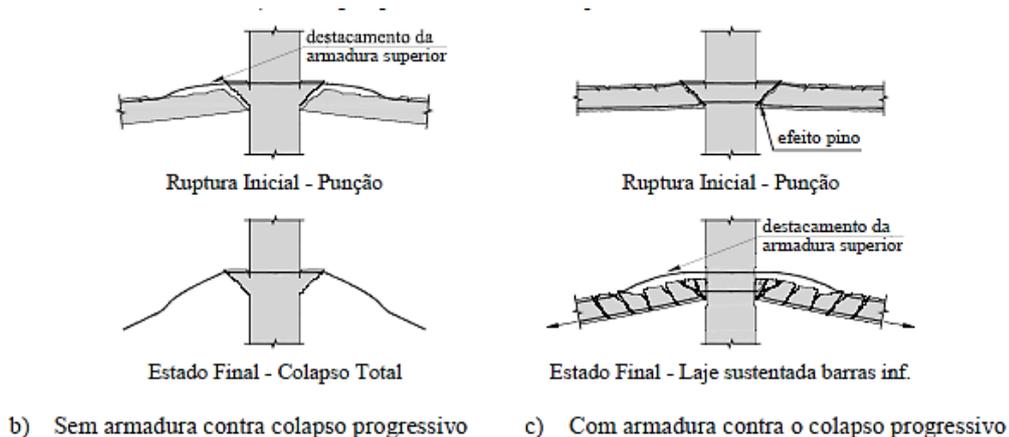


Figura 1. 2 Ruptura por punção com colapso progressivo

Fonte: Ferreira (2010) adaptado.

A Figura 1.3 apresenta o colapso parcial do edifício *Pipers Row Car Park*, na cidade de Wolverhampton Inglaterra (WOOD, 1997).



a) Colapso parcial do edifício *Pipers Row Car Park*

Figura 1. 3 Colapso por punção.

Fonte: Ferreira (2010) adaptado.

Estudos desenvolvidos por Gomes (1991) e Broms (2000) mostram que o método mais eficiente para aumentar a capacidade resistente e melhorar a fragilidade na ruptura de lajes lisas é pelo uso de armaduras de combate a punção.

O uso dessas armaduras de cisalhamento condiciona a ruptura por punção em lajes lisas de três modos distintos: ruptura por esmagamento da biela comprimida próximo a face do pilar (Figura 1.4a); ruptura por escoamento da armadura de cisalhamento na região interna a esta armaduras (Figura 1.4b); ruptura externa à região das armaduras de cisalhamento com características semelhantes à ruptura de lajes sem armaduras de cisalhamento (Figura 1.4c).

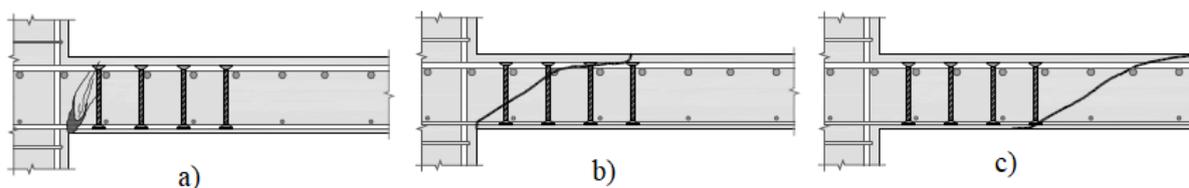


Figura 1. 4 Superfícies de ruptura.

Fonte: Ferreira (2010) adaptado.

O posicionamento das armaduras de cisalhamento na região da ligação laje e pilar pode se tornar algo difícil uma vez que nessa região se encontra uma elevada taxa de armadura de combate à flexão, isso ocorre devido aos grandes esforços solicitantes característicos desse local. Os ensaios experimentais conseguem representar essa região com o realismo do que ocorre no ambiente construtivo, conforme pode ser visto na Figura 1.5.

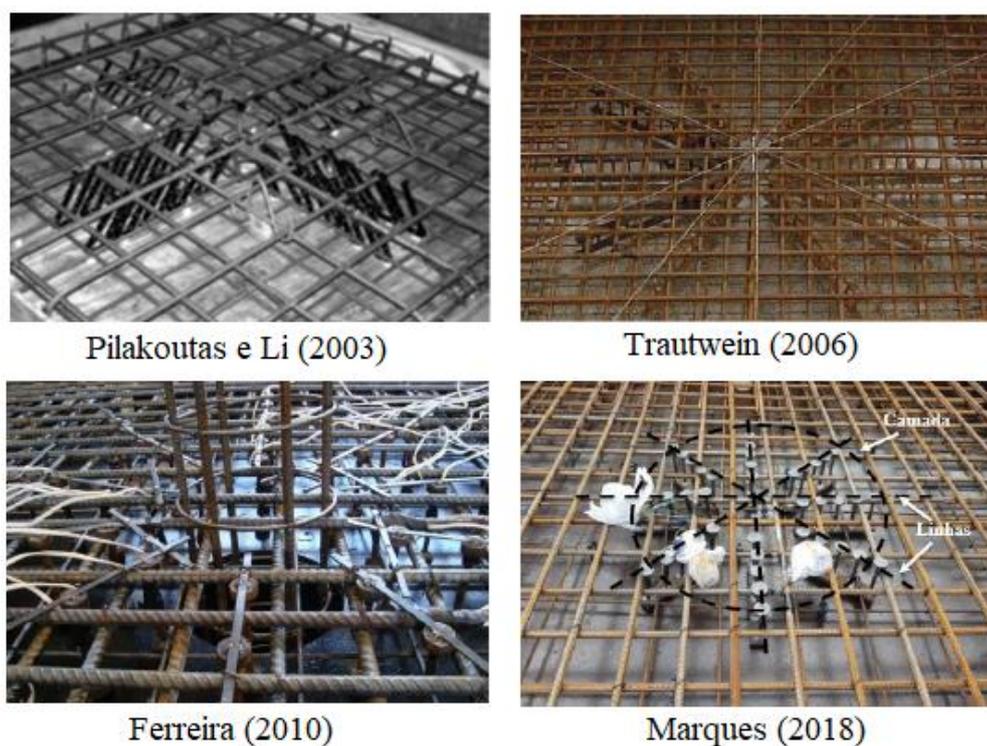


Figura 1. 5 Armaduras de flexão na região da ligação laje x pilar.

Fonte: Autores - adaptado.

Este estudo se propõe a conduzir investigações experimentais em lajes lisas, explorando um modelo alternativo de armadura de cisalhamento do tipo *stud*, com ancoragem interna às armaduras de flexão, em consonância com abordagens anteriores, como a de Trautwein (2006). O objetivo vai além da eficiência estrutural, abrangendo possíveis vantagens no processo de instalação e montagem em ambientes profissionais.

Vale ressaltar que, ao seguir a distribuição radial planejada para os *studs* conforme as normas, pode haver interferência no posicionamento das armaduras de flexão devido a elevada taxa de aço nessa área. Desse modo, a utilização dos *studs* com ancoragem interna permite o perfeito espaçamento de projeto das armaduras de flexão bem como a angulação recomendada das linhas radiais da armadura de cisalhamento.

Além da investigação experimental em lajes lisas de concreto armado, este estudo almeja propor contribuições para o modelo de cálculo da ABNT NBR 6118 (2023), para analisar a resistência à punção e o modo de ruptura dessas lajes equipadas com a armadura de cisalhamento proposta.

A análise das lajes lisas será confrontada com as diretrizes estabelecidas pelos códigos de normas aplicáveis às armaduras convencionais, bem como com modelos analíticos disponíveis na literatura.

1.1. OBJETIVOS

Objetivo Geral

Esta pesquisa propõe um modelo de armadura de cisalhamento do tipo *stud* para lajes lisas, com ancoragem na parte interna das armaduras de flexão. O objetivo principal é avaliar sua contribuição em resistir aos efeitos de cisalhamento por punção. Esse modelo de armadura proposto é algo inédito, se trata de um *stud* com pinos extras na região inferior que visam combater a fissuração e aumentar a ancoragem das armaduras.

A viabilidade deste modelo de armadura será analisada por meio de ensaios experimentais, considerando adaptações no modelo de cálculo da ABNT NBR 6118 (2023), e os resultados serão comparados com estudos similares, bem como com as normas e métodos analíticos pertinentes.

Objetivos Específicos

- Propor um modelo de armadura de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna que facilite o procedimento de montagem *in loco*;
- Desenvolver uma proposta de adaptação ao modelo de cálculo proposto pela ABNT NBR 6118 (2023) para previsão da carga e modo de ruptura à punção em lajes lisas com *studs* internos;
- Analisar a eficácia dos *studs* internos em comparação com os *studs* normatizados, considerando também lajes sem a utilização de armadura de cisalhamento.
- Analisar a concordância entre os resultados experimentais e as diretrizes dos códigos normativos, assim como os métodos analíticos empregados.

1.2. ESTRUTURA DA TESE

Este trabalho está dividido em sete capítulos, no primeiro é apresentada uma Introdução sobre lajes lisas submetidas a punção, seguindo dos demais capítulos com as principais abordagens e relevâncias acerca do tema proposto.

No Capítulo 2, intitulado Revisão Bibliográfica, são discutidos os resultados de pesquisas realizadas em âmbito nacional e internacional envolvendo experimentos em lajes lisas de concreto armado, com diferentes tipos de armadura de cisalhamento. Adicionalmente,

são apresentadas as teorias e abordagens contidas em normas nacionais e internacionais relacionadas ao método de cálculo de lajes lisas.

No Capítulo 3 está apresentado a descrição detalhada do programa experimental, todos os dispositivos utilizados são apresentados com suas devidas especificações. A instrumentação para coleta dos dados é descrita, bem como os procedimentos de montagem e execução dos ensaios, simulando situações reais de lajes lisas com carregamento central.

O Capítulo 4 é dedicado para a apresentação dos resultados. Os resultados englobam as propriedades mecânicas dos materiais utilizados para a montagem dos modelos ensaiados, e os dados obtidos dos ensaios dos modelos: carga e modo de ruptura, deformações das armaduras de flexão, cisalhamento e pinos antifissuração, deformação do concreto, deslocamentos verticais.

No Capítulo 5 os resultados são analisados por meio de comparativos entre as diferentes séries ensaiadas, diferentes pesquisas relacionadas ao tema e parâmetros estabelecidos por diferentes códigos e normas nacionais e internacionais. Também é realizada uma análise sobre a contribuição das armaduras propostas e do concreto na resistência à punção em lajes lisas.

Os capítulos anteriores aportam informações para o Capítulo 6, no qual são propostas contribuições para a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023) para o cálculo da resistência à punção de lajes lisas com o modelo de armadura de cisalhamento proposto por este estudo.

Por fim no Capítulo 7 são apresentadas as conclusões de todas as etapas da pesquisa: procedimentos de montagem das lajes, ensaios experimentais, propostas de adaptações da ABNT NBR 6118 (2023). Também são feitas sugestões para o desenvolvimento de trabalhos futuros.

Ao final do trabalho são apresentados apêndices com os cálculos realizados na pesquisa e maiores detalhes dos procedimentos realizados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Diversos estudos têm sido realizados sobre punção em lajes de concreto armado. Dentre os diversos assuntos abordados nesses estudos estão os tipos de armadura de cisalhamento, o uso de fibras, avaliação de lajes com aberturas na região dos pilares, o uso de concreto protendido e de alta resistência, entre outros. Neste capítulo serão apresentados estudos sobre diferentes tipos de armaduras, modelos teóricos e regulamentações normativas.

2.1. ESTUDOS REALIADOS NO BRASIL E NO EXTERIOR

2.1.1 Gomes (1991)

No estudo de Gomes (1991), foi conduzido um conjunto de experimentos em que 12 lajes quadradas de dimensões 3000 x 3000 mm e espessura de 200 mm submetidas a carregamentos simétricos, aplicados nas lajes por meio de uma placa metálica com seção quadrada de 200 x 200 mm. Para o reforço contra forças de cisalhamento, foram empregados elementos metálicos de seção em forma de "I", os quais foram cortados em segmentos com uma espessura "s" correspondente à área exigida para a armadura transversal, conforme esquematizado na Figura 2.1.

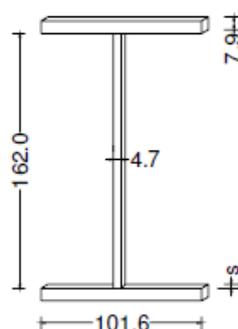


Figura 2. 1 Armadura de cisalhamento utilizada por Gomes (1991), unidade em mm.

Fonte: Gomes (1991)

Dentre as lajes submetidas a ensaios pelo pesquisador, duas delas foram desprovidas de qualquer armadura de cisalhamento, enquanto as restantes utilizaram armaduras de cisalhamento constituídas por perfis metálicos de seção "I," comumente referidos como "studs," distribuídos em três configurações distintas. Nas lajes com armadura de cisalhamento, Gomes (1991) realizou variações na disposição dos studs, adotando configurações radiais ou

em formato de dupla cruz. Além disso, o autor também promoveu variações na área dos elementos e no número de camadas da armadura de cisalhamento.

Todas as lajes submetidas aos ensaios resultaram em falha por punção, com as cargas variando entre 560 kN e 1227 kN. Notou-se um aumento na resistência à punção de aproximadamente 100%, quando comparado com lajes similares desprovidas de armadura de cisalhamento.

Outro ponto importante destacado pelo autor foi que a configuração de distribuição da armadura de cisalhamento é um parâmetro crítico, pois pode ter um impacto significativo na capacidade de resistência à punção de uma laje.

A Tabela 2.1 apresenta os resultados obtidos por Gomes (1991), sendo eles a altura útil (d) de cada laje, a resistência do concreto a compressão (f_c), contribuição do aço na carga de ruptura da laje dada por uma camada de armadura de cisalhamento ($As f_y / \text{cam}$), o tipo de distribuição, a carga de ruptura (P_u) e o modo de ruptura de cada laje.

Tabela 2. 1 Resultado das lajes ensaiadas por Gomes (1991)

Laje	d (mm)	f_c (MPa)	$As f_y / \text{cam}$. (kN)	Tipo de Distribuição	P_u (kN)	Modo ruptura
1	159	50,3	-	-	560	-
1A	159	51,4	-	-	587	-
2	153	43,1	97,3	Dupla cruz	693	Interna
3	158	49,0	129,3	Dupla cruz	773	Int./ext.
4	159	40,1	172,9	Dupla cruz	853	Externa
5	159	43,4	270,2	Dupla cruz	853	Externa
6	159	46,7	270,2	Radial	1040	Externa
7	159	42,3	389,1	Radial	1120	Externa
8	159	42,6	389,1	Radial	1200	Externa
9	159	50,0	404,2	Radial	1227	Externa
10	154	44,2	97,3	Radial	800	Interna
11	154	43,2	129,3	Radial	907	Interna

2.1.2 Regan (1993)

No estudo de Regan (1993), foi conduzida uma análise do comportamento estrutural de duas lajes lisas. A primeira delas, denominada RS1, foi reforçada com a armadura de cisalhamento "Riss Star" (Figura 2.2), composta por 16 elementos com um diâmetro de 6,0

mm, espaçados a cada 50 mm. Na segunda laje, denominada RS2, a armadura de cisalhamento consistiu em 17 elementos com um diâmetro de 8,0 mm, também espaçados a cada 50 mm.

Ambas as lajes ensaiadas apresentavam uma resistência à compressão do concreto de aproximadamente 35 MPa. Importante ressaltar que as lajes possuíam dimensões idênticas e a mesma taxa de armadura de flexão que aquelas estudadas previamente por Gomes (1991).

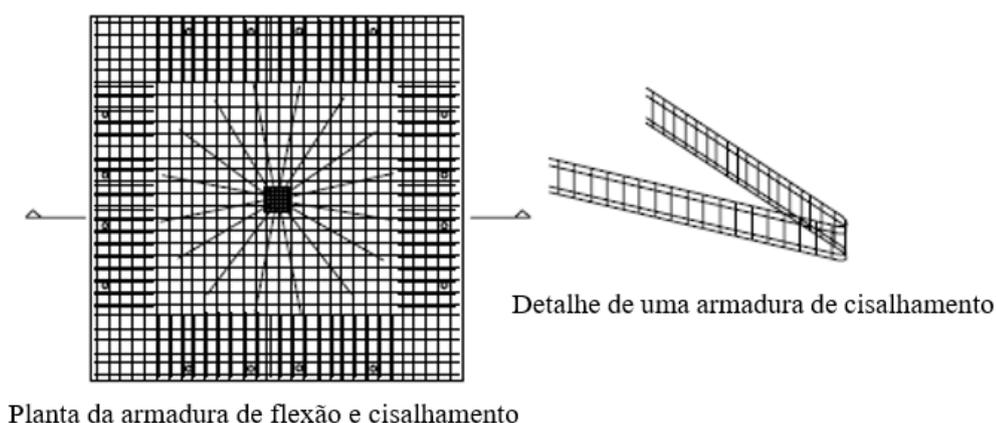


Figura 2. 2 Armadura de cisalhamento utilizada por Regan (1993).

Fonte: Regan (1993)

Os resultados obtidos na pesquisa indicaram que as cargas de ruptura foram de 925 kN para a laje RS1 e 950 kN para a laje RS2. O autor concluiu que a resistência à punção apresentou um aumento significativo, situando-se entre 65% e 69% em comparação com lajes de características semelhantes, porém desprovidas de armadura de cisalhamento.

Regan (1993) observou a formação de dois planos horizontais de fissuras entre a armadura de cisalhamento e as armaduras de flexão. Além disso, quando uma seção da laje foi cortada, também foram identificadas fissuras diagonais, conforme ilustrado na Figura 2.3.

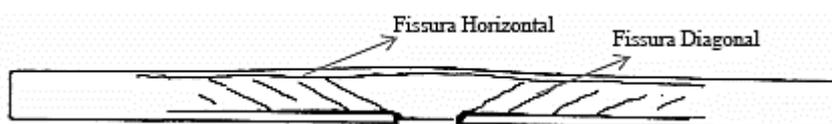


Figura 2. 3 Fissuração da lajes ensaiadas por Regan (1993).

Fonte: Regan (1993)

2.1.3 Andrade (1999)

Andrade (1999) estudou a utilização da armadura de cisalhamento do tipo “stud”, avaliando o tipo de ancoragem, envolvendo ou não a armadura de flexão. Os tipos de ancoragem possíveis são ilustrados na Figura 2.4.

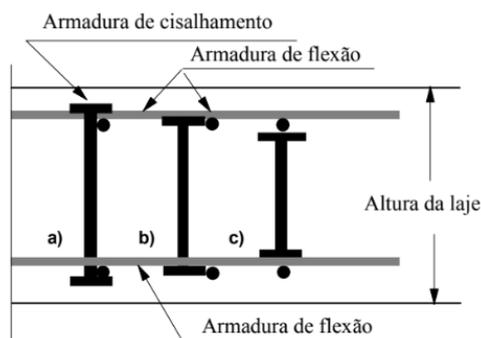


Figura 2.4 Diferentes tipos de ancoragem de studs
Fonte: Andrade (1999)

Foram realizados ensaios em um total de oito lajes quadradas, cada uma medindo 3000 mm de lado e possuindo uma espessura de 200 mm. Estas lajes foram submetidas a um carregamento simétrico. As principais variáveis investigadas incluíram a disposição, o tipo de ancoragem e a quantidade de elementos na armadura de cisalhamento. A Figura 2.5 ilustra a disposição das armaduras de cisalhamento em relação à armadura de flexão.

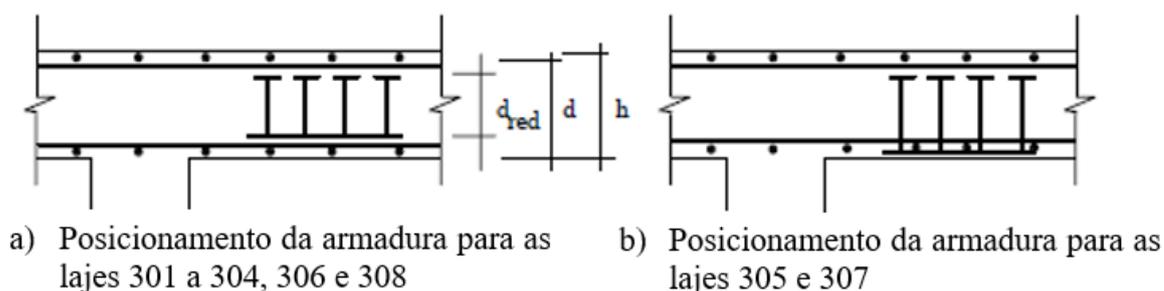


Figura 2.5 Posicionamento das armaduras de cisalhamento utilizadas por Andrade (1999).
Fonte: Andrade (1999)

Todas as lajes romperam por punção, atingiram cargas de ruptura variando entre 790 kN e 1090 kN. Isso representou um aumento notável na resistência, chegando a até 78% (caso da laje 308) em comparação com lajes de características similares, mas desprovidas de armadura de cisalhamento. Nas lajes com ancoragem na armadura de flexão na face inferior, o acréscimo na carga de ruptura em relação às lajes sem armadura de cisalhamento foi ainda mais significativo, chegando a 90%.

Em algumas das lajes submetidas a ensaios, nas quais a armadura de cisalhamento estava ancorada internamente à armadura de flexão, surgiram fissuras horizontais localizadas entre as armaduras de flexão e de cisalhamento, conforme ilustrado na Figura 2.6. Andrade (1999) chegou à conclusão de que o tipo de ancoragem proposto para a armadura de cisalhamento pode ser utilizado, entretanto, ele observou que a maior limitação do uso desse tipo de armadura é a necessidade de ajustar os métodos de cálculo para estimar cargas que se

aproximem da realidade e a exigência de realizar um número maior de ensaios para comprovar sua eficácia.

Laje	d (cm)	f_c (Mpa)	P_u (kN)
302	164	34,2	790
303	154	42,4	966
304	164	36,1	956
306	164	37,4	950

Figura 2. 6 Superfície de ruptura de lajes ensaiadas por Andrade (1999).

Fonte: Andrade (1999)

2.1.4 Samadian (2001)

Samadian (2001) conduziu uma avaliação em dez lajes de concreto armado, variando os tipos de armadura de cisalhamento com o objetivo de investigar a resistência à punção. As lajes ensaiadas eram quadradas, medindo 3000 mm de lado e tinham uma espessura de 200 mm. Elas foram submetidas a um carregamento simétrico aplicado através de uma chapa metálica quadrada de 200 mm de lado. Os principais detalhes e o modo de falha, bem como as cargas de ruptura obtidas, são apresentados na Tabela 2.2.

Seis das lajes avaliadas empregaram três diferentes tipos de armadura de cisalhamento conhecidos como "*studs*," variando principalmente na forma de ancoragem à armadura de flexão.

Nas lajes denominadas R1 e R2, a armadura de cisalhamento consistia em linhas de *studs*, onde cada elemento da armadura era soldado individualmente na extremidade superior e conectado a uma única chapa na extremidade inferior.

Já nas lajes R3 e R4, a armadura de cisalhamento era composta por chapas individualizadas em ambas as extremidades e uma barra de aço a meia altura que ligava todos os elementos. Nas lajes A1 e A2, os elementos da armadura de cisalhamento foram soldados em ambas as extremidades, utilizando chapas únicas, como representado na Figura 2.7.

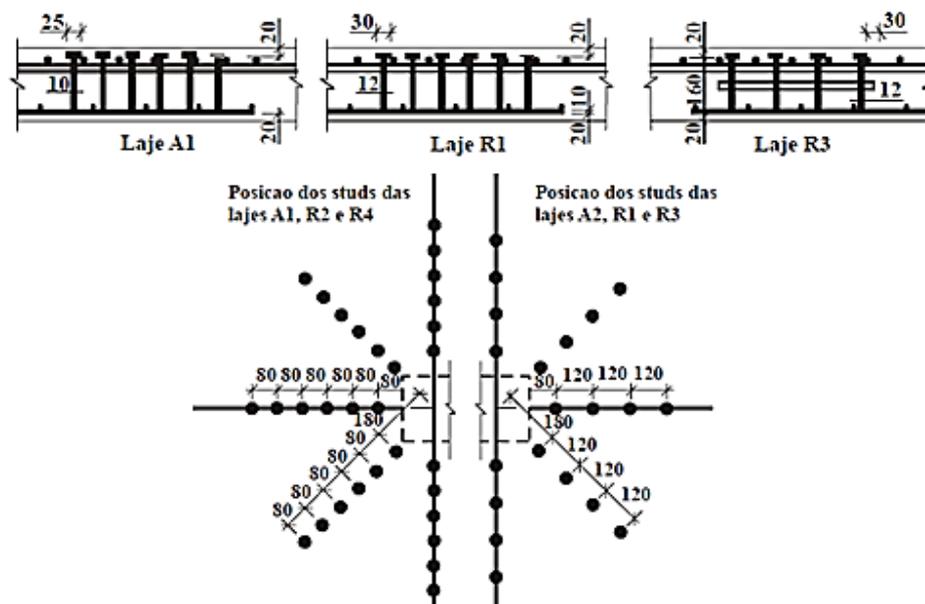


Figura 2. 7 Detalhamento da armadura de cisalhamento de Samadian (2001).
Fonte: Samadian (2001)

Nas lajes RS1 e RS2 foram utilizadas armaduras do tipo “*ladders*”, que tinham em planta a forma de um “V”, e não eram ancoradas na armadura de flexão. O último par de lajes (S1 e S2) utilizou estribos com uma curva de 180° na camada superior da armadura de flexão.

Tabela 2. 2 Características das lajes ensaiadas por Samadian (2001)

Laje	f_c (MPa)	A_{sw} (mm ²)	V_u (kN)	Modo de ruptura
R1	33,9	2714	560	Externo
R2	37,6	1810	587	Interno
R3	33,4	1810	693	Externo
R4	39,4	2714	773	Externo
A1	37,4	1885	853	Externo
A2	43,1	1257	853	Interno
RS1	35,4	1810	1040	Laminação
RS2	37,6	3217	1120	Laminação
S1	39,9	905	1200	Interna
S2	44,1	1609	1227	Interna

Com exceção das lajes que utilizavam a armadura do tipo “*ladders*,” todas elas falharam à punção, com a superfície de ruptura passando pela região da armadura de cisalhamento ou estendendo-se além da área armada transversalmente. Nas duas lajes que utilizavam a armadura de cisalhamento do tipo “*ladders*,” observaram-se a formação de fissuras

horizontais localizadas entre a armadura de flexão e a armadura de cisalhamento, tanto na parte superior quanto na parte inferior, inclinando-se até a superfície superior da laje após a região que possuía a armadura transversal, fenômeno denominado pelo autor como "delaminação do concreto."

A Figura 2.8 ilustra as superfícies de ruptura das lajes analisadas. Com base em seus resultados, Samadian (2001) chegou à conclusão de que as armaduras testadas são capazes de aumentar a resistência à punção de uma laje tipo cogumelo de concreto em até 75%, em comparação com uma laje de características similares desprovida de armadura de cisalhamento.

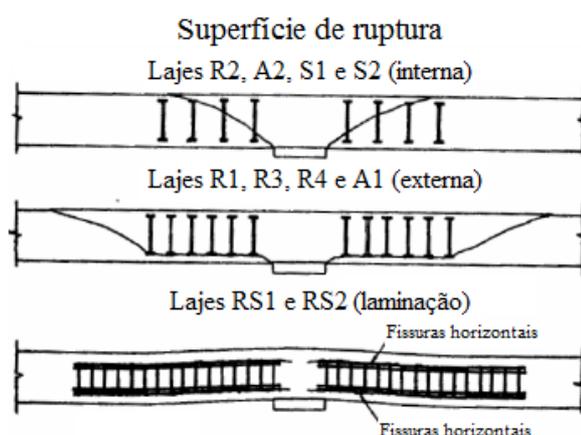


Figura 2. 8 Superfície de ruptura das lajes de Samadian (2001).
Fonte: Samadian (2001)

2.1.5 Pilakoutas e Li (2003)

Apresenta um tipo de armadura de cisalhamento denominado “*Shearband System*”, que tem como característica a praticidade na instalação com relação às armaduras de cisalhamento convencionais. O sistema é composto por chapas maleáveis de aço de pequena espessura com furos de 5 mm de diâmetro espaçados a cada 50 mm (Figura 2.9).

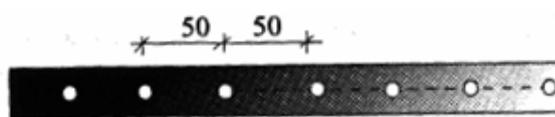


Figura 2. 9 Detalhe do “*Shearband System*” (chapa de aço dobrável).
Fonte: Pilakoutas e Li (2003)

Pilakoutas e Li (2003) avaliaram quatro lajes de concreto armado quadradas que apresentam 2000 mm de lado e 175 mm de espessura, a baixa espessura das armaduras possibilita a ancoragem na armadura de flexão superior sem que interfira no cobrimento requerido.

As lajes ensaiadas possuíam as seguintes características: Laje PSS-A não apresenta armadura de cisalhamento, lajes PSS-B e PSS-C a armadura de cisalhamento de chapa de aço foi dobrada de forma inclinada, laje PSS-D a chapa de aço foi dobrada na vertical e ancorada na armadura de flexão superior e inferior, Figura 2.10 e 2.11.

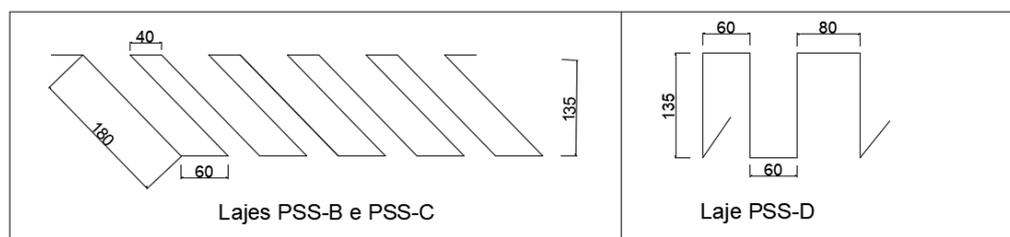


Figura 2. 10 Dobra das chapas utilizadas por PILAKOUTAS e LI (2003)

Fonte: Pilakoutas e Li (2003)

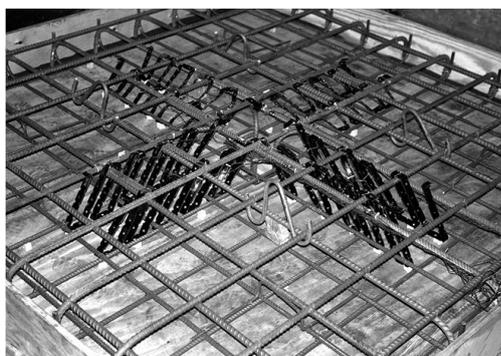


Figura 2. 11 Laje PSS-B armada.

Fonte: Pilakoutas e Li (2003)

Com base nos resultados obtidos, os autores chegaram à conclusão de que as chapas dobradas de forma inclinada apresentaram um desempenho superior em comparação com aquelas dobradas verticalmente. A resistência última das lajes, quando comparada com lajes semelhantes desprovidas de armadura de cisalhamento, apresentou um aumento médio de 23%.

A laje sem armadura de cisalhamento (PSS-A) suportou a carga de 454 kN até a ruptura, as demais apresentaram a mesma carga de ruptura de 560 kN, uma vez que atingiram o limite de carga de flexão previsto para o ensaio. A ruptura da laje PSS-A ocorreu por puncionamento conforme esperado pelos autores, formando um cone de punção, a partir das faces do pilar e propagando de forma inclinada até a face superior. A penetração da coluna na laje foi observada.

Com relação às lajes PSS-B e PSS-C a penetração da coluna na laje também foi notada após o final do ensaio. No entanto, nenhuma evidência clara da formação das fissuras circunferenciais foi encontrada na superfície superior, como em PSS-A. A PSS-D rompeu após

atingir a carga máxima de flexão, porém, neste caso, a coluna não penetrou na laje, apresentando uma superfície de ruptura externa à região das armaduras de cisalhamento. (Figura 2.12).

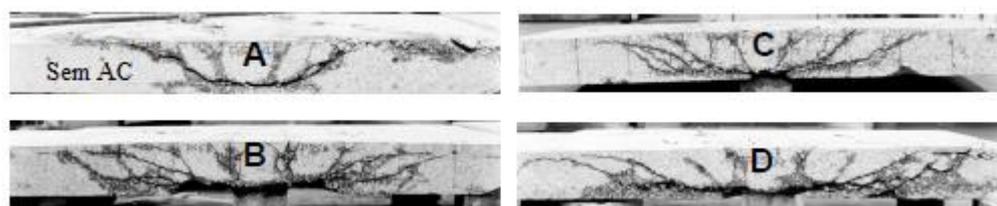


Figura 2. 12 Superfície de ruptura.

Fonte: Pilakoutas e Li (2003).

Importante ressaltar que todas as lajes equipadas com armadura de cisalhamento atingiram a capacidade máxima de flexão.

2.1.6 Trautwein (2006)

Trautwein (2006) conduziu uma avaliação da resistência à punção em onze lajes lisas de concreto que empregavam armadura de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna. Essas lajes foram divididas em dois grupos distintos e submetidas a um carregamento simétrico aplicado através de uma placa metálica quadrada com dimensões de 200 mm de lado e espessura de 50 mm.

As lajes analisadas possuíam dimensões de 3000 mm x 3000 mm de lado e uma altura de 200 mm e foram devidamente fixadas em suas bordas por meio de 16 tirantes, cada um com um diâmetro de 25 mm, conectados a vigas metálicas para a transmissão das cargas para a laje de reação.

Foi utilizado *studs* como armadura de cisalhamento em todas as lajes, os quais eram fabricados com barras de aço CA-50, com um comprimento de 95 mm, soldadas em suas extremidades a chapas de aço com 30 mm de largura e 10 mm de espessura. A altura total dos elementos studs era de 115 mm.

A Tabela 2.3 apresenta as características básicas das lajes ensaiadas.

Tabela 2. 3 Características básicas das lajes ensaiadas por Trautwein (2006).

Grupo	Lajes	f_c (MPa)	d (mm)	Sr (mm)	ϕ_{AC} (mm)	$A_{sw/cam}$ (mm ²)	Nº de cam. Ganchos U	Modo De ruptura
1	E1	35,2	159	60	10	942,48	-	Externo
	E2	36,6	159	60	10	942,48	-	Externo
	E3	41,1	159	60	10	942,48	3	Externo
	E4	40,6	154	60	10	942,48	4	Externo

	E5	42,1	154	60	10	942,48	7	Externo
2	I6	39,1	159	60	6,3	249,38	8	Interno
	I7	39,6	159	60	10	628,32	8	Interno
	I8	35,4	159	60	8	402,12	8	Interno
	I9	43,6	161	80	5	157,08	5	Interno
	I10	44,4	161	80	8	402,12	5	Interno
	I11	41,4	161	80	6,3	249,38	5	Interno

Como forma de minimizar os efeitos da fissuração horizontal que ocorre entre a base inferior dos *studs* e a armadura de flexão Trautwein (2006) posicionou pinos de diferentes formas e arranjos conforme mostra as Figuras 2.13 e 2.14.

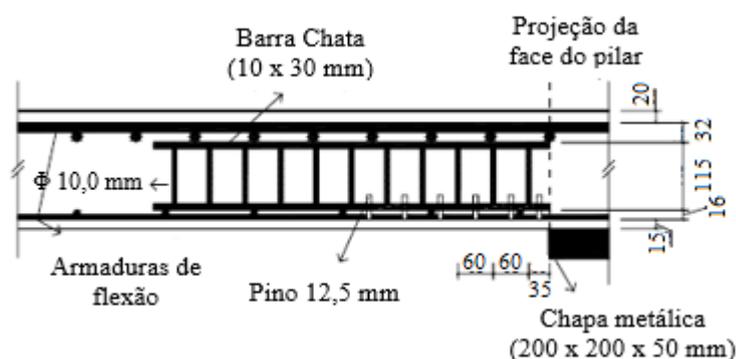


Figura 2. 13 Detalhamento da armadura de cisalhamento Trautwein (2006).
Fonte: Trautwein (2006)

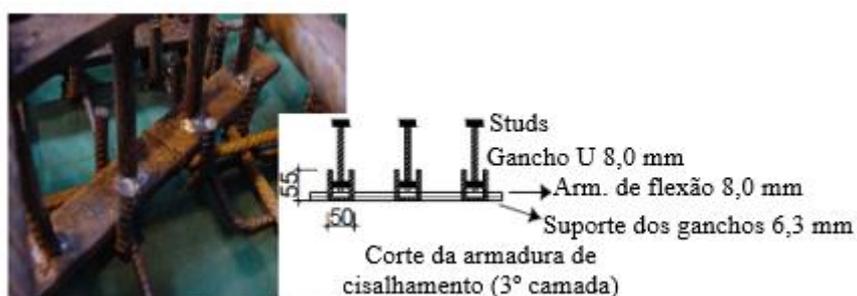


Figura 2. 14 Detalhamento da armadura Laje E3, E4, E5, Trautwein (2006).
Fonte: Trautwein (2006)

No caso das lajes pertencentes ao Grupo 2, as armaduras de cisalhamento eram variantes do modelo ilustrado na Figura 10, das quais a laje I7 apresentou um valor contra a segurança de 7%, nas demais lajes, os valores previstos permaneceram muito conservadores. Apesar de a superfície de ruptura prevista para a laje I7 não ter coincidido com a que ocorreu durante o ensaio, a carga de ruptura obtida foi bastante próxima da prevista.

A Tabela 2.4 apresenta a descrição do comportamento das lajes até a ruptura.

Tabela 2. 4 Comportamento das lajes ensaiadas por Trautwein (2006) na ruptura.

Lajes	Descrição da ruptura
E1	Carga de 1100 kN, mesmo com os pinos as fissuras horizontais se propagaram entre a base inferior e a armadura de flexão atingindo a parte superior da laje de forma externa armadura de cisalhamento.
E2	A carga de ruptura foi de 990 kN e a superfície de ruptura se desenvolveu entre a primeira e a segunda camada da armadura de cisalhamento.
E3	Carga de 1090 kN, ruptura externa a região da armadura de cisalhamento, porém depois da terceira camada de ganchos em forma de U surgiu uma fissura horizontal abaixo da armadura de cisalhamento os ganchos conseguiram retardar o surgimento desta fissura
E4	Carga de 1205 kN, ruptura externa, no entanto após a última camada de gancho em forma de U (quarta camada) se formou uma fissura horizontal na parte inferior da laje.
E5	Carga de 1222 kN, sete camadas de ganchos U impediram a formação das fissuras horizontais, ruptura externa.
Grupo 2	Nas lajes do grupo 2 não houve propagação de fissuras horizontais, todas romperam de forma interna à região de armadura de cisalhamento com cargas variando de 853 kN (I9) a 978 kN (I7).

A comparação dos resultados experimentais obtidos nesta pesquisa com lajes lisas que empregavam diferentes tipos de armadura de cisalhamento, mas mantinham as mesmas dimensões e propriedades mecânicas dos materiais próximas às das lajes ensaiadas, realizada em estudos anteriores por diferentes pesquisadores, também confirmou a eficácia da armadura de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna.

Os ensaios realizados nas lajes do Grupo 2 demonstraram que para valores mais elevados da relação entre a quantidade de armadura de cisalhamento por camada e o espaçamento radial entre as camadas (expresso como $A_{sw}(\text{camada}) / S_r$ - em mm^2/mm), a resistência à punção de uma laje tende a aumentar.

Os resultados encontrados neste estudo mostram a potencialidade e a eficácia deste tipo de armadura de cisalhamento do tipo “*stud*” interno, sem envolver a armadura de flexão, no acréscimo da resistência à punção em lajes cogumelo de concreto armado.

2.1.7 Ruiz e Muttoni (2010)

Com o objetivo de avaliar a eficiência e a contribuição de diferentes modelos de armadura de cisalhamento no combate à punção em lajes lisas Ruiz e Muttoni (2010) avaliaram 6 lajes, sendo uma sem armadura de cisalhamento (laje de referência), e as demais com diferentes armaduras de cisalhamento propostas por outras pesquisas que apresentam

semelhança entre si (características mecânicas e geométricas). Os autores tiveram como objetivo principal avaliar a eficiência e a contribuição dos cinco diferentes modelos de armadura de cisalhamento no combate à punção em lajes lisas, aplicando a teoria da fissura crítica de punção (*Critical Shear Crack Theory - CSCT*).

As lajes avaliadas pelos autores eram de dimensões quadradas com 3000 mm de lado e 250 mm de espessura, com taxa de armadura de flexão de 1,5%, para simular o pilar utilizou-se uma placa metálica quadrada de 260 mm de lado, Figura 2.15.

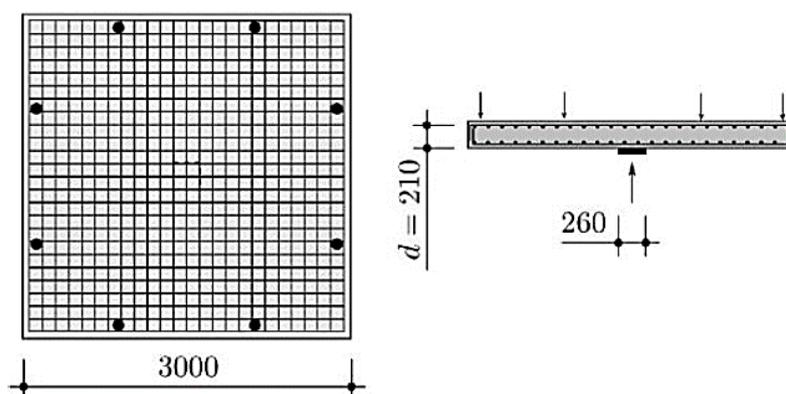


Figura 2.15 Dimensões das lajes

Fonte: Ruiz e Muttoni (2010)

As armaduras de cisalhamento utilizadas foram de cinco tipos diferentes: estribos convencionais (laje PF2), estribos em “U” ancorados na armadura de flexão superior (laje PA6), parafusos de aço de alta resistência inclinados (laje PV15), *double-headed studs* (laje PR1) e *double-headed studs* (laje PB1). A laje PV1 não possui armadura de cisalhamento sendo portanto a laje de referência. A Figura 2.16 ilustra as armaduras das lajes avaliadas.

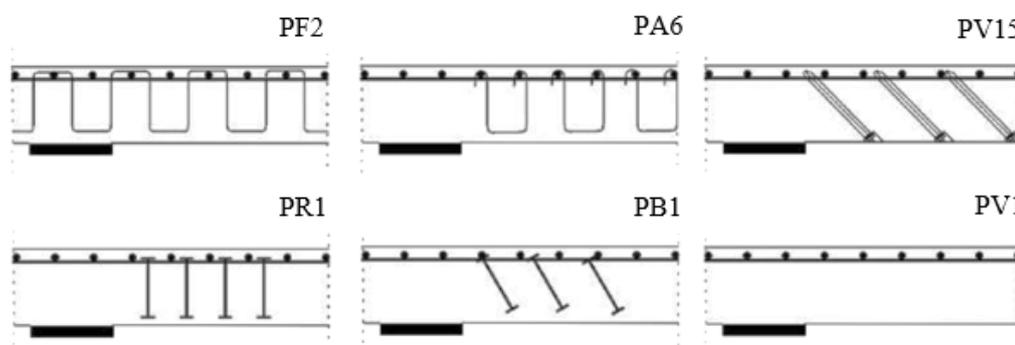


Figura 2.16 Tipos de armaduras de cisalhamento

Fonte: Ruiz e Muttoni (2010)

Na Tabela 2.5 estão expostas as características das lajes avaliadas por Ruiz e Muttoni (2010).

Tabela 2. 5 Características das lajes estudadas por Ruiz e Muttoni (2010)

Laje	ρ_w (%)	f_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yw} (MPa)	V_R (kN)	Ψ_r (%)	$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}}$
PV1	-	34,0	709	-	974	0,76	0,470
PA6	1,01	33,8	-	-	1345	-	0,648
PV15	0,95	36,8	527	547	109	3,11	0,741
PF2	0,08	32,0	583	500	1567	1,83	0,776
PR1	1,04	31,0	515	580	1654	1,98	0,832
PB1	1,04	28,4	576	388	1960	2,35	1,03

De acordo com os autores a laje PV1 apresentou pequenas deformações com fragilidade na ruptura dado o esmagamento do concreto próximo à região do pilar, formando um cone como já observado em pesquisas anteriores. Comportamento similar foi constatado nas lajes PV15 e PR1 porém a ruptura foi menos frágil do que a constatada na laje PV1, a laje PB1 apresentou ruptura fora da região das armaduras de cisalhamento preservando a zona comprimida de concreto.

Com relação a carga última a laje PA6 com estribos “U” foi a que apresentou menor eficiência com 38% de acréscimo em relação à laje de referencia PV1, a laje PV15 apresentou um acréscimo de 57% da carga última e deformações superiores à de referência, a laje PF2 teve 65% de acréscimo de resistência porem apresentou uma ruptura frágil, as lajes armadas com *studs* apresentaram o melhor desempenho, com 77% e 119% de acréscimo para as lajes PR1 e PB1 respectivamente. Dessa maneira os autores concluíram que a ancoragem da armadura de cisalhamento está diretamente ligada ao aumento da capacidade resistente do elemento estrutural.

2.1.8 Lips et al. (2012)

Lips *et al.* (2012) desenvolveu seu estudo avaliando 16 lajes lisas com e sem armadura de cisalhamento com o objetivo de investigar a influência de uma série de características mecânicas e geométricas na resistência ao puncionamento e na capacidade de deformação de lajes lisas.

As lajes foram moldadas com 3000 mm x 3000 mm de lado com a taxa de armadura de flexão 1,5% com espessura variável entre 250 mm e 400 mm apoiada em pilares que variam entre 130 mm e 520 mm de lado, além desses parâmetros outras variáveis adotadas foram o tipo e a quantidade de armadura de cisalhamento (*studs* e estribos).

A armadura de flexão superior era composta por barras de 20 mm de diâmetro nas lajes de 250 mm de espessura, barras alternadas em 20 mm e 26 mm nas lajes com espessura de 320 mm e barras com 26 mm de diâmetro nas lajes com espessura de 400 mm, a armadura inferior era composta por barras de 10 mm de diâmetro em todas as lajes.

Os *studs* foram distribuídos radialmente na região do pilar com espaçamento de $0,75d$. O número de linhas de “*studs*” foi definido de modo que ocorresse ruptura na região com armaduras de punção. O diâmetro e o número de camadas foram escolhidos de forma a que todas as lajes tivessem uma taxa de armaduras de punção (ρ_t) entre 0.79% e 1.01%, exceto nas lajes PL 11 e PL 12, que tinham taxas de 0,23% e 0,46%, respectivamente. Figura 2.17.

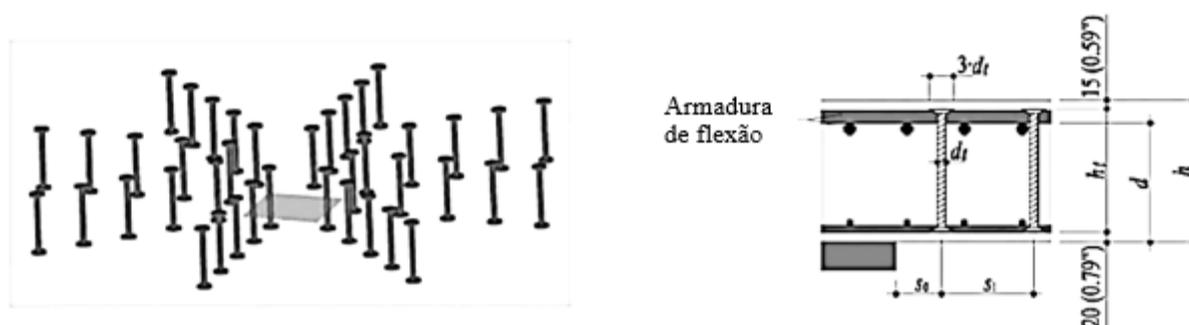


Figura 2. 17 Disposição dos studs utilizados por Lips et al. (2012)

Fonte: Lips et. al (2012)

As “gaiolas” de estribos contínuos foram fabricadas com barras dobrada de 10 mm diâmetro, soldados a barras retas com diâmetro de 6 mm para garantir o espaçamento de projeto. O espaçamento entre ramos verticais contínuos era constante e igual a 100 mm. No centro da laje foi colocada uma “gaiola” com 1200 mm x 1200 mm e, em torno desta, posicionaram-se “gaiolas” com 600 mm x 600 mm, como mostra a Figura 2.18.

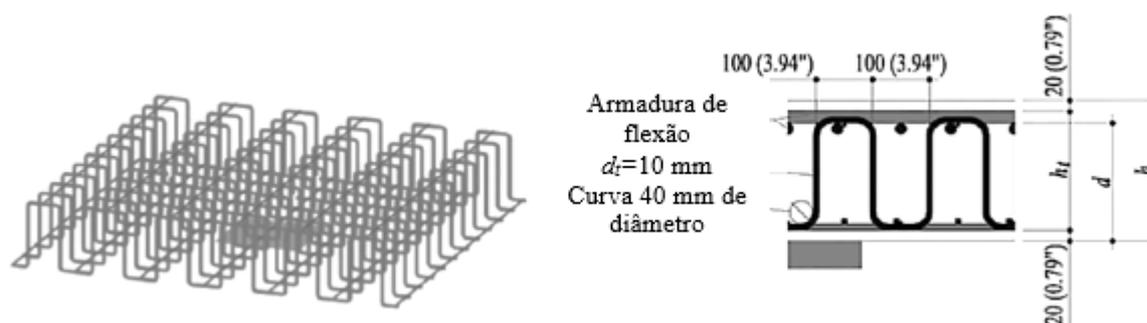


Figura 2. 18 Estribos utilizados por Lips et al. (2012)

Fonte: Lips et al. (2012)

A Tabela 2.6 apresenta as principais características e resultados obtidos das lajes ensaiadas.

Tabela 2. 6 Características e cargas de ruptura obtidos por Lips *et al.* (2012)

Laje	h (mm)	c (mm)	d (mm)	f_c (MPa)	ρ (%)	ρ_w (%)	Sistema	P_u (kN)	Ψ_r (%)
PL1	250	130	193	36,2	1,63	-	-	682	6,0
PL6	250	130	198	36,6	1,59	1,01	<i>Studs</i>	1363	18,6
PF1	250	130	209	31,1	1,50	0,79	Estribos	1043	9,5
PV1	250	260	210	34,0	1,50	-	-	974	7,6
PL7	250	260	197	35,9	1,59	0,93	<i>Studs</i>	1773	32,0
PF2	250	260	208	30,4	1,51	0,79	Estribos	1567	16,7
PL3	250	520	197	36,5	1,59	-	-	1324	13,2
PL8	250	520	200	36,0	0,16	0,85	<i>Studs</i>	2256	-
PF3	250	520	209	37,1	1,50	0,79	Estribos	2242	46,8
PL4	320	340	267	30,5	1,58	-	-	1625	6,5
PL9	320	340	266	32,1	1,59	0,93	<i>Studs</i>	3132	26,2
PF4	320	340	274	32,5	1,54	0,79	Estribos	2667	14,0
PL5	400	440	353	31,9	1,50	-	-	2491	4,7
PL10	400	440	343	33,0	1,55	0,82	<i>Studs</i>	5193	18,0
PF5	400	440	354	33,4	1,50	0,79	Estribos	4717	13,4
PL11	250	260	201	34,2	1,56	0,23	<i>Studs</i>	1173	11,9
PL12	250	260	201	34,6	1,56	0,47	<i>Studs</i>	1633	22,0

A capacidade resistente aumentou nas lajes com armadura de cisalhamento de ambos os tipos, com relação a laje sem armaduras de cisalhamento (PV1), as lajes PF2 (estribos) e PL7 (“*studs*”), registraram um aumento de 161% e 182%, respectivamente. Com relação à capacidade de rotação, as mesmas lajes apresentaram um aumento de 220% e 421%, respectivamente com relação a PV1. O tipo de ancoragem dos *studs* pode ser responsável pelo melhor desempenho com relação aos estribos.

Com relação as dimensões dos pilares, o estudo mostra que o aumento da capacidade resistente está diretamente relacionada a área carregada. Na Laje PL6 que apresenta menor área carregada com relação a PL7, foi constatado uma redução da capacidade resistente (23%) e de rotação (42%), já a laje PL8 que possui o dobro da área carregada com relação à PL7 a capacidade resistente e de deformação apresentaram um grande aumento levando à ruptura por flexão.

Os autores concluíram que a quantidade de armadura de cisalhamento está diretamente relacionada a capacidade resistente das lajes juntamente com a capacidade de

rotação do elemento. De maneira que a laje PL11 alcançou 121% da resistência da laje PV1 e 157% da capacidade de rotação da laje PV1. Com o dobro da armadura de punção, a laje PL12 atingiu 168% da resistência da laje PV1 e 289% da capacidade de rotação da laje PV1. Porém um grande aumento da taxa de armadura pode levar ao esmagamento do concreto na região da face do pilar, ocasionando uma ruptura precoce.

2.1.9 Al-Nasra et al. (2013)

Al-Nasra *et al.* (2013) avaliaram a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado com 170 mm de espessura e 2000 mm de lado, submetidas a carregamento concêntrico simulando um pilar de centro de lados iguais, (Figura 2.19). Ao todo foram três elementos avaliados dos quais, dois possuíam armadura de combate ao cisalhamento nomeadas de barras “swimmer” e uma laje com apenas armadura de combate a flexão. A laje que não apresenta armadura de cisalhamento foi nomeada de P3.

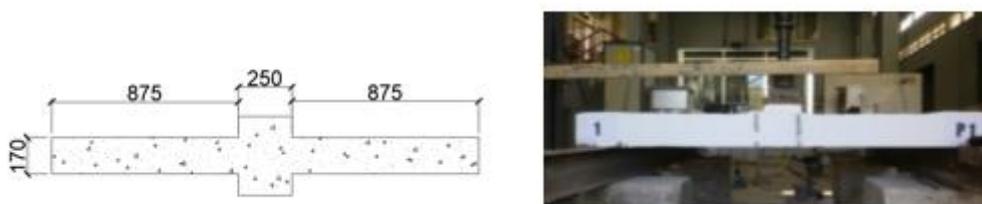


Figura 2. 19 Modelos de ensaios de Lajes.

Fonte: Al-Nasra *et al.* (2013)

Para combater os efeitos de flexão os autores utilizaram armaduras compostas por barras de aço com diâmetros de 10 mm e 12 mm na parte superior e de barras com diâmetro de 12 mm e 16 mm na parte inferior. O pilar monolítico foi executado com quatro barras com diâmetro de 12 mm.

A armadura de combate ao cisalhamento do tipo *swimmer* pode ser descrita como um conjunto de barras curtas inclinadas soldadas às armaduras de flexão inferiores e superiores. A inclinação da disposição das barras *swimmer* é no sentido contrário ao plano de inclinação do cone formado pela ruptura característica dos efeitos de puncionamento. Dessa maneira, Al-Nasra *et al.* (2013), afirmam que pode-se formar até quatro planos de ruptura.

A laje nomeada de PSW12-8 foi armada com oito barras *swimmer* de 12 mm de diâmetro. Quatro barras *swimmer* foram soldadas na interseção das barras transversais e outras quatro barras foram soldadas na distância média entre essas intersecções. A laje PSW14-8 foi armada com oito barras *swimmer* de 14 mm de diâmetro. Quatro barras *swimmer* foram

soldadas na interseção das barras transversais e outras quatro barras foram soldadas na distância média entre essas interseções.

A Figura 2.20 apresenta a disposição das armaduras *swimmer* das lajes PSW12-8 e PSW14-8 respectivamente.

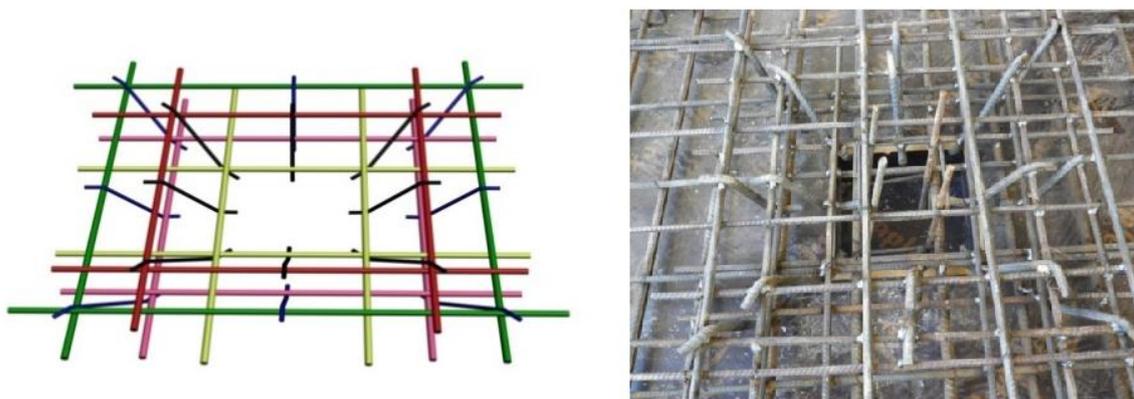


Figura 2. 20 Disposição das armaduras das lajes PSW12-8 e PSW14-8.

Fonte: Al-Nasra *et al.* (2013)

O ensaio da laje P3 (sem armadura de cisalhamento) foi iniciado com o carregamento a 50 kN, e no instante que a carga atingiu 150 kN, surgiram as primeiras fissuras no lado perpendicular ao apoio. Com o incremento de carga, surgiram mais fissuras e aumentou a abertura na face lateral e inferior da amostra, até a ruptura da laje.

Da mesma forma, os dados foram registrados durante os ensaios dos espécimes PSW12-8 e PSW14-8, o carregamento também foi iniciado a 50 kN, as primeiras fissuras surgiram com a carga de 150 kN, no lado perpendicular aos apoios. A última amostra PSW14-8 foi carregada da mesma maneira. A Figura 2.21 mostra a típica ruptura a punção da laje PSW14-8.



Figura 2. 21 Ruptura típica de punção.

Fonte: Al-Nasra *et al.* (2013)

Com relação a capacidade de carga, as lajes com armadura de cisalhamento apresentaram um ganho significativo de resistência, sendo que a laje PSW14-8 com armadura de maior diâmetro apresentou cerca de 62% da carga de ruptura em comparação com a laje P3. O mesmo comportamento também foi observado pelos autores com relação à rigidez. As lajes com *swi mmer* apresentaram maior rigidez com relação à P3, para um carregamento de 407 kN, que foi a carga máxima obtida por P3. As lajes PSW12-8 e PSW14-8 apresentaram deflexão de 7,8 mm e 6,5 mm respectivamente como pode ser observado na Figura 2.22 e Tabela 2.7.

Tabela 2. 7 Comparativo de carga de ruptura e deflexão máxima

Laje	P_u (kN)	$P_u / P_u P3$	Deflexão máx (mm)	Modo de ruptura
P3	407	1,00	14,2	Punção
PSW12-8	534	1,31	13,0	Interno
PSW14-8	660	1,62	12,1	Externo

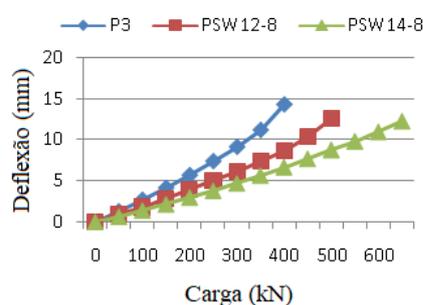


Figura 2. 22 Deflexão dos modelos ensaiados por Al-Nasra *et al.* (2013)
Fonte: Al-Nasra *et al.* (2013)

2.1.10 Ferreira *et al.* (2016)

Ferreira *et al.* (2016) desenvolveram seu estudo avaliando oito painéis denominados vigas faixas com um tipo de armadura de cisalhamento nomeados de estribos ‘W’, que são gaiolas pré-fabricadas feitas com treliças contínuas unidas em diferentes camadas por barras transversais soldadas em seus vértices, Figura 2.23 e 2.24. As vigas faixas avaliadas, simulam a região de lajes planas submetidas ao esforço de cisalhamento nas regiões próximas aos pilares, a qual está suscetível à ruptura por punção.

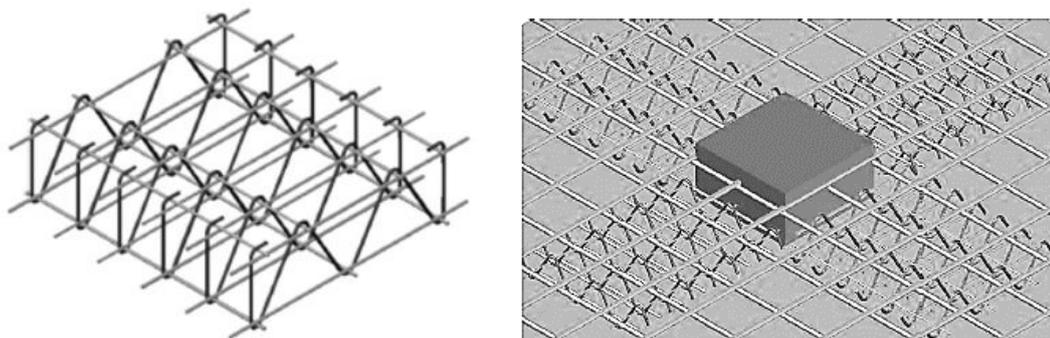


Figura 2. 23 Estribos “W” utilizados por Ferreira *et al.* (2016).

Fonte: Ferreira et. al (2016)

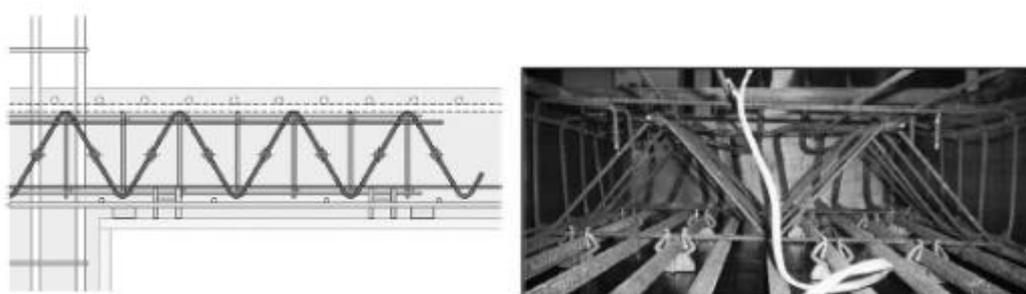


Figura 2. 24 Detalhamento da armadura de cisalhamento Ferreira *et al.* (2016).

Fonte: Ferreira et. al (2016)

Os oito elementos avaliados apresentam 500 mm de largura e 2500 mm de comprimento, três deles com 190 mm de espessura e os demais 210 mm de espessura, todos projetados para ruírem sob o efeito de cisalhamento.

A eficácia dos estribos "W" foi avaliada através da comparação com resultados de ensaios em vigas faixas de referência moldadas sem armadura de cisalhamento, e em vigas faixas com estribos verticais fechados.

Os elementos apresentaram resistência superior aos valores previstos pelas normas, os modelos com estribos em “W” apresentaram aumento de cerca de 83% da resistência dos elementos de referência.

Os modelos ensaiados por Ferreira *et al.* (2016) que apresentam estribo “W” posicionados na vertical apresentaram carga de ruptura variando de 186,7 kN a 304,0 kN o que representa um acréscimo de 44% a 82% com relação ao seu respectivo modelo de referência, já o modelo com estribos inclinados apresentou uma carga de ruptura de 200,5 kN correspondente a 54% de aumento.

Com relação ao modo de ruptura em todos os modelos ensaiados por Ferreira *et al.* (2016) a propagação das fissuras ocorreu de forma semelhante, com pequenas variações no ângulo de inclinação. Todos os ensaios apresentaram ruptura devido ao cisalhamento. Nos

modelos de menor espessura com estribos não conectados, ocorreu o surgimento de fissuras horizontais, o que pode ser indicativo de delaminação (Figura 2.25).

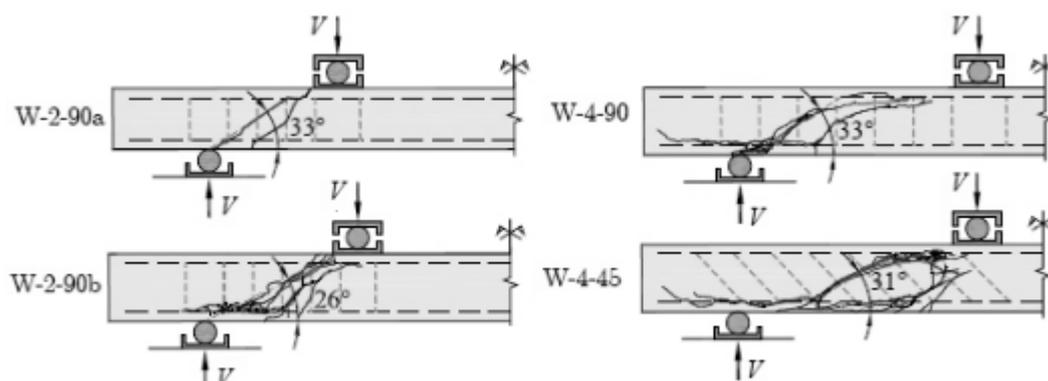


Figura 2. 25 Superfície de ruptura Ferreira *et al.* (2016).

Fonte: Ferreira et. al (2016)

Souza et al. (2017) e Tapajós (2017) também desenvolveram seus estudos utilizando vigas faixas de concreto armado com a utilização das armaduras complementares, obtendo resultados semelhantes aos primeiros de Ferreira et al. (2016) quanto ao ganho de resistência, mas com redução das aberturas das fissuras de delaminação.

Freitas (2018) desenvolveu sua pesquisa utilizando estas armaduras em lajes lisas com o objetivo de aumento da resistência à punção. As lajes avaliadas foram dimensionadas para romperem por compressão diagonal (esmagamento da biela do concreto próximo ao pilar), sendo assim a taxa de armadura de flexão foi em torno de 2,0%, eliminando a possibilidade de ruptura por flexão. Da mesma forma para que não rompessem por tração diagonal dentro da região das armaduras elas foram dimensionadas utilizando-se altas taxas de armadura de cisalhamento, entre 1,09% e 1,17%.

As armaduras de cisalhamento do tipo estribo treliçado pré-fabricado foram testadas com duas inclinações em relação à laje sendo elas à 90° e a 60°, obtendo-se ganhos de resistência de 64% e 92% em relação aos valores de resistência da laje sem armadura de cisalhamento.

2.1.11 Hegger et al. (2017)

As lajes dessa pesquisa foram moldadas nos formatos octogonal e quadrado, com uma distância entre os lados paralelos variando de 2750 a 2980 mm. A altura efetiva variou entre 135 e 365 mm e a taxa de armadura de flexão variou entre 0,50% e 2,09%. O pilar de ligação apresentava seção quadrada ou circular e foi monoliticamente ligado ao centro da laje.

O programa experimental avaliou um total de 39 sistemas de conexão de laje \times pilar. Os modelos ensaiados foram divididos em grupos de “a” a “f” de acordo com tipos de armadura de cisalhamento utilizados (Figura 2.26).

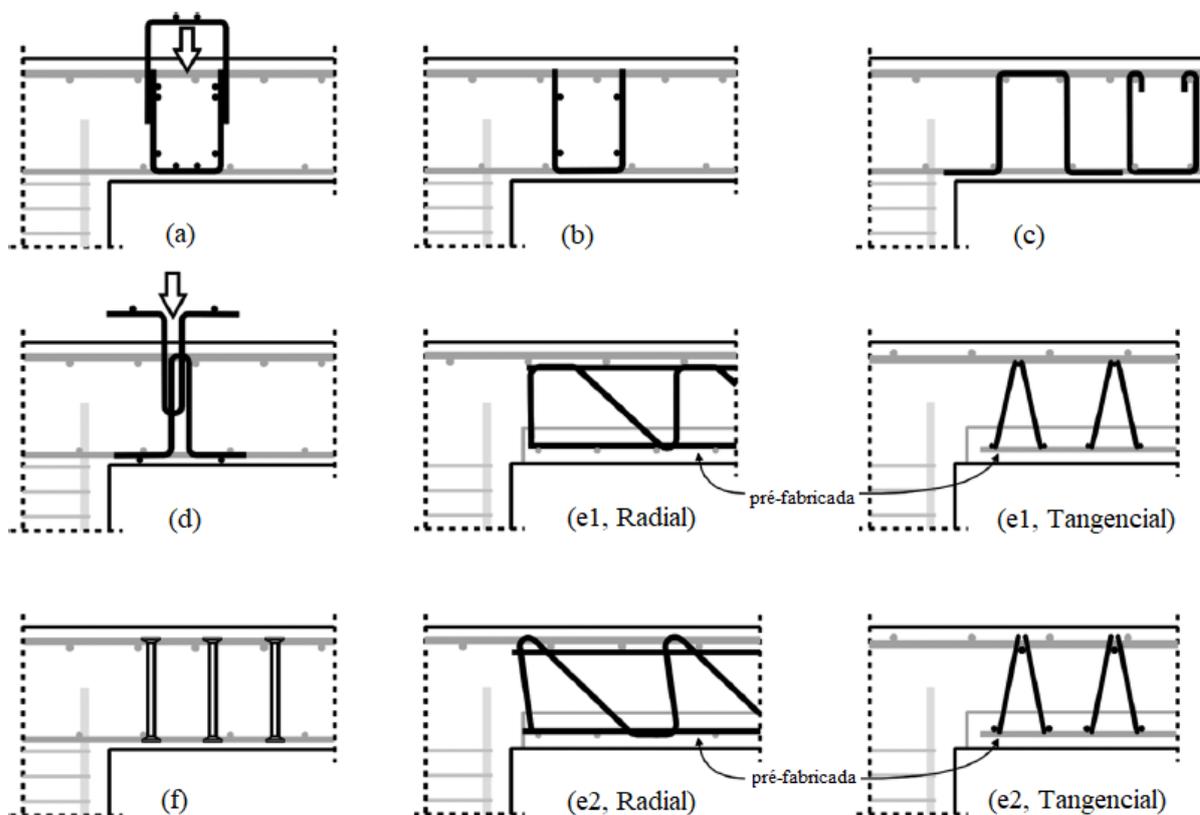


Figura 2. 26 Tipos de armaduras dos modelos ensaiados por Hegger *et al.* (2017).

Fonte: Hegger *et al.* (2017)

As lajes foram divididas em grupos, sendo o primeiro Grupo (a) constituído por cinco lajes. Nesse grupo a armadura de cisalhamento foi composta de dois estribos em forma de “U” e para melhorar a ancoragem das barras verticais, foram soldadas barras transversais (Figura 2.27, Grupo (a)).

No Grupo (b), uma laje foi armada com estribos em forma de “U” sem barra horizontal na zona de tensão, três lajes foram armadas com estribos em forma de “U” no Grupo (c), no Grupo (d) duas lajes foram armadas com estribos que envolviam a parte superior e inferior das armaduras de flexão, mas com barras verticais como mostrado na Figura 2.27.

Vigas treliçadas, que são utilizadas em lajes pré-moldadas, foram avaliadas como armadura de cisalhamento em 12 lajes do Grupo (e), foram divididas em vigas treliçadas convencionais (Figura 2.27, Grupo (e1)) em duas lajes (DV1 e DV2) e, além disso, quatro lajes (DV3 a DV6) foram armadas com uma inclinação melhorada das barras diagonais (Figura 2.27,

Grupo (e1). No grupo (e2), seis lajes (V1 a V6) foram armadas com treliças de ancoragem otimizada na zona de tensão (Figura 2.27, Grupo (e2)).

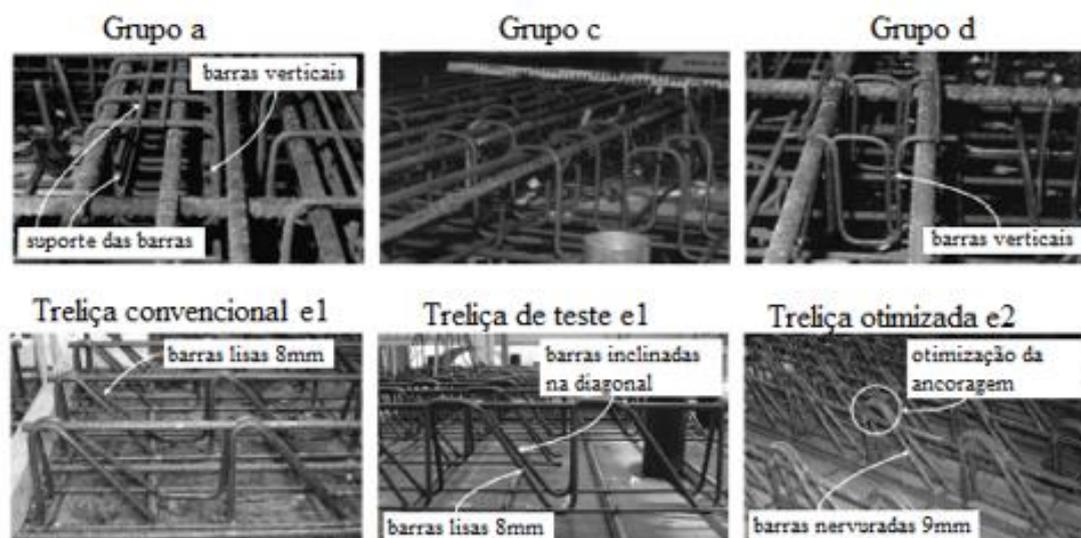


Figura 2. 27 Armaduras divididas em grupos.

Fonte: Hegger *et al.* (2017)

Studs com cabeça dupla com barras que se estendem através das camadas externas da armadura de flexão foram testados no Grupo (f).

Em todos os modelos avaliados, as fissuras radiais ocorreram primeiro na região central e se estenderam até à borda da laje. Posteriormente as fissuras circulares tangenciais se desenvolveram em torno do pilar. Os padrões de fissuração dos modelos estudados são mostrados na Figura 2.28.

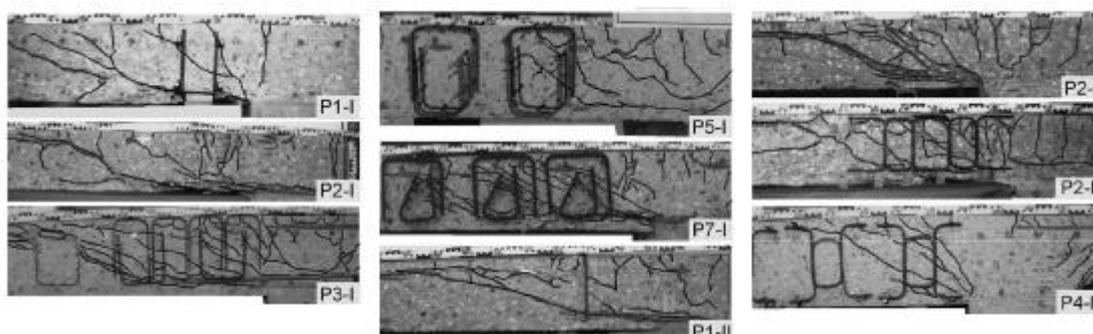


Figura 2. 28 Padrões de Fissuração.

Fonte: Hegger *et al.* (2017)

Os modelos P2-I, P3-I e P7-I do Grupo (a) apresentaram fissuras inclinadas na zona reforçada com a armadura de cisalhamento, com ângulos variando entre 31° e 45° , medidos a partir do plano da laje. A laje P5-I não foi carregada até a ruptura completa, e, portanto o padrão

de fissuração não foi totalmente desenvolvido. As lajes P1-I (Grupo (b)) e P1-II do Grupo (c) respectivamente romperam externamente à zona de armadura de cisalhamento.

Os modelos do Grupo (c), P2-II e EM1, e P2-III do Grupo (d), apresentaram fissuras inclinadas na zona reforçada por armadura de cisalhamento. Além disso, a região de compressão das lajes nas proximidades do pilar exibiu concentração de fissuras e uma fragmentação da camada de concreto.

Semelhante ao Teste P5-I do Grupo (a), o aumento de carga no ensaio do modelo P4-III do Grupo (d) foi interrompido antes da ruptura, dessa maneira o padrão de fissuração não foi desenvolvido completamente nas regiões externas.

Os padrões de fissuração do Grupo (e1) das lajes DV1 a DV6 são ilustrados por dois cortes perpendiculares mostrando as armaduras dispostas radialmente e tangencialmente. Nos modelos DV1 a DV4, as fissuras podem ser observadas entre as primeira e segunda barras transversais das treliça. No entanto, apenas nos modelos DV1 e DV3 que a formação de fissuras inclinada se mostrou visível na direção radial da treliça.

No modelo DV5, a fissura de ruptura é bastante inclinada e muitas outras fissuras são localizadas em um pequena área na região do pilar. Na direção tangencial a fissura de ruptura cruzou apenas uma barra da treliça com um ângulo de aproximadamente 60° . Na direção radial, três barras diagonais e verticais foram cruzadas, além de fissuras inclinadas visíveis na direção radial.

No modelo DV6, as fissuras de cisalhamento foram distribuídas de maneira mais uniforme. Padrões de fissuras semelhantes podem ser observados para as vigas treliçadas otimizadas do Grupo (e2).

Nos 16 modelos com *stud* de cabeça dupla (Grupo (f)), apenas dois padrões representativos de fissuras são mostrados na Figura 2.29 (Espécimes Z3 e Z5). Na região reforçada por armadura de cisalhamento, as fissuras são distribuídas uniformemente e na zona de compressão da laje segundo os autores a falha do concreto pôde ser observada na face da pilar.

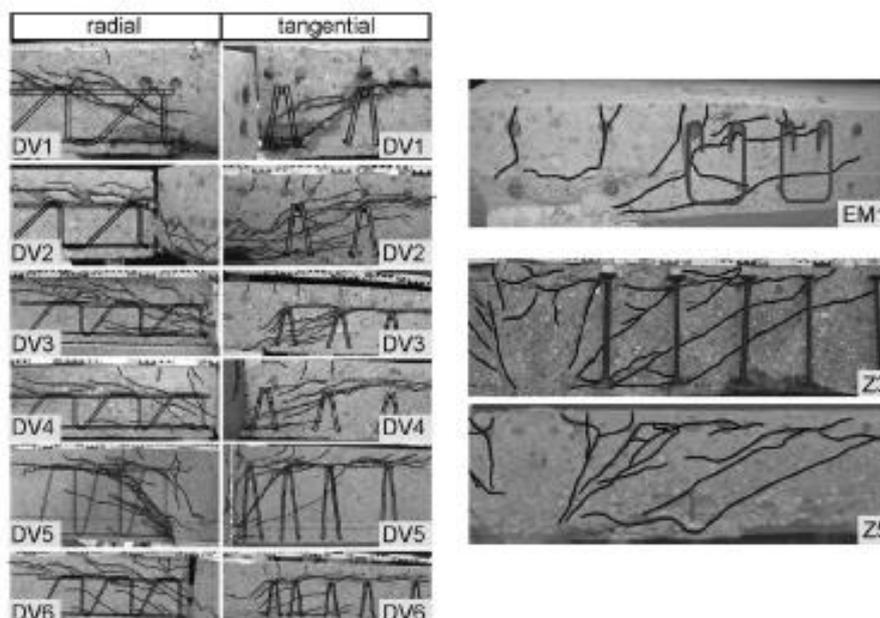


Figura 2. 29 Padrões de fissuração.

Fonte: Hegger *et al.* (2017)

Os autores concluíram que o uso de armaduras de cisalhamento com ancoragem superior levou a valores de resistências maiores. A resistência à punção está diretamente relacionada a área de aço da armadura de cisalhamento, de maneira que ao aumentar a área de aço a laje atinge maiores cargas de ruptura. As lajes que utilizam armadura de cisalhamento do tipo viga treliçadas, e *studs* de duas cabeças, que envolvem as armaduras de flexão, atingiram significativamente cargas mais altas que os estribos convencionais. A ductilidade dos modelos com esses tipos de armadura de cisalhamento é consideravelmente maior do que para os estribos.

Para lajes armadas com a mesma quantidade de armadura de cisalhamento, a forma de distribuição dos elementos de combate a punção influenciou na resistência última. Dessa maneira uma distribuição bem planejada ocasiona em um elemento com maiores resistências.

2.1.12 Palhares (2018)

Palhares (2018) apresenta em seu trabalho os resultados da análise de cinco lajes lisas de concreto armado, com dimensões de 2500 x 2500 mm e 180 mm de altura nominal, submetidas a carregamento central em um pilar de 300 x 300 mm. O autor avaliou a eficiência e viabilidade do uso de estribos fechados como armadura de cisalhamento em ligações laje-pilar variando o tipo de ancoragem nas armaduras de flexão.

As características dos modelos ensaiados pelo autor se diferem quanto à ancoragem das armaduras de cisalhamento nas armadura de flexão do seguinte modo: Laje RSP armada

somente à flexão, laje FS-08 armadura de cisalhamento envolveu as barras das armaduras de flexão tracionadas e comprimidas, laje FS-09 armadura de cisalhamento envolveu apenas a armadura de flexão de compressão, laje FS-10 armadura de cisalhamento envolveu somente a armadura de flexão tracionada, e por fim, laje FS-11 armadura de cisalhamento posicionada internamente as armaduras de flexão, sem envolvê-las. A Figura 2.30 e a Tabela 2.8 apresentam as principais características das lajes ensaiadas por Palhares (2018).

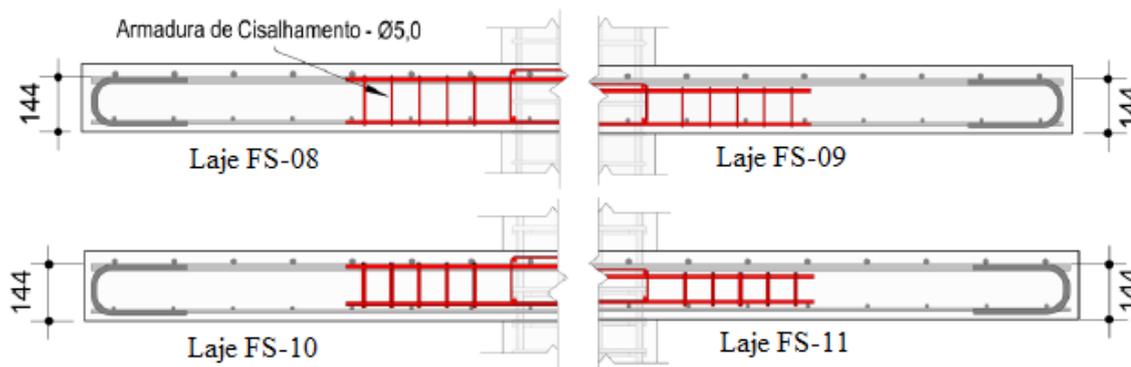


Figura 2. 30 Posicionamento das armaduras de Palhares (2018).

Fonte: Palhares (2018)

Tabela 2. 8 Características das lajes ensaiadas por Palhares (2018).

Lajes	Nº camadas	d (mm)	f_c (MPa)	ϕA_{sw} (mm)	S_0 (mm)	S_r (mm)	A_{sw} (cm ²)	ρ (%)
RSP	-	147,9	29,9	-	-	-	-	0,916
FS-08 _{TC}	5	145,8	30,5	5,0	72	72	1,57	0,939
FS-09 _C		148,0						0,915
FS-10 _T		147,1						0,925
FS-11 _I		147,6						0,919

TC- Armadura de cisalhamento envolvendo armaduras de flexão Tracionada e Comprimida;

C- Armadura de cisalhamento envolvendo armaduras de flexão Comprimida;

T- Armadura de cisalhamento envolvendo armaduras de flexão Tracionada;

I- Armadura de cisalhamento Interna (não envolve) à armaduras de flexão.

As armaduras de cisalhamento utilizadas neste estudo foram dispostas na região central das lajes (contorno do pilar) em forma de cruz, como pode ser visto na Figura 2.31.

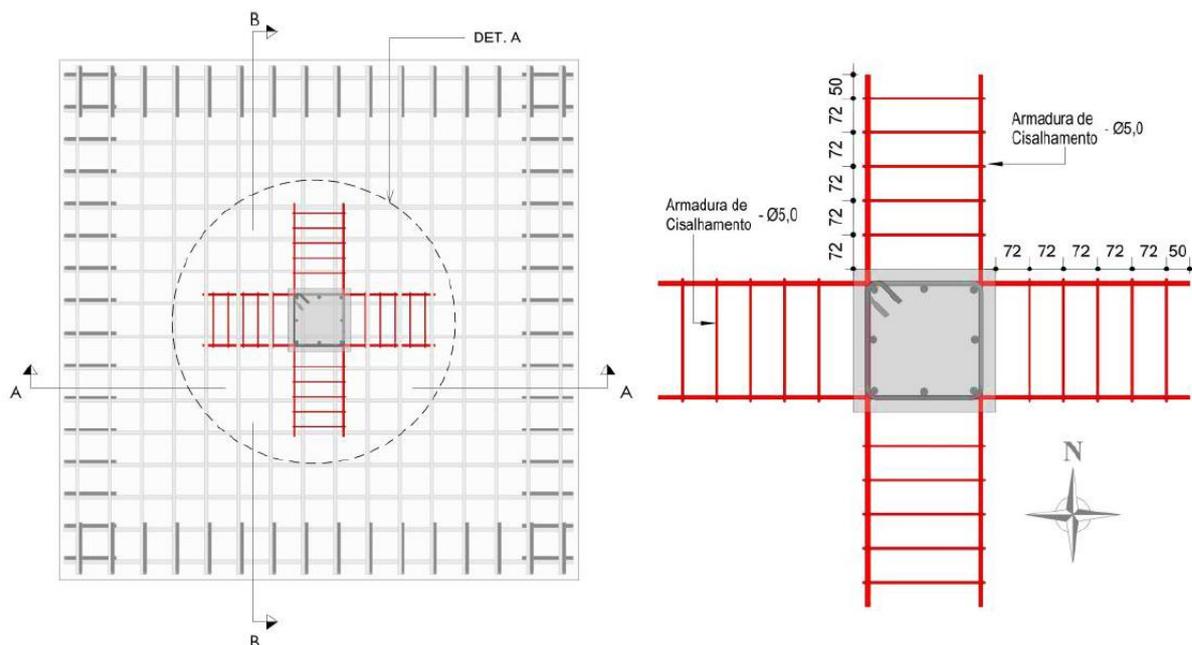


Figura 2. 31 Armadura de cisalhamento em cruz.

Fonte: Palhares (2018)

Palhares (2018) apresentou ainda em seu trabalho um comparativo entre os resultados obtidos da carga experimental (P_u) com a carga resistente à flexão (P_{flex}), calculada por meio do modelo teórico baseado no método das linhas de ruptura proposto por Guandalini, Burdet e Muttoni (2009). O autor constatou que nenhuma das lajes ensaiadas rompeu por flexão, como pode ser observado na Tabela 2.9.

Tabela 2. 9 Comparativo de cargas de ruptura das lajes de Palhares (2018)

Lajes	P_u (kN)	P_{flex} (kN)	P_u/P_{flex}	Modo de ruptura
RSP	478,8	834,29	0,57	Punção
FS-08	607,8	892,60	0,68	Punção
FS-09	662,1	906,78	0,73	Punção
FS-10	614,1	900,73	0,68	Punção
FS-11	604,6	904,71	0,67	Punção

O autor observou ainda que, no que diz respeito à variação do tipo de ancoragem da armadura de cisalhamento, a maior variação percentual ocorreu na laje FS-09 (que possui ancoragem apenas na armadura de flexão comprimida), tornando-a 9% mais resistente quando comparada com a laje FS-08. Quanto à laje FS-10 e a laje FS-11, o autor verificou que ambas apresentaram comportamento semelhante quanto à capacidade de carga, com variação

percentual não significativa na ordem de 1%. Dessa maneira os estribos que não envolveram as barras da armadura de flexão puderam atuar como uma opção de armadura de cisalhamento admissível em lajes lisas de concreto armado.

2.2. RECOMENDAÇÕES DOS CÓDIGOS E MÉTODOS ANALÍTICOS

Na literatura existem diversos códigos disponíveis que oferecem previsões para a carga de ruptura de lajes lisas sujeitas à punção. Essas previsões são baseadas em modelos analíticos de cálculo que estabelecem uma relação entre a tensão nominal de cisalhamento atuante em uma superfície de controle específica e a resistência ao cisalhamento. O principal ponto de divergência entre esses códigos reside no que diz respeito ao perímetro de controle a ser considerado e à resistência ao cisalhamento do elemento.

As norma e códigos considerados nesta pesquisa são: ACI 318 (2019), ABNT ABNT NBR 6118 (2023), CEB-FIP/MC (2010) e EUROCODE 2 (2004).

2.2.1 ACI 318 (2019)

O código ACI 318 (2019) estabelece para o dimensionamento de lajes sujeitas a punção a aplicação da Equação 2.1:

$$V_n = V_c + V_s \quad (2.1)$$

No qual, V_n é a força resistente ao cisalhamento constituída pela parcela de contribuição do concreto (V_c) e pela parcela de contribuição do aço da armadura de cisalhamento (V_s).

Para lajes desprovidas de armadura de cisalhamento, a carga de ruptura a punção na conexão entre a laje e o pilar deve ser igual ao valor mínimo obtido utilizando a Equação 2.2:

$$V_c \leq \begin{cases} 0,33\lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \\ 0,083 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f_c'} \end{cases} \quad (2.2)$$

Onde:

λ : é um fator de modificação do concreto e deve ser igual a 1,0 para concretos de peso normal;

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + 0,004 d}} \leq 1$$

λ_s : é fator de modificação que considera o *size effect*;

β : é a razão entre o maior lado e o menor lado do pilar ou área carregada;

α_s : o valor de α_s é 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto;

f'_c : é a resistência à compressão do concreto e em MPa;

b_0 : é o perímetro de controle, em mm;

d : é a altura útil da laje ao longo do perímetro de controle, em mm.

O perímetro de controle para avaliação da tensão resistente é posicionado a uma distância igual a $0,5d$ a partir da face do pilar. No caso de lajes lisas com pilar interno de seção retangular, a configuração do perímetro crítico é ilustrada na Figura 2.32.

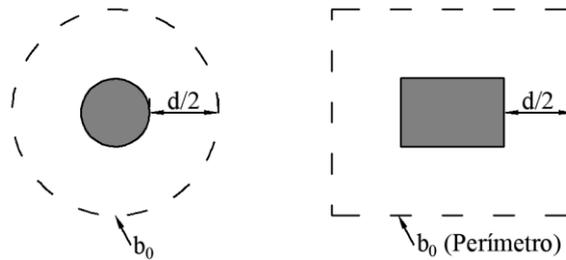


Figura 2. 32 Perímetro de controle (b_0) ACI 318 (2019).

Fonte: ACI 318 (2019), adaptado.

Em situações em que uma laje lisa contenha aberturas com a distância até o centroide do pilar sendo inferior a 10 vezes a espessura da laje e sem a presença de armadura de punção, a porção do perímetro de controle delimitada por linhas retas projetadas a partir do centroide do pilar e tangentes à abertura é considerada ineficaz. Isso é ilustrado na Figura 2.33.

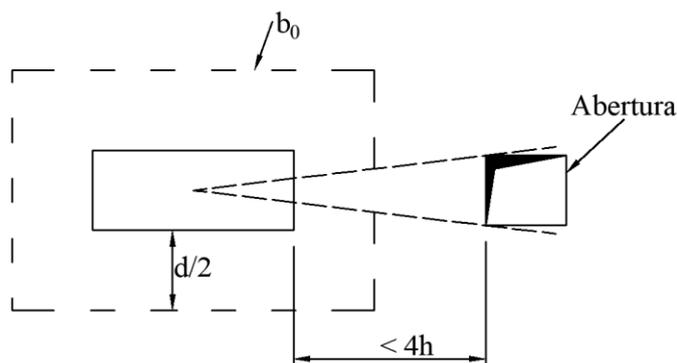


Figura 2. 33 Perímetro de controle para lajes com aberturas ACI 318 (2019).

Fonte: ACI 318 (2019), adaptado.

Para lajes com armadura de cisalhamento o cálculo da parcela resistente do concreto V_c para lajes com armaduras compostas por estribos deve ser feito nos dois perímetros de controle pela Equação 2.3:

$$V_c = 0,17\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

Já para as lajes com armaduras compostas por studs, a resistência no primeiro perímetro crítico deve ser igual ao menor valor obtido pelas Equações 2.4, 2.5 e 2.6:

$$V_c = 0,25\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

$$V_c = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.5)$$

$$V_c = \left(0,17 + \frac{0,083\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

E no segundo perímetro crítico b_0 , a resistência do concreto V_c é calculada com a Equação 2.3.

O segundo perímetro crítico b_0 é definido a uma distância $d/2$ além da última camada de armadura de cisalhamento. O formato deste segundo perímetro deve ser um polígono tal que o comprimento de b_0 seja o mínimo, conforme ilustra a Figura 2.34.

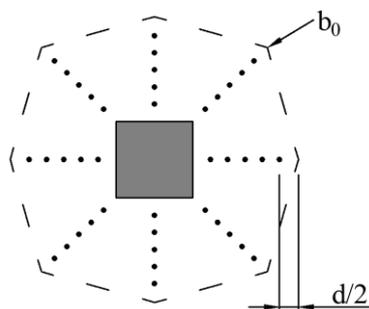


Figura 2. 34 Perímetro de controle distante $d/2$ a partir da última camada de armadura de cisalhamento.
Fonte: ACI 318 (2019), adaptado.

A parcela resistente da armadura de cisalhamento V_s é dada por:

$$V_s = \frac{A_v f_{yt}}{b_0 s}$$

Onde:

A_v : é a soma da área de todos os ramos de uma camada de armadura ao redor do pilar;

f_{yt} : é a tensão específica de escoamento do aço, em MPa;

s : é o espaçamento entre as camadas de armadura medido na direção perpendicular ao pilar.

2.2.2 ABNT NBR 6118 (2023)

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023) estabelece que, para lajes lisas, deve ser realizada a verificação da tensão de cisalhamento em três superfícies críticas previamente definidas ao redor de forças concentradas.

A primeira superfície crítica é estabelecida ao longo do contorno C que envolve a área crítica do pilar ou da carga concentrada. Nessa superfície a verificação da tensão de compressão diagonal do concreto é realizada de maneira indireta, através da avaliação da tensão de cisalhamento.

A segunda superfície crítica é estabelecida como o contorno C' afastado a uma distância de $2d$ do pilar ou carga concentrada. Nessa superfície, a verificação concentra-se na capacidade da conexão à punção, relacionada à resistência à tração diagonal.

A terceira superfície crítica é estabelecida como contorno C'', está posicionada a uma distância de $2d$ da última camada da armadura de cisalhamento. Essa verificação é necessária quando se utiliza armadura de cisalhamento.

As superfícies críticas mencionadas são ilustradas na Figura 2.35.

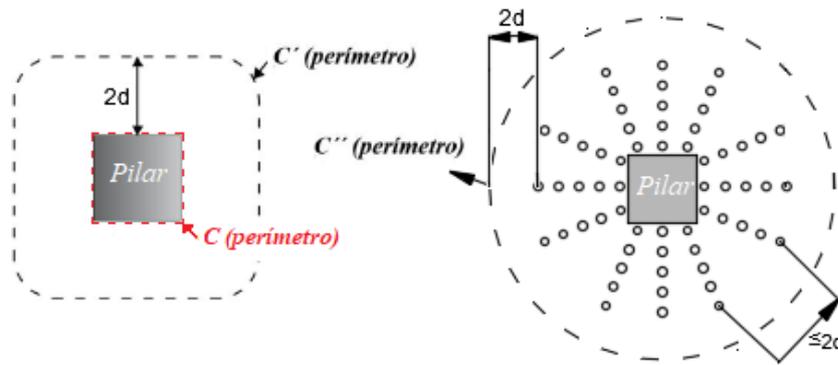


Figura 2. 35 Perímetro de controle ABNT NBR 6118 (2023)

Fonte: ABNT NBR 6118 (2023), adaptado.

Para carregamento simétrico em pilares internos a tensão solicitante nas superfícies críticas C e C' é calculada pela Equação 2.7:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu d} \quad (2.7)$$

Sendo:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2}$$

d : altura útil da laje ao longo do contorno crítico C';

d_x e d_y : alturas úteis nas duas direções ortogonais;

μ : perímetro do contorno crítico C';

F_{sd} : força concentrada de cálculo.

A fim de evitar a ruptura por compressão diagonal do concreto na superfície crítica C, deve ser feita a verificação em lajes lisas com ou sem armadura de cisalhamento pela Equação 2.8.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27\alpha_v f_{cd} \quad (2.8)$$

Onde:

τ_{sd} : tensão atuante ou de projeto;

τ_{Rd2} : tensão resistente;

f_{cd} : resistência à compressão do concreto em MPa ($f_c \leq 90$ MPa).

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), f_{ck} \text{ em MPa}$$

Para verificação da tensão de cisalhamento atuante na superfície crítica C' em lajes lisas sem armadura de cisalhamento, utiliza-se a Equação 2.9.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13k_e (100 \rho f_{ck})^{1/3} \quad (2.9)$$

$$k_e = 1 + \sqrt{20/d} \leq 2$$

Em que, τ_{sd} é a tensão cisalhante solicitante calculada no perímetro crítico C'; τ_{Rd1} é a tensão cisalhante resistente associada à tração diagonal na superfície de Contorno C'; d é a altura útil da laje ao longo do Contorno Crítico C'; ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão; f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto.

Para verificação da tensão de cisalhamento atuante na superfície crítica C' em lajes lisas com armadura de cisalhamento, utiliza-se a Equação 2.10.

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,10k_e (100 \rho f_{ck})^{1/3} + 1,5 \frac{d A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen} \alpha}{s_r \mu d} \quad (2.10)$$

Sendo:

$$k_e = 1 + \sqrt{20/d} \leq 2$$

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

Em que:

s_r : representa o espaçamento radial entre as linhas de armadura de punção, que não deve exceder 0,75 vezes a espessura da laje (d).

A_{sw} corresponde à área da armadura de punção ao longo de um contorno completo paralelo a C'.

α : é o ângulo de inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje.

μ : representa o perímetro crítico ou um perímetro crítico reduzido, caso se trate de pilares localizados nos cantos ou bordas da laje.

f_{ywd} : é a resistência de cálculo da armadura de punção, que não deve ser superior a 300 MPa para conectores ou 250 MPa para estribos.

2.2.3 CEB-FIP Model Code (2010)

Desenvolvido por Muttoni (2008) o modelo físico da Teoria da Fissura Crítica (*Critical Shear Crack Theory*) é a base teórica do código CEB-FIP *Model Code* (2010), no qual é proposto o perímetro de controle b_l a uma distância $0,5d_v$ da região de suporte da área carregada, como apresentado na Figura 2.36.

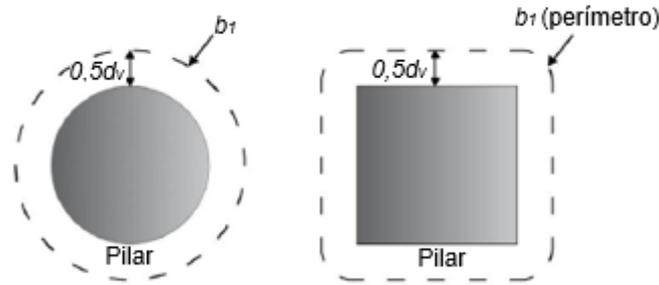


Figura 2. 36 Perímetro de controle b_l
Fonte: CEB-FIP *Model Code* (2010), adaptado.

Para o cálculo da resistência máxima ao puncionamento de lajes lisas sem armadura de cisalhamento o código propõe a Equação 2.11.

$$V_{Rc} = k_{sys} k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \leq \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_0 d_v \quad (2.11)$$

Em que:

O coeficiente k_{sys} é igual a 2,8 quando se trata de *studs*, 2,4 para estribos com comprimento de ancoragem adequado e, em outros casos, pode ser adotado o valor de 2,0.

f_{ck} : representa a resistência à compressão do concreto, expressa em MPa.

γ_c : é o coeficiente de segurança com um valor de 1,5.

k_{ψ} : é um parâmetro relacionado com as rotações das lajes em torno do pilar e pode ser calculado usando a expressão 2.12.

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \psi d_v k_{dg}} \leq 0,6 \quad (2.12)$$

Sendo:

k_{dg} um parâmetro relacionado com o tamanho do agregado, calculado como:

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g}, \text{ e } d_g \text{ o tamanho máximo do agregado;}$$

d_v é a altura útil em ambas direções;

ψ é a rotação da laje em torno ao pilar. O CEB-FIP *Model Code* (2010), apresenta quatro níveis de aproximação (LoA) para calcular este parâmetro.

O Nível de Aproximação I (LoA I) baseia-se na teoria elástica para análise de lajes e não apresentam redistribuição significativas de forças internas. A rotação ψ para esse nível pode ser calculada pela equação 2.13.

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.13)$$

O Nível de Aproximação II (LoA II) é indicado para lajes que apresentam uma redistribuição significativa de momento na determinação da armadura de flexão. A rotação ψ pode ser calculada pela equação 2.14.

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (2.14)$$

O Nível de Aproximação III (LoA III), a análise pode ser realizada por um modelo elástico linear, o coeficiente 1,5 pode ser substituído por 1,2, e a equação passa a ser a 2.15.

$$\psi = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{yd}}{E_s} \left(\frac{m_{sd}}{m_{Rd}} \right)^{3/2} \quad (2.15)$$

No Nível de Aproximação IV (LoA IV), a Equação 2.18 é mantida, a rotação ψ é calculada através de análise não-linear, utilizando para esse caso uma análise em Elementos Finitos.

Em todos os níveis de aproximação, os termos utilizados são os seguintes:

r_s : é a distância medida a partir do eixo do pilar até o raio onde o momento fletor é igual a zero.

f_{yd} : representa o valor característico da tensão de escoamento do aço.

E_s : é o módulo de elasticidade do aço.

m_{Ra} : denota a resistência à flexão média de projeto por unidade de comprimento em uma faixa carregada, conforme calculada pela Equação 2.16.

m_{sd} : é o momento médio atuante por unidade de comprimento na armadura de flexão em uma faixa.

$$m_{Rd} = \rho f_{ys} d^2 \left(1 - \frac{\rho f_{ys}}{2f_c} \right) \quad (2.16)$$

A carga última resistente é definida pela interseção de duas curvas traçadas pela equação 2.10 e a expressão de rotação pelo nível de aproximação (LoA) definido. Figura 2.37.

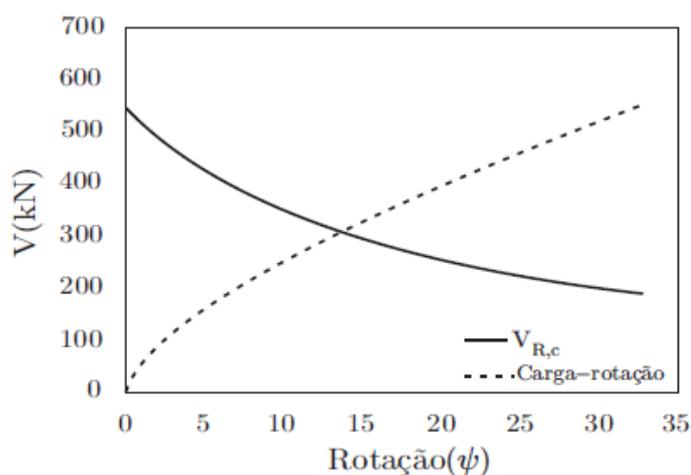


Figura 2. 37 Representação das curvas obtidos pelo método do CEB-FIP Model Code (2010).

Fonte: CEB-FIP Model Code (2010), adaptado.

Em lajes com armadura de cisalhamento, a força resistente à punção é a soma da força resistente oferecida pelo concreto e a força resistente proporcionada pela armadura. A contribuição do concreto é calculada da mesma forma que em uma laje desprovida de armadura de cisalhamento, conforme estabelecido na Equação 2.10. A resistência ao cisalhamento é determinada pelas Equações 2.17 e 2.18. Nesse tipo de laje, é necessário verificar a tensão resistente tanto interna quanto externa à armadura de cisalhamento.

$$V_{Rd,s} = \sum A_{sw} k_e \sigma_{swd} \quad (2.17)$$

$$\sigma_{swd} = \frac{E_s \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bd}}{f_{ywd}} \frac{d}{\phi_w} \right) \leq f_{ywd} \quad (2.18)$$

Sendo:

E_s módulo de elasticidade do aço;

ϕ_w diâmetro da armadura de cisalhamento;

f_{bd} pode ser adotado igual a 3 MPa em muitos casos;

f_{ywd} tensão de escoamento da armadura de cisalhamento;

k_e coeficiente de excentricidade, para carregamento centrado adota-se igual a 0,9;

A_{sw} contribuição da armadura presente a $0,65d$ de distância conforme apresentado

na Figura 2.38.

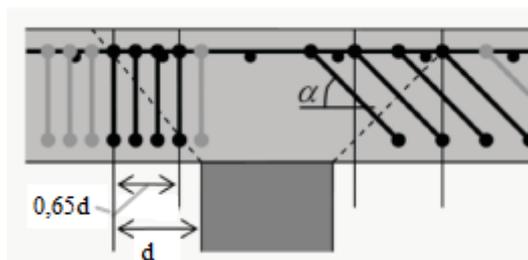


Figura 2. 38 Armadura considerada na resistência ao cisalhamento, região interna.

Fonte: CEB-FIP *Model Code* (2010), adaptado.

Para cálculo da capacidade resistente de uma laje lisa no perímetro externo à armadura de cisalhamento, utiliza-se a Equação 2.19.

$$V_{Rd,out} = k_{\psi} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} b_2 d \quad (2.19)$$

Sendo b_2 o perímetro externo a distância $0,5d$ da última camada da armadura de cisalhamento.

2.2.4 EUROCODE 2 (2004)

O EUROCODE 2 (2004) foi desenvolvido baseado no código CEB-FIP *Model Code* (1993). Este código estabelece que para lajes sujeitas à punção a tensão máxima de cisalhamento solicitante não deve exceder a tensão máxima resistente conforme as Equações 2.20 a 2.22.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (2.20)$$

$$V_{Ed} = \beta \frac{F_{sd}}{u_0 d} \quad (2.21)$$

$$V_{Rd,max} = 0,4 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} u_0 d \quad (2.22)$$

Sendo:

$\beta = 1$ para o caso de punção simétrica;

u é o perímetro de controle da seção;

d é a altura útil;

F_{sd} : força ou reação concentrada de cálculo (kN),

f_{ck} e f_{cd} são as resistências característica e de cálculo do concreto à compressão respectivamente.

O EUROCODE 2 (2004) recomenda para lajes sem armadura de cisalhamento, que a resistência ao cisalhamento proveniente de cargas concentradas ou reações de apoio deve ser verificada no perímetro de controle u_1 (distante a $2d$ da área carregada), como mostra a Figura 2.39.

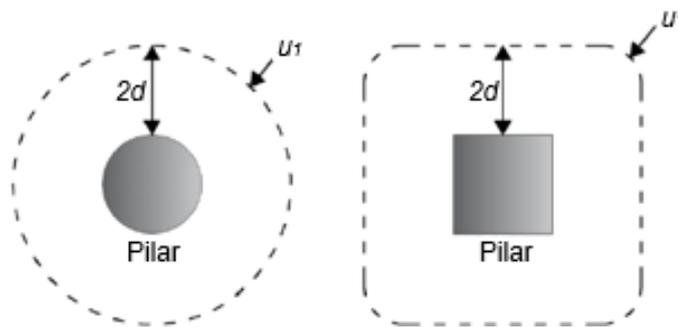


Figura 2. 39 Perímetro de controle u_1 .
Fonte: EUROCODE 2 (2004), adaptado.

Ainda para lajes sem armadura de cisalhamento o código em questão estabelece que apenas a parcela de contribuição do concreto deve ser considerada no cálculo da carga última resistente a punção. A tensão resistente proveniente do concreto é calculada pela Equação 2.23.

$$V_{Rd,c} = 0,18k(100\rho f_{ck})^{1/3} \geq V_{\min} \quad (2.23)$$

Sendo

f_{ck} : resistência à compressão característica do concreto;

$$V_{\min} = 0,035k^{2/3} f_{ck}^{1/2}$$

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

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \leq 0,02$$

Nas lajes com armadura de cisalhamento, a resistência à punção deverá ser verificada na região adjacente à face do pilar de acordo com as Equações 2.24 e 2.25, nas regiões com armadura de cisalhamento e nas regiões externa a essa armadura.

O cálculo de resistência ao cisalhamento na região com armadura de cisalhamento é dado pelas Equações 2.23 e 2.24.

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cs} \quad (2.24)$$

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{R,dc} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \text{sen} \alpha \quad (2.25)$$

Em que:

u_1 : perímetro de controle situado a uma distância “2d” a partir da face do pilar;

s_r : espaçamento radial das camadas da armadura de cisalhamento (mm);

A_{sw} : área da armadura de cisalhamento em uma camada ao redor da coluna (mm²);

$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ em MPa;

α : ângulo entre a armadura de cisalhamento e o plano da laje.

As equações 2.26 e 2.27 são utilizadas para o cálculo de resistência ao cisalhamento pra regiões externas à armadura de cisalhamento.

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc,ext} \quad (2.26)$$

$$V_{Rd,cs,ext} = V_{Rd,c} \mu_{out} d \quad (2.27)$$

O termo μ_{out} é o perímetro de controle traçado a uma distância kd após a última camada da armadura de cisalhamento, k é adotado igual a 1,5. (Figura 2.40).

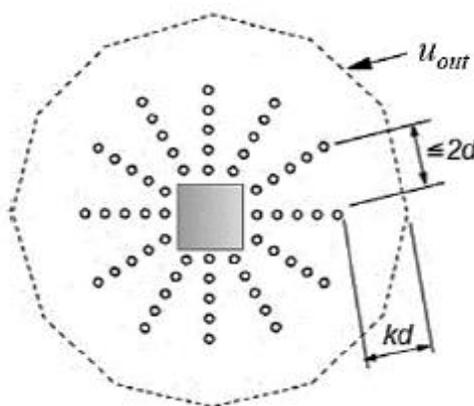


Figura 2. 40 Perímetro de controle para pilares internos.

Fonte: EUROCODE 2 (2004), adaptado

2.2.5 prEC-2 (2021) – Projeto de revisão do EUROCODE-2 (2004)

O código Eurocode-2 passa por revisões e são propostas algumas alterações para o dimensionamento de lajes submetidas à punção.

A resistência mínima à tensão de cisalhamento pode ser calculada pela equação 2.28.

$$\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \frac{d_{dg}}{d}} \quad (2.28)$$

Em que:

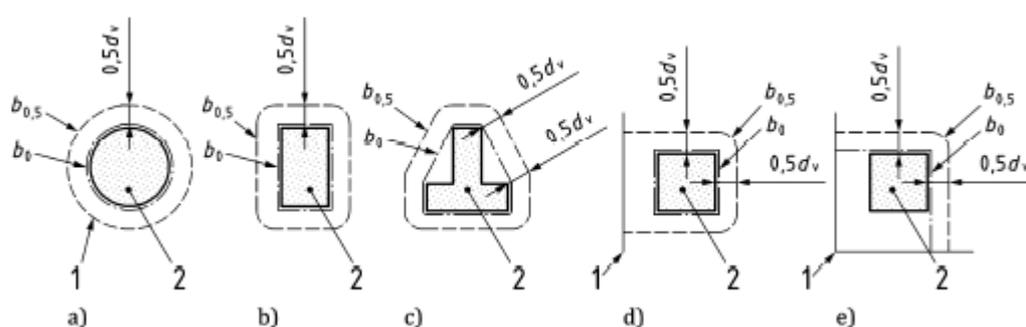
γ é o fator parcial para projeto de cisalhamento de acordo;

f_{yd} é o valor de projeto da resistência ao escoamento que foi usado para projetar a armadura de flexão;

d é a altura útil (mm).

d_{dg} é um parâmetro de tamanho que descreve a rugosidade da zona de ruptura, que depende do tipo de concreto e das propriedades dos agregados.

O perímetro de controle $b_{0,5}$ deve ser tomado a uma distância de $0,5d_v$ da face da área de apoio exceto próximo aos cantos reentrantes da área de apoio (Figura 2.41c), onde a distância entre o perímetro de controle e a face da coluna deve ser aumentada para que o comprimento do perímetro de controle seja minimizado. Para colunas de borda e canto com saliências, a extensão é limitada à metade da saliência (Figuras 2.41d e 2.41e).



1 borda da laje
2 área de apoio

Figura 2. 41 Perímetros de controle

Fonte: prEC -2 (2021), adaptado

A tensão de cisalhamento de projeto τ_{Ed} pode ser calculada pela equação 2.29.

$$\tau_{Ed} = \beta_e \frac{V_{Ed}}{b_{0,5} d_v} \quad (2.29)$$

V_{Ed} é a força de cisalhamento de projeto no perímetro de controle $b_{0,5}$. β_e é um coeficiente que leva em conta as concentrações das forças de cisalhamento, que pode ser adotado por 1,15, $b_{0,5}$ é o comprimento do perímetro de controle.

A tensão de cisalhamento de projeto τ_{Ed} também pode ser calculada diretamente a partir de uma análise detalhada da distribuição da tensão de cisalhamento ao longo do perímetro de controle usando um método que leve em conta as condições de equilíbrio e compatibilidade da laje (por exemplo, análise elástica linear) por meio da equação 2.30.

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{d_v} \quad (2.30)$$

A resistência à tensão de cisalhamento de punção do projeto em lajes sem armadura de cisalhamento deve ser calculada pela equação 2.31.

$$\tau_{Rdc} = \frac{0,6}{\gamma} k_{pb} \left(100 \rho_l f_{ck} \frac{d_{dg}}{d_v} \right)^{1/3} \leq \frac{0,5}{\gamma} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.31)$$

Sendo:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} \quad \rho_{lx}, \rho_{ly} \text{ são as taxas de armadura de flexão nas direções } x \text{ e } y$$

respectivamente.

k_{pb} é o coeficiente de aumento do gradiente de cisalhamento de punção que pode ser calculado

como: $1 \leq k_{pb} = 3,6 \sqrt{1 - \frac{b_0}{b_{0,5}}} \leq 2,5$. b_0 é o comprimento do perímetro na face da área de

suporte.

Para lajes com armadura de cisalhamento a resistência á punção deve ser calculado pela equação 2.32.

$$\tau_{Rdc,cs} = \eta_c \tau_{Rdc} + \eta_s \rho_w f_{ywd} \geq \rho_w f_{ywd} \quad (2.32)$$

Em que:

$\eta_c = \frac{\tau_{Rdc}}{\tau_{Ed}}$, $\tau_{Rd,c}$ é a resistência à tensão de cisalhamento de punção de lajes sem reforço de cisalhamento.

$$\eta_s = \frac{d_v}{150\phi_w} + \left(15 \frac{d_{dg}}{d_v}\right)^{1/2} \left(\frac{1}{\eta_c k_{pb}}\right)^{3/2} \leq 0,8$$

$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_r S_t}$ é a relação da taxa de armadura de cisalhamento no perímetro de controle analisado; A_{sw} é a área de uma perna da armadura de cisalhamento; S_r é o espaçamento radial da armadura de cisalhamento e S_t é o espaçamento tangencial da armadura de cisalhamento no perímetro de controle investigado.

A resistência ao cisalhamento por puncionamento deve ser limitada pela equação 2.33.

$$\tau_{Rd,max} = \eta_{sys} \tau_{Rd,c} \quad (2.33)$$

O perímetro de controle externo no qual a armadura de cisalhamento não é necessária ($b_{0,5,out}$, Figura 2.42) pode ser calculado pela equação 2.34.

$$b_{0,5,out} = b_{0,5} \left(\frac{d_v}{d_{v,out}} \frac{1}{\eta_c} \right)^2 \quad (2.34)$$

$b_{0,5}$ é o perímetro de controle localizado a uma distância $d_v/2$ da face da área de suporte.

$d_{v,out}$ é a altura efetiva da armadura externa de cisalhamento.

O perímetro mais externo da armadura de cisalhamento deve ser colocado a uma distância não superior a $0,5d_{v,out}$ do perímetro de controle externo $b_{0,5,out}$, de acordo com a Figura 2.42. Quando o espaçamento da armadura de cisalhamento exceder $3d_{v,out}$, a parte de $b_{0,5,out}$ maior que $1,5d_{v,out}$ de um conjunto de armadura de cisalhamento medida paralelamente ao perímetro externo da armadura, deve ser ignorada, veja a Figura 2.42b).

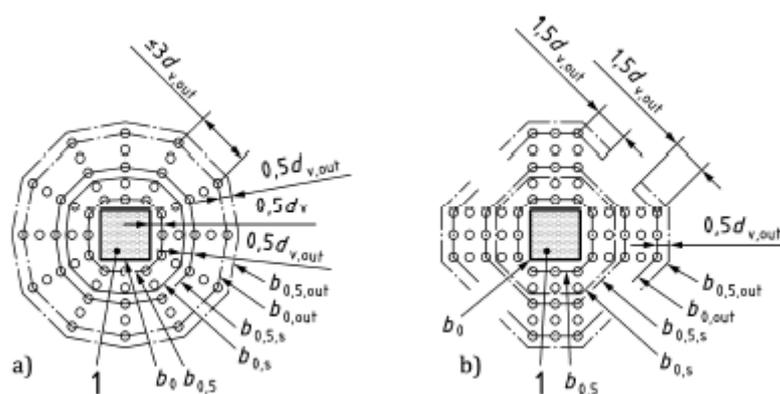


Figura 2. 42 Definição de perímetros de controle e espaçamentos tangenciais para armadura de punção.

Fonte: prEC -2 (2021), adaptado

- a) perímetros de controle para arranjos radiais ($b_{0,5,s}$ e $b_{0,s}$ referem-se à instância do 3º perímetro de reforço de cisalhamento)
- b) perímetros de controle para arranjos cruciformes
- c) perímetros de controle para extremidades de parede, cantos de parede, colunas grandes e alongadas (instância de extremidade de parede com arranjo radial de reforço de cisalhamento)
- 1 área de apoio (coluna ou parede).

2.2.6 Método analítico de Gomes (1991)

Gomes (1991) adotou algumas condições iniciais para simplificar o modelo de cálculo, incluindo:

- Utilização de armadura de cisalhamento vertical do tipo perfil I ou studs.
- Espaçamento radial de 0,5 vezes a altura útil (d) entre as camadas e entre o pilar e a camada mais próxima a ele.
- A laje foi considerada com a mesma resistência do concreto em toda a sua extensão.

O método traz duas regiões para verificação dos esforços de punção:

1. Superfície de ruptura adjacente ao pilar, cruzando a armadura de cisalhamento segundo um ângulo em torno de 25° .

A resistência ao cisalhamento (V_k) pode ser assumida como a soma da resistência do concreto (V_{ck}) e da armadura de cisalhamento (V_{sk})

$$V_k = V_{ck} + V_{sk} \quad (2.35)$$

A contribuição do concreto é calculada por:

$$V_{ck} = \xi v_{ck} U d \quad (2.36)$$

Onde:

$$\xi = \sqrt[4]{\frac{400}{d}} \geq 1$$

$$v_{ck} = 0,27 \sqrt[3]{100 \rho f_{cu}}$$

$$\rho \leq 0,03$$

$$20 N/mm^2 \leq f_{cu} \leq 50 N/mm^2$$

$U = 4b + 12d$ para um pilar retângular de lado b

$U = 4B + 12d$ para um pilar circular de diâmetro B

A contribuição do aço é tomada igual ao somatório das forças na armadura de cisalhamento localizada até uma distância de $1,75d$ a partir da face do pilar, conforme apresentado na Figura 2.43.

$V_{sk} = n A_s f_{sv}$, sendo n o número de elementos da armadura de cisalhamento.

2. Superfície de ruptura fora da armadura de cisalhamento

$$V_k = \alpha_1 \xi v_{ck} U d \quad (2.37)$$

Sendo:

α_1 : coeficiente igual a 1 para seções $2d$ ou mais a partir do pilar e igual a 0,9 para seções a uma distância de até $1d$ a partir do pilar.

U : perímetro circular localizado a $2,5d$ além da última camada de armadura.

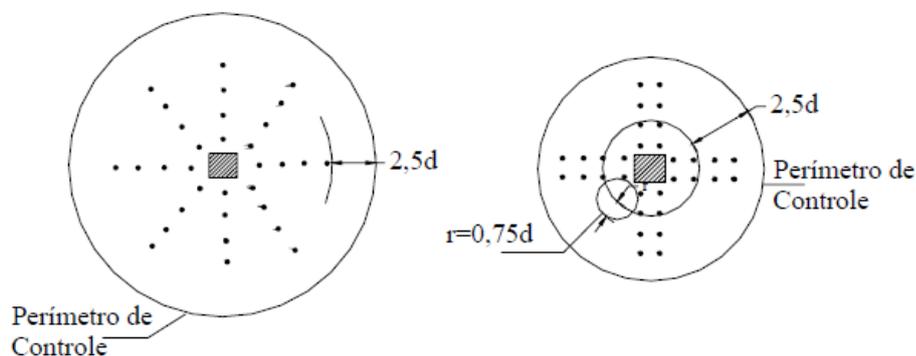


Figura 2. 43 Perímetro crítico de acordo com o modelo analítico proposto por Gomes (1991).

Fonte: Gomes (1991)

2.3. MODELOS TEÓRICOS PARA LAJES LISAS

2.3.1. Modelo Teórico proposto por Kinnunen e Nylander (1960)

Kinnunen e Nylander (1960) foram os pioneiros ao apresentar a primeira teoria fundamentada sobre o fenômeno de punção. Sua teoria se baseou em experimentos realizados em lajes circulares sem a utilização de armadura de cisalhamento, que eram apoiadas por um pilar circular central.

O modelo pressupõe que cada segmento da laje pode ser tratado como um corpo rígido, assemelhando-se a uma casca cônica em compressão que se estende desde o pilar até o ponto de origem da fissura de cisalhamento.

A Figura 2.44 ilustra o segmento da laje sob a ação da carga externa $P\Delta\phi/2\pi$, destacando as forças envolvidas no modelo proposto por Kinnunen e Nylander. Nesse contexto, temos a força oblíqua $F_{cr}\Delta\phi/2\pi$ atuando no tronco de cone de concreto, a força tangencial F_{st} na armadura de flexão, que age perpendicularmente às fissuras radiais, resultando na componente radial $F_{st}\Delta\phi$. Além disso, há a força na direção radial F_{sr} , causada pela armadura de flexão que atravessa a fissura de cisalhamento e a força tangencial de compressão do concreto abaixo do centro de rotação, gerando a resultante radial $F_{cr}\Delta\phi$. Nesse modelo, a força na armadura de cisalhamento é considerada igual a zero.

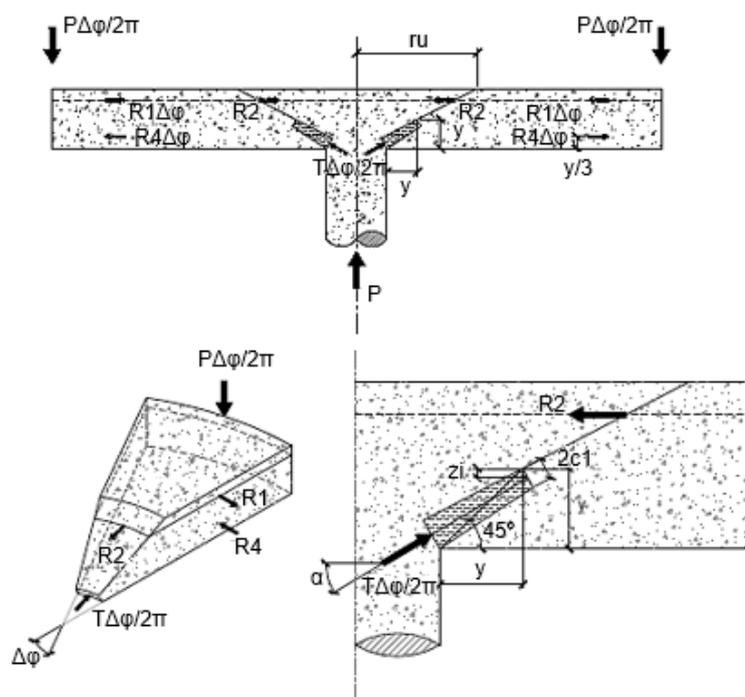


Figura 2. 44 Modelo Proposto por Kinnunen e Nylander (1960).

Fonte: Adaptado por Moraes Neto (2013).

A força vertical P , que é transmitida através da casca cônica, é dada por:

$$P = T \operatorname{sen} \alpha = 2\pi \frac{B}{2h} \frac{y}{h} \frac{1 + 2 \frac{y}{B}}{1 + \frac{y}{B}} \sigma_t f(\alpha) h^2 \quad (2.38)$$

Onde:

h = altura efetiva da laje

$f(\alpha) = \operatorname{sen} \alpha \cos \alpha (1 - \operatorname{tg} \alpha)$

O modelo proposto por Kinnunen e Nylander (1960) considera diferentes tipos de armaduras de acordo com suas disposições. Esses tipos de armaduras incluem:

Armadura Circunferencial: Essa armadura é distribuída ao longo da circunferência da laje.

Armadura Circunferencial e Radial: Esta configuração inclui tanto armadura circunferencial ao longo da circunferência quanto armadura radial que se estende do centro do pilar em direção à periferia da laje.

Armadura Ortogonal com Espaçamento Constante: Nesse caso a armadura é disposta de forma ortogonal com um espaçamento uniforme entre as barras.

Cada tipo de armadura tem sua própria aplicação e função específica no contexto da punção da laje.

No interior do segmento de laje, a tensão σ_{xy} é alcançada devido aos altos valores de ψ ($1-x/d$). O limite do raio ($r = r_s$) entre o ponto de escoamento e da fase elástica da armadura de flexão é dada pela Equação 2.39.

$$r_y = d \frac{E_s}{\sigma_{sy}} \psi \left(1 - \frac{x}{d} \right) \quad (2.39)$$

A resultante de forças F_{st} proveniente da armadura de flexão é:

$$F_{st} = \sigma_{sy} \left[\sum_{r=r_c}^{r=r_y} A_s + \sum_{r=r_y}^{r=r_s} \frac{A_s}{r} \right] \quad (2.40)$$

A componente radial dessa força, é dada por $F_{st} \Delta \varphi$. Para espaçamento constante, a área de armadura total é dada por:

$$A_s = \rho d d r \quad (2.41)$$

Sendo r_{c0} o raio onde a fissura de cisalhamento intercepta a armadura de flexão, dado pela Equação x, tem-se para $r_y > r_{c0}$ que:

$$F_{st} = \rho \sigma_{sy} d^2 \left[\left(\frac{r_y}{d} - \frac{r_{c0}}{d} \right) + \frac{r_y}{d} \ln \frac{r_3}{r_y} \right] \quad (2.42)$$

E para $r_y \leq r_{c0}$, tem-se que:

$$F_{st} = \rho \sigma_{sy} d^2 \frac{r_y}{d} \ln \frac{r_3}{r_y} \quad (2.43)$$

Para a determinação da força F_{sr} que atua no raio $r = r_{c0}$ na direção radial, a armadura ortogonal é considerada como uma malha circular sujeita a uma força de tração uniformemente distribuída $F_{cr}/c_0 \Delta \varphi$ por unidade de comprimento que atua na direção radial.

Para $r_y > r_{c0}$, onde a tensão das armaduras de flexão alcançou o ponto de escoamento ($\sigma_s = \sigma_{sy}$), tem-se:

$$F_{sr=r_{c0}} = \rho \sigma_{sy} d^2 \frac{r_{c0}}{d} \Delta \varphi \quad (2.44)$$

E para $r_y \leq r_{c0}$, tem-se:

$$F_{sr=r_{c0}} = \rho \sigma_{sy} d^2 \frac{r_y}{d} \Delta \varphi \quad (2.45)$$

Tensões de compressão no concreto na direção tangencial podem ocorrer à medida que a carga é aplicada e com a rotação da laje, especialmente em um plano horizontal que passa pelo centro de rotação.

Durante a fase elástica, essas tensões de compressão aumentam de forma linear à medida que a linha neutra se desloca devido ao aumento da carga e essa eventual rotação da laje.

Para a força total de compressão F_{ct} , obtém-se após integração na direção vertical de zero a x na direção radial de $r = r_0 + x$ até $r = r_3$.

$$F_{ct} = E_c \frac{1}{2} d^2 \left(\frac{x}{d} \right)^2 \psi \ln \frac{r_3}{r_0 + x} \quad (2.46)$$

Sendo

$F_{ct}\Delta\varphi$: a componente radial da força.

A deformação limite é influenciada pela relação entre a dimensão do pilar e a espessura da laje. Sendo essa relação um fator crítico que determina a capacidade de carga a punção da laje, e a ruptura acontece quando a deformação tangencial atinge esse valor limite.

2.3.2. Modelo Teórico proposto por SHEHATA (1985)

Shehata (1985) desenvolveu seu modelo de cálculo para lajes lisas considerando segmentos rígidos ao longo da laje. Com a aplicação de carga ocorre o surgimento de fissuras, que por sua vez dividem cada seguimento formado. Esses segmentos são formados pelo surgimento de duas fissuras radiais, uma circunferencial e pela extremidade da laje e possuem perfis de deflexão praticamente lineares, (Figura 2.45).

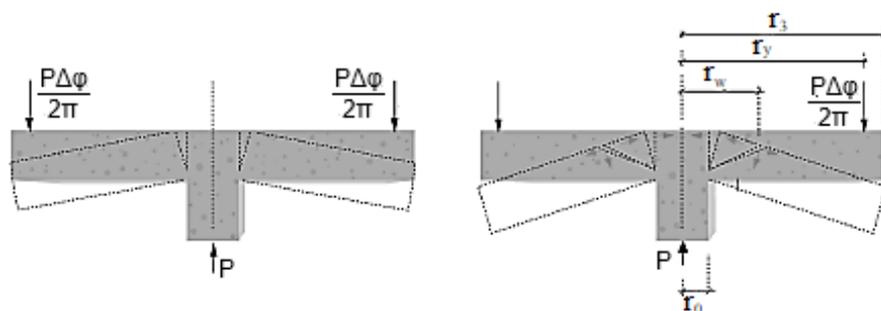


Figura 2. 45 Modelo de ruptura por punção

Fonte: Sherata 1985 - adaptado.

Esse modelo foi desenvolvido para lajes sem armadura de cisalhamento, sendo que as tensões originadas de cisalhamento causam fissura interna com inclinação de 20° para lajes com armadura de flexão distribuída ortogonalmente, conforme exposto na Figura 2.46. É considerado o estado plástico para o concreto comprimido no bordo inferior da laje próximo à face do pilar.

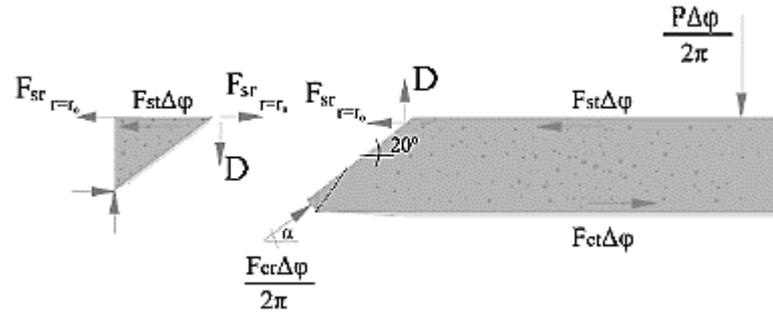


Figura 2. 46 Modelo de ruptura de punção e forças envolvidas proposto por SHEHATA
Fonte: Sherata 1985 - adaptado.

No contexto da determinação das forças na armadura de flexão o modelo introduzido por Shehata (1985) adota a variável " r_y " para representar o raio no qual a armadura de cisalhamento atinge o limite de escoamento, e " r_w " para denotar o raio do prolongamento da fissura de punção na superfície superior da laje. Esse modelo se aplica quando " r_y " é menor ou igual a " r_w ," caracterizando o estado elástico, resultando em:

$$r_y = \psi \frac{d}{\varepsilon_{sy}} \left(1 - \frac{x}{d} \right) < r_w = r_0 + (d - x) \cot g 20^\circ \quad (2.47)$$

$$F_{st} = \rho_t f_y dr_y \ln \frac{r_3}{r_w} \quad (2.48)$$

$$F_{sr} = \rho_r f_y dr_y \Delta \varphi \quad (2.53)$$

Sendo:

ρ_t e ρ_r respectivamente as taxas de armadura nas direções tangencial e radial.

Aplicando-se o equilíbrio de momentos e considerando $\rho_t = \rho_r = \rho$, obtém-se a equação da força de pino (D).

$$D = 0,364 \rho f_y dr_y \left(\ln \frac{r_w}{r_y} \right) \Delta \varphi \quad (2.49)$$

Para o estado elasto-plástico $r_y \geq r_w$, as forças da armadura de flexão são obtidas pelas Equações 2.50 e 2.51, e a força de pino (D) é igual a zero.

$$F_{st} = \rho_t f_y d \left[(r_y - r_w) + r_y \ln \left(\frac{r_3}{r_y} \right) \right] \quad (2.50)$$

$$F_{sr} = \rho_r f_y dr_w \Delta \varphi \quad (2.51)$$

Para o cálculo das forças do concreto o modelo considera a força radial junto à coluna F_{cr} , dada por:

$$F_{cr} = \eta f_c A_c \quad (2.52)$$

Sendo:

η a razão entre a resistência do tronco de pirâmide formado junto à coluna (σ_b) e a resistência do concreto obtida por um corpo de prova cilíndrico (f_c), obtido através de:

$$\eta = \frac{\sigma_b}{f_c} = 1 + S_{gr} \quad (2.53)$$

S_{gr} é o gradiente de tensões na zona de ruptura obtido por:

$$S_{gr} = \frac{\sigma_b}{f_c} \left(1 - \frac{A_c}{A_{cl}} \right) \quad (2.54)$$

A área normal à força atuante inclinada (F_{cr}) definida por A_c e a área limite da seção da zona de ruptura A_{cl} , podem ser obtidas pelas equações 2.55 e 2.56.

$$A_c = 2\pi \left[r_0 - \frac{x \text{sen} 70^\circ}{2 \text{sen}(110^\circ - \alpha)} \text{sen} \alpha \right] \frac{x \text{sen} 70^\circ}{\text{sen}(110^\circ - \alpha)} \quad (2.55)$$

$$A_{cl} = 2\pi \left[r_0 + x - \frac{x(1 + \text{tg} 20^\circ) \text{sen} 70^\circ}{2 \text{sen}(110^\circ - \alpha)} \text{sen} \alpha \right] \frac{x(1 + \text{tg} 20^\circ) \text{sen} 70^\circ}{\text{sen}(110^\circ - \alpha)} \quad (2.56)$$

A Força tangencial do concreto pode ser obtida pela integral:

$$F_{ct} = \int_{r_0}^{r_3} k_c f_c k_x x dr \quad (2.57)$$

Com os valores de k_c e k_x sendo definidos em função do bloco de tensões obtido segundo a deformação $\varepsilon_{ct} = \psi(x/r)$, a partir da rotação do corpo rígido pelas Equações 2.58 e 2.59.

$$0 < k_c = \frac{\sigma_{ct}}{f_c} \leq 0,85 \quad (2.58)$$

$$0,5 < k_x = 0,5 + 0,35 \left(\frac{\psi \frac{x}{r} - \varepsilon_{cl}}{0,0035 - \varepsilon_{cl}} \right) \leq 0,85 \quad (2.59)$$

σ_{ct} é a tensão da fibra extrema na compressão e ε_{cl} é a deformação do concreto, dada por:

$$\varepsilon_{cl} = 0,85 \frac{f_c}{E_c} \quad (2.60)$$

Com a resolução da integral da equação 2.57, obtém-se equações de F_{ct} em função dos raios r_0 , r_{ec} , r_{ec1} e r_{ecu} .

De acordo com Shehata (1990), as equações de equilíbrio vertical, horizontal e rotacional das forças no plano radial são dadas respectivamente pelas equações 2.60 a 2.62:

$$P \left(\frac{\Delta \varphi}{2\pi} \right) = dF_{cr} \cdot \text{sen} \alpha + D \quad (2.60)$$

$$F_{cr} \cos \alpha + F_{ct} \Delta \varphi = F_{sr} + F_{st} \Delta \varphi \quad (2.61)$$

$$P \frac{\Delta \varphi}{2\pi} (r_3 - r_0) = (F_{sr} + F_{st} \Delta \varphi) z + D(r_w - r_0) \quad (2.62)$$

z é o braço de alavanca dado por: $z = (d - 0,45x)$

No contexto deste modelo, o critério de falha aborda três situações críticas:

1. Elevadas tensões de tração induzem uma compressão diametral no concreto quando a força radial de compressão atinge um ângulo de inclinação de 20 graus.
2. Ocorrência de um esmagamento radial do concreto quando a deformação radial média na face comprimida atinge o valor de 0,0035 em um comprimento plástico de 150 mm a partir da face do pilar. Essas condições são as seguintes:

$$\varepsilon_{cr} = 0,0035 = \psi \frac{x(mm)}{150} \quad (2.63)$$

3. Um esmagamento tangencial do concreto se a deformação tangencial da face comprimida alcança 0,0035 na distância da face do pilar igual à altura da linha neutra.

Para determinar a carga de ruptura devido à punção, é essencial encontrar a rotação final ψ_u aplicando os critérios de ruptura estabelecidos. Usando equações de equilíbrio, para valores específicos de rotação ψ , as incógnitas x/d , α e P podem ser determinadas por meio de um processo iterativo. À medida que as rotações aumentam, verifica-se onde o equilíbrio das equações e do critério de ruptura ocorre; nesse ponto, consideramos a ocorrência da ruptura por punção da laje.

2.3.3. Modelo Teórico proposto por GOMES (1991)

O modelo teórico desenvolvido por Gomes (1991) se fundamenta nas investigações conduzidas previamente por Kinnunen e Nylander (1960) em relação a lajes com armadura de cisalhamento e nas análises efetuadas por Shehata (1985) referentes a lajes desprovidas de armadura de cisalhamento. Além disso, o modelo incorpora contribuições dos estudos conduzidos por Anderson (1963) e Regan (1981). Gomes também baseou seu modelo em resultados provenientes de ensaios experimentais por ele próprio conduzidos.

Seu modelo teórico estabelece a capacidade de resistência à punção de lajes lisas de concreto armado, levando em conta que em fases avançadas de carregamento, o elemento estrutural se fraciona em três partes bem definidas devido à formação de fissuras de flexão e cisalhamento que surgem no decorrer da aplicação da carga.

Sendo assim, foi necessário aplicar algumas simplificações dada a complexidade do ensaios experimentais, a quais determinam que:

- O pilar seja limitado por uma fissura circunferencial no topo da laje e próxima às faces do pilar;
- As Cunhas sejam limitadas pela fissura circunferencial no topo da laje e próxima às faces do pilar;
- Os segmentos da laje sejam limitados pela fissura circunferencial de cisalhamento, fissuras radiais de flexão e pelo bordo da laje.

As Figura 2.47 e 2.48 apresentam a idealização do modelo de lajes lisas proposto por Gomes (1991).

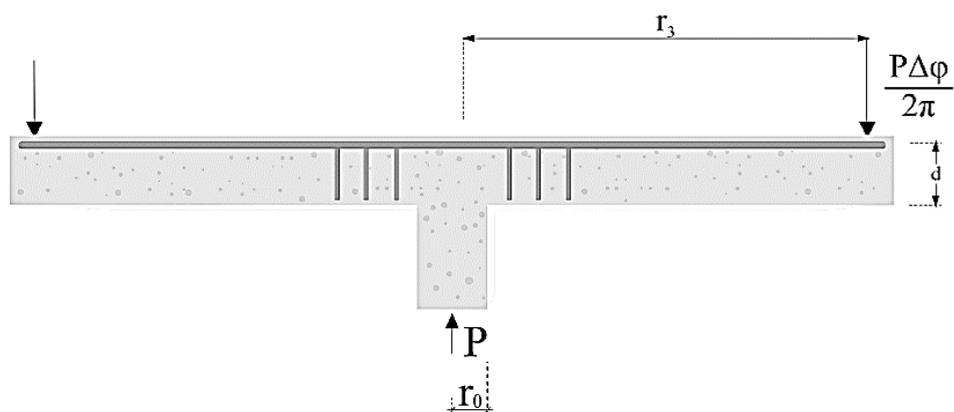


Figura 2. 47 Região analisada pelo Modelo de Gomes.

Fonte: Gomes (1991) – adaptado.

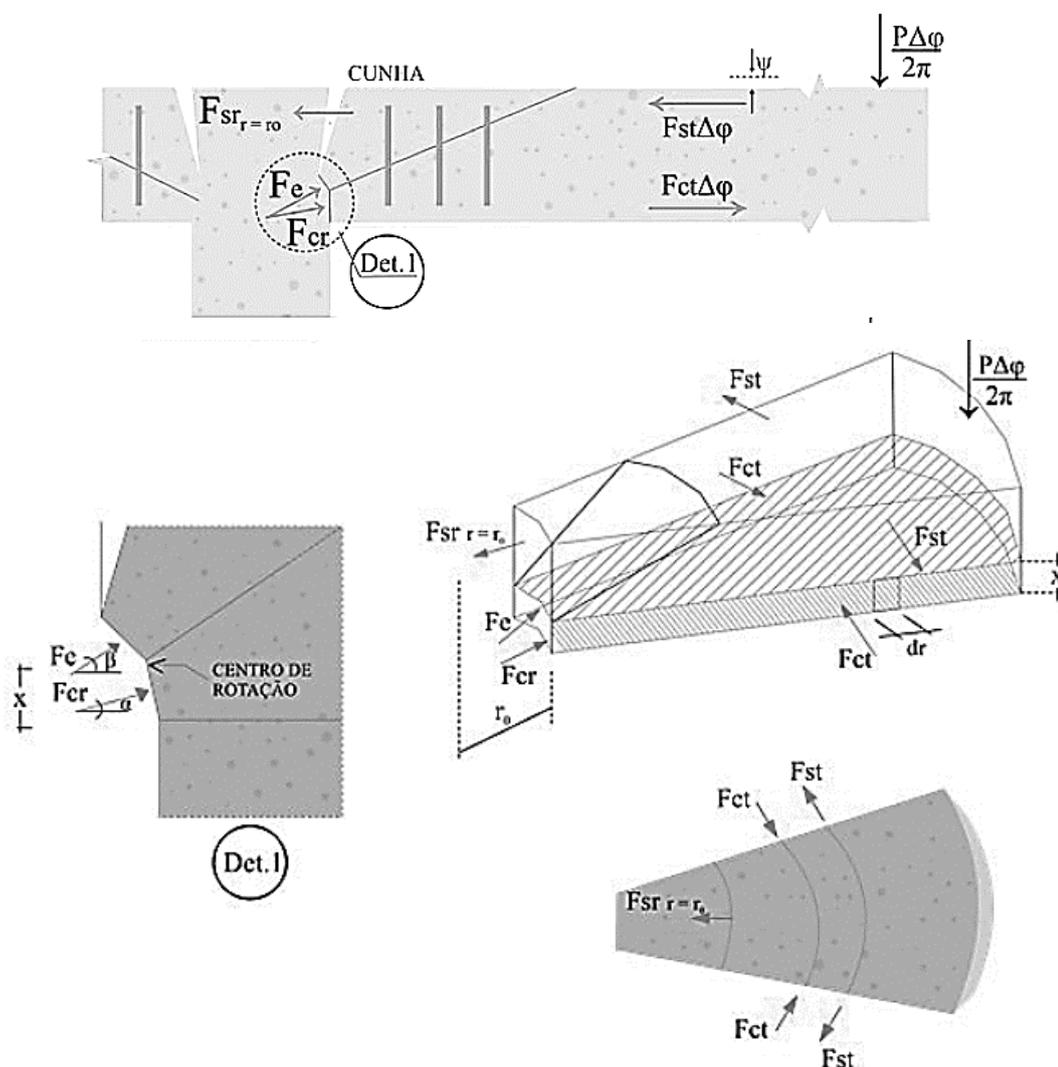


Figura 2. 48 Modelo proposto por Gomes (1991)

Fonte: Gomes (1991) – adaptado.

A rotação na laje (ψ) ocasionada devido o carregamento proporciona o surgimento de cinco forças, descritas como:

1. Força radial do concreto (F_{cr}): atua diretamente no segmento de laje e na extremidade da fissura de cisalhamento localizada na face do pilar;
2. Força tangencial do concreto (F_{ct}): atua tangencialmente ao segmento da laje abaixo do centro de rotação. Com sentido do exterior para o interior do mesmo. A resultante radial desta força ($F_{cr(r0 \rightarrow r3)} \Delta \varphi$) atua externamente a uma determinada distância abaixo da linha neutra.
3. Força tangencial da armadura de flexão (F_{st}); proveniente das armaduras de flexão nas fissuras radiais. Para o modelo é importante a componente radial da força tangencial da armadura de flexão ($F_{st(r0 \rightarrow r3)} \Delta \varphi$);
4. Força radial da armadura de flexão (F_{sr}): atuam na região das fissuras circunferenciais da cunha na seção próxima ao pilar na direção radial, atuando na parte superior da laje, onde se localiza a armadura negativa de flexão;
5. Força da armadura de cisalhamento (F_e): transferida ao segmento de laje através da cunha pela armadura de cisalhamento. Somente a armadura de cisalhamento localizada na cunha pode transferir força do pilar ao segmento da laje.

Dessa maneira o conjunto de forças atuantes nos segmentos da laje após a aplicação de carga são divididas em forças do concreto, forças das armaduras de flexão e forças das armaduras de cisalhamento.

2.3.4.1. Força radial do Concreto (F_{cr})

A força radial do concreto considera a capacidade última de um tronco de pirâmide na face do pilar, ponderando o efeito do gradiente radial de tensão, ou seja, essa consideração leva a força tangencial a ser calculada para o concreto em compressão uniaxial.

Para o modelo teórico Gomes (1991) propôs uma seção de tronco de pirâmide na laje com uma base formada na face do pilar para considerar o gradiente de tensões, como pode ser observado na Figura 2.49.

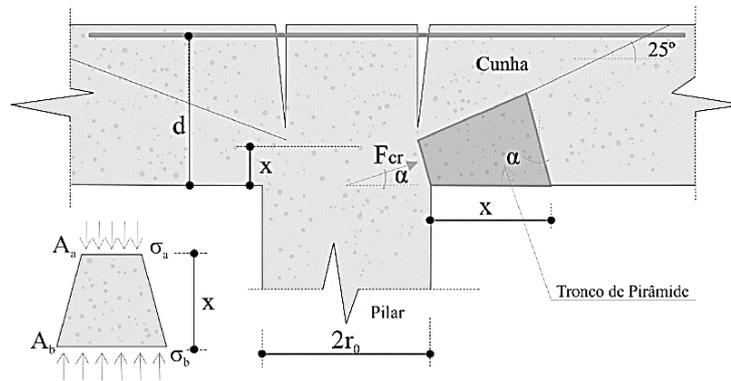


Figura 2. 49 Tronco de pirâmide na face do pilar

Fonte: Gomes (1991) – adaptado.

A força radial do concreto (F_{cr}) pode ser determinada fazendo-se o produto da área na qual atua a força radial (A_c) pelo gradiente longitudinal de tensões (η) e pela resistência do concreto (f_c), conforme Equação 2.64.

$$F_{cr} = A_c \eta f_c \quad (2.64)$$

A área na qual atua a força radial (A_c) e o gradiente longitudinal de tensões (η) podem ser obtidos pelas Equações 2.65 e 2.66.

$$A_c = \frac{2\pi x}{\cos \alpha} \left(r_0 - \frac{x \operatorname{tg} \alpha}{2} \right) \quad (2.65)$$

$$\eta = \frac{\frac{2r_0}{d} k + \frac{x}{d} k_1}{\frac{r_0}{d} (1,8 + 0,2k) + \frac{x}{d} (0,1k + 0,9 \operatorname{tg} \alpha)} \quad (2.66)$$

Sendo, x a altura da linha neutra; α a inclinação da força radial do concreto; r_0 é o raio do pilar, k e k_1 parâmetros obtidos pelas Equações 2.67 e 2.68, respectivamente.

$$k = 1 + \operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}(25^\circ - \alpha) \quad (2.67)$$

$$k_1 = \frac{2k}{\cos^2 \alpha} - k^2 \operatorname{tg} \alpha \quad (2.68)$$

2.3.4.2. Força tangencial do Concreto (F_{ct})

A componente radial da força tangencial do concreto ($F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi$) pode ser determinada pela Equação 2.69, para um elemento circular de espessura dr e raio r .

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi = \Delta \varphi \int_{r_3}^{r_0} k_c f_c k_x x dr \quad (2.69)$$

k_c e k_x são funções da deformação tangencial na fibra externa (ε_{ct}), k_c é a razão entre a tensão máxima e f_c e k_x é a razão da tensão média no bloco até o valor máximo.

A Figura 2.50 ilustra os diagramas de deformação do aço e concreto em uma faixa rígida de laje e a variação do bloco de tensões tangenciais do concreto ao longo do raio.

Os valores intermediários de k_c e k_x podem ser interpolados no perfil ilustrado assumindo valores pelas equações 2.70 e 2.71.

$$k_x = \begin{cases} 0,5 & \text{para } r_{\varepsilon_{c1}} \leq r \leq r_3 \\ 0,5 + 0,35 \left(\frac{\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{c1}} \right) \leq 0,85 & \text{para } r_{\varepsilon_{cu}} \leq r \leq r_{\varepsilon_{c1}} \end{cases} \quad (2.70)$$

$$k_c = \begin{cases} 0,85 \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{c1}} & \text{para } r_{\varepsilon_{c1}} \leq r \leq r_3 \\ 0,85 & \text{para } r \leq r_{\varepsilon_{c1}} \end{cases} \quad (2.71)$$

Substituindo os valores de k_x e k_c na equação de integração 2.68 e considerando os intervalos de raios calculado, a componente radial da força tangencial do concreto pode ser determinada através de seis possíveis combinações da deformação limite.

a) Caso 1:

$$\text{para : } r_0 \leq r_{\varepsilon_{cu}} \leq r_{\varepsilon_{c1}} \leq r_3 \quad (2.75)$$

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi f_c x^2 \left[\frac{k_0 \psi}{\varepsilon_{c1}} - \frac{0,723 r_0}{x} + \frac{0,425 \psi}{\varepsilon_{c1}} \ln \left(\frac{r_3 \varepsilon_{c1}}{\psi x} \right) \right]$$

$$k_0 = 0,425 + \frac{0,298 \ln \alpha_0}{(\alpha_0 - 1)}$$

$$\alpha_0 = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}}$$

b) Caso 2:

$$\text{para : } r_{\varepsilon_{cu}} \leq r_0 \leq r_{\varepsilon_{c1}} \leq r_3$$

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi f_c x^2 \left[0,425 - \frac{0,298}{\alpha_0 - 1} \left(\frac{\psi}{\varepsilon_{c1}} - \frac{r_0}{x} \right) + \frac{0,298 \psi}{(\alpha_0 - 1) \varepsilon_{c1}} \ln \left(\frac{\psi x}{r_0 \varepsilon_{c1}} \right) + 0,425 \frac{\psi}{\varepsilon_{c1}} \ln \left(\frac{r_0 \varepsilon_{c1}}{\psi x} \right) \right] \quad (2.76)$$

c) Caso 3:

$$\text{para : } r_0 \leq r_{\varepsilon_{c1}} \leq r_3 \leq r_{\varepsilon_{cu}}$$

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi f_c x^2 \left[\left(1 + \frac{1}{\alpha_0 - 1} \right) \left(\frac{0,298 \psi}{\varepsilon_{cu}} + \frac{0,425 r_3}{x} \right) - \frac{0,723}{x} \left(r_0 + \frac{r_3}{\alpha_0 - 1} \right) + \frac{0,298 \psi}{(\alpha_0 - 1) \varepsilon_{c1}} \ln \left(\frac{r_3 \varepsilon_{cu}}{\psi x} \right) \right] \quad (2.77)$$

d) Caso 4:

$$\text{para : } r_0 \leq r_3 \leq r_{\varepsilon_{cu}} \leq r_{\varepsilon_{c1}} \quad (2.78)$$

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi 0,723 f_c x (r_3 - r_0)$$

e) Caso 5

para : $r_{\varepsilon_{cu}} \leq r_0 \leq r_3 \leq r_{\varepsilon_{cl}}$ (2.79)

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi f_c x^2 \left[\left(\frac{r_3 - r_0}{x} \right) \left(0,425 - \frac{0,298}{\alpha_0 - 1} \right) + \frac{0,298}{(\alpha_0 - 1)\varepsilon_{cl}} \ln \left(\frac{r_3}{r_0} \right) \right]$$

f) Caso 6

para : $r_{\varepsilon_{cu}} \leq r_{\varepsilon_{cl}} \leq r_0 \leq r_3$

$$F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi f_c x^2 \left[0,425 \frac{\psi}{\varepsilon_{cl}} \ln \left(\frac{r_3}{r_0} \right) \right] \quad (2.80)$$

2.3.4.3. Força Tangencial da Armadura de Flexão (Fst)

Para a determinação das forças da armadura de flexão o modelo de Gomes (1991) adota o comportamento elástico perfeitamente plástico para o aço.

A componente radial da força tangencial da armadura de flexão é calculada pela integral da Equação 2.81 dada por:

$$F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi = \left[\int_{r_0}^{r_y} \rho f_y ddr + \int_{r_y}^{r_3} \rho f_y d \frac{r_y}{r} \right] dr \Delta \varphi \quad (2.81)$$

χ é o coeficiente de redução relativo à diferença entre as forças radiais exercidas pela armadura ortogonal e aquelas devidas às armaduras radial e circunferencial, o que resulta em uma mesma taxa de armadura de flexão, dado por:

$$\chi = -0,0671 \left(\frac{r_y}{r_3} \right)^3 + 0,1669 \left(\frac{r_y}{r_3} \right)^2 + 0,002 \left(\frac{r_y}{r_3} \right) + 0,829 \quad (2.82)$$

Depende de r_y que é raio onde o ponto de tensão de escoamento é alcançado na direção tangencial da armadura de flexão na ruptura e pode ser calculado por:

$$r_y = \psi \frac{(d - x)}{\varepsilon_{sy}}$$

Sendo ψ a rotação última de ruptura da laje, e a deformação, ε_{sy} , obtida de acordo com:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s}$$

f_y é a tensão de escoamento do aço e E_s o módulo de elasticidade longitudinal do aço.

Para os diferentes intervalos de raios obtidos pela resolução da integral da força tangencial tem-se as seguintes Equações:

Para : $r_0 \leq r_y \leq r_3$

$$F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi\rho\chi \frac{f_y}{100} d \left[(r_y - r_0) + r_y \ln \left(\frac{r_3}{r_y} \right) \right] \quad (2.83)$$

Para : $r_0 \leq r_3 \leq r_y$

$$F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} = 2\pi\rho\chi \frac{f_y}{100} d [(r_3 - r_0)] \quad (2.84)$$

2.3.4.4. *Força Radial da Armadura de Flexão (Fsr)*

A força radial da armadura de flexão junto ao pilar ($r = r_0$) é dada por:

$$F_{sr(r=r_0)} = 2\pi\rho\chi \frac{f_y}{100} d(r_0) \quad (2.85)$$

2.3.4.5. *Força da Armadura Cisalhamento (Fe)*

A força da armadura de cisalhamento é calculada considerando a contribuição das armaduras por onde as fissuras de cisalhamento se propagam e que estejam localizadas no interior da cunha, (Figura 2.51). O comprimento de contribuição das armaduras para a força de cisalhamento pode ser estimado de acordo com o cálculo do raio de contribuição com a Equação 2.86.

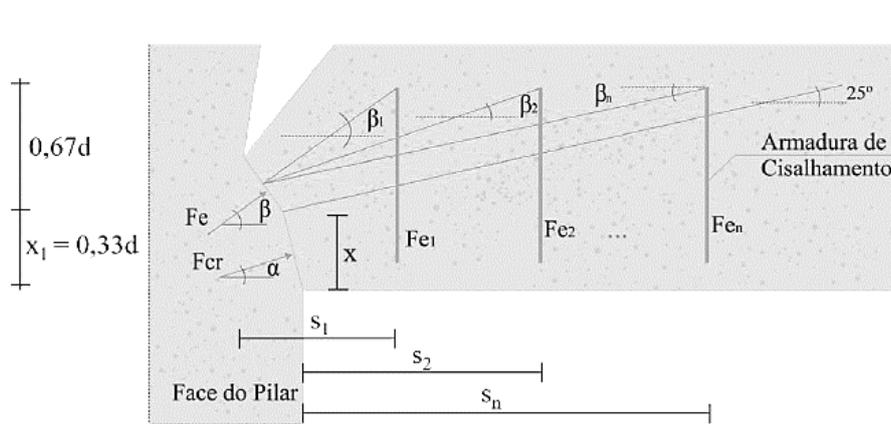


Figura 2. 51 Diagrama das forças da armadura de cisalhamento adotado por Gomes (1991)

Fonte: Gomes (1991) - adaptado.

$$r_{contrib.} = r_0 + (d - x) \cot g 25^\circ \quad (2.86)$$

$$r_{contrib.} \cong r_0 + 1,56d$$

A componente vertical da força da armadura de cisalhamento é obtida pelo somatório das forças verticais que cruzam a fissura de cisalhamento, sendo:

$$F_e \operatorname{sen} \beta = A_{s1} f_{e1} + A_{s2} f_{e2} + \dots + A_{sn} f_{en} \quad (2.87)$$

β_e é o ângulo entre F_e e o plano horizontal; A_{sn} é a área do n-ésimo elemento de armadura contribuinte contra o cisalhamento; f_{en} é a tensão atuante no respectivo n-ésimo elemento.

E a componente horizontal pode ser calculada por:

$$F_e \cos \beta = F_{e1} \cos \beta_1 + F_{e2} \cos \beta_2 + \dots + F_{en} \cos \beta_n \quad (2.88)$$

Onde:

$$F_{en} = \frac{A_{sn} f_{en}}{\operatorname{sen} \beta_n} \quad (2.89)$$

Considerando $\cot \beta_n$ aproximadamente igual a $s_n / (d - x)$, onde s_n é a distância entre o n-ésimo elemento da armadura de cisalhamento e a face do pilar, tem-se:

$$F_e \cos \beta = \frac{1}{(d - x)} (A_{s1} f_{e1} s_1 + A_{s2} f_{e2} s_2 + \dots + A_{sn} f_{en} s_n) \quad (2.90)$$

Assumindo $x_1 = 0,33d$, obtém-se as seguintes expressões para o cálculo do ângulo β e da força total da armadura de cisalhamento F_e :

$$\beta = \operatorname{tg}^{-1} \left[\frac{0,67d \sum_{i=1}^n A_{si} f_{ei}}{\sum_{i=1}^n A_{si} f_{ei} s_i} \right] \quad (2.91)$$

$$F_e = \frac{\sum_{i=1}^n A_{si} f_{ei}}{\operatorname{sen}\beta} \quad (2.92)$$

2.3.4.6. Equações de Equilíbrio

As equações de equilíbrio horizontal, vertical e rotacional podem ser obtidas com base na Figura 2.48 e de acordo com as Equações 2.93 a 2.95:

a) Equação de Equilíbrio Horizontal

$$F_{sr(r=r_0)} + F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta\varphi = F_e \cos\beta + \xi F_{cr} \cos\alpha + F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta\varphi \quad (2.93)$$

b) Equação de equilíbrio vertical

$$\xi F_{cr} \operatorname{sen}\alpha + F_e \operatorname{sen}\beta = \frac{P \Delta\varphi}{2\pi} \quad (2.94)$$

c) Equação de equilíbrio rotacional

$$P \frac{\Delta\varphi}{2\pi} = \frac{z(F_{sr(r-r_0)} + F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta\varphi)}{r_3 - r_0} \quad (2.95)$$

Onde:

$$\xi = (400/d)^{1/4} \text{ "size effect"}$$

$$z = d - 0,45x$$

Para determinar a equação de equilíbrio rotacional a soma dos momentos para deve ser feita em relação ao ponto do centro de rotação, (Figura 2.48), nesse cálculo as forças F_e

(Força da armadura de cisalhamento) e F_{cr} (Força radial do concreto) são desprezadas, uma vez que dada a pequena distância entre suas linhas de ação e o centro de rotação, produzem momentos não significativos.

2.3.4.7. Critérios de Ruptura

Gomes (1991) considera dois critérios de ruptura para a verificação de lajes submetidas à punção: critério de ruptura interna e critério de ruptura externa à região da armadura de cisalhamento. Dessa maneira entende-se por ruptura interna a que ocorre na região da armadura de cisalhamento e quando a ruptura ocorre externamente a armadura de cisalhamento é definida como ruptura externa.

a) Ruptura na região da armadura de cisalhamento

A ruptura interna à região da armadura de cisalhamento, abaixo da fissura de punção e próximo ao pilar, ocorre quando a tensão de cisalhamento τ em qualquer superfície atinge a resistência de deslizamento.

Esta tensão é dada por:

$$\tau = C - \mu\sigma \quad (2.96)$$

C é a coesão interna do concreto e que segundo Braestrup (1976) *apud* Amorin (2000) é dada por $C = f_c/4$; μ é o coeficiente de fricção interna ($\text{tg}\phi = 0,75$; $\phi = 37^\circ$); σ é a tensão normal na superfície de deslizamento, tomada negativa na compressão.

O trabalho externo, e o trabalho interno podem ser expresso respectivamente da seguinte forma:

$$W_e = \sigma b t v \text{sen}(\theta - \varphi) \quad (2.97)$$

$$W_i = v C \cos\varphi \frac{\text{sen}(90^\circ + \gamma)}{\text{sen}(90^\circ - \theta - \gamma)} \quad (2.98)$$

Igualando o trabalho externo e trabalho interno, tem-se:

$$\sigma = \frac{C \cos\varphi \text{sen}(90^\circ + \gamma) b t}{\text{sen}(\theta - \varphi) \text{sen}(90^\circ - \theta - \gamma)} \quad (2.99)$$

O valor mínimo para θ é dado por:

$$\theta = \frac{\varphi + 90^\circ - \gamma}{2} \quad (2.100)$$

A equação resultante da substituição da Equação 2.101 na Equação 2.100 tem-se:

$$\sigma_{\min} = \frac{C \cos \varphi \operatorname{sen}(90^\circ + \gamma)}{\operatorname{sen}^2\left(\frac{90^\circ - \gamma - \varphi}{2}\right)} = kf_c \quad (2.101)$$

O parâmetro k de ruptura interna é dado por:

$$k = 0,2 \frac{\operatorname{sen}(90^\circ + \gamma)}{\operatorname{sen}^2\left(\frac{53^\circ - \gamma}{2}\right)} \quad (2.102)$$

Sendo $\gamma = 25^\circ - \alpha$ para $\alpha \leq 12,5^\circ$ e $\gamma = \alpha$ para $\alpha \geq 12,5^\circ$

O parâmetro k (Equação 2.102) deve ser comparado com η (Equação 2.65) para avaliação do critério de ruptura interna segundo modelo proposto por Gomes (1991). Caso ocorra igualdade nessa comparação, acontece a ruptura interna à região da armadura de cisalhamento da laje.

b) Ruptura Externa à Região de Cisalhamento

A ruptura definida por Gomes (1991) como externa à armadura de cisalhamento foi obtida com base em seus estudos experimentais e ocorre quando a tensão normal máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$), na seção $1,35d$ além da armadura de cisalhamento, atinge a resistência à compressão diametral do concreto (f_{sp}).

Baseou-se para a definição de ruptura externa na aplicação do Círculo de Tensões de Mōhr para determinação da tensão máxima na seção de raio r_1 , a $1,35d$ de distância da última camada da armadura de cisalhamento. A tensão normal máxima é, portanto, expressa por:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{1}{2} \sigma_x \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = f_{sp} \quad (2.103)$$

Em que:

$$\sigma_x = \frac{H}{bh}$$

$$\tau_{xy} = \frac{3 P \Delta \varphi}{2 bh}$$

$$H = F_{st(r_1 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi - F_{ct(r_1 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi$$

$$F_{st(r_1 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi = F_{st(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi - F_{st(r_0 \rightarrow r_1)} \Delta \varphi$$

$$F_{ct(r_1 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi = F_{ct(r_0 \rightarrow r_3)} \Delta \varphi - F_{ct(r_0 \rightarrow r_1)} \Delta \varphi$$

Sendo $b = 2\pi r_1$

Assim o método de Gomes (1991) pode ser descrito por um sistema de quatro equações, sendo três equações de equilíbrio e uma relativa ao critério de ruptura, com quatro incógnitas: rotação (ψ), altura da linha neutra (x), ângulo de aplicação da força radial do concreto (α) e carga de ruptura (P). Para a resolução do sistema é necessário o uso de um processo iterativo com cinco etapas:

1. Adoção de valores iniciais para ψ , x , α ;
2. Determinação de x a partir da equação de equilíbrio horizontal;
3. Determinação de $P \frac{\Delta \varphi}{2\pi}$ a partir da equação de equilíbrio rotacional;
4. Determinação de α a partir da equação de equilíbrio vertical;
5. Aplicação do critério de ruptura.

2.3.4. Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (MUTTONI, 2008)

Muttoni (2008) desenvolveu seu método de cálculo de resistência última à punção de lajes lisas na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (*Critical Shear Crack Theory*), relacionando a rotação da laje no momento da ruptura com sua resistência ao cisalhamento. A Figura 2.52 ilustra a interação entre as curvas de critério de falha e a curva carga – rotação. O ponto de encontro das curvas (A) representa a carga última a à punção da laje.

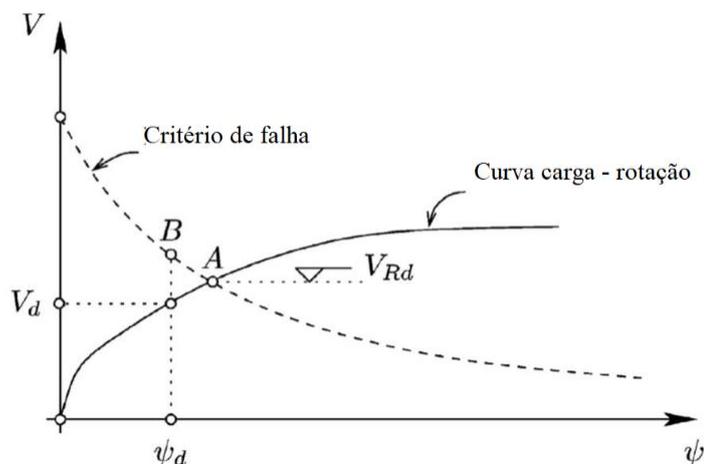


Figura 2. 52 Rotação x critério de ruína.

Fonte: Muttoni (2008), adaptado.

Muttoni (2008) afirma que o método é recomendável para verificar a resistência da laje ao esforço de cisalhamento cisalhante, que por se tratar de um processo iterativo, a sua utilização constante para a determinação da carga última não é muito prática.

Outro aspecto apontado por Muttoni (2008) é com relação a rugosidade da fissura, sendo essa responsável pela determinação do esforço cortante a ser transferido na ligação laje pilar, com isso a abertura da fissura de cisalhamento crítica reduz a resistência do concreto inclinado levando a ruptura por punção.

Então, a largura da fissura crítica, que é o produto da rotação da laje ψ pela altura útil d , dividida pelo diâmetro de agregado referência d_{g0} mais o diâmetro máximo do agregado graúdo d_g , podem ajudar a determinar a rugosidade da fissura e a capacidade da mesma em transmitir os esforços cortantes. Conforme é mostrado na Figura 2.53.

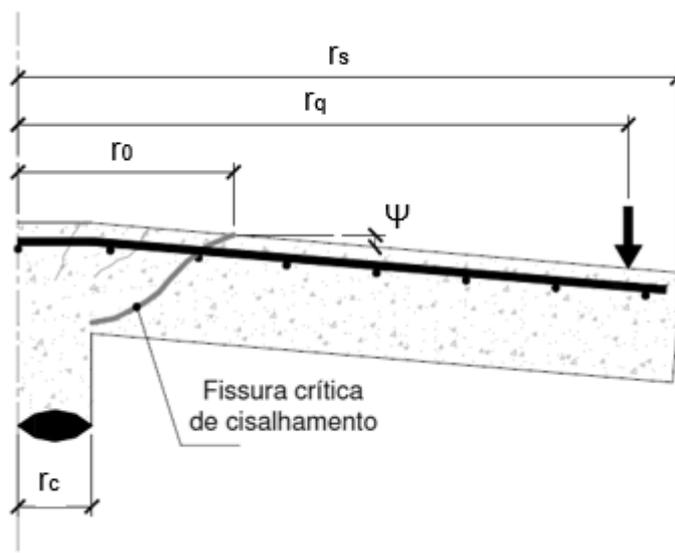


Figura 2. 53 Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento.

Fonte: Muttoni (2008), adaptado.

Baseado no exposto, Muttoni (2008) propôs a Equação 2.104 para descrever o critério de ruína das lajes sem armadura de cisalhamento.

$$\frac{V_R}{b_0 d \sqrt{f_c}} = \frac{3/4}{1 + 15 \frac{\psi d}{d_{g0} + d_g}} \quad (2.104)$$

V_r é o valor da resistência ao cisalhamento, $b_0 = 4r + \pi d$, (para pilar quadrado) é o perímetro da seção crítica da laje (admitida distante $d/2$ da face do pilar), r é a dimensão do pilar quadrado, d_g é o diâmetro máximo do agregado graúdo e $d_{g0} = 16mm$ é o diâmetro do agregado de referência.

Muttoni (2008) apresentou a seguinte equação para descrever a relação carga-rotação (Equação 2.105).

$$V_R = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \left(\begin{aligned} &(-m_r r_0 + m_R (r_y - r_0) + EI_1 (\ln(r_1) - \ln(r_y)) + \\ &EI_1 \chi_{TS} (r_1 - r_y) + m_{cr} (r_{cr} - r_1) + EI_0 \psi (\ln(r_s) - \ln(r_{cr})) \end{aligned} \right) \quad (2.105)$$

Sendo: m_r = Momento radial por unidade de largura atuante na laje; m_R = Momento resistente por unidade de largura; m_{cr} = Momento de fissuração por unidade de largura; $E.I_0$ = Rigidez da laje antes da fissuração; $E.I_1$ = Rigidez da laje depois da fissuração; r_0 = Raio referente ao limite da fissura crítica de cisalhamento; r_y = Raio referente ao escoamento da armadura; r_1 = Raio correspondente a estabilização da fissuração; r_c = Raio do pilar; r_q = Raio de introdução da carga no perímetro; r_s = Raio do elemento de laje circular isolado; r_{cr} = Raio do início da fissuração.

A equação 2.106 apresenta a simplificação da relação carga rotação descrita por Muttoni (2008).

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_y}{E_s} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad (2.106)$$

Sendo: f_y = Tensão de escoamento da armadura de flexão; E_s = Módulo de elasticidade da armadura de flexão; V_{flex} = Carga referente ao momento resistente de flexão. Para laje circular com pilar circular, usar Equação 3.107. Para laje quadrada com pilar quadrado, usar Equação 2.108.

$$V_{flex} = 2\pi m_r \frac{r_s}{r_q - r_c} \quad (2.107)$$

$$V_{flex} = 8m_r \quad (2.108)$$

2.3.5. Ruiz e Muttoni (2009)

Prosseguindo com os estudos de Muttoni (2008), Ruiz e Muttoni (2009) apresentam um conjunto de equações para o cálculo de resistência última à punção de lajes lisas de concreto armado

$$V_{R,in} = V_c + V_s \quad (2.109)$$

V_c é a resistência do concreto ao cisalhamento, e V_s a resistência da armadura dada por:

$$V_s = \sum_{i=1} \sigma_{si}(\psi) A_{si} \text{sen}(\beta_i) \quad (2.110)$$

σ_{si} = Tensão da armadura de cisalhamento; ψ = Rotação da laje; A_{si} = Área da seção transversal da armadura de cisalhamento; β_i = Ângulo entre a barra de reforço de cisalhamento e o plano da laje.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental é descrito neste Capítulo, com o objetivo de avaliar o comportamento de lajes lisas apoiadas em pilares com carregamento simétrico ensaiadas com uso de armadura de cisalhamento do tipo *stud*, ancorados internamente às armaduras de flexão. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Estruturas da Escola de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Goiás EECA-UFC.

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Foram ensaiadas doze lajes lisas quadradas de concreto armado com dimensões de 2400 mm x 2400 mm de comprimento e 150 mm de espessura divididas em três séries de quatro lajes cada. As características dos modelos analisados foram definidas baseado em pesquisas anteriores e pela limitação do aparato experimental disponível.

Na 1ª série, uma lajes não contem armadura de cisalhamento e três lajes possuíam armadura de cisalhamento, tendo como principal variável o diâmetro dos pinos antifissuração (Figura 3.1). A 2ª série é composta por uma laje de referência com *studs* convencionais (com ancoragem na região externa das armaduras de flexão) e três lajes com *studs* internos variando o espaçamento entre os pinos antifissuração com diâmetro do pino de 5,0 mm.

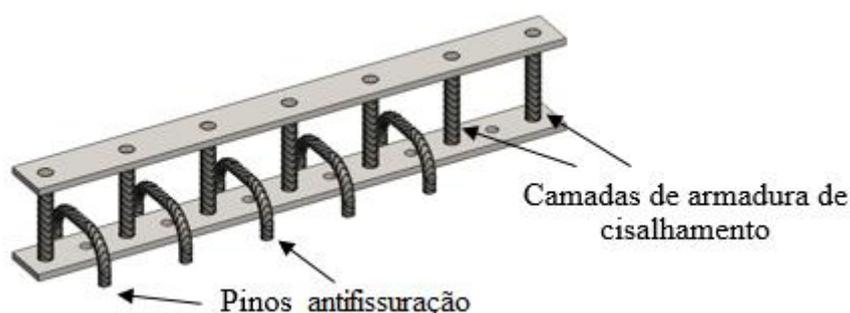


Figura 3. 1 Modelo do *stud* avaliado.

Fonte: Arquivo pessoal

Diferente das duas séries anteriores, as lajes da 3ª série são dimensionadas para seguir um tipo de ruptura descrita por ruptura interna para *studs* convencionais, os studs dessa série são formados com menos camadas de armadura de cisalhamento e com diâmetro inferior, assim como a 2ª série, essa é composta por uma laje com *studs* convencionais e três lajes com

studs internos variando o espaçamento entre os pinos antifissuração com diâmetro do pino de 5,0 mm, os detalhes dos *studs* de cada laje estão expostos na seção 3.4.2.

3.2. CARACTERÍSTICAS DOS MODELOS ENSAIADOS

Além da existência ou não da armadura de cisalhamento, outras variáveis foram analisadas relacionadas aos pinos antifissuração, variou-se as seguintes características: diâmetro dos pinos e conseqüentemente a área de aço e o espaçamento entre os pinos. Com relação as armaduras de cisalhamento, variou-se a área de aço e espaçamento entre as camadas.

Em todos os modelos ensaiados o pilar foi simulado por uma placa metálica com dimensões de 150 mm x 150 mm, posicionada na parte central e inferior das lajes.

A principal variável da 1ª série é o diâmetro da armadura utilizada nos pinos antifissuração, na 2ª série adotou-se pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro e variou-se o espaçamento entre os pinos antifissuração, na 3ª série utilizou o mesmo espaçamento e área de aço dos pinos antifissuração da 2ª série, variando a quantidade de camadas, linhas e área de aço da armadura de cisalhamento em si.

Em todas as lajes com armadura de cisalhamento das duas primeiras séries instalou-se 12 linhas de *studs* com 7 camadas de armadura de cisalhamento de 10 mm de diâmetro, na 3ª série instalou-se 8 linhas de *studs* com 5 camadas de armadura de cisalhamento com 6,3 mm de diâmetro, distribuídos radialmente (Figura 3.2). O espaçamento inicial da primeira camada da armadura de cisalhamento com relação ao pilar (S_0) é de 30 mm em todas as lajes dessa pesquisa.

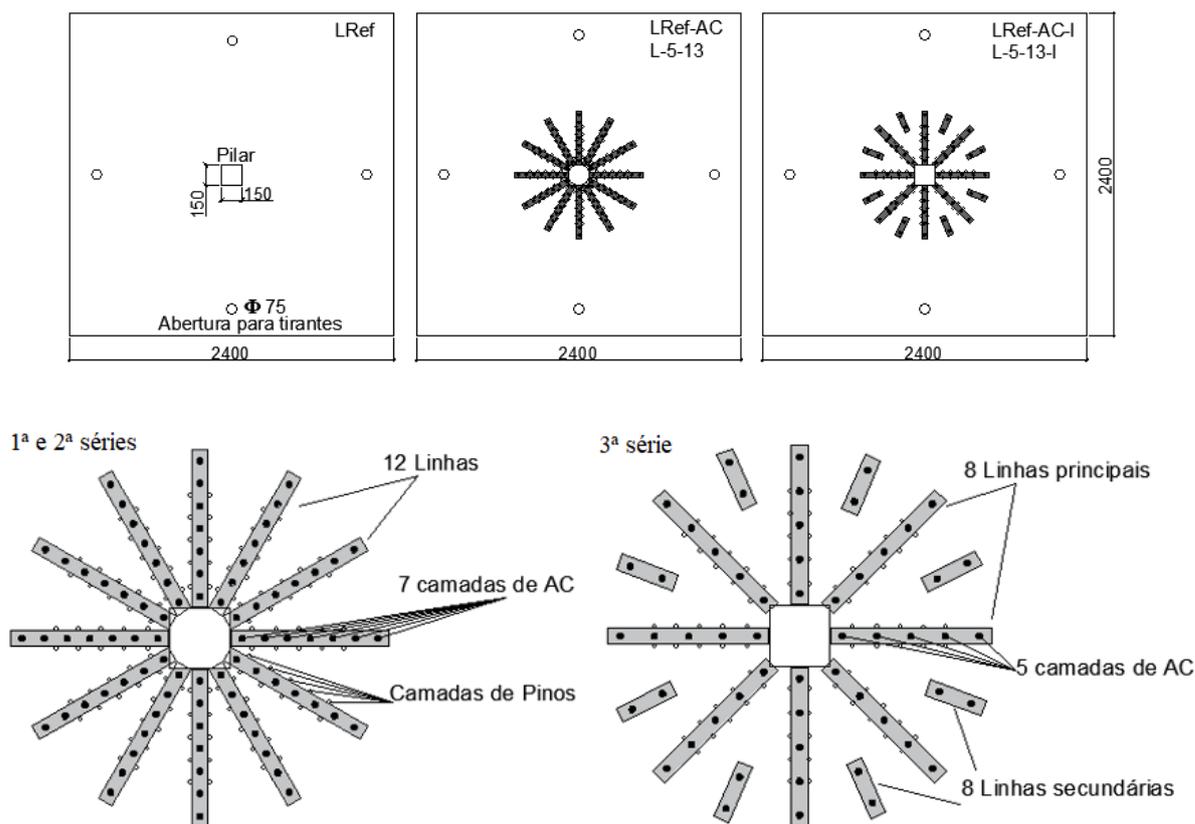


Figura 3. 2 Modelo das lajes estudadas, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

Ao todo a pesquisa possui três lajes de referência e 9 com *studs* internos tendo sido nomeadas de acordo com o diâmetro dos pinos antifissuração (primeiro numeral), a quantidade de pinos por *stud* (segundo numeral) e na 3ª série é indicado o tipo de ruptura previsto com a letra “I” (interna) de acordo com o dimensionamento com *studs* convencionais pela ABNT NBR 6118 (2023). A nomenclatura ficou da seguinte forma:

Lajes da 1ª série:

- LRef. Laje de referência, sem armadura de cisalhamento.
- Laje L-5-5, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 5 camadas.
- Laje L-6-5, pinos antifissuração de 6,3 mm de diâmetro com 5 camadas.
- Laje L-8-5, pinos antifissuração de 8,0 mm de diâmetro com 5 camadas.

Lajes da 2ª série:

- LRef-AC. Laje de referência, com armadura de cisalhamento.
- Laje L-5-6, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 6 camadas.

- Laje L-5-9, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 9 camadas.
- Laje L-5-13, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 13 camadas.

Lajes da 3ª série:

- LRef-AC-I. Laje de referência, com armadura de cisalhamento (ruptura interna).
- Laje L-5-6-I, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 6 camadas.
- Laje L-5-9-I, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 9 camadas.
- Laje L-5-13-I, pinos antifissuração de 5,0 mm de diâmetro com 13 camadas.

O espaçamento entre as armaduras de cisalhamento da 1ª e 2ª séries é de $0,5d$ ($S_r = 57$ mm), os pinos antifissuração da 1ª série seguiram esse mesmo espaçamento, posicionados no intervalo entre as armaduras de cisalhamento a partir da primeira camada. Nas três lajes com armadura de cisalhamento da 1ª série variou-se apenas o diâmetro dos pinos antifissuração, sendo de 5,0 mm, 6,3 mm e 8,0 mm conforme apresentado na Figura 3.3.

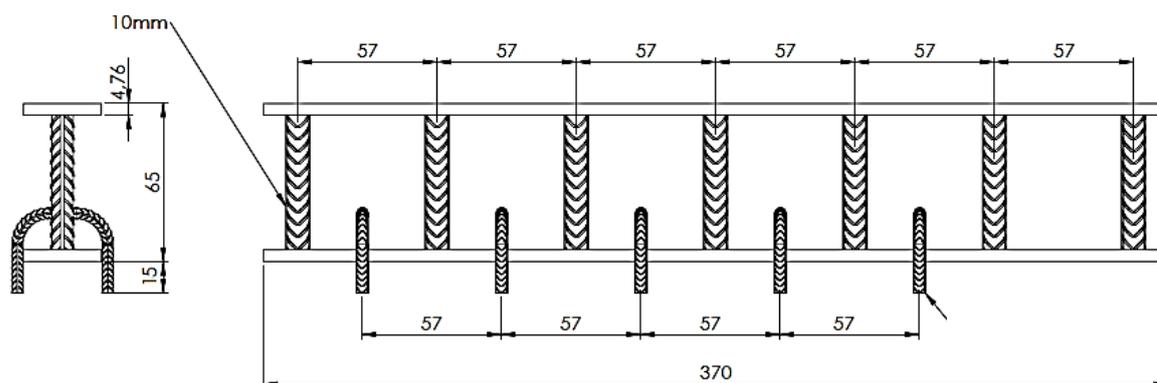


Figura 3.3 Detalhe das armaduras de cisalhamento (1ª Série) (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

Na 2ª série os pinos antifissuração foram definidos com 5,0 mm de diâmetro e os espaçamentos entre eles foram alterados conforme apresentado nas Figuras 3.4 a 3.7. A laje L-5-6 se diferencia da Laje L-5-5 quanto ao posicionamento do primeiro pino antifissuração, na laje L-5-6 foi acrescentado um pino antes da primeira camada de armadura de cisalhamento com o intuito de minimizar os efeitos da fissuração nessa região. O mesmo princípio foi aplicado nas demais lajes dessa série de maneira que o primeiro pino antifissuração de todas está posicionado antes da primeira camada da armadura de cisalhamento na região S_0 .

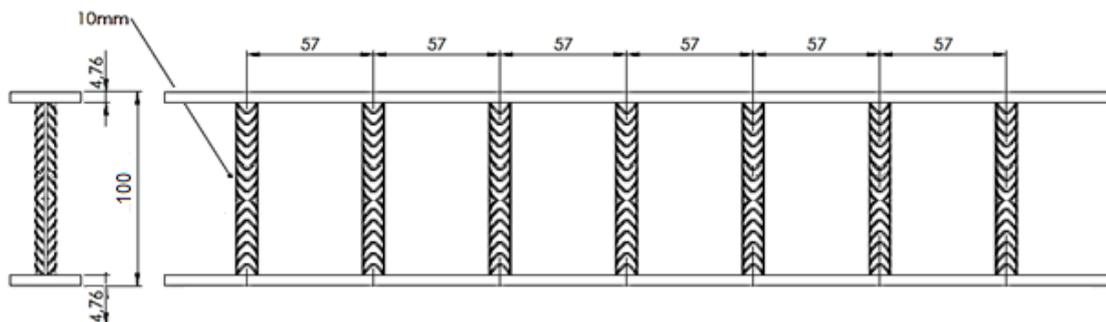


Figura 3. 4 Stud utilizado em L-Ref-AC, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

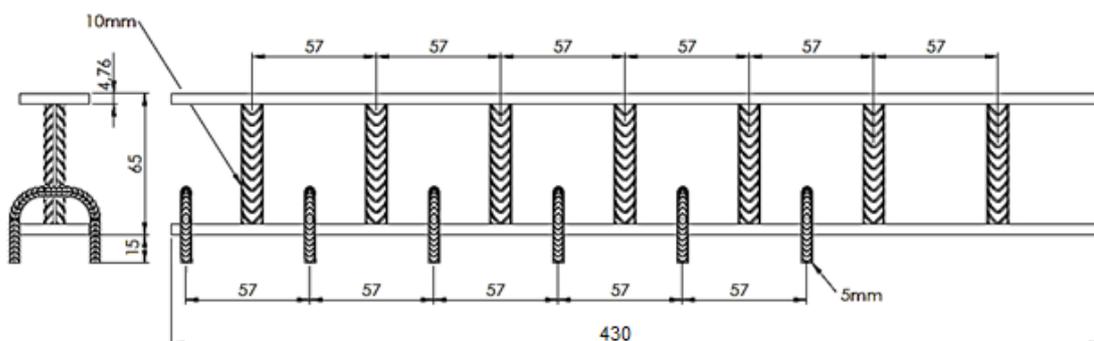


Figura 3. 5 Stud utilizado em L-5-6, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

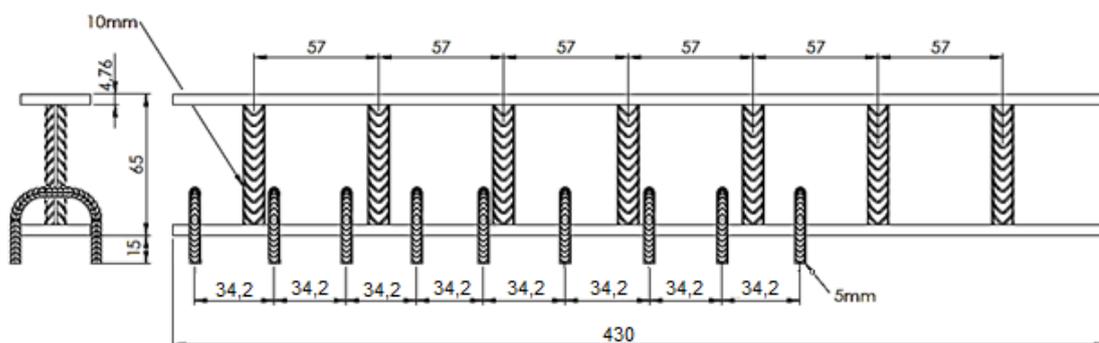


Figura 3. 6 Stud utilizado em L-5-9, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

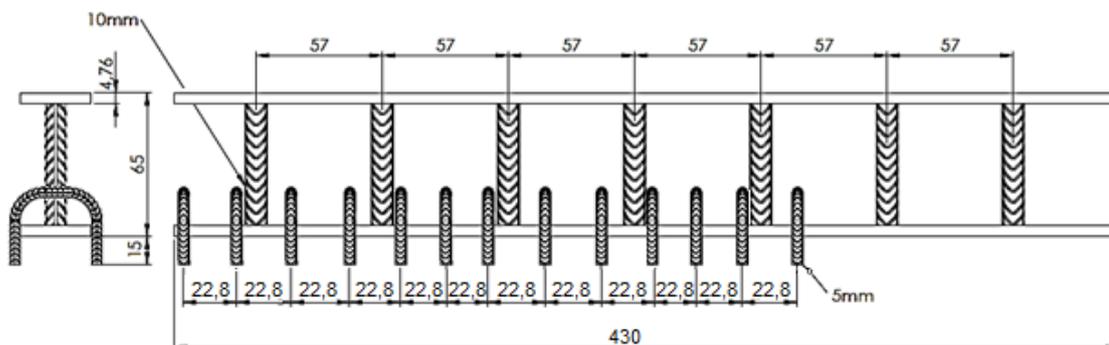


Figura 3. 7 Stud utilizado em L-5-13, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

Na 3ª série o espaçamento entre a armadura de cisalhamento é de $0,75d$ ($S_r = 85$ mm), com 5 camadas de diâmetro 6,3 mm, as demais características seguiram a 2ª série, conforme apresentado nas Figuras 3.8 a 3.11.

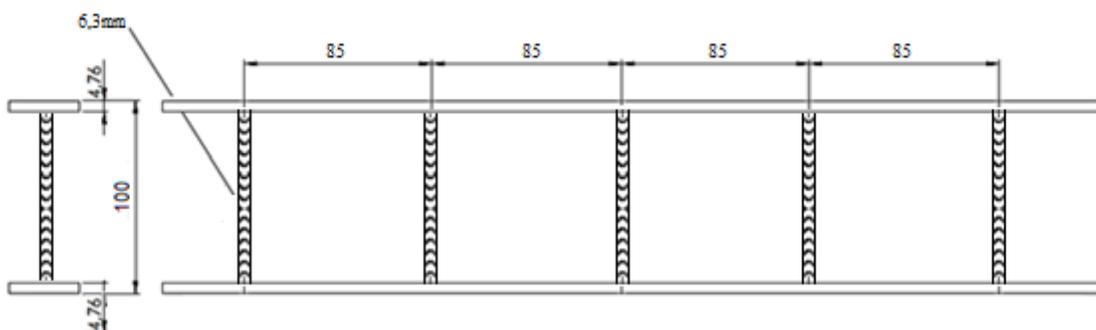


Figura 3. 8 Stud utilizado em L-Ref-AC-I, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

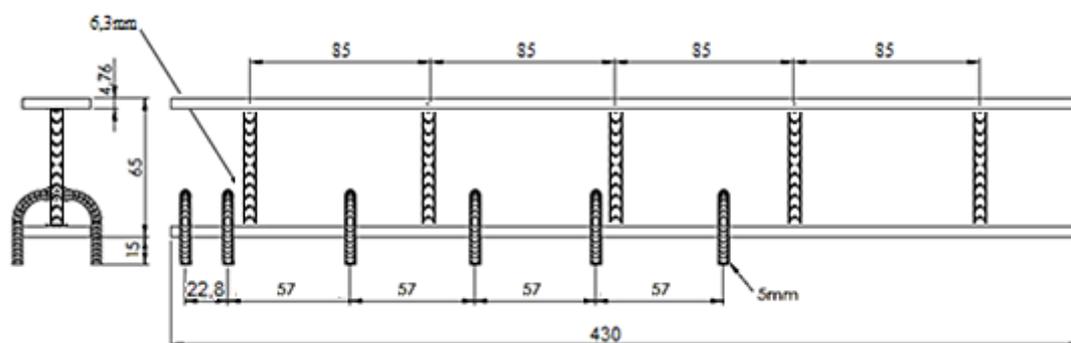


Figura 3. 9 Stud utilizado em L-5-6-I, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

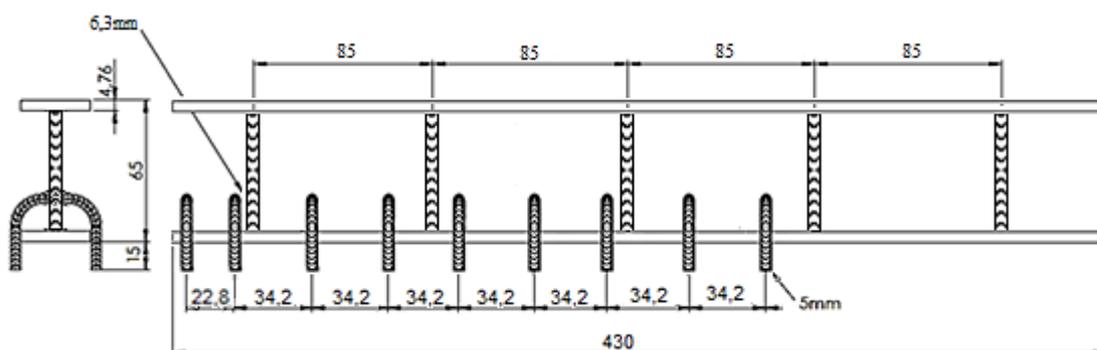


Figura 3. 10 Stud utilizado em L-5-9-I, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

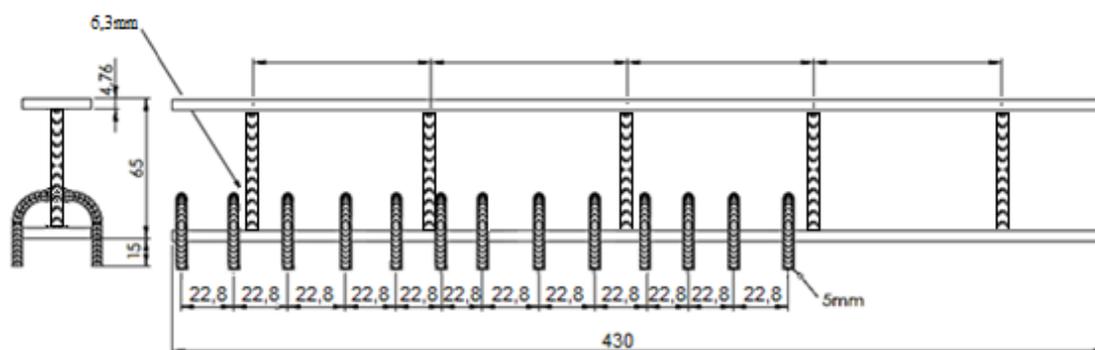


Figura 3. 11 Stud utilizado em L-5-13-I, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

As características das lajes estudadas estão apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3. 1 Características principais das lajes.

Lajes	Nº camadas	Nº Linhas	Ângulo entre linhas (°)	Φ AC (mm)	Φ Pino antifissuração (mm)	Nº camadas de Pinos	d (mm)	ρ (%)
1ª Série								
LRef	-	-	-	-	-	-	116	1,65
L-5-5	7	12	30	10,0	5,0	5	113	1,73
L-6-5					6,3		110	1,81
L-8-5					8,0		136	1,24
2ª Série								
LRef-AC	7	12	30	10,0	-	-	116	1,65
L-5-6					5,0	6	113	1,73
L-5-9					5,0	9	116	1,65
L-5-13					5,0	13	115	1,67
3ª Série								
LRef-AC-I	5	8	45	6,3	5,0	-	113	1,73
L-5-6-I						6	113	1,73
L-5-9-I						9	113	1,73
L-5-13-I						13	116	1,65

AC: Armadura de cisalhamento (*studs*)

d: altura útil efetiva

3.3. ESQUEMA DE ENSAIO

O aparato experimental foi montado com o intuito de simular uma laje com carregamento simétrico na região central. O carregamento foi aplicado por atuador hidráulico com capacidade de 1000 kN posicionado na parte inferior da laje, aplicando carga em uma célula de carga apoiada em uma chapa metálica quadrada de 150 mm de lado, simulando um pilar.

As lajes ensaiadas foram moldadas com quatro aberturas de 75 mm de diâmetro posicionadas a uma distância de 200 mm a partir da borda, medida a partir do centro de cada abertura. Estas aberturas foram concebidas com o propósito de permitir a passagem de tirantes, que são ancorados em vigas metálicas de distribuição. Estas vigas, por sua vez, são apoiadas em duas chapas metálicas resultando em um total de oito pontos de apoio, conforme ilustrado na Figura 3.12.

Esse arranjo experimental assemelha-se ao utilizado em estudos anteriores conduzidos por Silva (2003) e Souza (2004) e foi adotado para promover uma distribuição mais eficiente das cargas, simulando uma situação real.

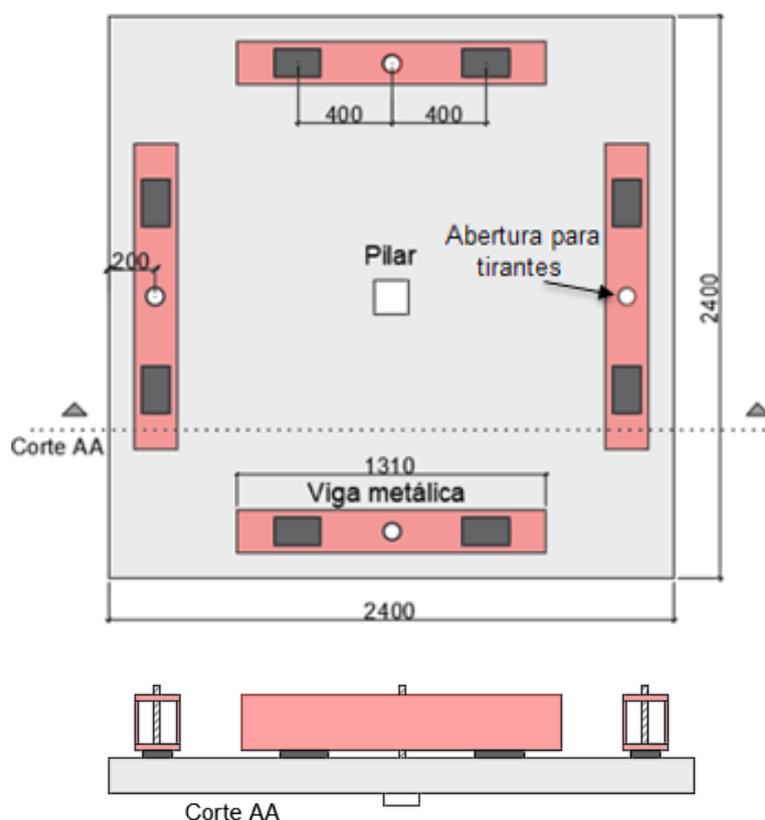


Figura 3. 12 Posicionamento das aberturas de tirantes e chapas metálicas de apoio das vigas de distribuição, (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

Os suportes para posicionamento dos LVDT's (*Linear Variable Differential Transformer*) foram fabricados com perfis metálicos de acordo com o arranjo requerido. Todo o aparato experimental com as especificações técnicas de cada peça são apresentados nas Figuras 3.13 a 3.17.

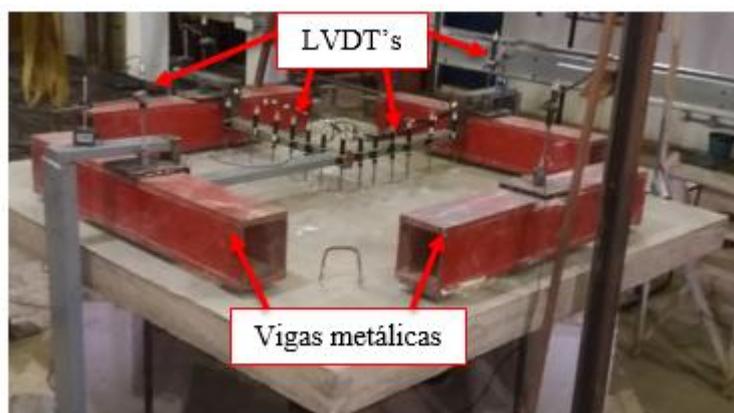


Figura 3. 13 Fotografia do aparato experimental.
Fonte: Arquivo pessoal

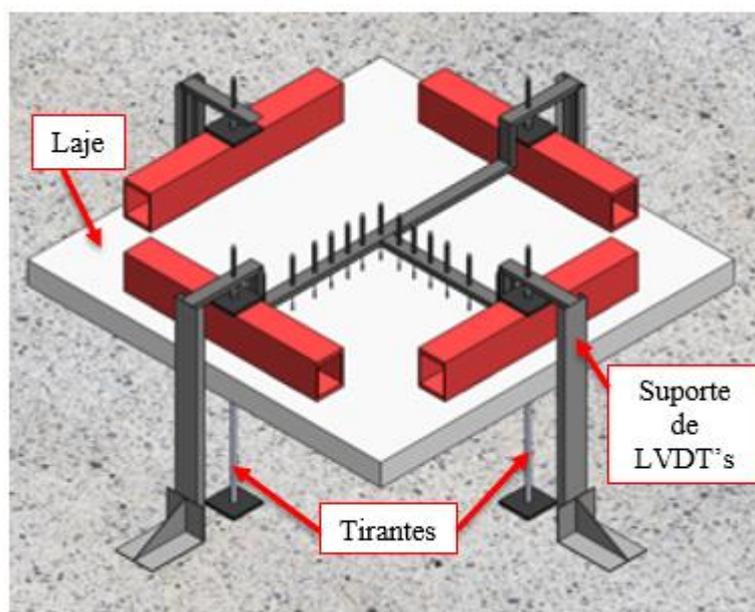


Figura 3. 14 Vista superior do aparato experimental.
Fonte: Arquivo pessoal

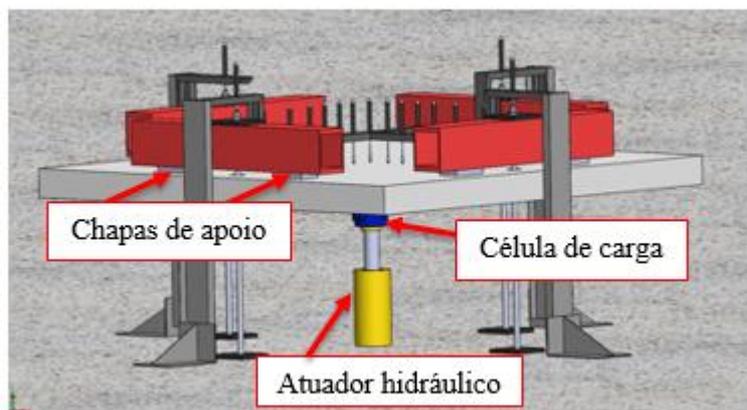


Figura 3. 15 Vista lateral do aparato experimental.

Fonte: Arquivo pessoal

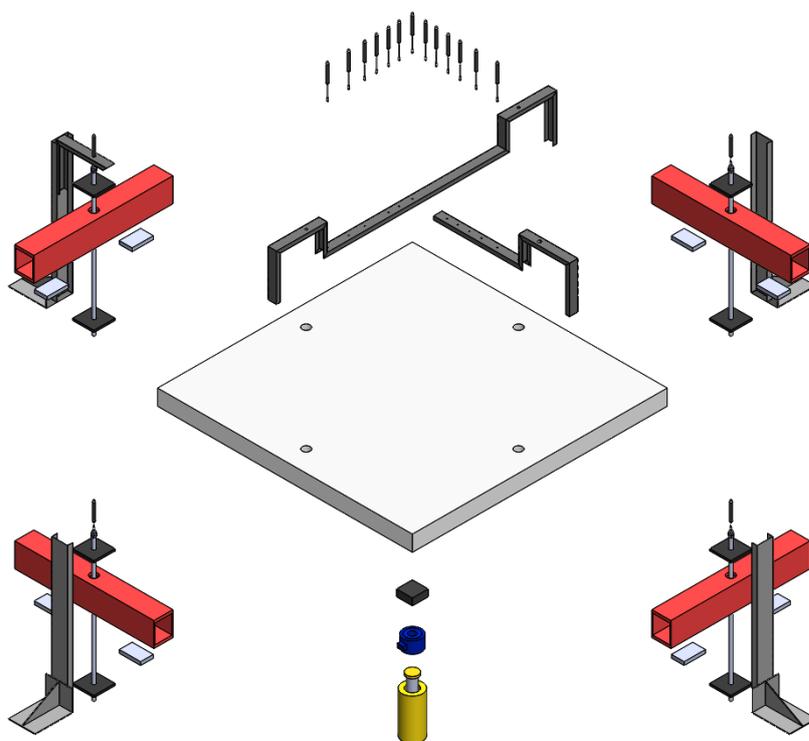


Figura 3. 16 Vista expandida do aparato experimental.

Fonte: Arquivo pessoal

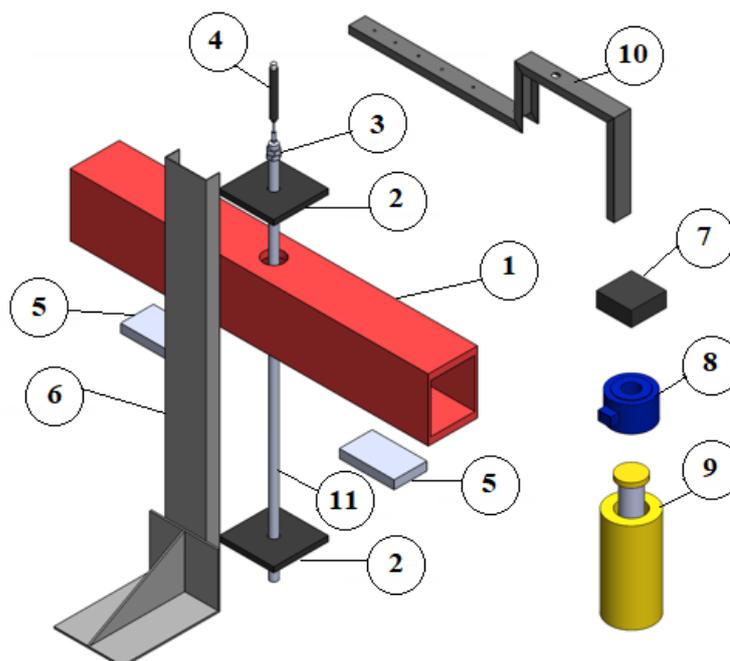


Figura 3. 17 Especificações técnicas dos elementos utilizados no aparato experimental.

Fonte: Arquivo pessoal

Especificações técnicas:

- 1- Viga metálica de distribuição, seção caixão soldado, 1310 mm x 180 mm x 230 mm, (C x L x A). Chapas aço baixo carbono de 25,4 mm e 9,53 mm.
- 2- Chapa metálica de travamento, 200 mm x 200 mm x 19 mm, (C x L x A), aço baixo carbono.
- 3- 2 porcas sextavadas 25,4 mm aço carbono.
- 4- LVDT cursor 150 mm.
- 5- Chapa metálica de apoio 200 mm x 120 mm x 31,5 mm, (C x L x A), aço baixo carbono.
- 6- Coluna de suporte de LVDT, Perfil metálico UDC simples 150 mm x 50 mm x 2 mm (h x b x e) aço baixo carbono.
- 7- Chapa metálica pilar, 150 mm x 150 mm x 63 mm (C x L x A), aço baixo carbono.
- 8- Célula de carga capacidade 1500 kN.
- 9- Atuador Hidráulico capacidade 1000 kN.
- 10- Suporte de LVDT, perfil metálico UDC simples 75 mm x 40 mm x 2 mm (h x b x e) aço baixo carbono.
- 11- Barra roscada 25,4 mm aço carbono.

As lajes foram transportadas para o local do ensaio, posicionadas em blocos de concreto (Figura 3.18) que tem por finalidade apenas apoiar para o desenvolvimento dos

trabalhos de preparação e instrumentação para a execução dos ensaios, após a preparação as lajes são erguidas pelo atuador hidráulico até ficarem totalmente livres dos apoios de trabalho.

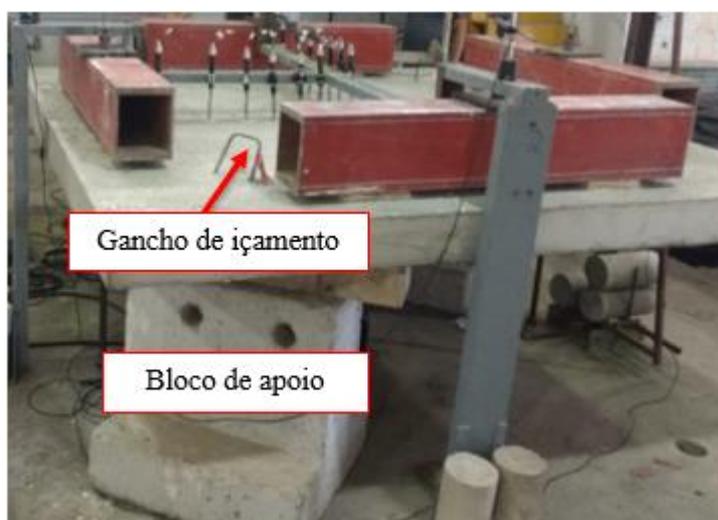


Figura 3. 18 Bloco de apoio temporário de trabalho.

Fonte: Arquivo pessoal

A preparação para realização do ensaio seguiu as seguintes etapas:

- Transporte da laje;
- Posicionamento da laje e apoiando-a nos blocos de apoio;
- Posicionamento dos tirantes centralizando na abertura da laje;
- Fixação dos tirantes na laje de reação com aperto das porcas nas chapas inferiores;
- Demarcação das posições de chapas de apoio, LVDT's e projeção do pilar;
- Fixação das oito chapas de apoio com gesso;
- Posicionamento das vigas metálicas com gesso para nivelamento preciso;
- Posicionamento do suporte metálico dos LVDT's nas devidas marcações.
- Colagem dos extensômetros no concreto;
- Posicionamento da chapa metálica (pilar), com célula de carga e atuador hidráulico;
- Levantamento da laje para ficar livre dos apoios de trabalho;
- Nivelamento da laje com ajuste das porcas;
- Conexão de todos os elementos no sistema de aquisição de dados.



Figura 3.20 Armaduras de flexão tracionada das lajes .
Fonte: Arquivo pessoal



Figura 3.21 Detalhe do posicionamento do tubo para os tirantes e ganchos.
Fonte: Arquivo pessoal

3.4.2. Armadura de cisalhamento

Com exceção das lajes de referência LRef, LRef-AC e LRef-AC-I todas as outras lajes foram armadas com armadura de cisalhamento do tipo *stud* interno. Diferente do que comumente é feito, os *studs* dessa pesquisa são ancorados nas armaduras de flexão de maneira interna. A Figura 3.22 apresenta as armaduras de cisalhamento com os tipos de ancoragem interna e externa às armaduras de flexão.

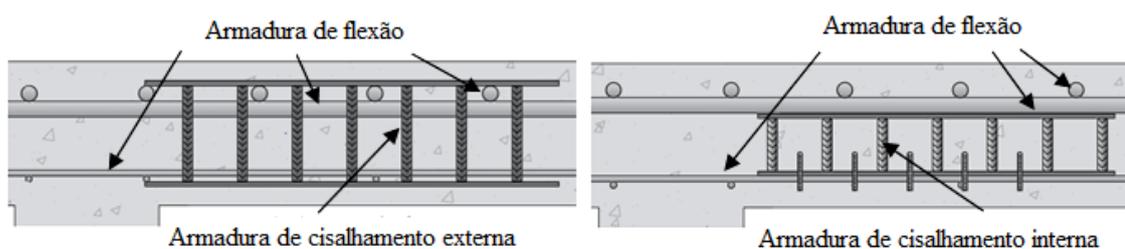


Figura 3.22 Tipos de ancoragem da armadura de cisalhamento
Fonte: Arquivo pessoal

De acordo com pesquisas anteriores a utilização de armaduras com esse tipo específico de ancoragem pode acarretar no surgimento de fissuras horizontais que tangenciam a chapa inferior dos *studs*, diminuindo a capacidade de carga do elemento estrutural e conduzindo-o para um tipo de ruptura denominada delaminação. Neste tipo específico de ruptura ocorre uma espécie de deslocamento do núcleo de concreto da região interna às armaduras de flexão, por onde as fissuras tangenciam.

Sendo assim, os *studs* internos foram desenvolvidos seguindo as seguintes especificações: são compostos por duas barras planas na base inferior e superior, armadura de cisalhamento com barras de diâmetro de 10 mm (1ª e 2ª séries) e 6,3 mm (3ª série) e visando combater a fissuração horizontal, aumentando a ancoragem, utilizou-se pinos antifissuração em formato de “U” invertido, soldados à barra plana de base inferior dos *studs*.

A solda foi realizado com eletrodos revestidos do tipo A 5.1, os detalhes das armaduras de cisalhamento estão expostos na Figura 3.23.

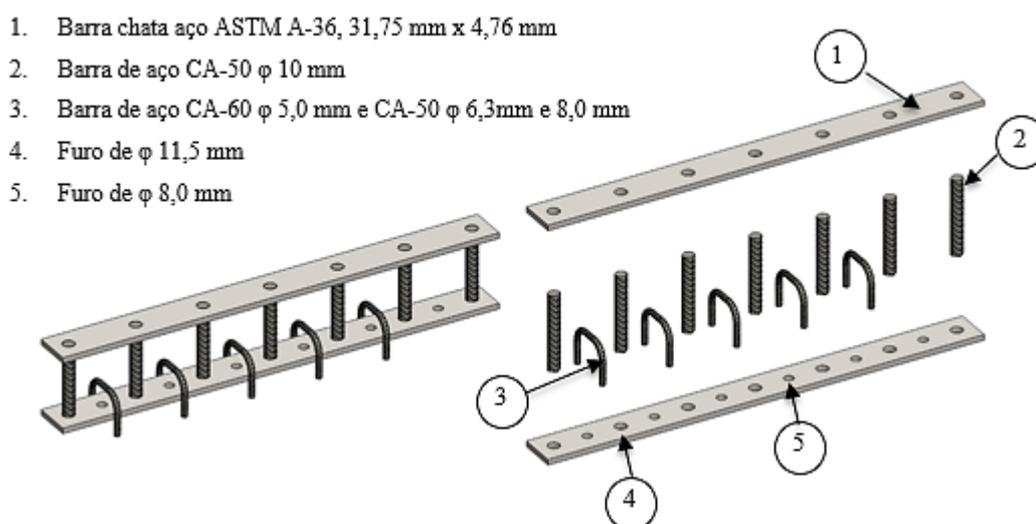


Figura 3. 23 Componentes das armaduras de cisalhamento.

Fonte: Arquivo pessoal

Na base inferior foram confeccionadas aberturas de 8 mm de diâmetros que tem por objetivo minimizar os efeitos da exsudação que podem fragilizar o concreto nessa região facilitando a propagação das fissuras horizontais, além de contribuírem na ancoragem do material.

A avaliação do comportamento da solda utilizada na confecção da armadura de cisalhamento e do próprio conjunto de *stud* foi realizada mediante ensaios à tração utilizando um dispositivo em forma de gancho, no qual o elemento ancora pela chapa superior e inferior, conforme apresentado na Figura 3.24.

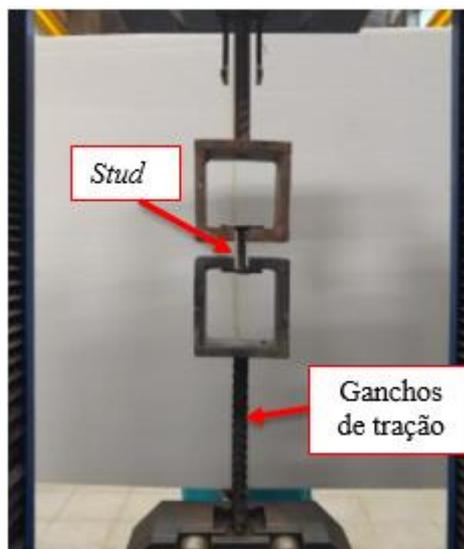


Figura 3. 24 Aparato de ensaio de tração do *stud*
Fonte: Arquivo pessoal

As Figuras 3.25 e 3.26 ilustram o posicionamento das armaduras de cisalhamento nas lajes estudadas.

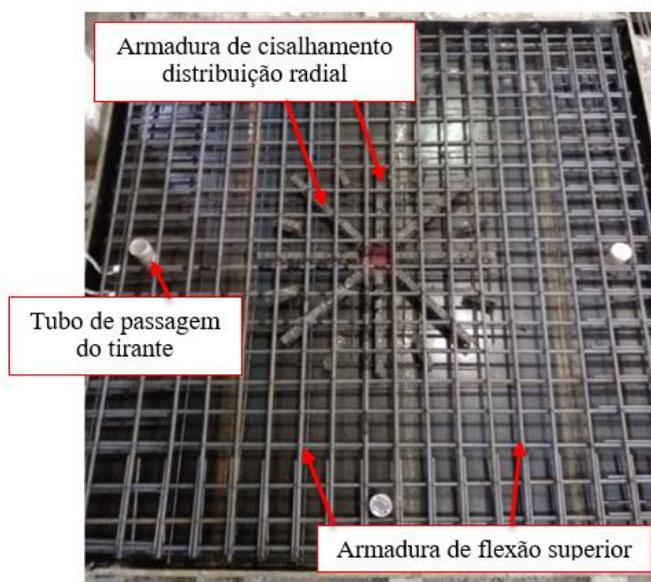


Figura 3. 25 Distribuição radial das armaduras de cisalhamento
Fonte: Arquivo pessoal

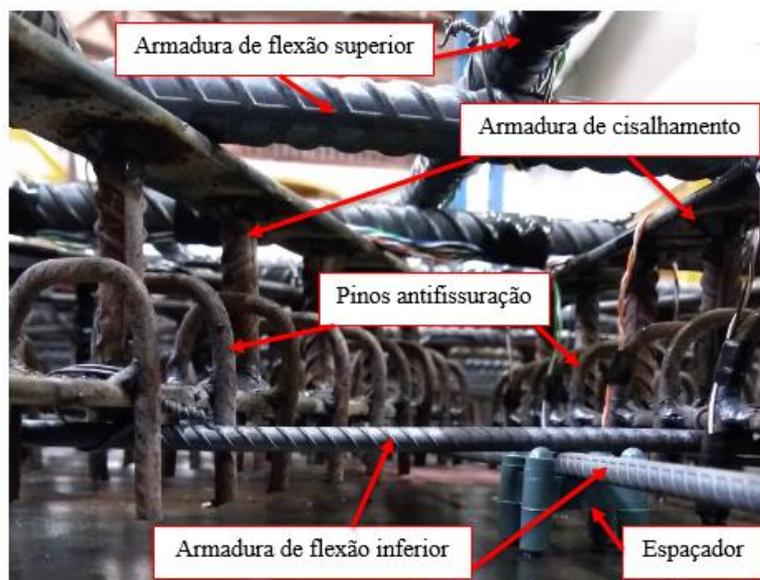


Figura 3. 26 Posicionamento das armaduras de cisalhamento.

Fonte: Arquivo pessoal

As lajes da 1ª e 2ª séries são compostas de 12 linhas de *studs* distribuídos radialmente com 7 camadas de armadura de cisalhamento cada, na 3ª série foram instaladas 8 linhas com 5 camadas de armadura de cisalhamento, entre as linhas da 3ª série foram instalados *studs* com apenas duas camadas para controlar e impedir uma possível ruptura precoce.

Os pinos antifissuração foram instalados em todas as linhas de *studs*, cobrindo o perímetro crítico C' definido pela ABNT NBR 6118 (2023) com a distância $2d$ da face do pilar, esse parâmetro foi definido em virtude dos resultados apresentados na pesquisa de Trautwein (200), com o qual não constatou-se a propagação das fissuras horizontais que tangenciam as bases dos *studs* utilizados em sua pesquisa, *studs* estes que utilizavam pinos semelhantes nessa região.

Trautwein (2006) afirma que a utilização dos *studs* internos apresenta uma vantagem no processo de montagem, uma vez que não existe a necessidade de passar as barras de flexão entre as armaduras de cisalhamento, o que foi constatado durante a montagem das lajes desta pesquisa. Os *studs* convencionais dificultam o posicionamento das armaduras de flexão e cisalhamento com o espaçamento ideal previsto em projeto, o que não ocorre com a utilização de *studs* internos.

O procedimento de armação da laje ocorreu na seguinte ordem:

1. Posicionamento da grade de armaduras de flexão inferior (comprimida);
2. Posicionamento radial dos *studs* com os devidos ângulos (30° na 1ª e 2ª série e 45° na 3ª série);

3. Posicionamento da grade de armadura de flexão superior (tracionada);
4. Fechamento com ganchos laterais.

O Procedimento de armação está exposto na Figura 3.27.

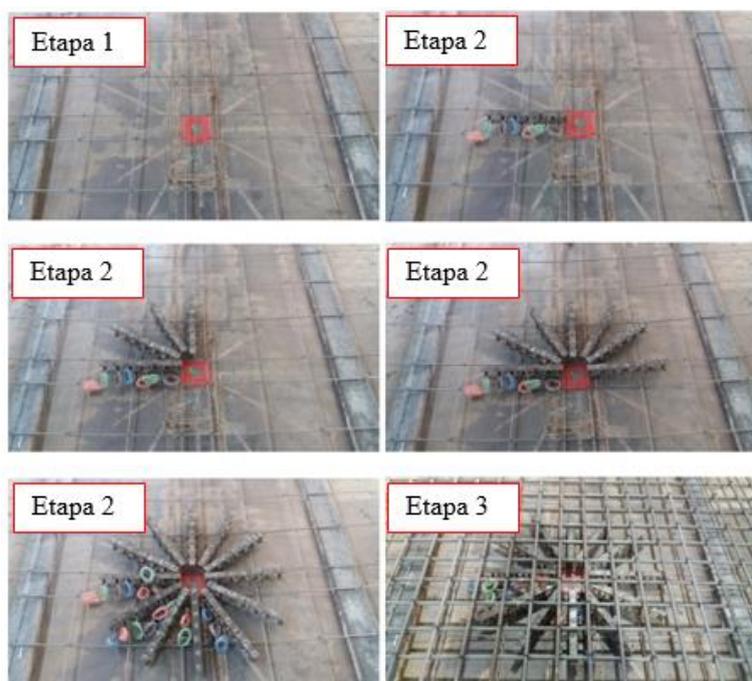


Figura 3. 27 Processo de armação das lajes.

Fonte: Arquivo pessoal

3.4.3. Concreto

As lajes foram moldadas em formas metálicas previamente preparadas com desmoldante e com a projeção do pilar marcada para garantir o perfeito posicionamento do aparato experimental no momento do ensaio. Essa marcação foi feita fixando uma lixa com as dimensões do pilar no fundo das formas, após a desforma a marcação ficou impressa no concreto, como mostra a Figura 3.28.



Figura 3. 28 Marcação da projeção do pilar.

Fonte: Arquivo pessoal

Foi utilizado concreto auto adensável (CAA) de classe de resistência C40, fornecido por uma empresa de serviços de concretagem local. Os ensaios que verificam a qualidade do concreto utilizado foram realizados no local da concretagem (Figura 3.29).



Figura 3. 29 Ensaios *L-box*, *V-funnel* e *slump flow*.
Fonte: Arquivo pessoal

A Figura 3.30 apresenta o procedimento de concretagem das lajes da pesquisa utilizando concreto auto adensável.



Figura 3. 30: Execução da concretagem.
Fonte: Arquivo pessoal

Para a determinação das propriedades mecânicas do concreto (resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral e módulo de elasticidade

longitudinal) foram moldados 50 corpos de prova cilíndricos de (100 mm x 200 mm) em cada série.

Foram realizadas três concretagens, uma para cada série de lajes. Durante o processo de concretagem de cada laje, foram moldados corpos de prova a partir da mesma parcela de concreto, permitindo, assim, um mapeamento mais preciso da resistência de cada laje. A Figura 3.31 ilustra o mapeamento dos corpos de prova.



Figura 3.31 Mapeamento do concreto utilizado em cada laje.

Fonte: Arquivo pessoal

3.5. INSTRUMENTAÇÃO

3.5.1. Deslocamento Vertical da Laje

Para a verificação dos deslocamentos verticais das lajes utilizou-se 13 LVDT's, posicionados em apenas um quadrante da laje, formando dois eixos centrais perpendiculares.

Com o intuito de medir o deslocamento dos tirantes foram instalados 4 LVDT's, 1 em cada tirante. Dessa maneira que tornasse possível encontrar o real deslocamento da laje desconsiderando a deformação sofrida pelo tirante, (Figura 3.32 e 3.33).



Figura 3.32 Fotografia do posicionamento dos LVDT's.

Fonte: Arquivo pessoal

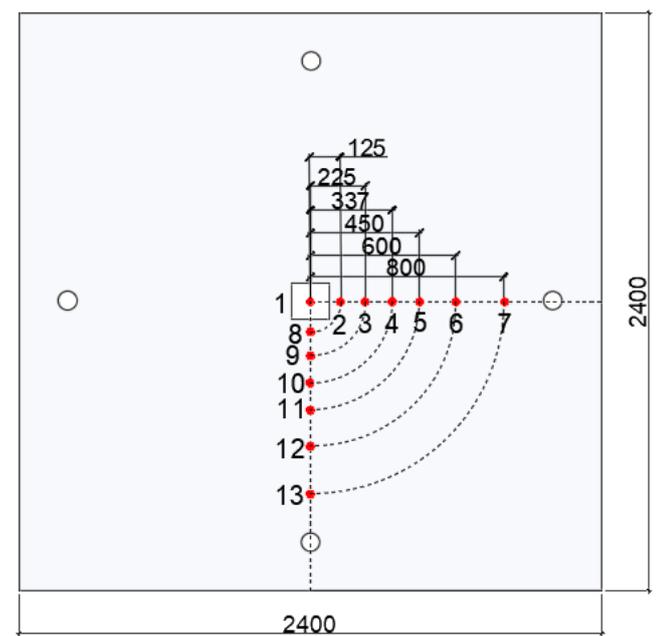


Figura 3. 33 Posicionamento dos LVDT's (dimensões em mm).

Fonte: Arquivo pessoal

3.5.2. Deformação Específica

Para monitorar as deformações específicas foram instalados extensômetros de resistência elétricos (ERE) da marca EXCEL, tipo PA-06-250BA-120-L nas armaduras de flexão e cisalhamento e no concreto do tipo do PA-06-201BA-120-L. Os ERE's foram previamente soldados em cabos CFTV 24 AWG rígido com 0,45 mm de diâmetro, de alumínio revestido de cobre com revestimento em PVC, as soldas foram protegidas com fita isolante líquida.

Os procedimentos para a instalação dos ERE's seguiram as seguintes etapas:

1. Regularização da superfície com esmeril portátil;
2. Limpeza da superfície;
3. Instalação do ERE com cola de cianoacrilato;
4. Proteção com fita isolante.

As etapas para instalação dos ERE's estão ilustradas na Figura 3.34. Após instalados foram ligados em um sistema de leitura com capacidade para 66 canais, controlados pelo software *Agilent BenchLink Data Logger 3*.



Figura 3. 34 Etapas para instalação dos extensômetros.

Fonte: Arquivo pessoal

a) Armadura de flexão

A instrumentação das armaduras de flexão seguiu o mesmo quadrante da instrumentação dos LVDT's, sendo adotado o mesmo posicionamento em todas as lajes. Os extensômetros foram colados nas face mais tracionada (face superior) das barras de flexão. A posição dos extensômetros das armaduras de flexão é apresentada nas Figuras 3.35 e 3.36.

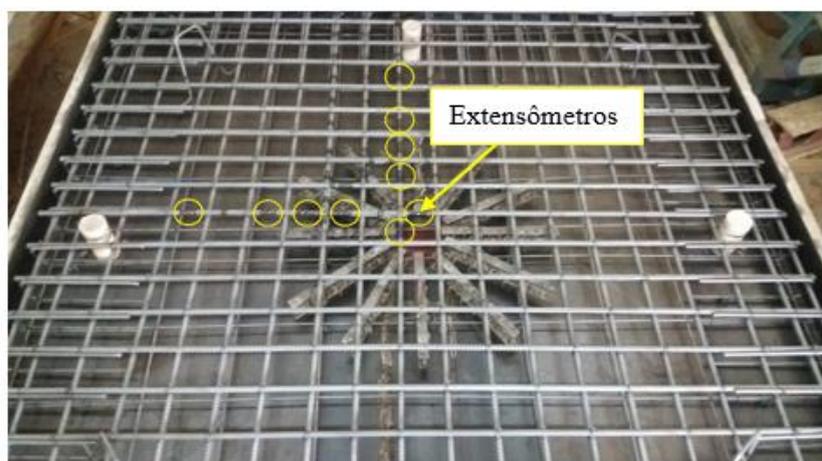


Figura 3. 35 Extensômetros da armadura de flexão.

Fonte: Arquivo pessoal

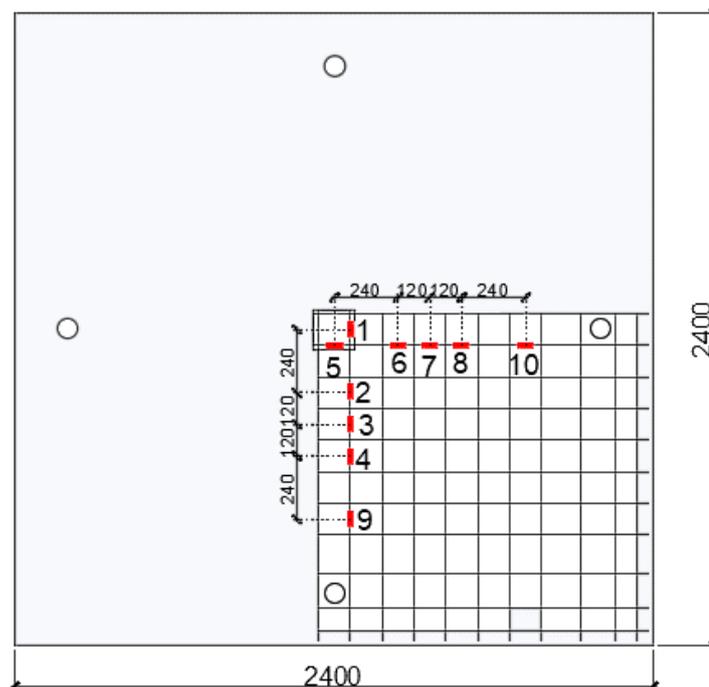


Figura 3. 36 Posicionamento e identificação dos extensômetros da armadura de flexão. Dimensões em mm.
 Fonte: Arquivo pessoal

b) Armadura de cisalhamento (*studs*)

Apenas 3 linhas das armaduras de cisalhamento receberam extensômetros, sendo que em 2 linhas foram instalados 1 extensômetro em cada camada de armadura de cisalhamento. Os extensômetros foram instalados a meia altura das barras e na face voltada para o pilar, sendo essa a face mais solicitada. Em todos os pinos antifissuração de uma única camada foram instalados extensômetros em uma das pernas do “U” invertido, seguindo o mesmo padrão das barras de cisalhamento os extensômetros dos pinos foram instalados na face voltada para o pilar.

Com o intuito de minimizar o impacto da fita isolante na aderência em um mesmo alinhamento, os extensômetros dos pinos antifissuração foram instalados de maneira alternada nas pernas direita e esquerda. As Figuras 3.37 a 3.40 ilustram o posicionamento dos extensômetros nos *studs* e suas devidas posições nas lajes.



Figura 3. 37 Extensômetros nos pinos antifissuração.
Fonte: Arquivo pessoal



Figura 3. 38 Extensômetros nas armaduras de cisalhamento.
Fonte: Arquivo pessoal

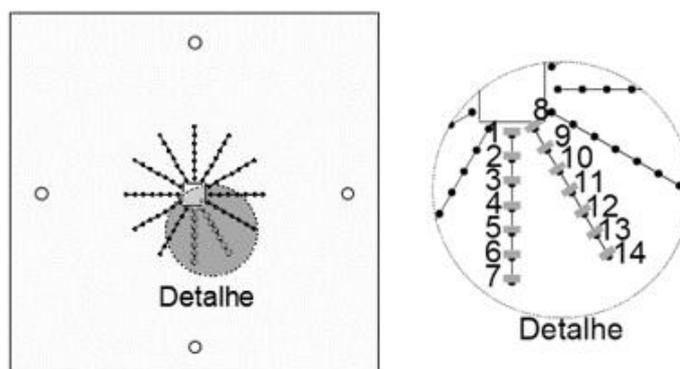


Figura 3. 39 Posicionamento e identificação dos extensômetros da armadura de cisalhamento.
Fonte: Arquivo pessoal

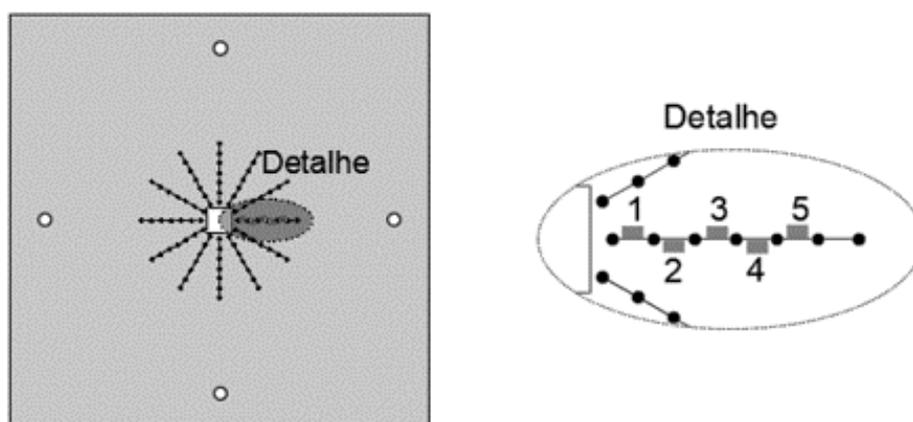


Figura 3. 40 Posicionamento e identificação dos extensômetros dos pinos antifissuração.
 Fonte: Arquivo pessoal

c) Concreto

As deformações no concreto foram monitoradas na região comprimida da laje no mesmo quadrante dos demais instrumentos de monitoramento, o arranjo posicional dos ERE's seguiu o mesmo padrão em todas as lajes. As Figuras 3.41 e 3.42 mostram o posicionamento dos extensômetros de concreto na face inferior das lajes.

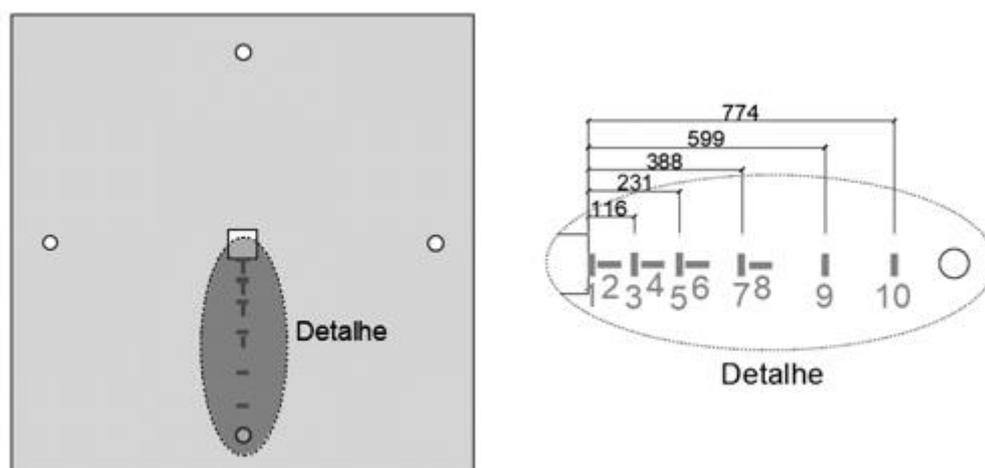


Figura 3. 41 Posicionamento e identificação dos extensômetros no concreto (dimensões em mm).
 Fonte: Arquivo pessoal



Figura 3.42 Fotografia dos extensômetros de concreto na laje.

Fonte: Arquivo pessoal

3.5.3. Aplicação da carga

O monitoramento do carregamento aplicado ocorreu por meio de célula de carga com capacidade para 1500 kN, conectada a uma leitora que apresenta em tempo real o carregamento aplicado, auxiliando no controle do ensaio (Figura 3.43).

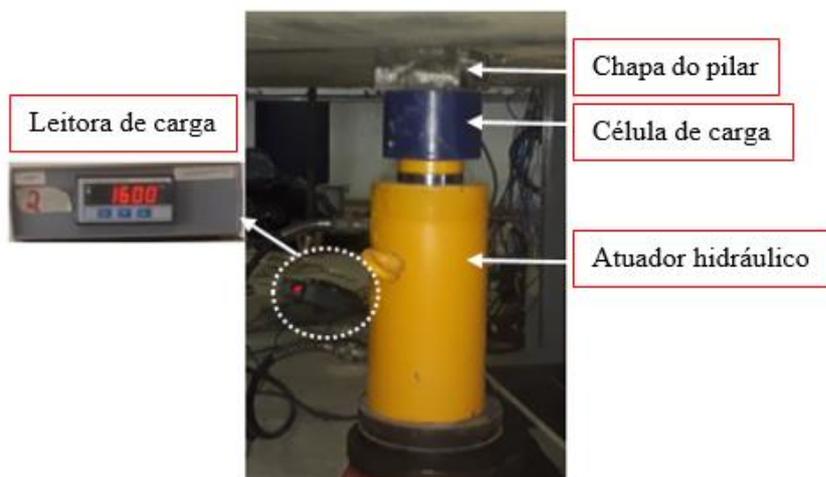


Figura 3.43 Equipamento para monitorar o carregamento.

Fonte: Arquivo pessoal

Para início dos ensaios, com a laje totalmente livre nos tirantes aplicou-se um carregamento para a total suspensão e afastamento dos blocos de apoio, partindo dessa forma com uma carga inicial equivalente ao peso próprio da laje com as vigas do aparato experimental, perfazendo um total de aproximadamente 25 kN.

A partir desse estágio, procedeu-se à verificação do nivelamento da laje e ao ajuste das porcas dos tirantes para fixar as chapas de apoio nas vigas de distribuição de carga, imobilizando assim a laje. Nesse ponto, uma leitura inicial foi realizada em todos os elementos de monitoramento, marcando o início da medição (com deslocamentos e deformações igualmente registrados como zero).

Em todas as lajes, o carregamento foi aplicado em incrementos de carga de 20 kN até atingir 100 kN. Posteriormente, a taxa de incremento foi alterada para 50 kN até alcançar 80% da carga última calculada. Finalmente, o carregamento foi ajustado novamente para incrementos de 20 kN até a carga de ruptura. Cada laje foi carregada até o ponto de ruptura, considerando o peso próprio do modelo ensaiado na carga última obtida ao final do ensaio.

4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Neste capítulo, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais, incluindo as propriedades mecânicas do concreto e do aço, que foram utilizados nos modelos. Além disso, são discutidos os resultados dos experimentos, abordando informações como cargas e modos de ruptura, deslocamentos verticais das lajes, deformações no concreto e nas armaduras de flexão, de cisalhamento e nos pinos antifissuração, bem como os mapas de fissuras gerados durante os ensaios.

4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1. Concreto

O concreto utilizado foi do tipo auto adensável fornecido por uma concreteira local, além dos ensaios no estado fresco foram realizados os ensaios de caracterização com três corpos de prova para cada uma das seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão, tração por compressão diametral e módulo de elasticidade longitudinal. Os resultados da caracterização até os 28 dias são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4. 1 Propriedades mecânicas do concreto até os 28 dias.

Idade (dias)	f_c (MPa)	f_t (MPa)	E_c (GPa)
1ª Série			
7	37,2	2,8	-
14	44,4	3,8	-
21	46,0	4,0	-
28	47,7	4,4	26,3
2ª Série			
7	36,4	3,4	-
14	44,8	4,0	-
21	45,7	4,6	-
28	49,8	5,1	30,5
3ª Série			

7	32,3	2,9	-
14	38,6	3,4	-
21	41,7	3,9	-
28	44,8	4,2	28,7

Além dos ensaios de caracterização nas idades citadas, foram realizados ensaios de resistência à compressão em três corpos de prova no exato dia do ensaio de cada laje, o mapeamento preciso dos corpos de prova no dia da concretagem proporcionou a obtenção da resistência a compressão pela média desses três corpos de prova.

A Tabela 4.2 apresenta a média dos resultados dos ensaios de resistência à compressão dos corpos de prova das lajes ensaiadas.

Tabela 4. 2 Resistencia à compressão do concreto no dia dos ensaios das lajes.

Laje	f_c (MPa) média
1ª Série	
LRef	47,2
L-5-5	45,4
L-6-5	48,9
L-8-5	42,8
2ª Série	
LRef-AC	47,2
L-5-6	44,3
L-5-9	44,3
L-5-13	42,0
3ª Série	
LRef-AC-I	46,5
L-5-6-I	46,7
L-5-9-I	47,2
L-5-13-I	46,4

4.1.2. Aço

Na Tabela 4.3 é apresentado um resumo das propriedades mecânicas do aço, com valores médios dos resultados dos corpos de provas. Nas três séries foram utilizados aço de um

mesmo lote, com exceção das barras de 16 mm utilizadas de lotes diferentes em cada série. A laje LRef-AC-I utilizou barras de 16 mm do lote da 2ª série.

A leitura de deformação, da barra no decorrer do ensaio, foi feita através de um *Clip Gage*. Com a finalidade de evitar possíveis danos, o extensômetro foi retirado quando atingia uma deformação de segurança após o escoamento da barra. Com os dados obtidos neste ensaio foram determinadas as tensões de escoamento e de ruptura além da deformação de escoamento. Nas Figuras 4.1 a 4.3 são apresentados o gráfico tensão \times deformação obtido nestes ensaios.

Tabela 4. 3 Propriedades mecânicas do aço

Diâmetro (mm)	Local de aplicação	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ϵ_y (mm/m)
5,0	Pinos antifissuração	727,0	189,7	2,80
6,3	Pinos antifissuração, AC ⁽²⁾ *** AF ⁽¹⁾ inferior	605,0	202,5	2,71
8,0	Pinos antifissuração	590,0	204,7	2,80
10,0	AC ⁽²⁾ * e **	584,0	196,1	2,78
16,0*	AF ⁽¹⁾ superior	581,0	205,7	3,35
16,0**	AF ⁽¹⁾ superior	573,4	205,4	3,50
16,0***	AF ⁽¹⁾ superior	552,0	195,5	2,95

(1) Armadura de flexão; (2) Armadura de cisalhamento.

* 1ª Série; ** 2ª Série; *** 3ª Série

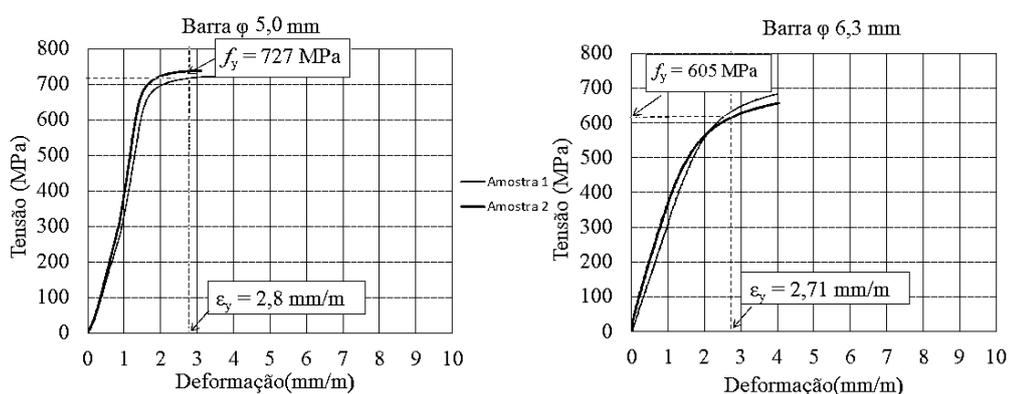


Figura 4. 1 Gráfico tensão \times deformação do aço 5,0 mm e 6,3 mm utilizado nas lajes.

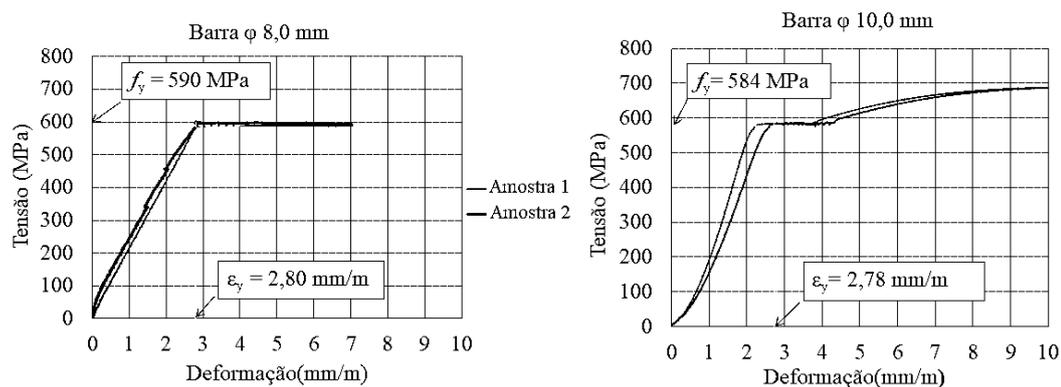


Figura 4. 2 Gráfico tensão x deformação do aço 8,0 mm e 10,0 mm utilizado nas lajes.

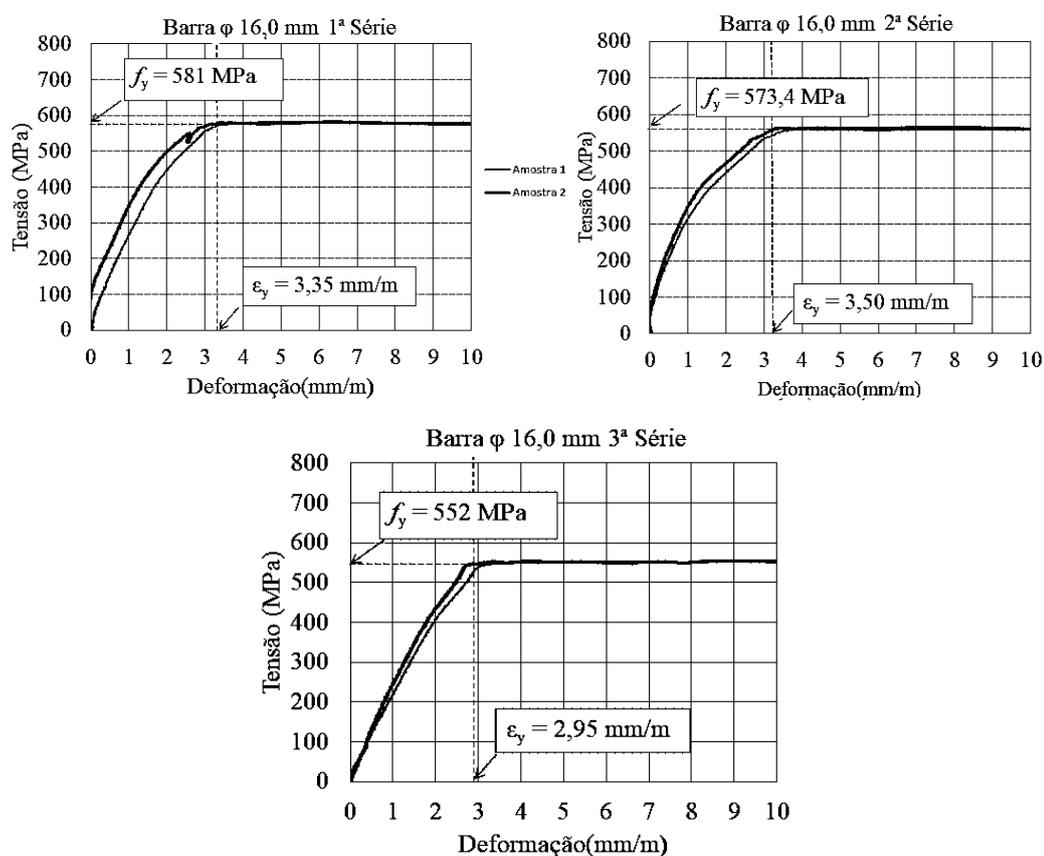


Figura 4. 3 Gráfico tensão x deformação do aço 16,0 mm utilizado nas lajes.

4.2. CARGA E MODO DE RUPTURA

Todas as lajes ensaiadas foram submetidas ao carregamento máximo até a ruptura. A carga de ruptura foi aferida com a leitura máxima fornecida pela célula de carga. A Tabela 4.4 apresenta as principais características das lajes, sua carga e modo de ruptura.

Tabela 4. 4 Cargas e modo de ruptura das lajes.

Laje	d (mm)	h (mm)	ρ (%)	f_c (MPa)	P_u (kN)	Modo de ruptura
1ª Série						
LRef	116	155	1,65	47,2	320	Punção
L-5-5	113	150	1,73	45,4	586	PI*
L-6-5	110	155	1,81	48,9	506	PI*
L-8-5	136	200	1,24	42,8	560	PE**
2ª Série						
LRef-AC	116	155	1,65	47,2	665	PE**
L-5-6	113	153	1,73	44,3	500	PI*
L-5-9	116	150	1,65	43,7	571	PI*
L-5-13	115	155	1,67	42,0	660	PEEE***
3ª Série						
LRef-AC-I	113	154	1,73	46,5	551	PI*
L-5-6-I	113	154	1,73	46,7	450	PI*
L-5-9-I	113	154	1,73	47,2	478	PI*
L-5-13-I	116	157	1,65	46,4	525	PI*

*PI- Punção Interna (na região das armaduras de cisalhamento)
**PE- Punção externa (após a região das armaduras de cisalhamento)
***PEEE- Punção externa (após a região das armaduras de cisalhamento) com esmagamento do concreto e escoamento do aço de flexão.

No que diz respeito à superfície de ruptura, suas inclinações foram determinadas aplicando carga após a ruptura dos modelos. Isso foi feito com o objetivo de ampliar a abertura da superfície de ruptura já existente e medir, de maneira aproximada, os ângulos formados. Para essa medição, utilizou-se uma haste e o procedimento foi realizado nas duas direções perpendiculares, ou seja, nos planos "x" e "y" das lajes.

As lajes da 1ª série exibiram superfícies de ruptura que iniciavam na face do pilar, com inclinações variando entre cerca de 21° e 37°. Notavelmente, a laje LRef (sem AC) demonstrou inclinações na superfície de ruptura que variaram de 21° a 28°, um resultado semelhante ao observado por Gomes (1991) em sua pesquisa, na qual ele obteve inclinações de aproximadamente 25°.

As lajes L-5-5 e L-6-5 exibiram uma leve variação na inclinação da superfície de ruptura, com ângulos variando entre 30° e 33°. Por outro lado, a laje L-8-5 demonstrou uma

superfície de ruptura que começou no pilar e se estendeu paralelamente à base inferior dos studs, rompendo-se externamente à armadura de cisalhamento. Nessa região externa, a inclinação variou entre 29° e 37° .

O comportamento das superfícies de ruptura da 1ª série está ilustrado na Figura 4.4 e nas Figuras 4.5 a 4.8 estão apresentadas as fotografias das lajes após a ruptura.

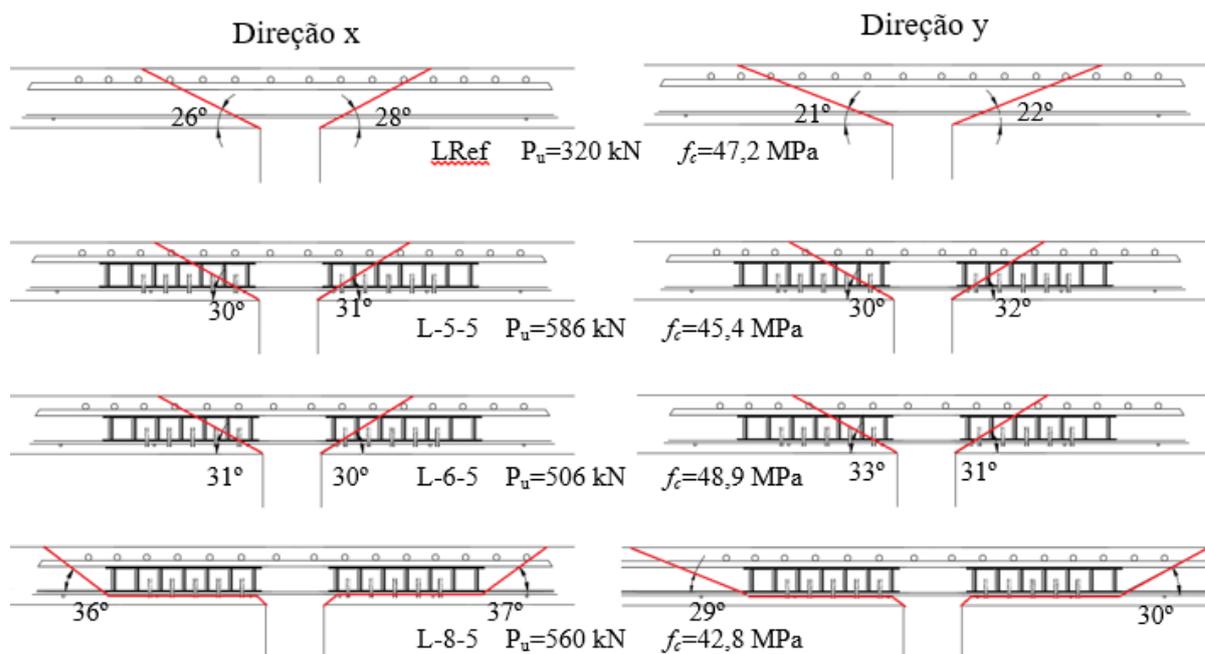


Figura 4. 4 Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 1ª Série.

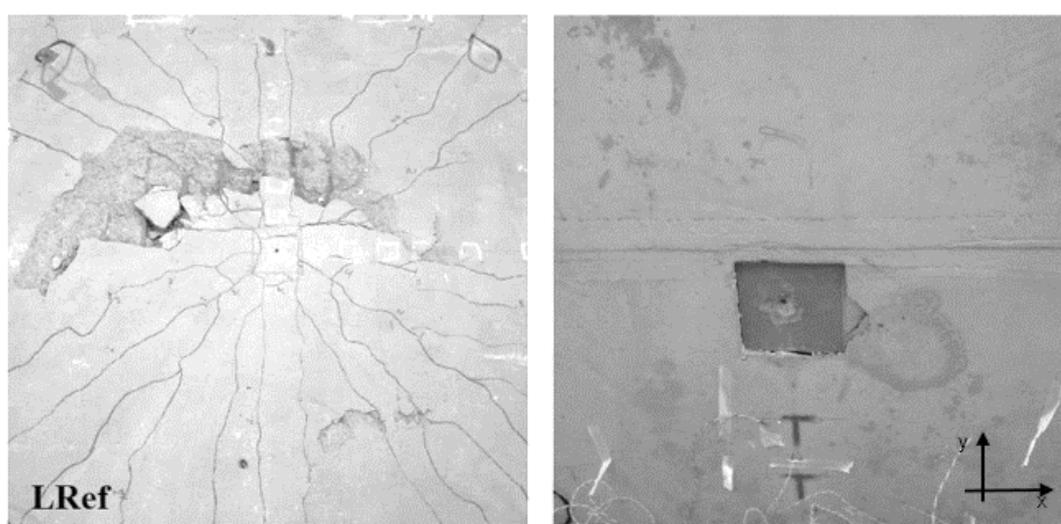


Figura 4. 5 Face superior e inferior após ruptura LRef.

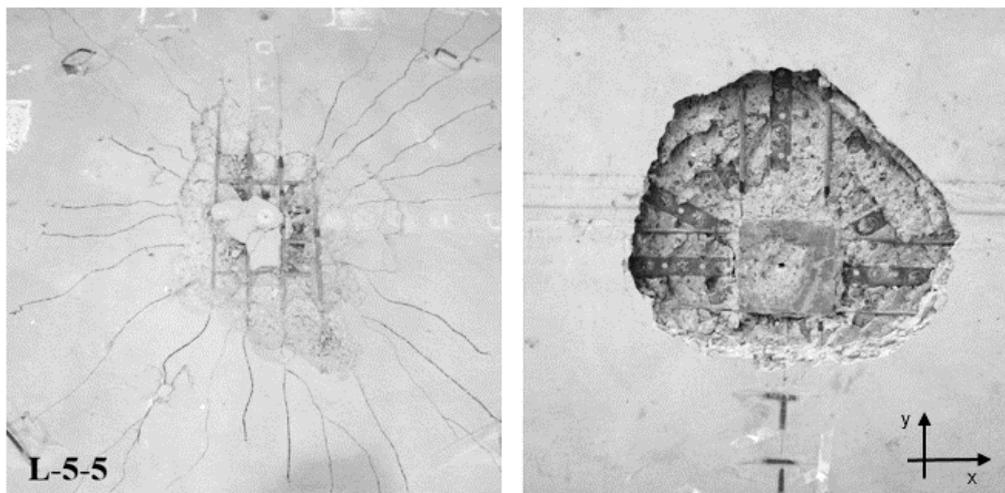


Figura 4. 6 Face superior e inferior após ruptura L-5-5.

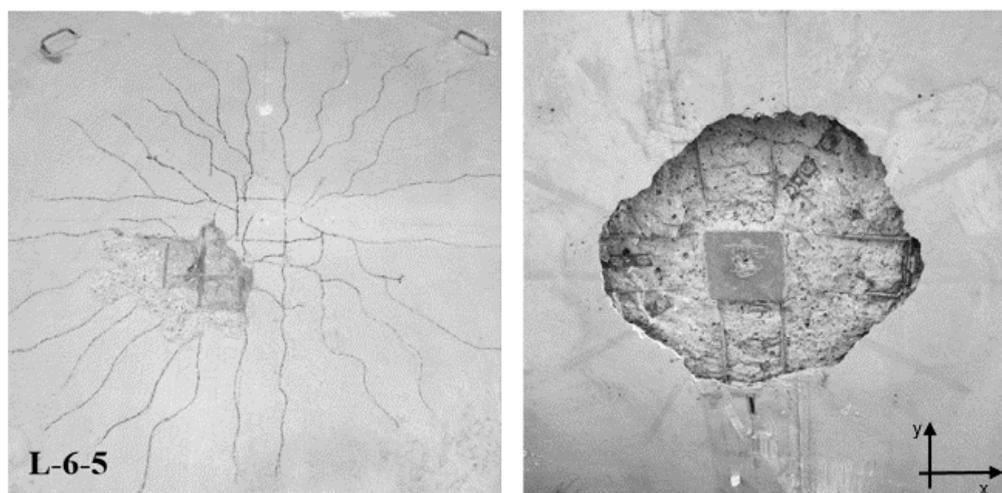


Figura 4. 7 Face superior e inferior após ruptura L-6-5.

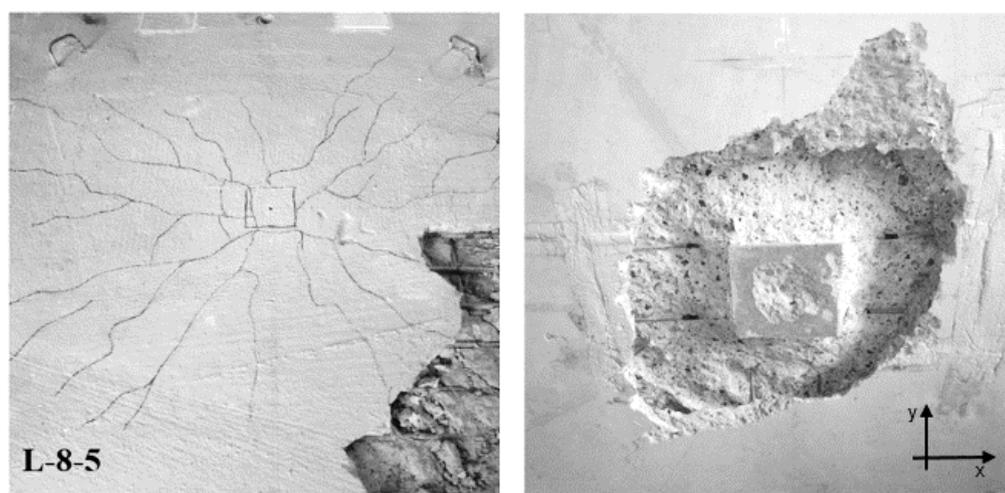


Figura 4. 8 Face superior e inferior após ruptura L-8-5.

Na 2ª série as lajes LRef-AC e L-5-13 apresentaram superfície de ruptura após a última camada de armadura de cisalhamento, ruptura designada externa e prevista nos modelos normativos com essa configuração para *stud* convencional, enquanto nas lajes L-5-6 e L-5-9 o comportamento foi semelhante ao descrito na 1ª série, com ângulos de inclinações que variam entre 29° e 34°.

A laje L-5-9 apresentou comportamento semelhante ao ocorrido na laje L-8-5 da 1ª série, a superfície de ruptura iniciou no pilar e se desenvolveu paralelamente a base inferior dos *studs*, porém, cruzou a terceira e quarta camada da armadura de cisalhamento com inclinação variando entre 29° e 30°, rompendo internamente.

O comportamento das superfícies de ruptura da 2ª série está ilustrado na Figura 4.9. Nas Figuras 4.10 a 4.13 estão apresentadas as fotografias das lajes após a ruptura.

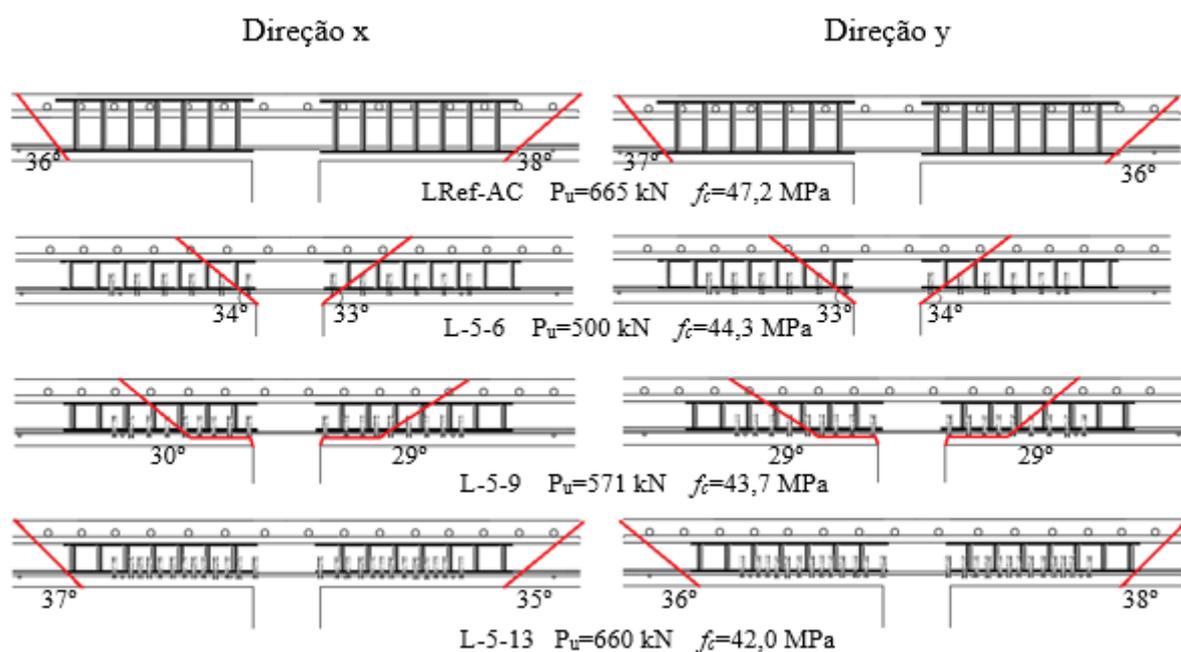


Figura 4. 9 Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 2ª Série.

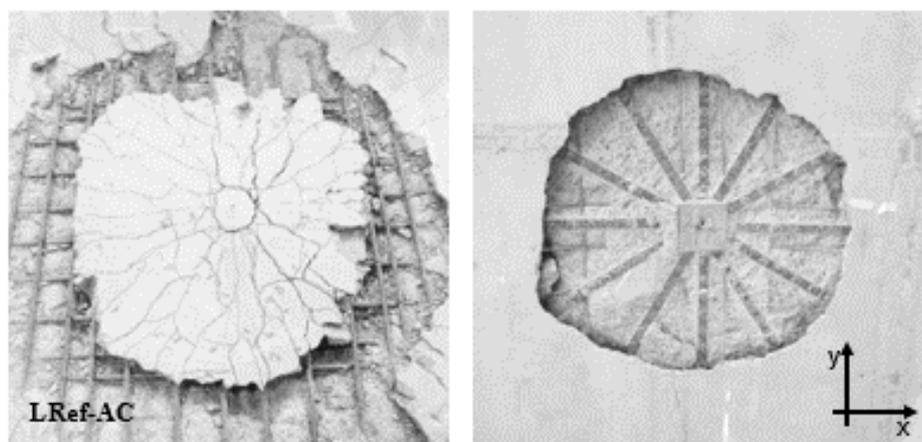


Figura 4.10 Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.

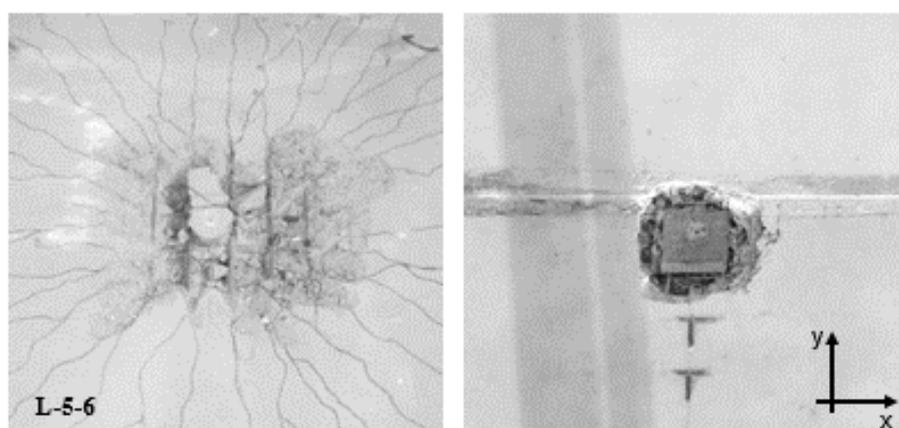


Figura 4.11 Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.

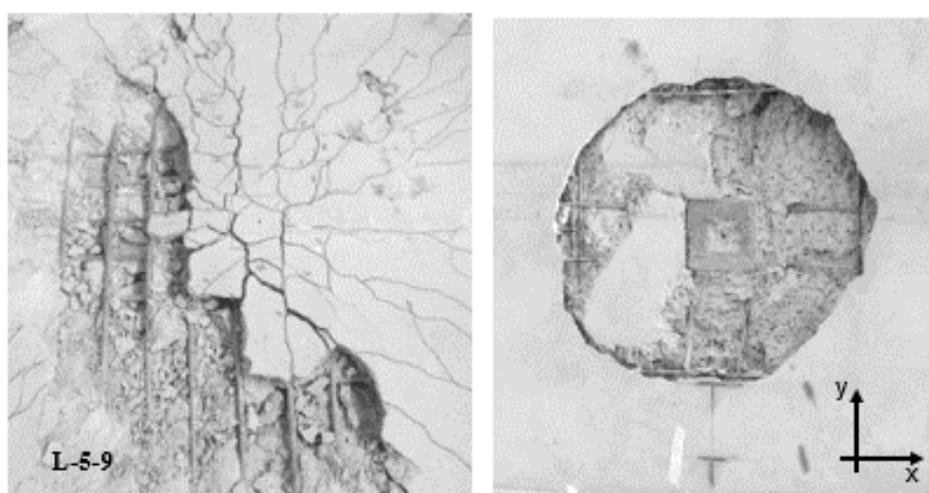


Figura 4.12 Face superior e inferior após ruptura L-5-9.

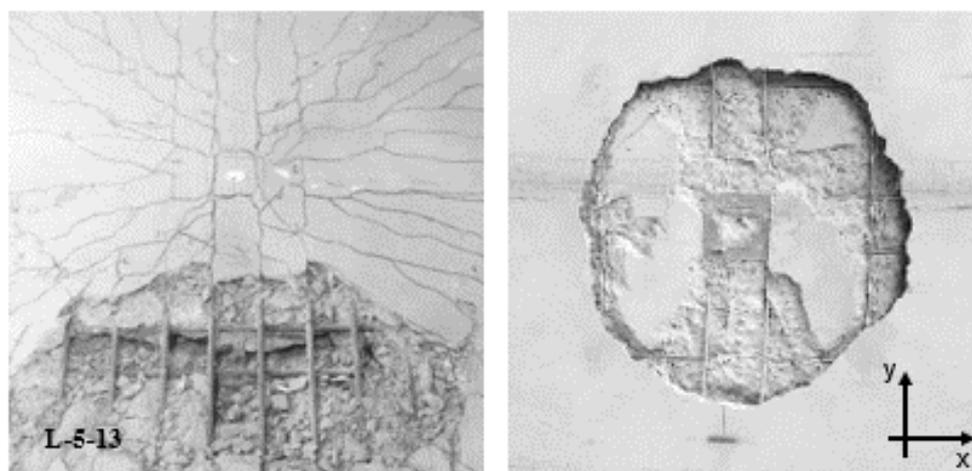


Figura 4. 13 Face superior e inferior após ruptura LRef-AC.

As lajes da 3ª série foram dimensionadas para ruptura interna, e todas as lajes romperam conforme a previsão. As superfícies de ruptura das lajes L-5-6-I e L-5-9-I se desenvolveram cruzando a primeira e segunda camada da armadura de cisalhamento, com ângulos de inclinação variando entre 30° e 35°.

As lajes LRef-AC-I e L-5-13-I apresentaram ângulos de inclinação da superfície de ruptura menores, variando entre 25° e 29°, conseqüentemente a superfície de ruptura dessas lajes cruzaram mais camadas da armadura de cisalhamento, na laje LRef-AC-I a superfície cruzou praticamente todas as camadas e na laje L-5-13-I a superfície quase cruzou a terceira camada.

Esse comportamento indica uma maior contribuição das armaduras de cisalhamento na resistência do elemento e conseqüentemente uma menor fragilidade na ruptura, uma vez que as tensões estão sendo distribuídas para mais elementos.

O comportamento das superfícies de ruptura da 3ª série está ilustrado na Figura 4.14. Nas Figuras 4.15 a 4.18 estão apresentadas as fotografias das lajes após a ruptura.

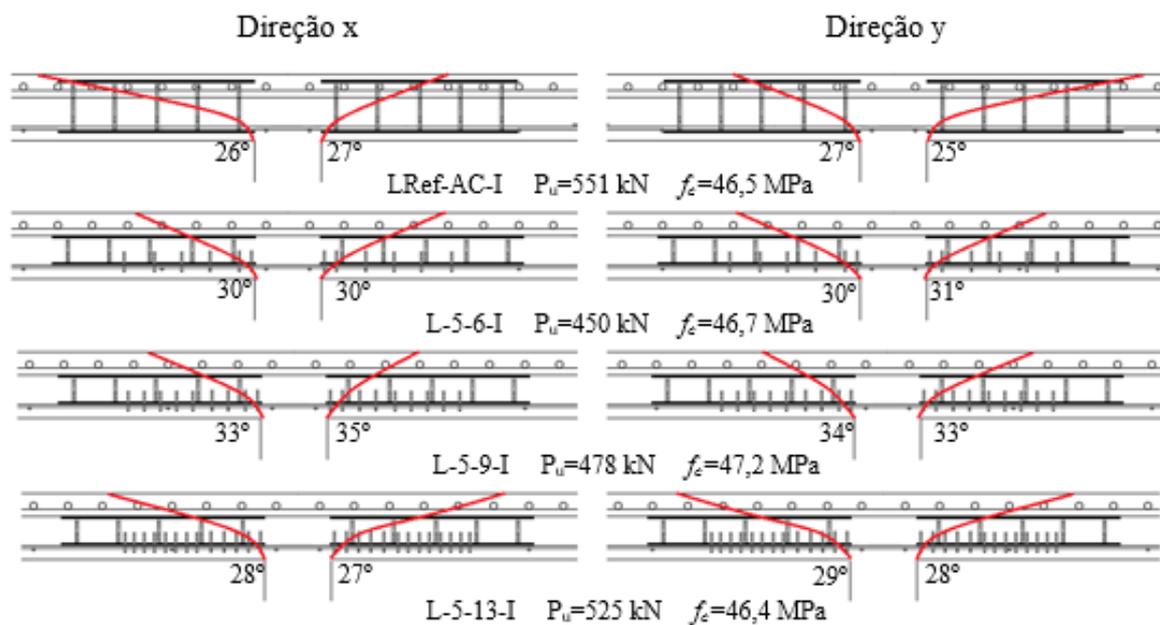


Figura 4. 14 Esquema das superfícies de ruptura das lajes da 3ª Série.

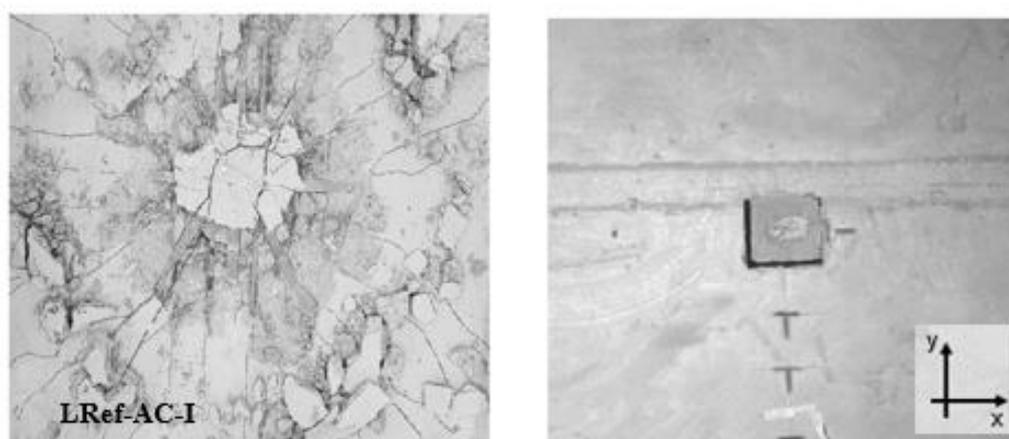


Figura 4. 15 Face superior e inferior após ruptura LRef-AC-I.

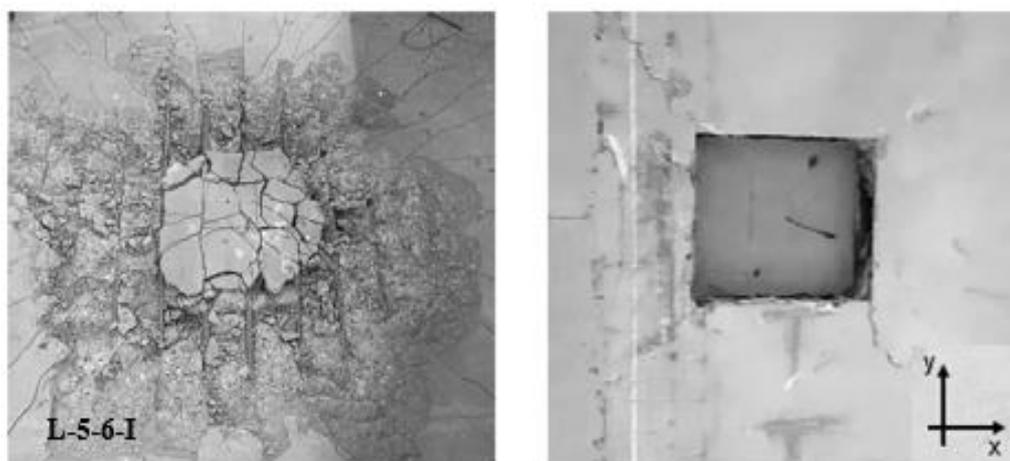


Figura 4. 16 Face superior e inferior após ruptura L-5-6-I.

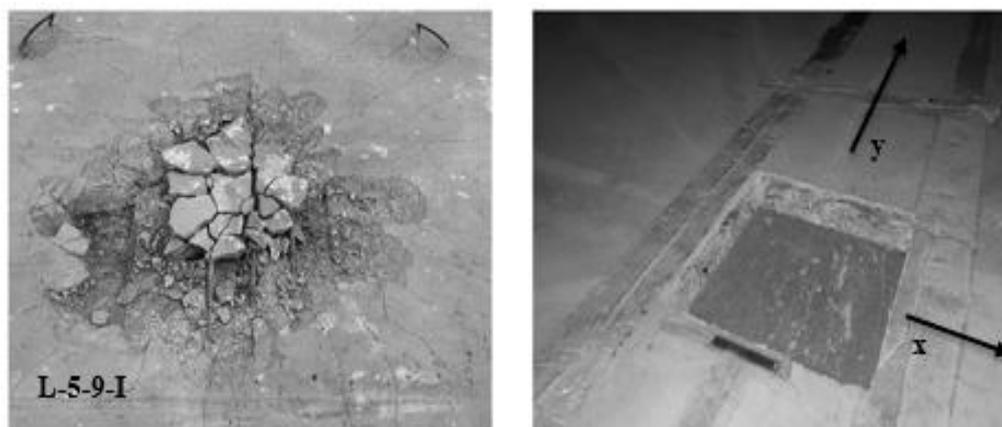


Figura 4. 17 Face superior e inferior após ruptura L-5-9-I

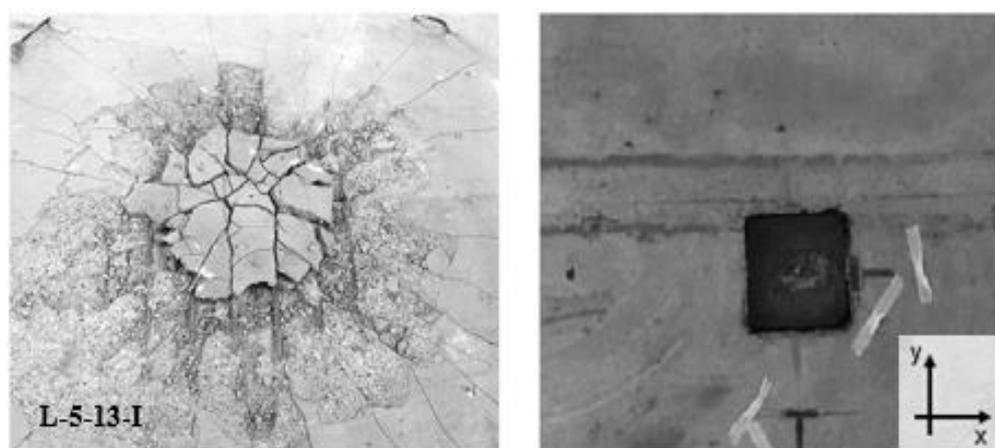


Figura 4. 18 Face superior e inferior após ruptura L-5-13-I.

4.3. DESLOCAMENTO VERTICAL

Os deslocamentos verticais foram monitorados por 13 LVDT's em direções perpendiculares entre si e centralizados em apenas um quadrante. Em cada tirante foi instalado um LVDT, o deslocamento médio dos quatro tirantes foi subtraído do valor obtido por cada LVDT instalado nas lajes, obtendo assim seu deslocamento com relação a posição original.

Em todas as lajes o deslocamento máximo foi obtido na região central (LVDT 1) diminuindo gradativamente conforme se aproximava das bordas, foi possível observar certa simetria do deslocamento nos eixos perpendiculares equidistantes. A Figura 4.20 exemplifica esse comportamento na laje LRef.

As Figuras 4.19 a 4.26 apresentam os deslocamentos das lajes analisadas na 1ª série.

Na laje LRef é possível observar os maiores deslocamentos localizados na região central o maior deslocamento aferido por LVDT 1, os LVDT's 7, 13 e 6, 12 que são os pares

equidistantes e mais afastados do centro apresentaram deslocamentos bem menores que os demais, com cerca de 12% do deslocamento máximo do LVDT 1 no carregamento último, esse comportamento fica evidenciado pelo distanciamento do grupo de curvas na Figura 4.19.

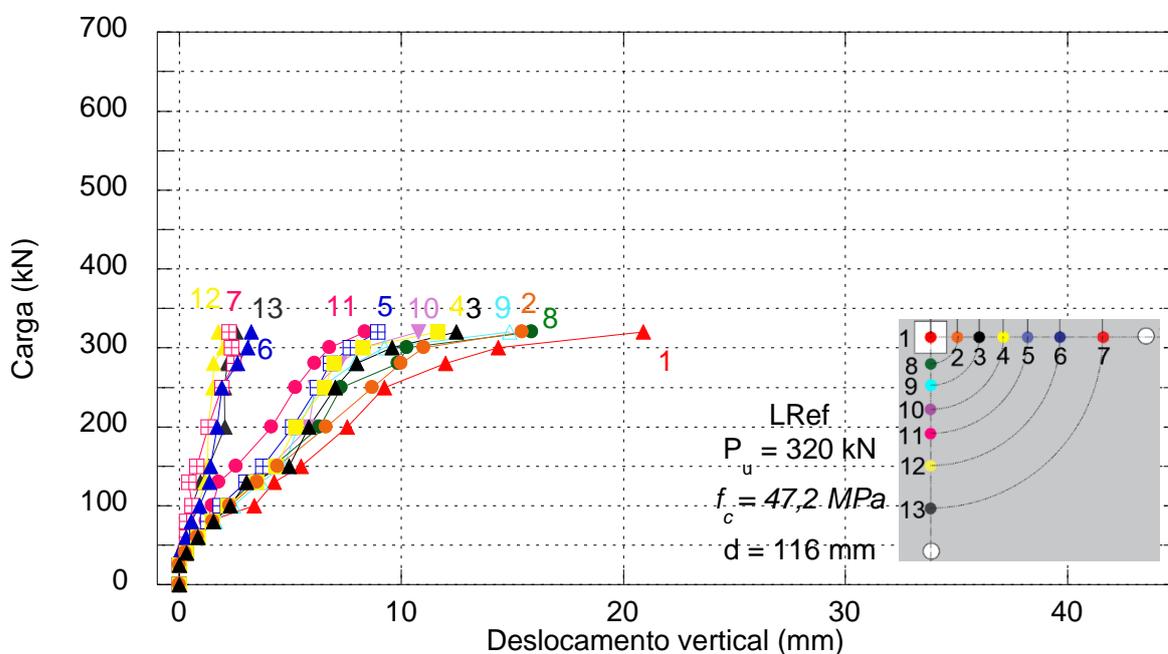


Figura 4. 19 Deslocamento vertical de LRef.

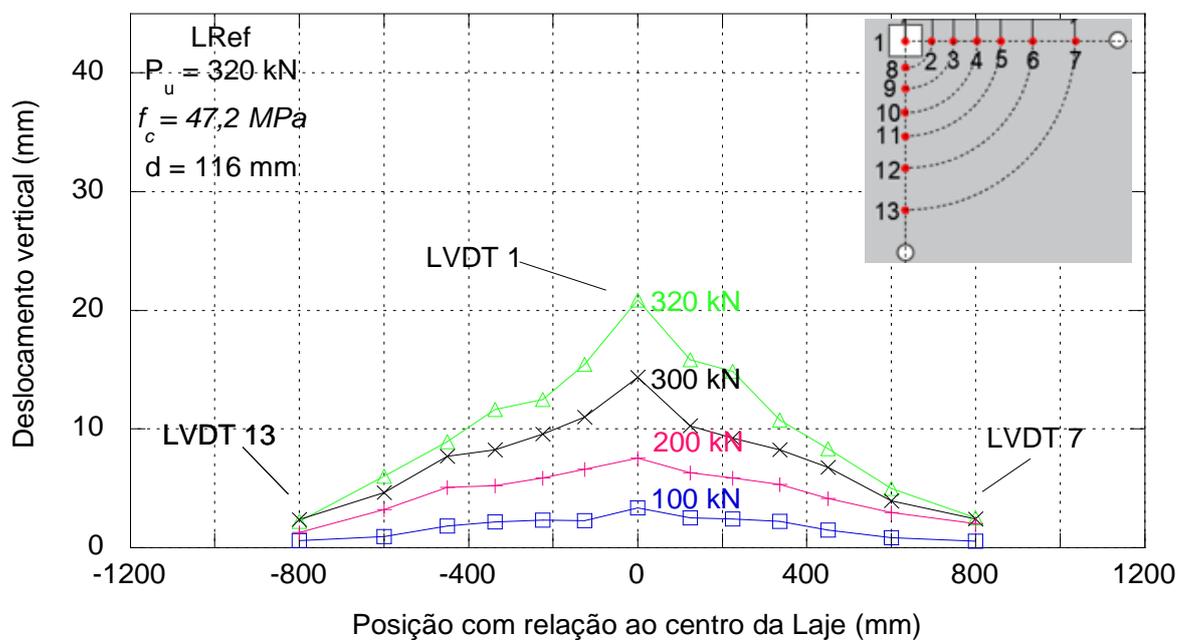


Figura 4. 20 Deslocamento vertical de LRef.

O mesmo comportamento descrito da LRef pode ser observado nas demais lajes, porém o distanciamento entre os grupos de curvas é minimizado devido a distribuição da carga

ser maior nas regiões mais afastadas do centro da laje (Figura 4.21). A Figura 4.22 mostra os deslocamentos da laje L-5-5 e é possível identificar a simetria do comportamento dos pares de LVDT's equidistantes do centro da laje.

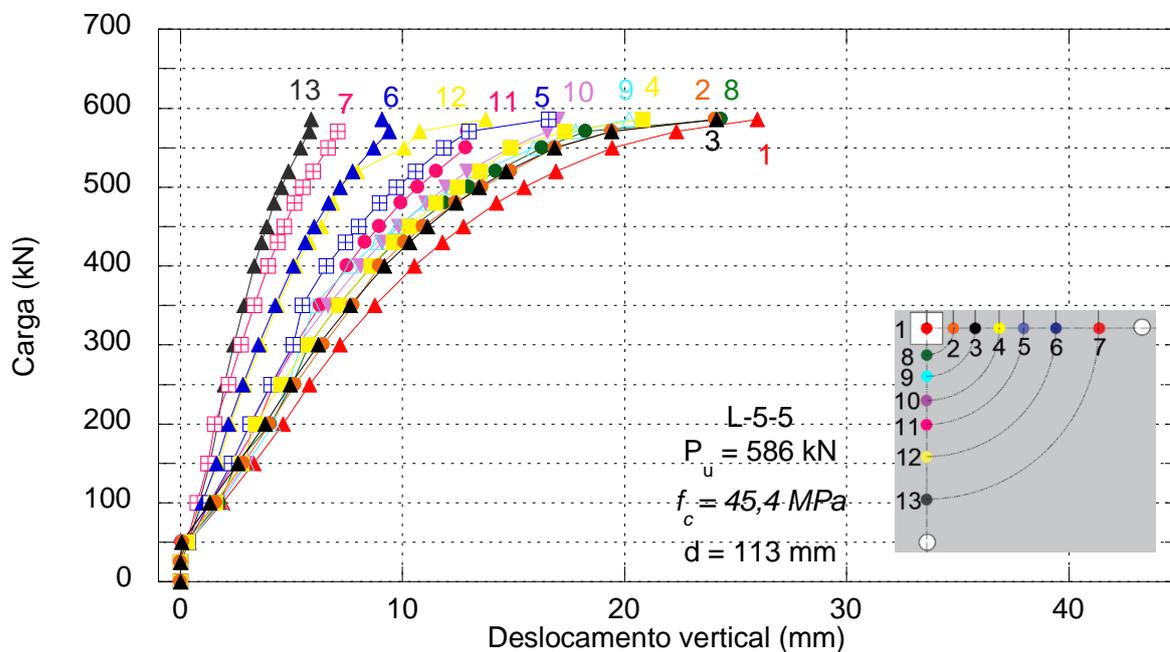


Figura 4. 21 Deslocamento vertical de L-5-5

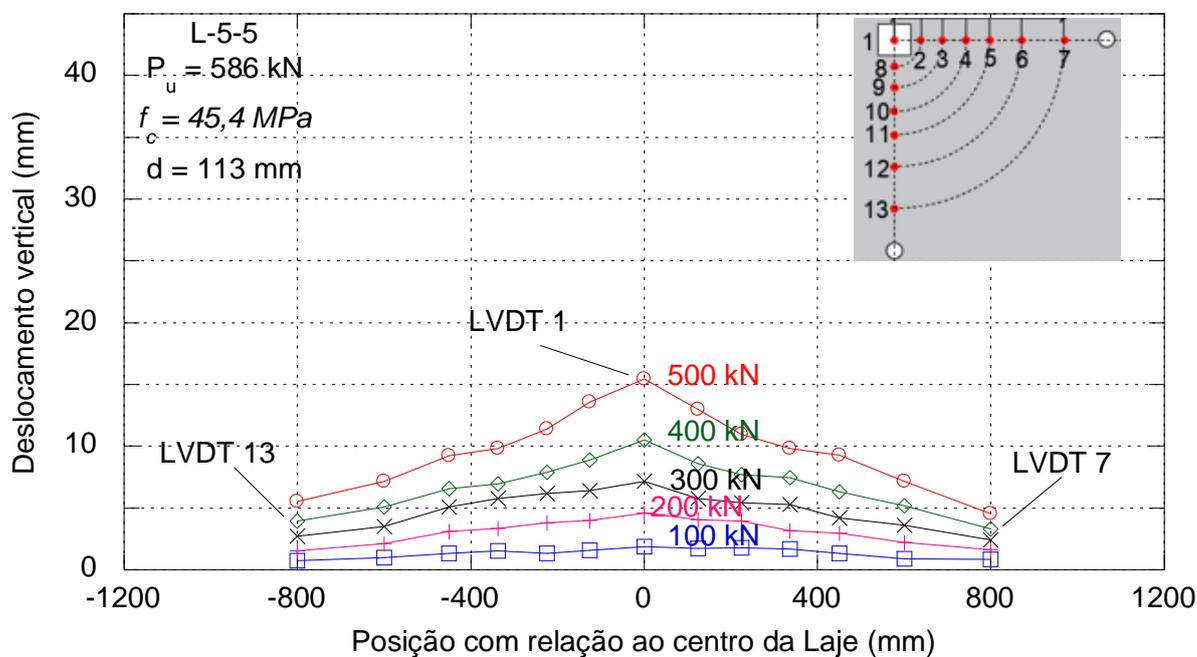


Figura 4. 22 Deslocamento vertical de L-5-5.

A Laje L-6-5 também apresenta simetria entre os pares equidistantes de LVDT's, apresentando o maior deslocamento máximo entre as lajes da 1ª série, de aproximadamente 33

mm na região central, a horizontalidade das curvas evidenciam a menor rigidez com relação as demais. É possível constatar o afastamento entre os grupos de curvas, porém esse afastamento não é tão evidente quanto o apresentado na LRef e mais acentuado do apresentado na laje L-5-5, (Figura 4.23).

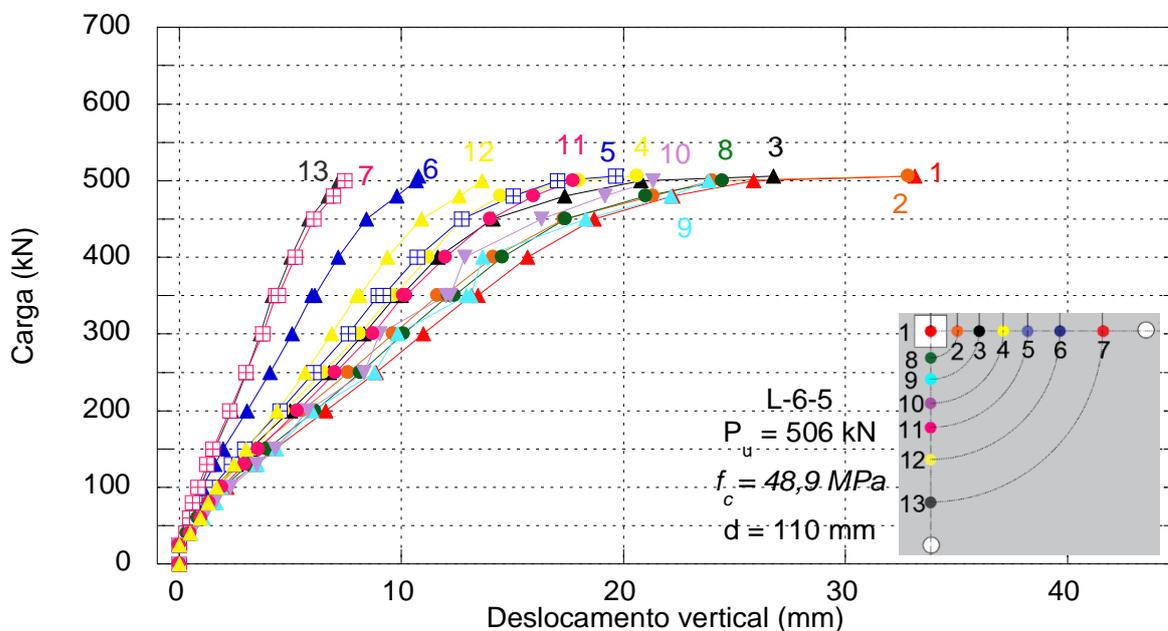


Figura 4. 23 Deslocamento vertical de L-6-5.

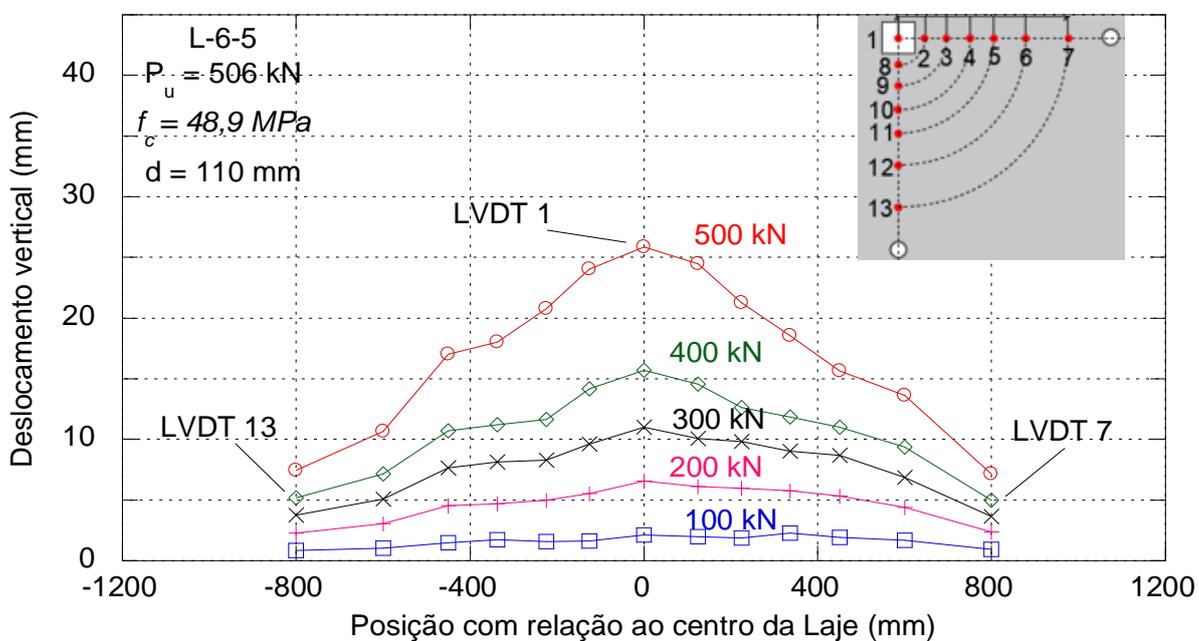


Figura 4. 24 Deslocamento vertical de L-6-5.

A laje L-8-5 se mostrou com maior rigidez que as demais e planicidade nos deslocamentos conforme se afastava do centro (Figura 4.26), esse comportamento se deu principalmente pelo mal desempenho das formas, que no momento da concretagem se

deformaram aumentando a seção de concreto na região central, enrijecendo essa região, (Figura 4.25).

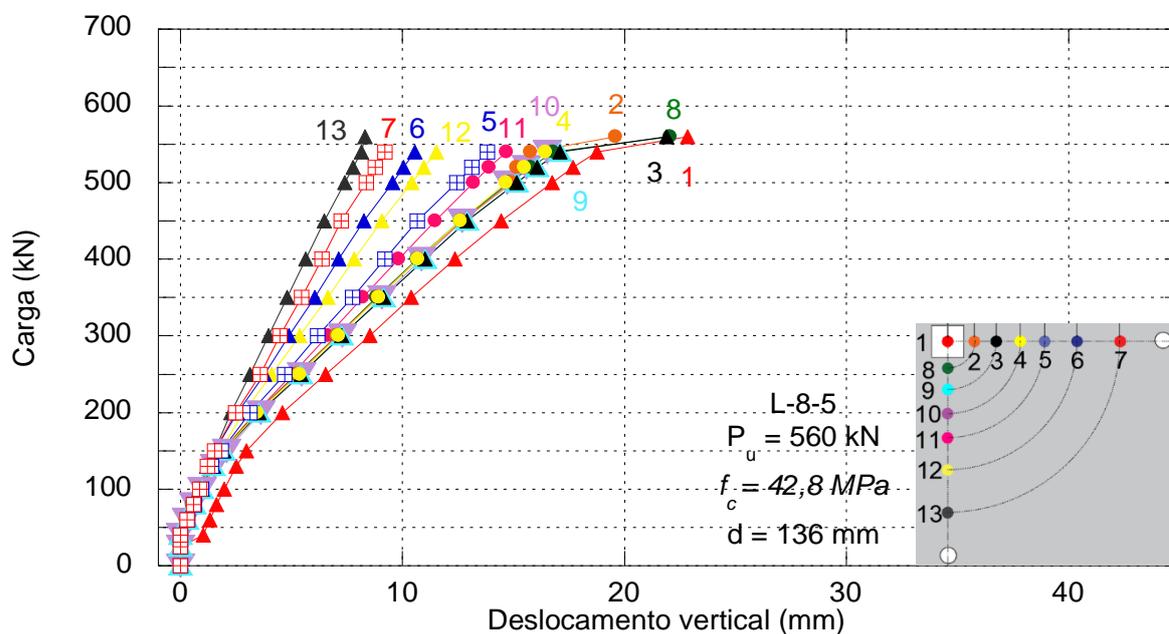


Figura 4. 25 Deslocamento vertical de L-8-5.

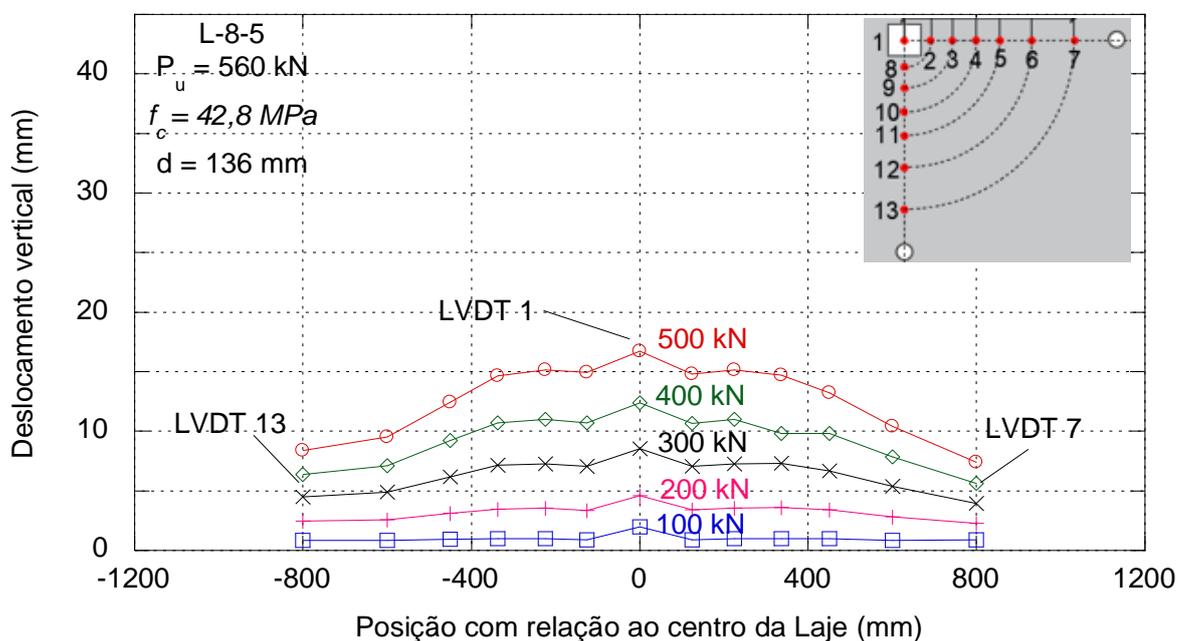


Figura 4. 26 Deslocamento vertical de L-8-5.

As Figuras 4.27 a 4.34 apresentam os deslocamentos verticais das lajes da 2ª série.

Assim como na 1ª série os deslocamentos verticais de todas as lajes da 2ª série se comportaram de modo similar com relação a simetria e maiores deslocamentos na região central, destacando o LVDT 1 que está posicionado exatamente no centro da laje e apresentou

em todas as lajes o maior deslocamento, seguido dos LVDT's 2, 3, 4 e seus pares 8, 9, 10 com deslocamentos menores com valores próximos do máximo obtido, o que está relacionado com o aumento da rigidez provocado pela utilização de armadura de cisalhamento exatamente nessa região.

As Figuras 4.27 e 4.28 apresentam o deslocamento da laje LRef-AC que demonstrou maior rigidez com relação as demais lajes da 2ª série, uma que vez que com um carregamento de 650 kN o deslocamento máximo obtido foi de aproximadamente 35 mm enquanto que as lajes L-5-9 e L-5-13 apresentaram deslocamentos superiores para carregamentos menores e a L-5-6 apresentou um deslocamento máximo de 28,5 mm para um carregamento de 500 kN.

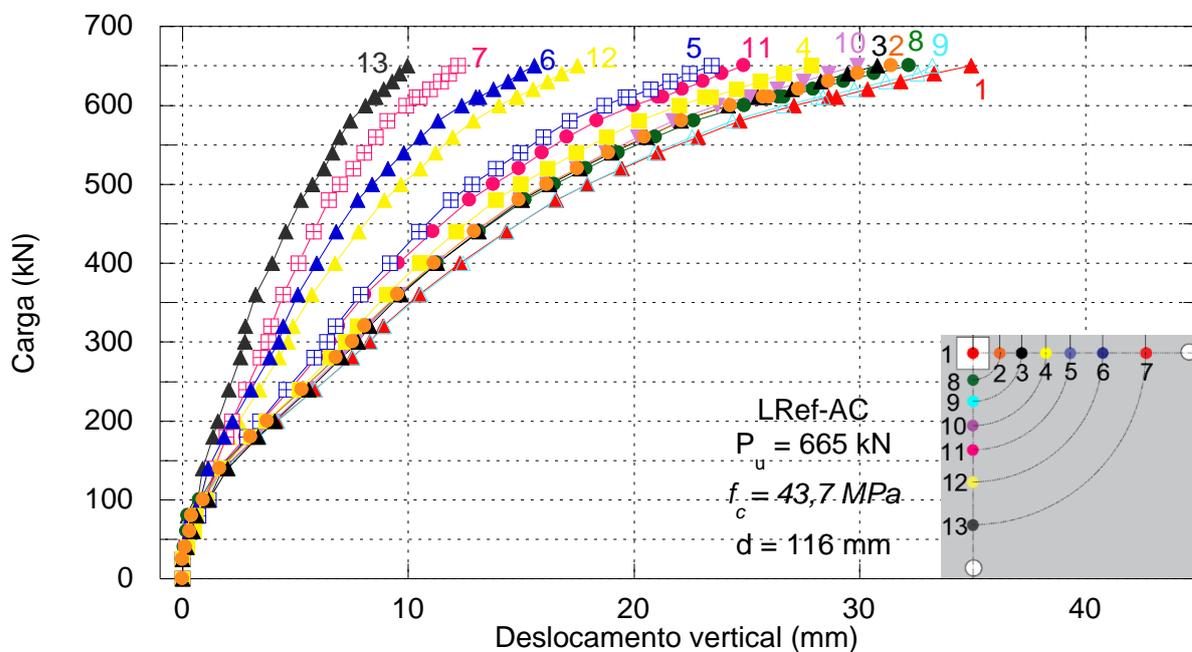


Figura 4. 27 Deslocamento vertical de LRef-AC.

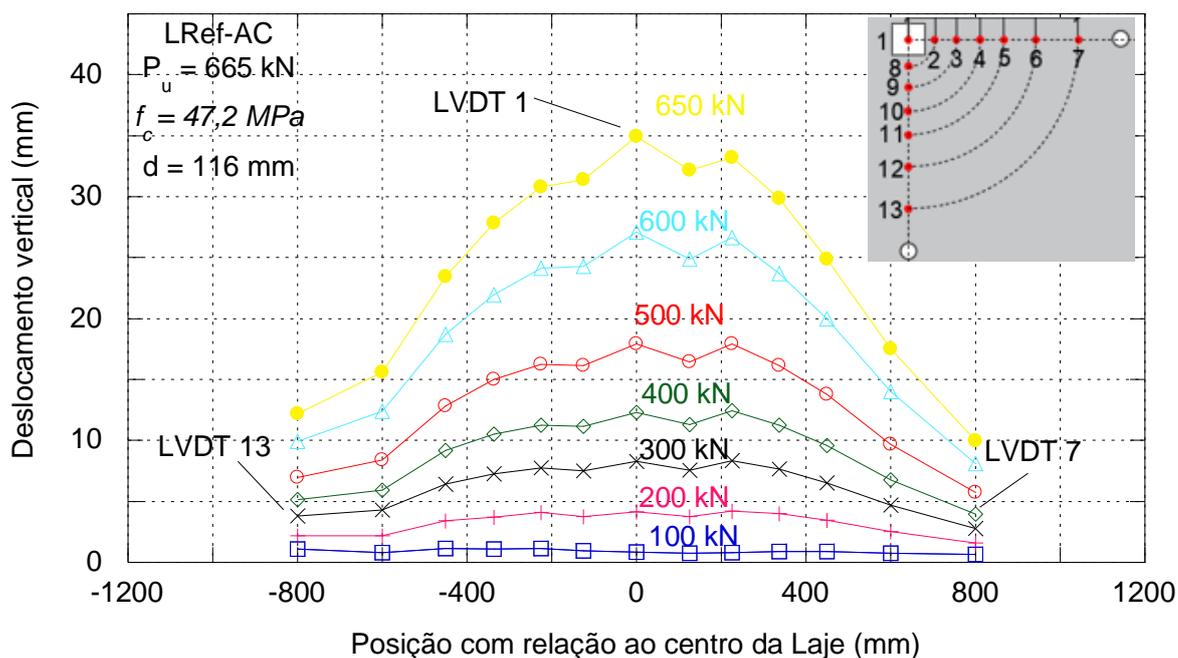


Figura 4. 28 Deslocamento vertical de LRef-AC.

Na laje L-5-6 os deslocamentos ocorrem de maneira simétrica e a declividade das curvas demonstra uma menor rigidez, é possível observar que os deslocamentos aumentam significativamente já a partir de 100 kN, tal comportamento não é observado nas demais lajes dessa série, ocasionando ruptura com menor carregamento. (Figura 4.29 e 4.30)

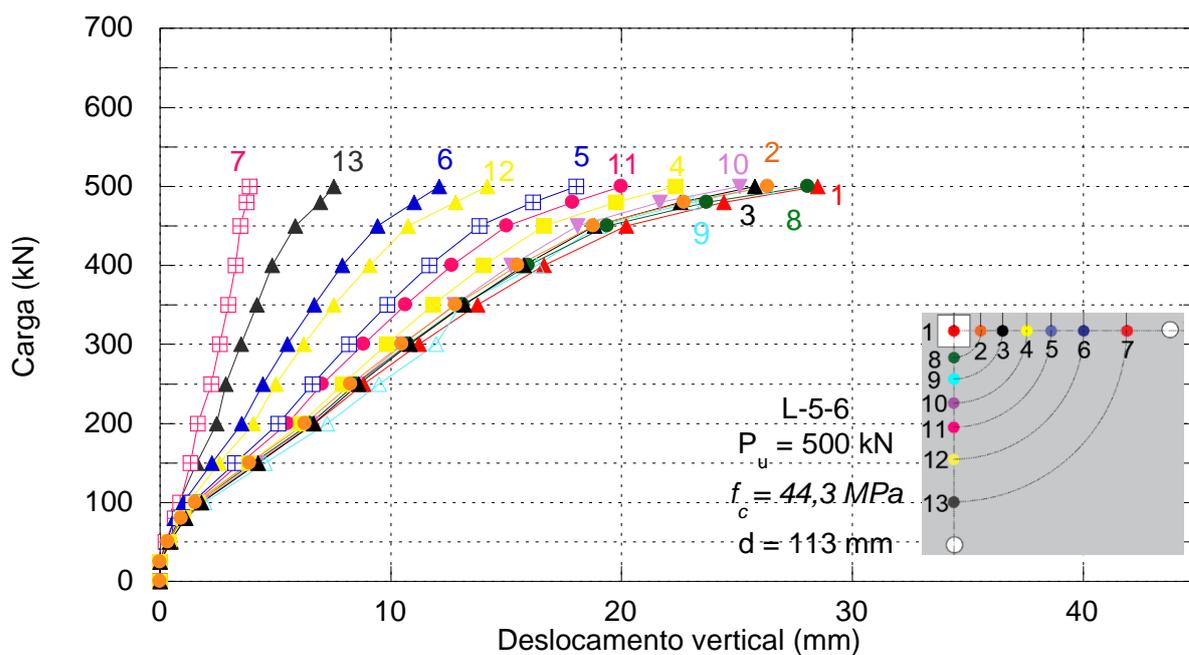


Figura 4. 29 Deslocamento vertical de L-5-6.

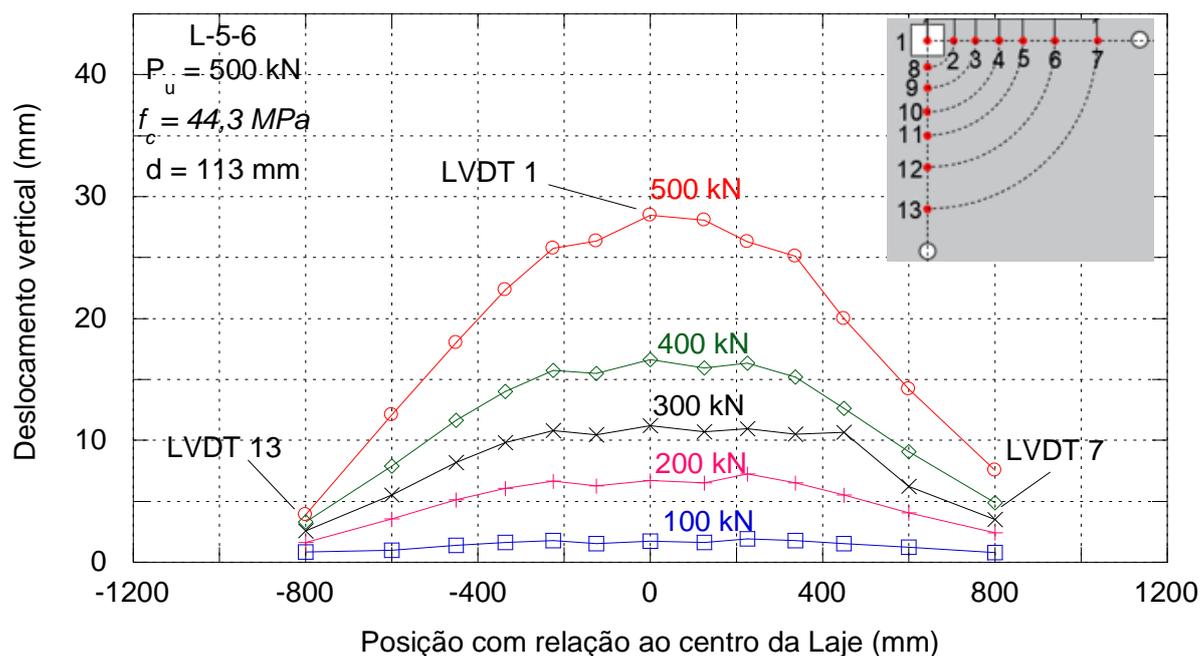


Figura 4. 30 Deslocamento vertical de L-5-6.

A laje L-5-9 apresentou comportamento semelhante a L-5-6 mas com resistência 14,2% maior, dessa maneira o deslocamento máximo da laje L-5-9 foi na ordem de aproximadamente 42 mm, cerca de 47,4% maior que o máximo de L-5-6. (Figuras 4.31 e 4.32).

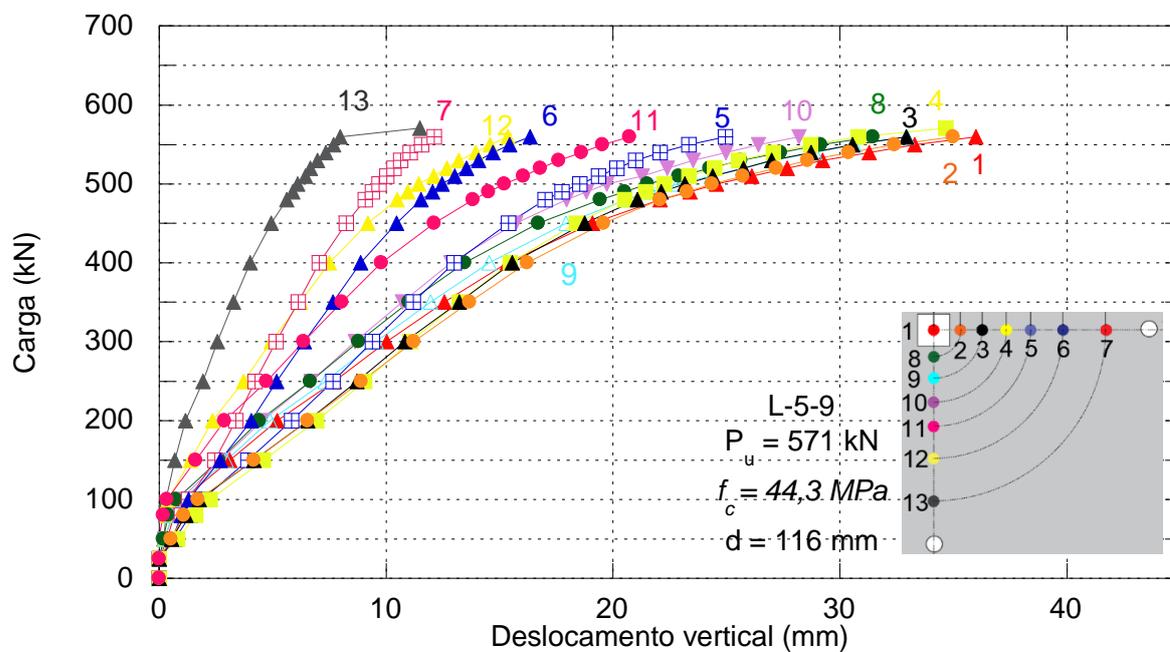


Figura 4. 31 Deslocamento vertical de L-5-9.

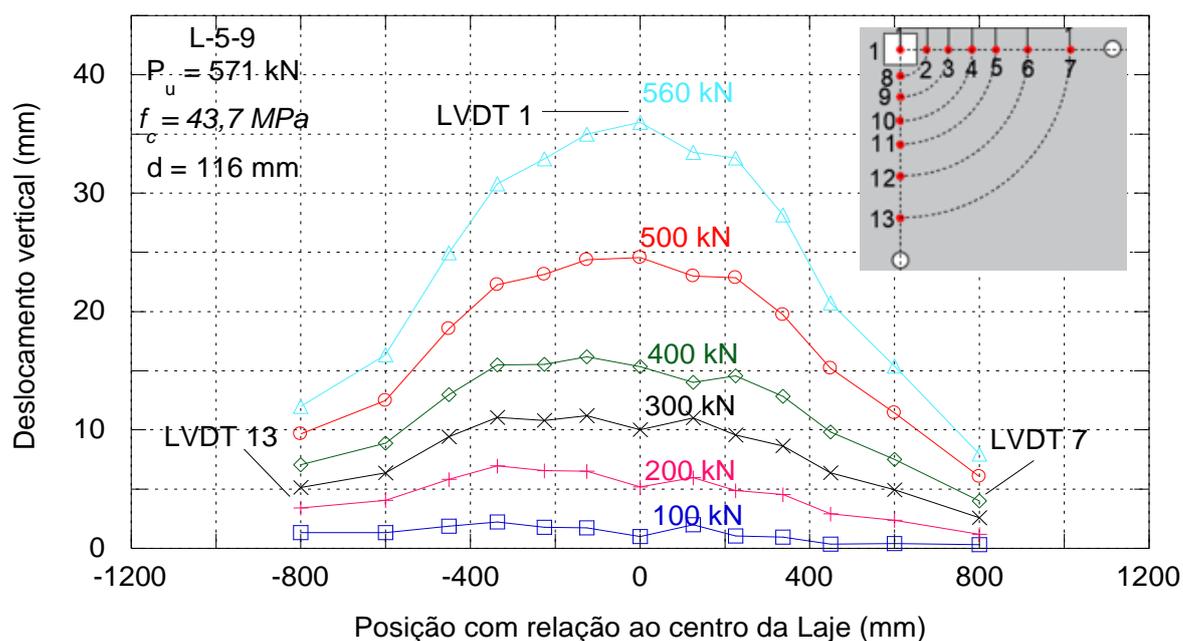


Figura 4. 32 Deslocamento vertical de L-5-9.

A laje L-5-13 apresentou simetria muito semelhante a laje LRef-AC mostrando uma menor fragilidade na ruptura com a utilização de armadura de cisalhamento do tipo interna se comparado a externa, utilizada em LRef-AC. O Deslocamento máximo foi na ordem de 40,0 mm na região, (Figuras 4.33 e 4.34).

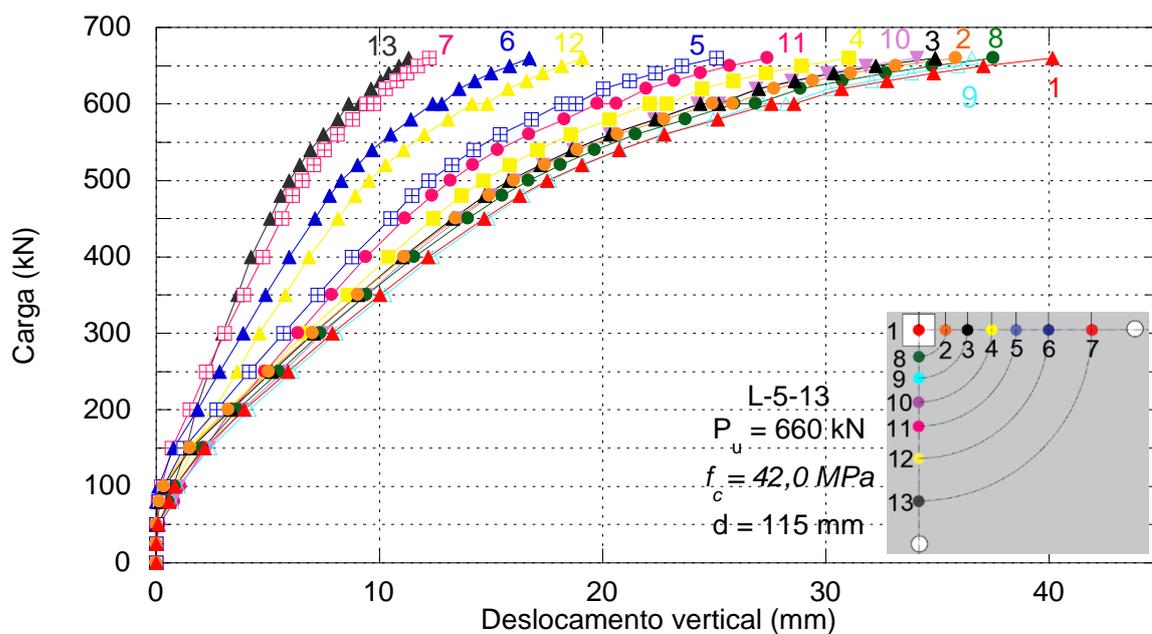


Figura 4. 33 Deslocamento vertical de L-5-13.

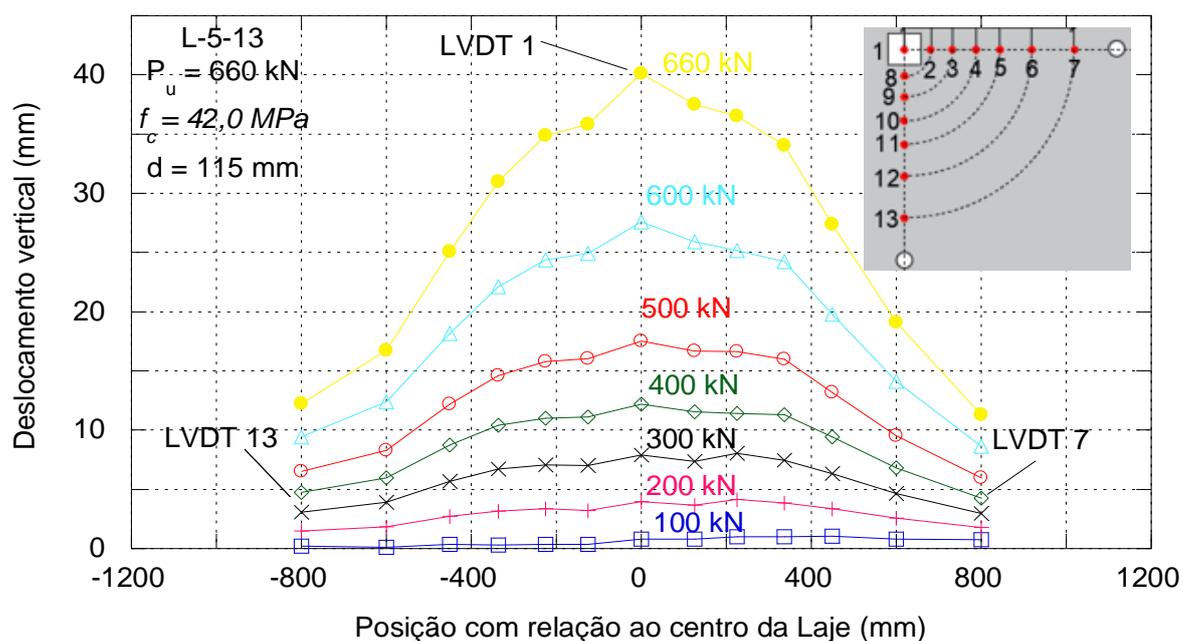


Figura 4. 34 Deslocamento vertical de L-5-13.

As Figuras 4.35 a 4.42 apresentam os deslocamentos das lajes da 3ª série. O deslocamento máximo continuou sendo na região central diminuindo gradativamente conforme se aproximava das bordas. Os deslocamentos máximos dos modelos avaliados nessa série apresentam menores grandezas comparados com as séries anteriores.

O agrupamento das curvas da laje LRef-AC-I mostra uma maior distribuição de carga, é possível identificar uma mudança de direção das curvas a partir do carregamento de 100 kN podendo ser um indicativo do início da fissuração, (Figura 4.35). O deslocamento máximo apresentado foi de 26,81 mm, aproximadamente 38% maior do deslocamento máximo da laje LRef (sem armadura de cisalhamento) que atingiu uma carga máxima 42% menor que LRef-AC-I.

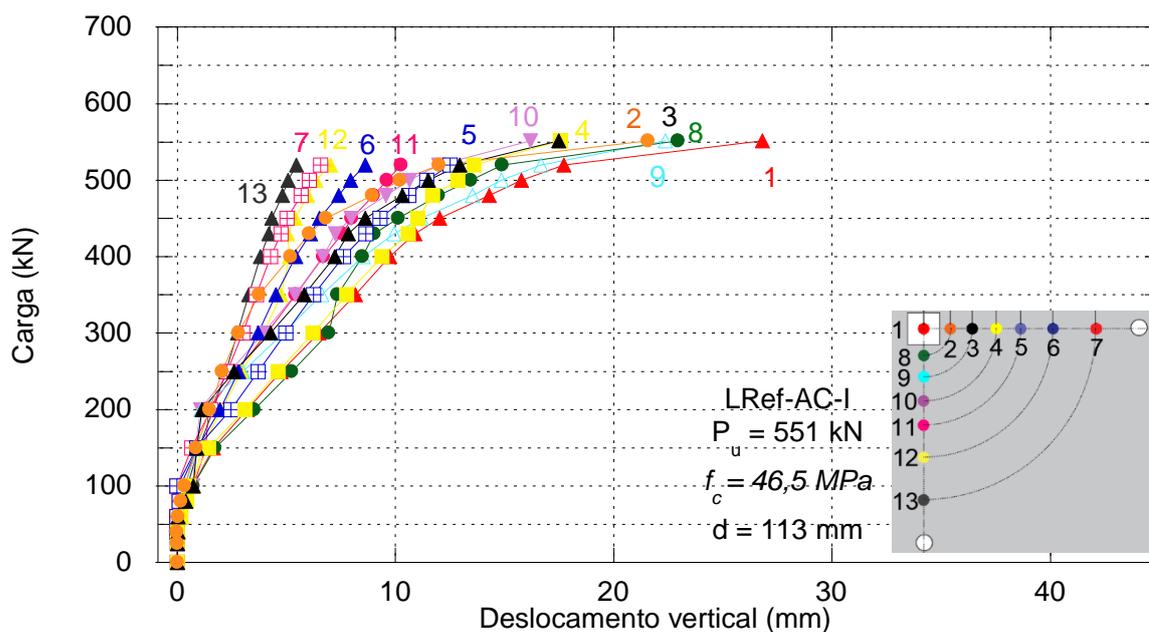


Figura 4.35 Deslocamento vertical de LRef-AC-I.

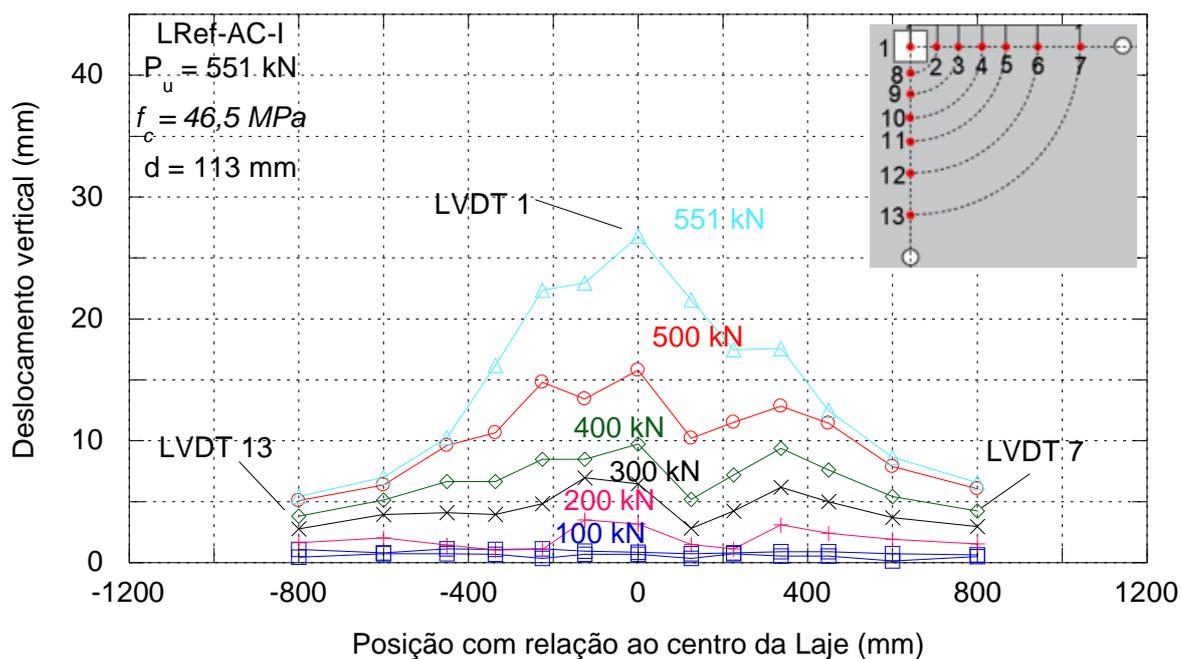


Figura 4.36 Deslocamento vertical de LRef-AC-I.

Na laje L-5-6-I o deslocamento máximo foi de 20,84 mm, praticamente o mesmo obtido na laje LRef (20,89 mm) porém seu carregamento máximo foi 29% maior, indicando um aumento de rigidez pela utilização dos *studs*. Considerando 450 kN a carga de análise constata-se que L-5-6-I apresentou menor rigidez que LRef-AC-I, uma vez que seu deslocamento nessa faixa de carga foi aproximadamente 80% maior.

Diferente do que apresenta a laje LRef-AC-I é possível identificar 3 grupos de curvas, o primeiro com as maiores deformações formado pelo LVDT central 1 e 2,3,4,5 seguido dos seus pares equidistantes 8,9,10,11 mostrando com isso uma maior concentração de carga nessa região, logo na sequência com deslocamentos significativamente menores aparecem os LVDT's 6 e 12 e mais distantes 7 e 13. (Figuras 4.37 e 4.38).

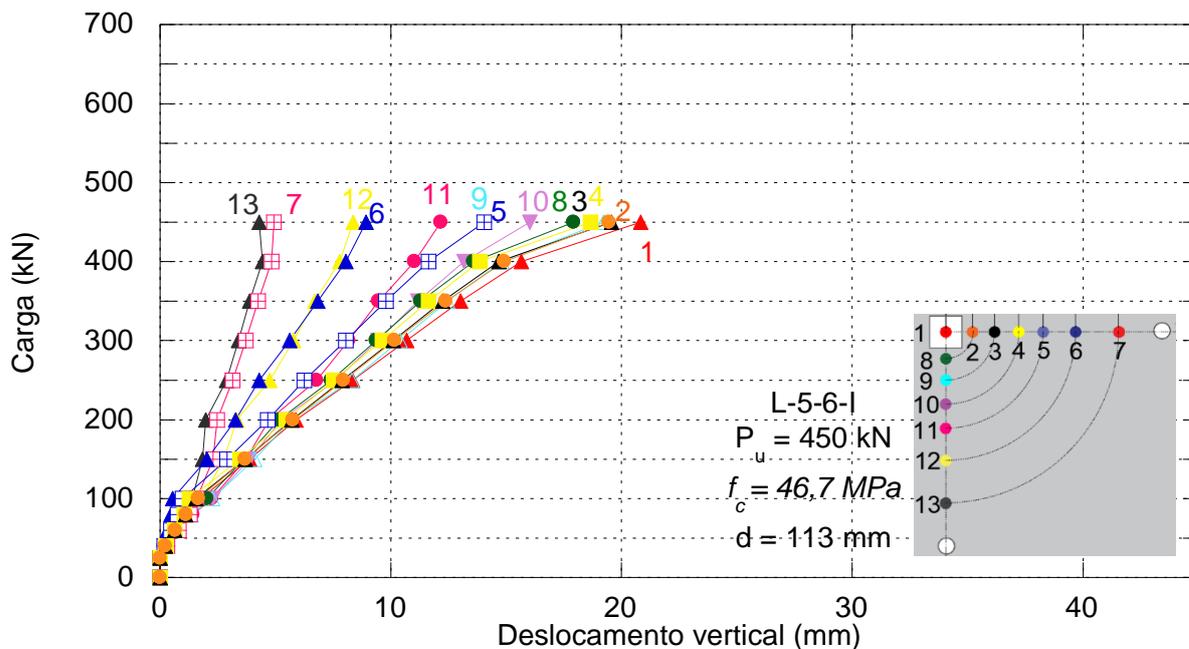


Figura 4. 37 Deslocamento vertical de L-5-6-I.

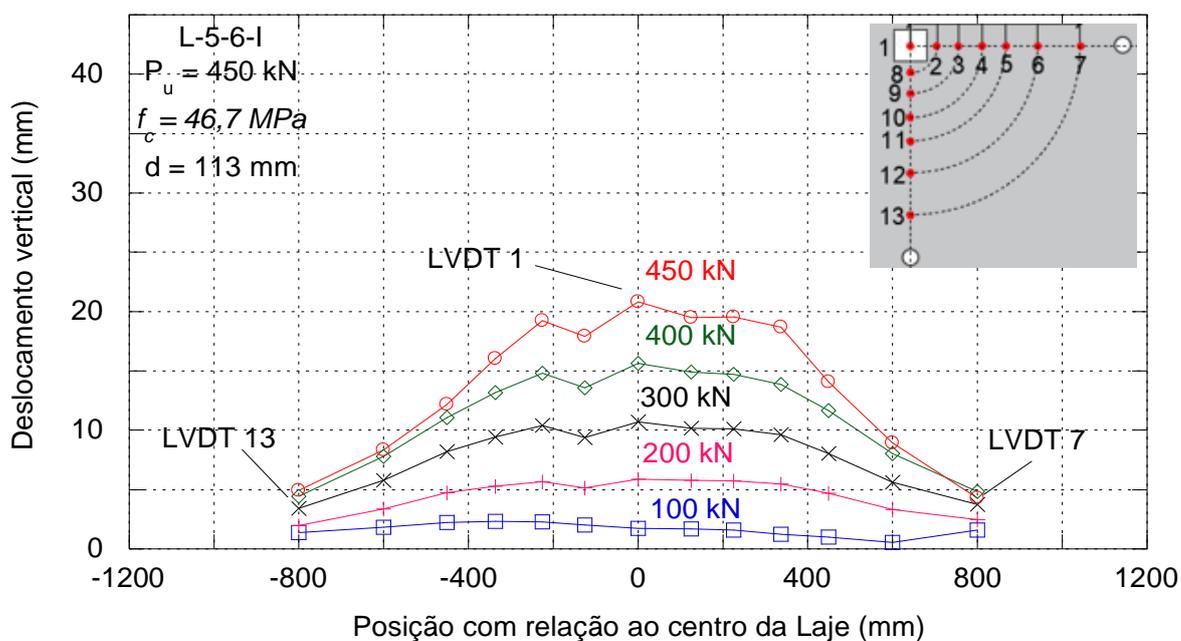


Figura 4. 38 Deslocamento vertical de L-5-6-I.

O comportamento das curvas de deslocamento da laje L-5-9-I se mostrou muito semelhante com o de L-5-6-I, porém essa laje apresenta uma maior rigidez uma vez que seu deslocamento máximo foi de 18,30 mm. Ao compará-la com LRef-AC-I na mesma faixa de carga (450 kN) observa-se um deslocamento aproximadamente 60% maior, reforçando o aumento da rigidez (Figuras 4.39 e 4.40).

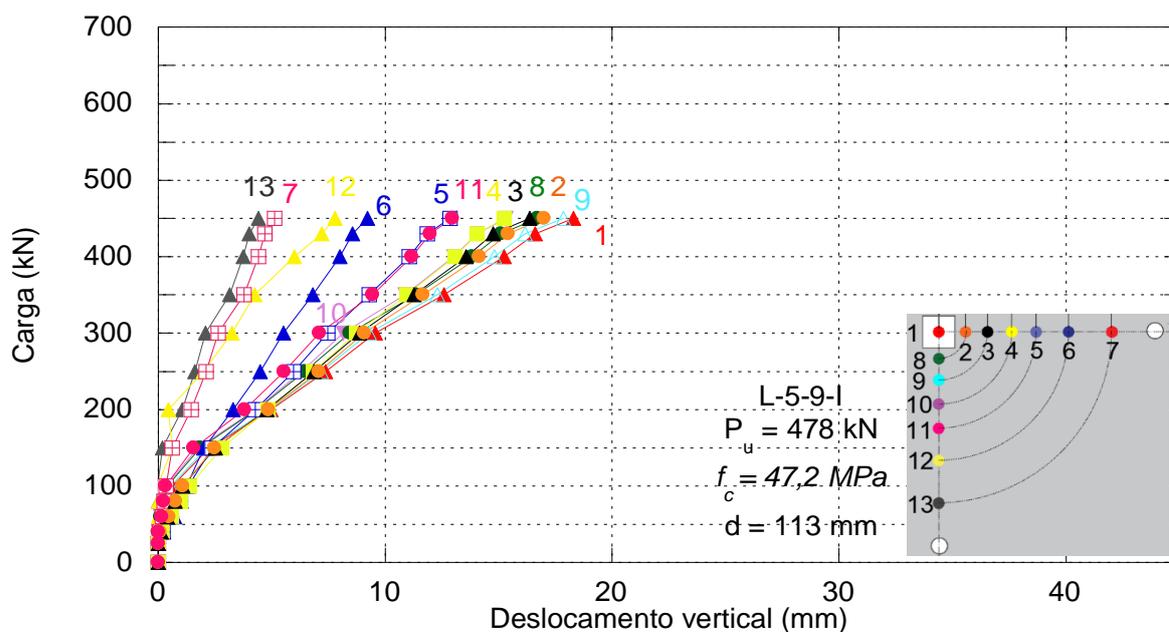


Figura 4. 39 Deslocamento vertical de L-5-9-I.

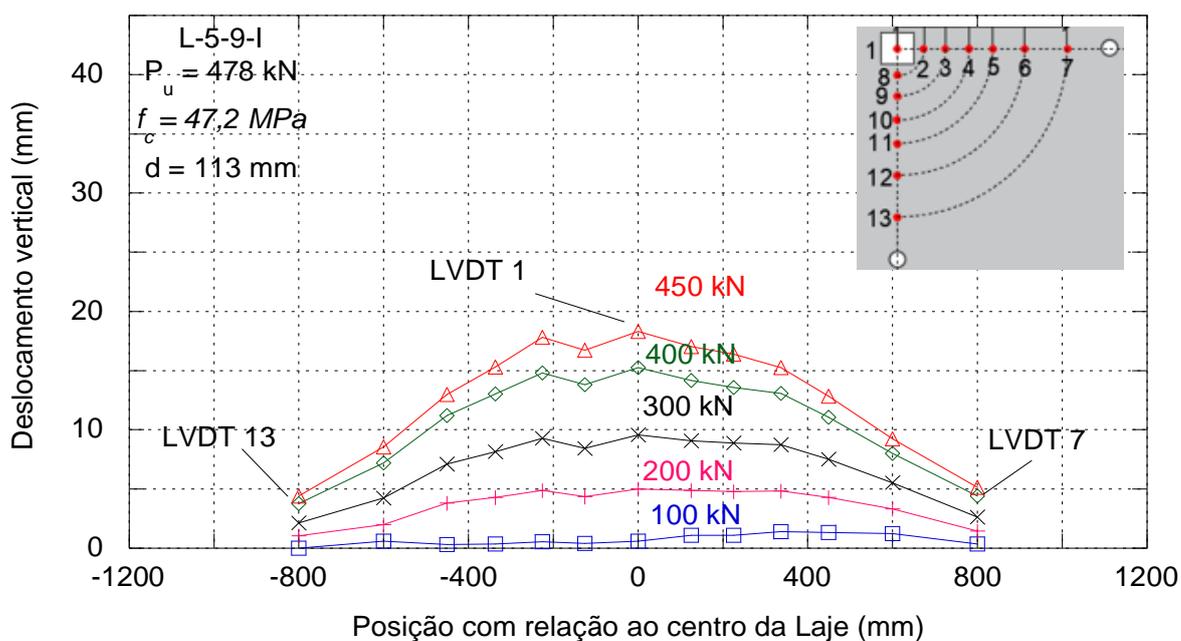


Figura 4. 40 Deslocamento vertical de L-5-9-I.

O mesmo descrito nas lajes dessa série com *studs* internos pode ser dito para a laje L-5-13-I, houve um aumento da rigidez com relação a L-5-6-I e L-5-9-I, ao compará-la com LRef-AC-I na faixa de carga de 500 kN observa-se um deslocamento 35% maior de L-5-13-I demonstrando uma menor rigidez. (Figuras 4.41 e 4.42).

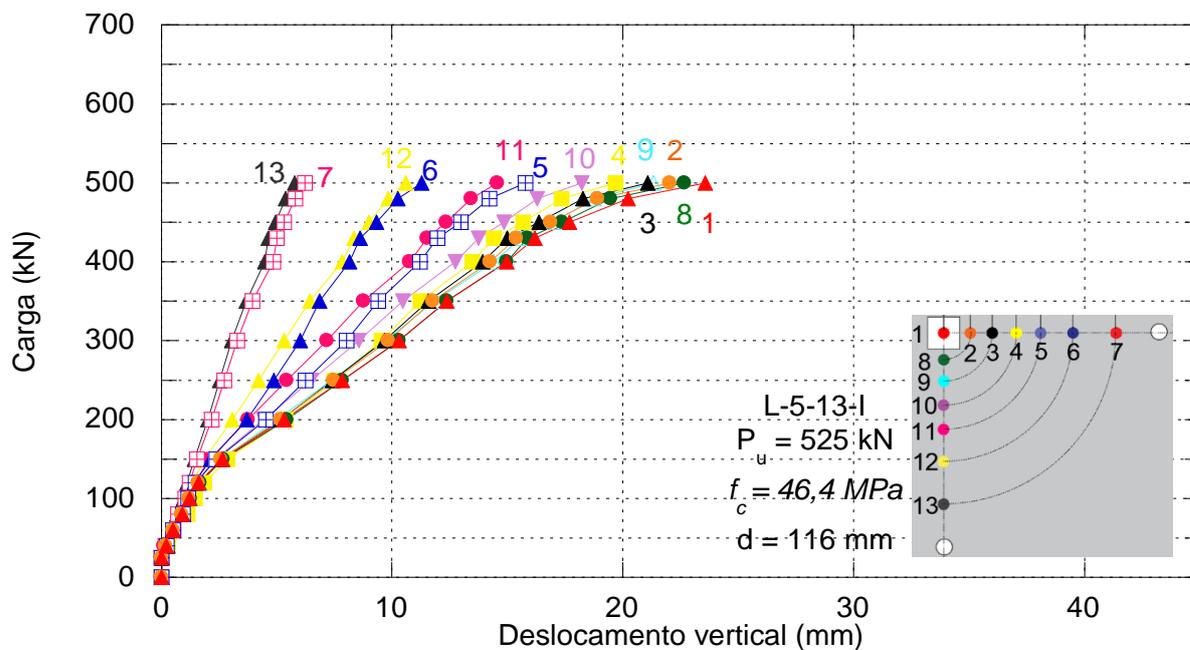


Figura 4. 41 Deslocamento vertical de L-5-13-I.

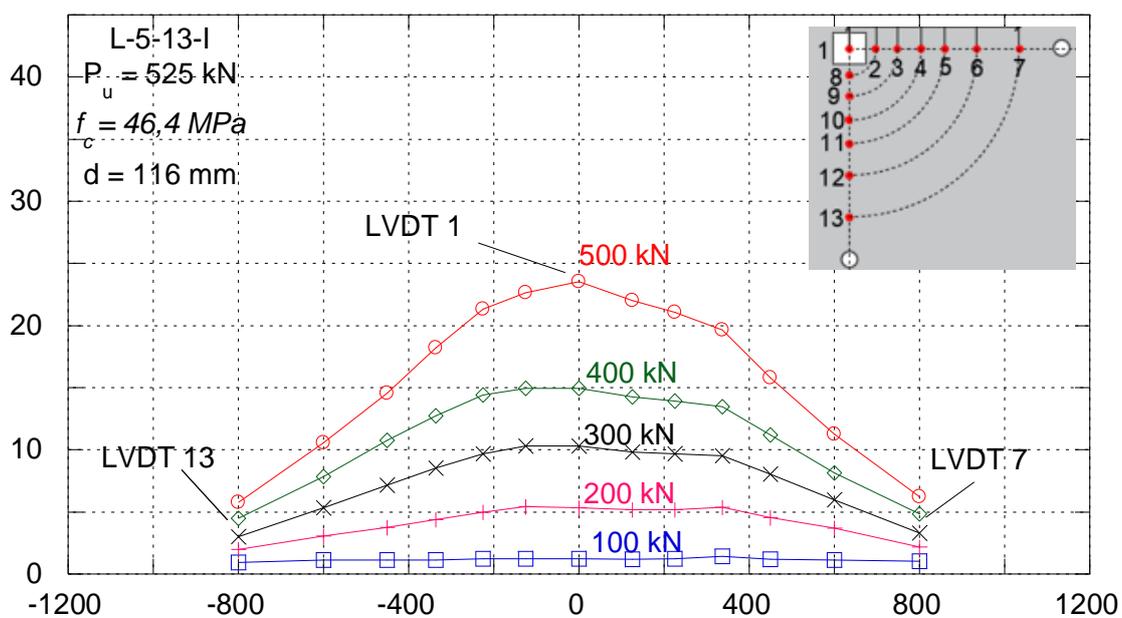


Figura 4. 42 Deslocamento vertical de L-5-13-I.

4.4. DEFORMAÇÃO ESPECÍFICA

4.4.1. Deformação na Armadura de Flexão

Em todas as lajes os extensômetros foram posicionados em duas direções perpendiculares entre si em apenas um quadrante, cada extensômetro possuía o seu equivalente na direção oposta.

Todos os extensômetros tiveram comportamento semelhante ao seu par equivalente com pequenas variações, as deformações maiores foram obtidas na região central (ERE's 1 e 5) diminuindo linearmente conforme se distanciava da região central.

Analisando as lajes da 1ª série, observa-se que as deformações registradas nos ERE's 1 e 5 da laje LRef, embora não tenham atingido a deformação de escoamento, apresentaram uma tendência a esse comportamento (Figura 4.43). Esse comportamento é evidenciado pela horizontalidade das curvas. Além disso, nota-se um afastamento dessas curvas em relação às demais, indicando uma alta concentração de carga na região da ligação entre a laje e o pilar.

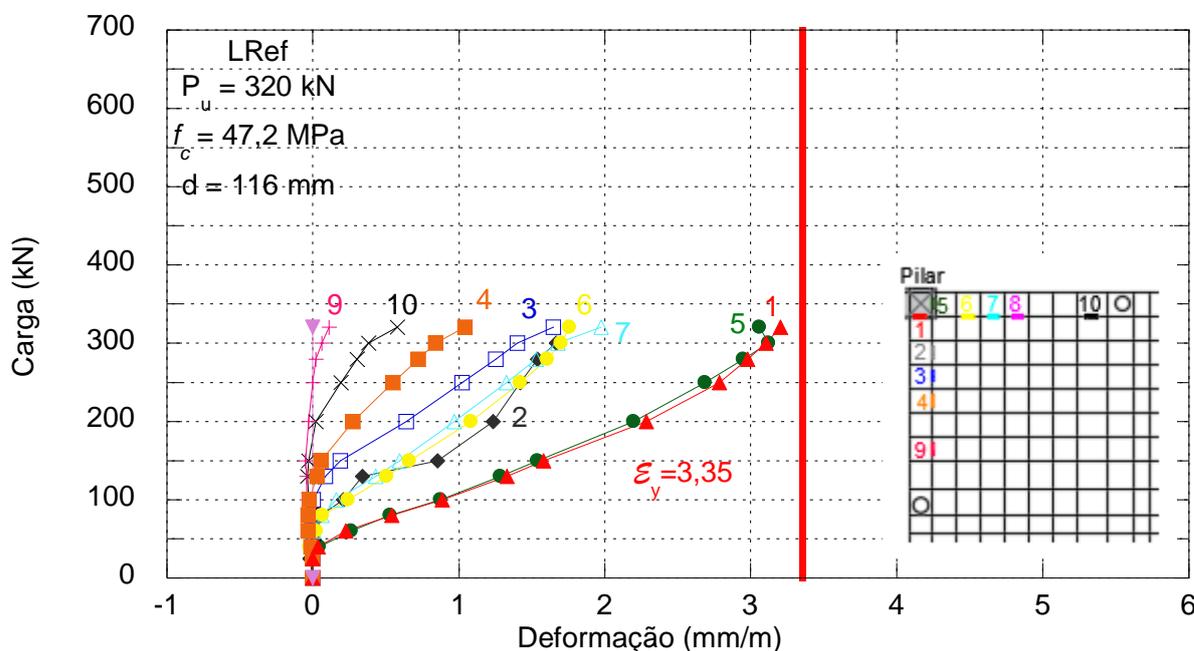


Figura 4. 43 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef.

A Figura 4.44 apresenta as deformações das armaduras de flexão da laje L-5-5. Os ERE's 1 e 5 atingiram a deformação característica de escoamento com aproximadamente 73% da carga de ruptura, os demais extensômetros não atingiram a deformação de escoamento. No

entanto, com aproximadamente 85% do carregamento último, as curvas tenderam a horizontalidade, o que sugere uma predisposição ao escoamento.

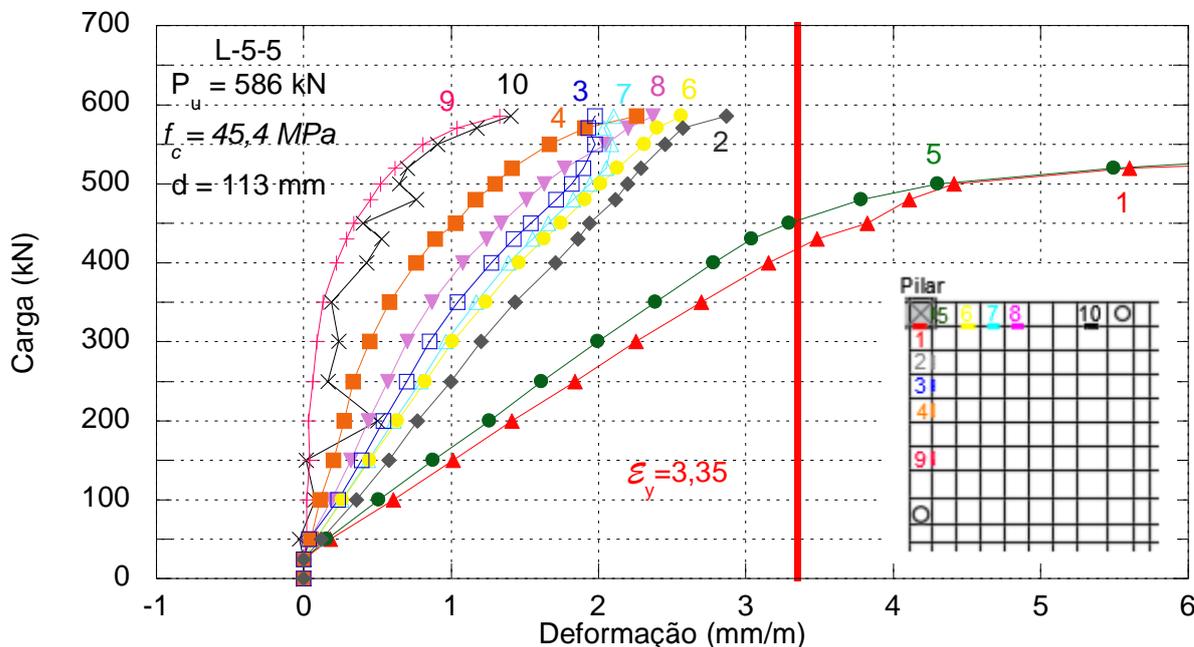


Figura 4. 44 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-5.

Os ERE's 1 e 5 da laje L-6-5 atingiram a deformação característica de escoamento com 69% do carregamento último, os ERE's 2, 6 e 7 apresentam uma clara tendência ao escoamento com deformações na ordem de 90% da deformação de escoamento, (Figura 4.45).

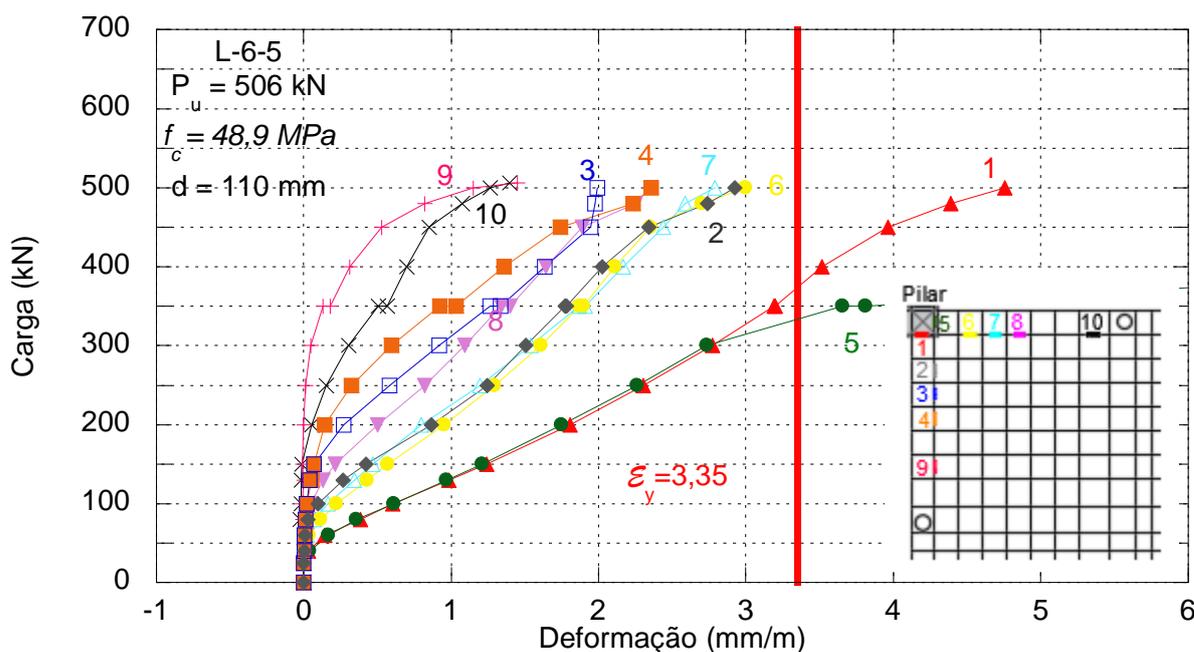


Figura 4. 45 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-6-5.

Na laje L-8-5 a deformação característica de escoamento foi atingida com aproximadamente 77% do carregamento último. Os ERE's 2 e 6 que após o 1 e 5 são os mais próximos do centro apresentaram deformações na ordem de 75% da deformação de escoamento demonstrando maior rigidez. Os ERE's 9 e 10 que são os mais afastados da região central, apresentaram as menores deformações dentre as lajes analisadas, com cerca de 15% apenas da deformação de escoamento, (Figura 4.46).

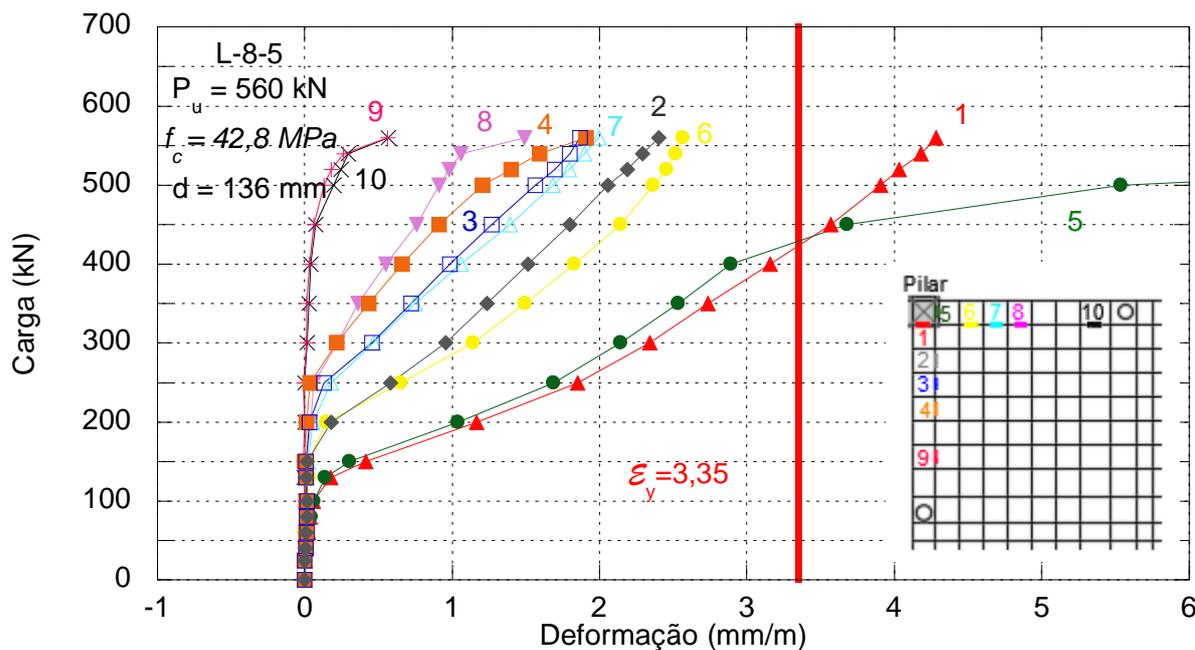


Figura 4. 46 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-8-5.

Na análise da 2ª série, observou-se que a laje LRef-AC atingiu a deformação característica de escoamento nas barras que cruzam o pilar com cerca de 60% da carga última. As barras instrumentadas na região intermediária entre o pilar e a borda da laje (ERE's 2 a 8) apresentaram deformações de 75% a 90% da deformação característica de escoamento.

As barras instrumentadas mais distantes do pilar (ERE's 9 e 10) registraram deformações de 24% a 36% da deformação de escoamento, com uma tendência à horizontalidade nas cargas finais, indicando um comportamento característico de escoamento (Figura 4.47).

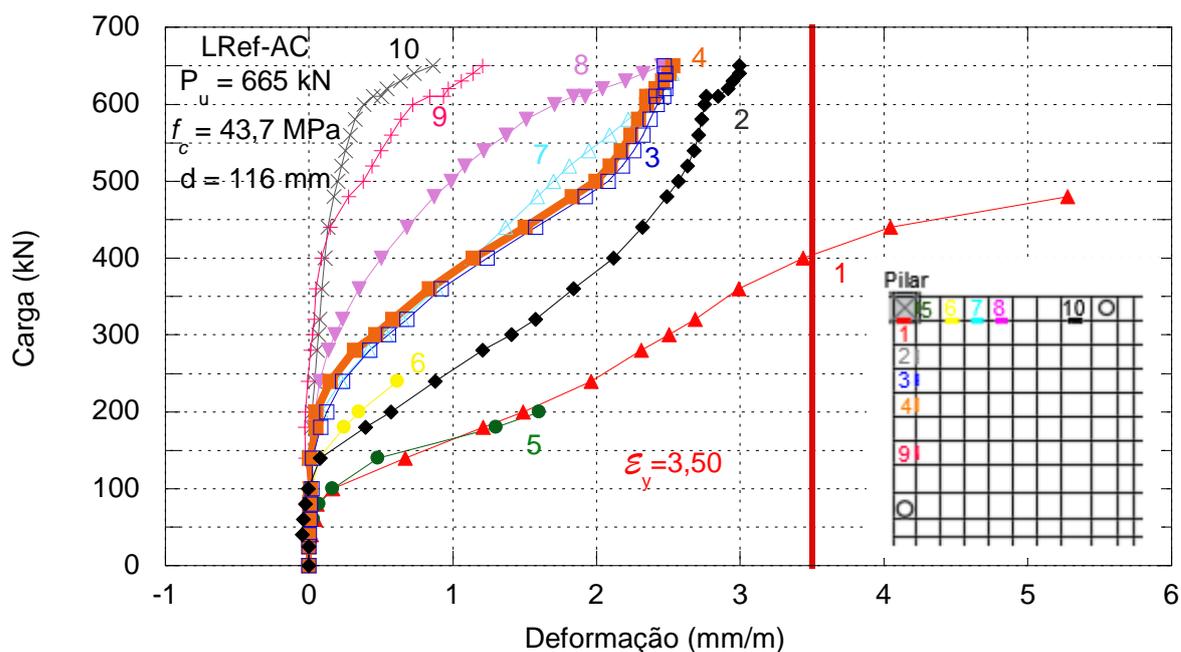


Figura 4. 47 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef-AC.

A laje L-5-6 apresentou deformação de escoamento na região central com 60% do carregamento último. As barras da região intermediária registram deformação de aproximadamente 85% da deformação de escoamento, com exceção do ERE 6, que registrou o escoamento da barra na carga última (Figura 4.48).

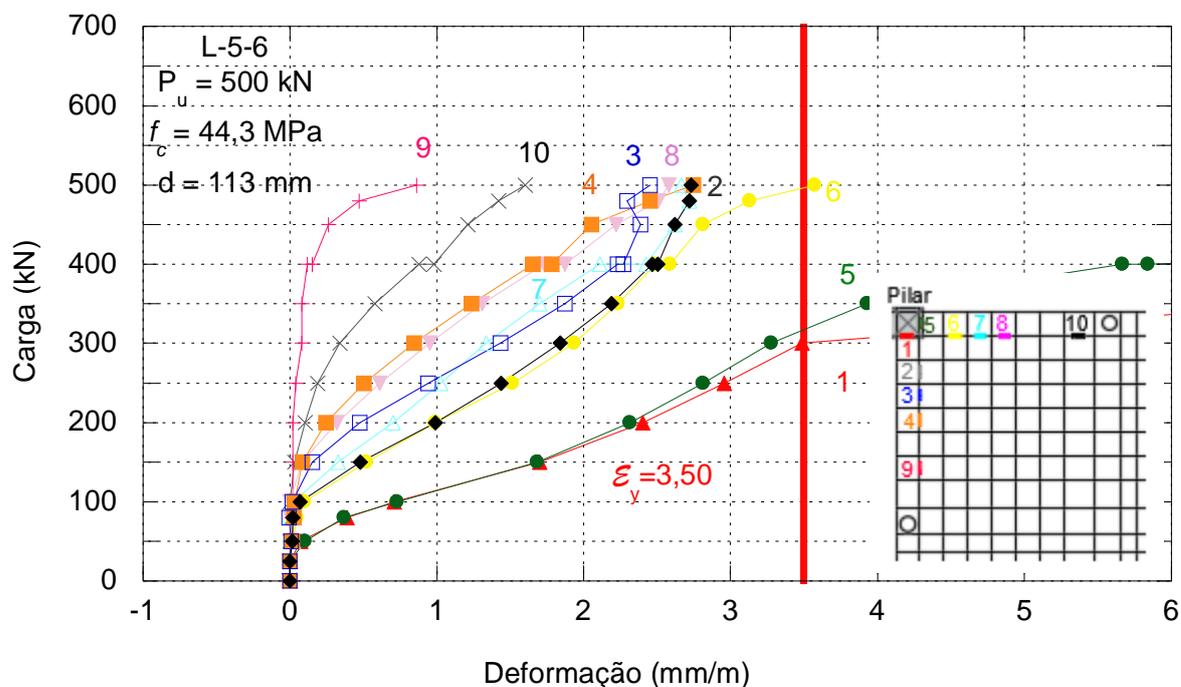


Figura 4. 48 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-6.

A laje L-5-9 (Figura 4.49) apresentou um comportamento ligeiramente diferente das demais lajes. Todos os ERE's mostraram uma clara tendência ao escoamento, indicada pela horizontalidade das curvas. Além dos ERE's 1 e 5 (região do pilar), que registraram o escoamento com 53% do carregamento último, os ERE's 2 e 6 também mostraram esse comportamento com carregamento na faixa de 88% da carga última.

Os ERE's mais distantes do centro da laje (9 e 10) registraram deformações com cerca de 54% e 70% da deformação característica de escoamento. Esse comportamento sugere uma distribuição mais uniforme da carga nessa laje.

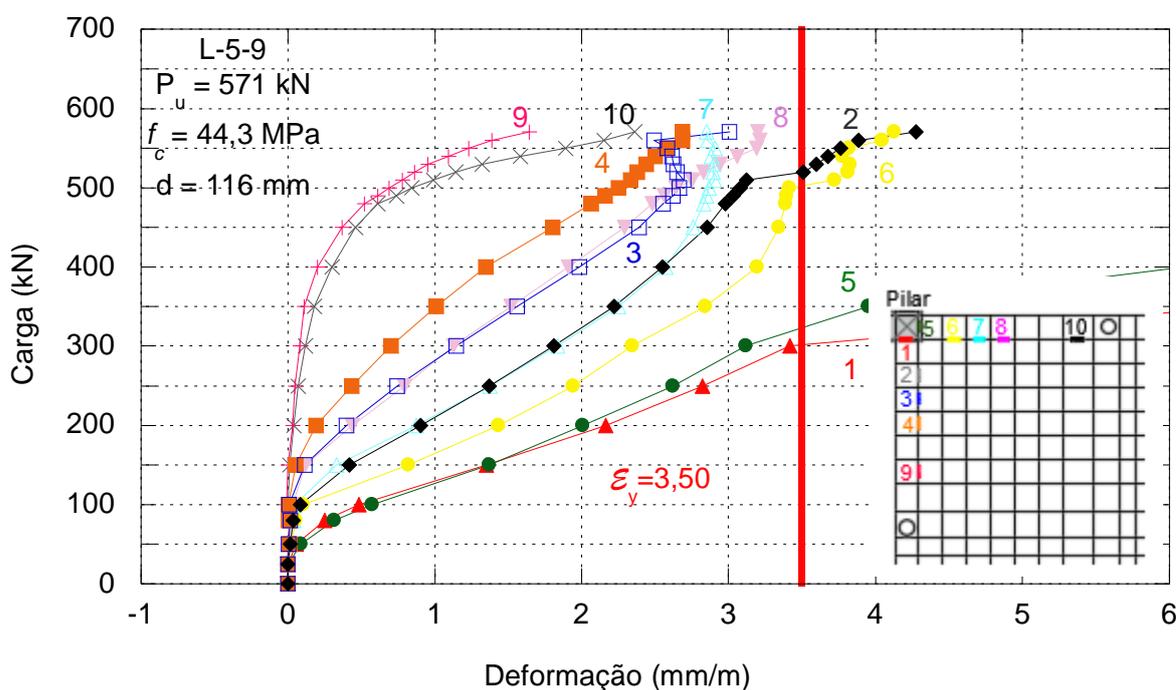


Figura 4. 49 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-9.

Da mesma forma que na laje L-5-9, a laje L-5-13 também mostra uma distribuição mais uniforme da carga no plano da laje. Isso é evidenciado pelas deformações dos extensômetros mais distantes da região central (ERE's 9 e 10), que apresentam deformações de cerca de 45% e 63% da deformação de escoamento. Todos os ERE's mostram uma tendência ao escoamento, indicada pela horizontalidade das curvas, e os ERE's da região central atingiram o escoamento com aproximadamente 55% do carregamento último (Figura 4.50).

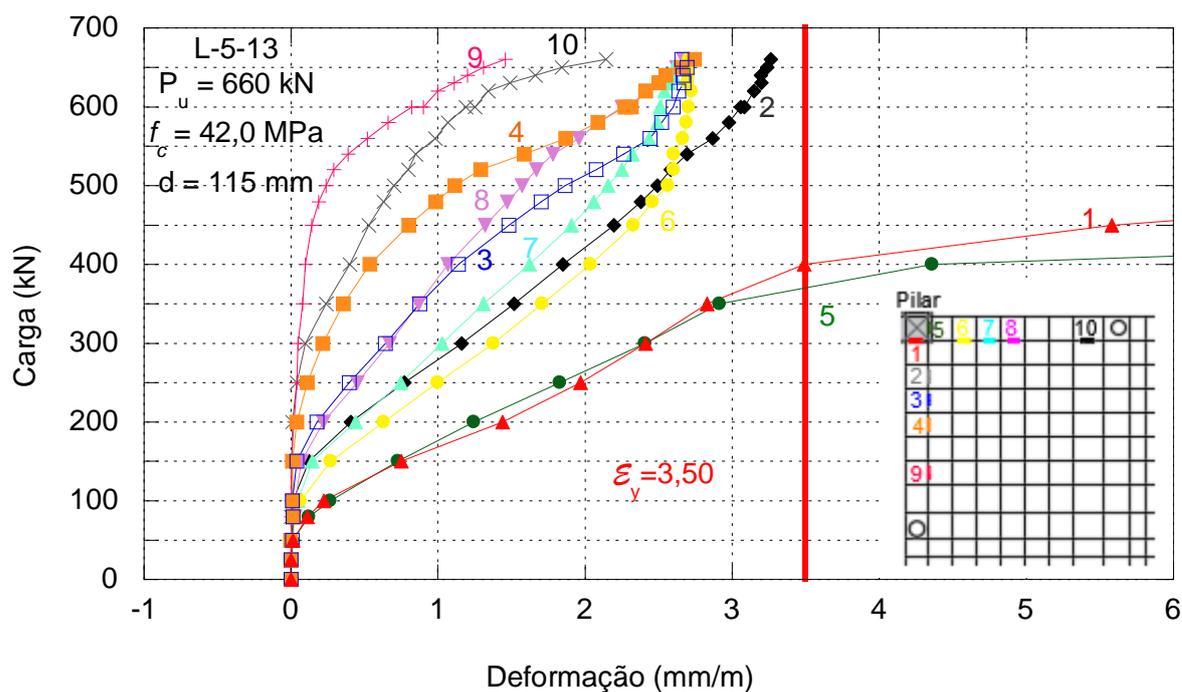


Figura 4.50 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-13.

Com relação a 3ª série de lajes fica evidente a concentração das tensões na região mais próxima do pilar, o distanciamento das curvas dos ERE's 1 e 5 com relação as demais indicam esse comportamento, principalmente nas lajes com uso de *studs* internos.

A laje LRef-AC-I é composta por apenas 8 ERE's, pois houve a perda do par mais externo (9 e 10). A inclinação acentuada de todas as curvas indica uma grande distribuição de tensões. Além dos ERE's 1 e 5, o par 2 e 6, apesar de não ter atingido a deformação característica de escoamento, indicam esse comportamento. Da mesma forma, os demais pares de ERE's indicam a mesma tendência devido à horizontalidade das curvas com o avanço do carregamento. O par de ERE's mais distante (4 e 8) atingiu aproximadamente 70% da deformação de escoamento (Figura 4.51).

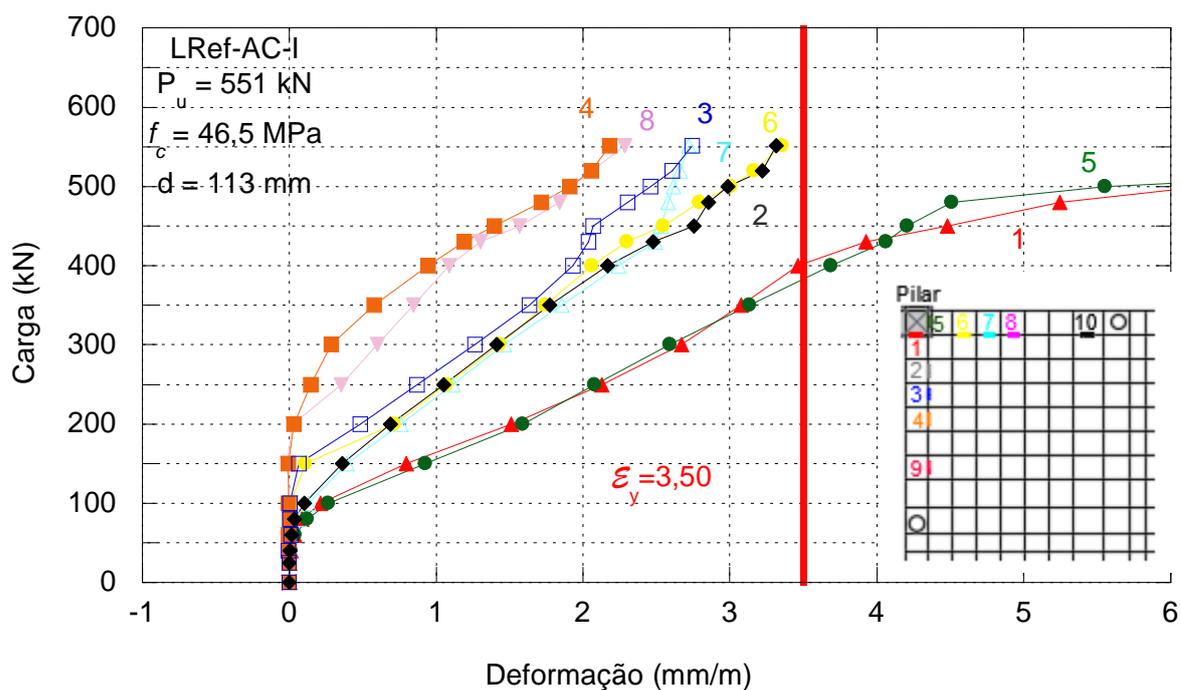


Figura 4. 51 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de LRef-AC-I.

As armaduras de flexão da região central da laje L-5-6-I atingiram a deformação característica de escoamento com 55% da carga de ruptura demonstrando a acentuada concentração de tensões na região do pilar, visualmente a distância entre as curvas reforça esse comportamento (Figura 4.52).

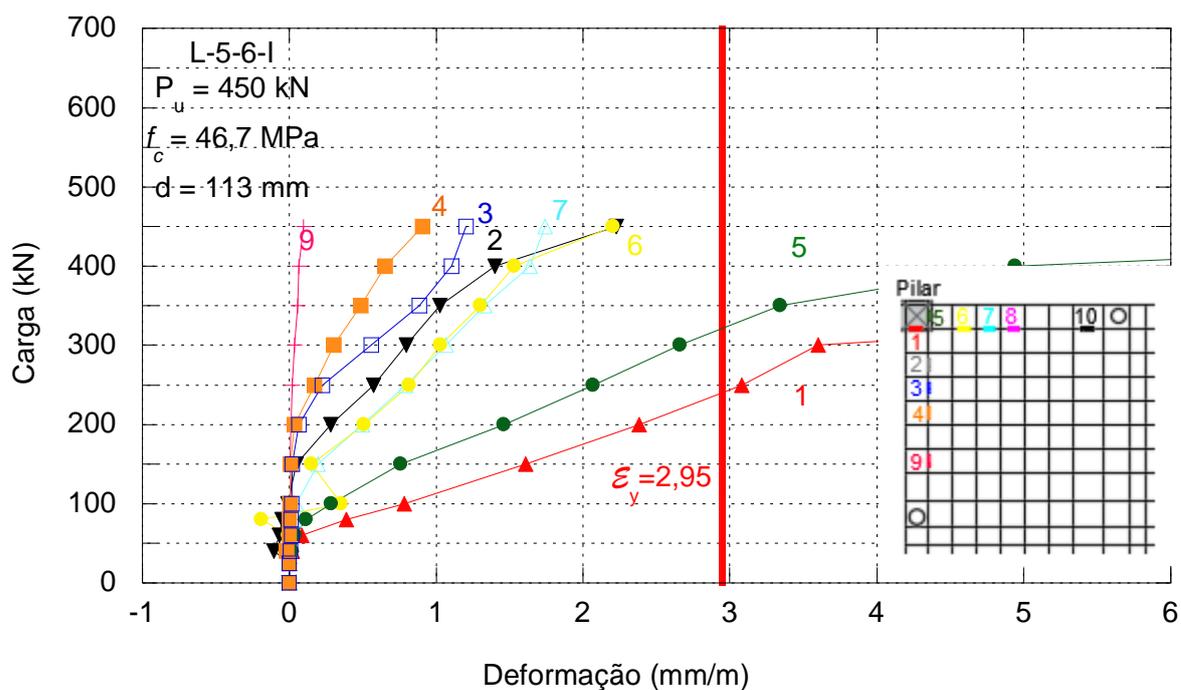


Figura 4. 52 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-6-I.

O comportamento das armaduras de flexão da laje L-5-9-I é bastante similar com a L-5-6-I, com aproximadamente 58% da carga de ruptura o ERE 1 indicou o escoamento, o par de ERE's mais distante (4 e 8) atingiram aproximadamente 51% da deformação característica de escoamento (Figura 4.53).

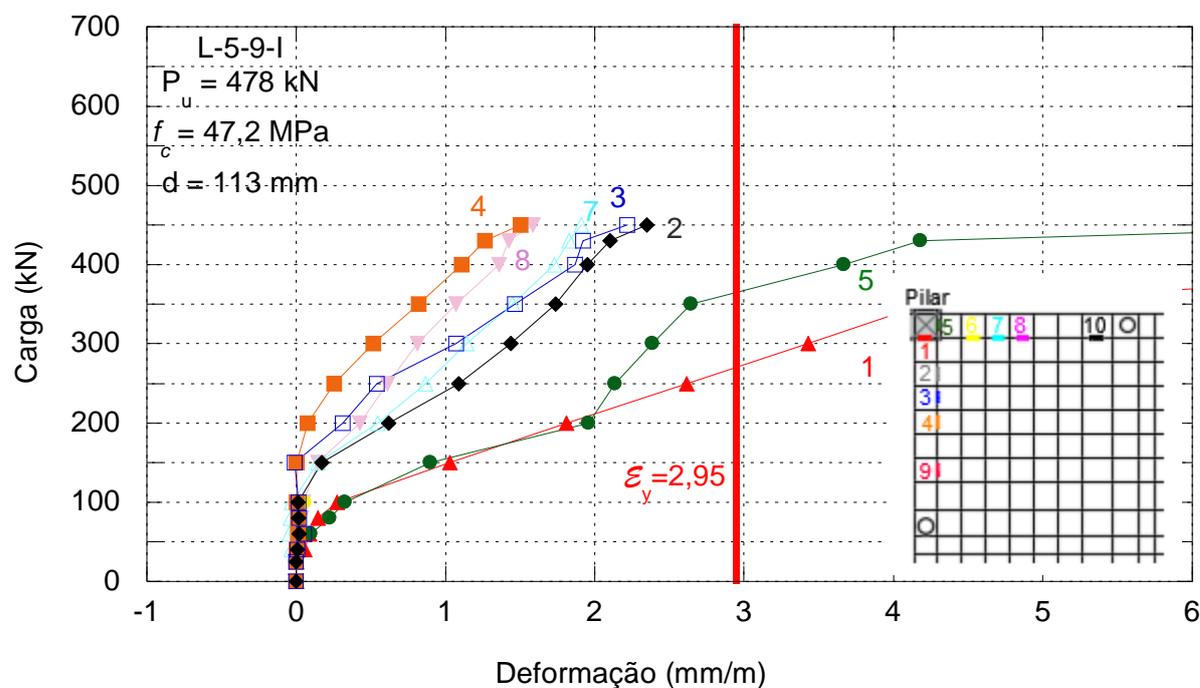


Figura 4. 53 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-9-I.

A laje L-5-13-I se comportou de maneira similar a L-Ref-AC-I, o par de ERE 2 e 8 atingiram a deformação característica de escoamento. O par 1 e 5 atingiu o escoamento com 52% do carregamento de ruptura diferente de LRef-AC-I que atingiu com 69% do carregamento, (Figura 4.54).

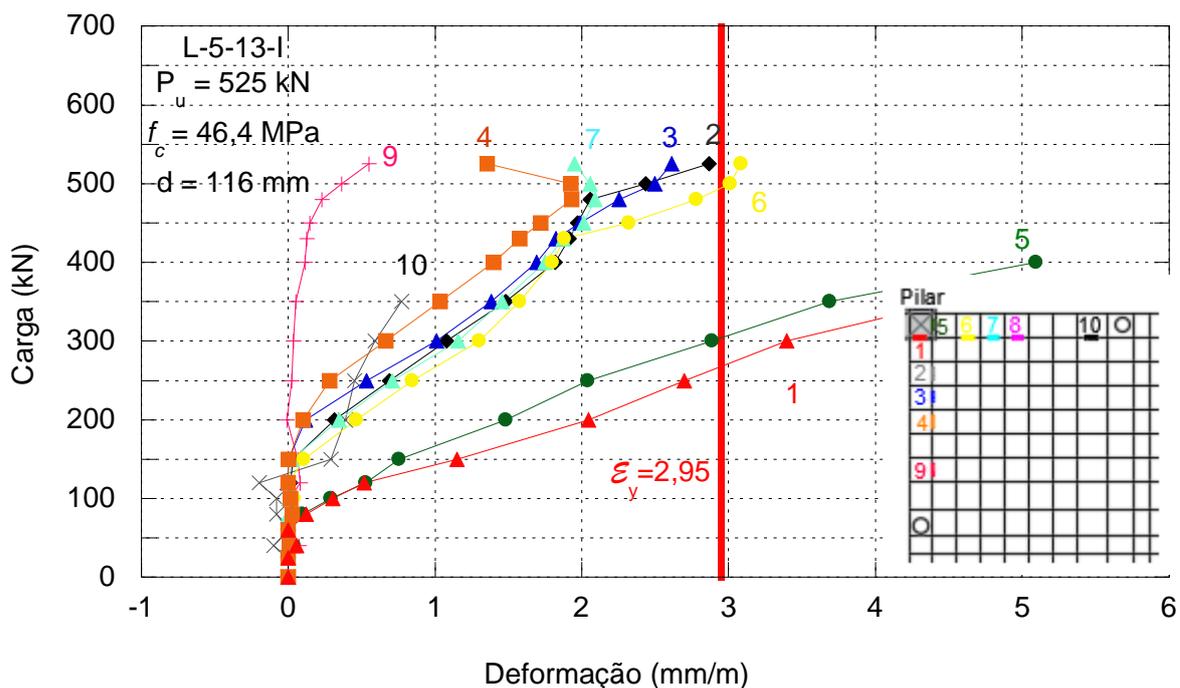


Figura 4. 54 Gráfico carga x deformação dos extensômetros de flexão de L-5-13-I.

4.4.2. Deformação na Armadura de Cisalhamento

As lajes da 1ª e 2ª série com armaduras de cisalhamento (*studs*) foram instrumentadas em 2 linhas sendo uma linha reta (0°) e outra inclinada (30°).

Em nenhuma das lajes da 1ª série foi observada qualquer camada de armadura de cisalhamento que atingisse a deformação característica de escoamento ($\epsilon_y = 2,78$ mm/m). No entanto, o comportamento horizontal das curvas nas cargas mais elevadas indica uma tendência nessa direção.

As Figuras 4.55 e 4.56 apresentam, respectivamente, as deformações das armaduras de cisalhamento na linha a 0° e a 30° da laje L-5-5. É possível observar que as camadas 3 e 2 da linha a 0° apresentaram as maiores deformações, com uma forte tendência ao escoamento, caracterizada pela horizontalidade da curva.

Essa horizontalidade ocorreu com 68% do carregamento último para essas duas camadas, enquanto nas demais curvas, como ERE's 1, 4 e 5, isso ocorreu com 85%, e ERE's 6 e 7 atingiram essa horizontalidade com 94% do carregamento último (Figura 4.55). A deformação máxima registrada nas camadas 2 e 3 correspondeu a aproximadamente 76% da deformação característica de escoamento.

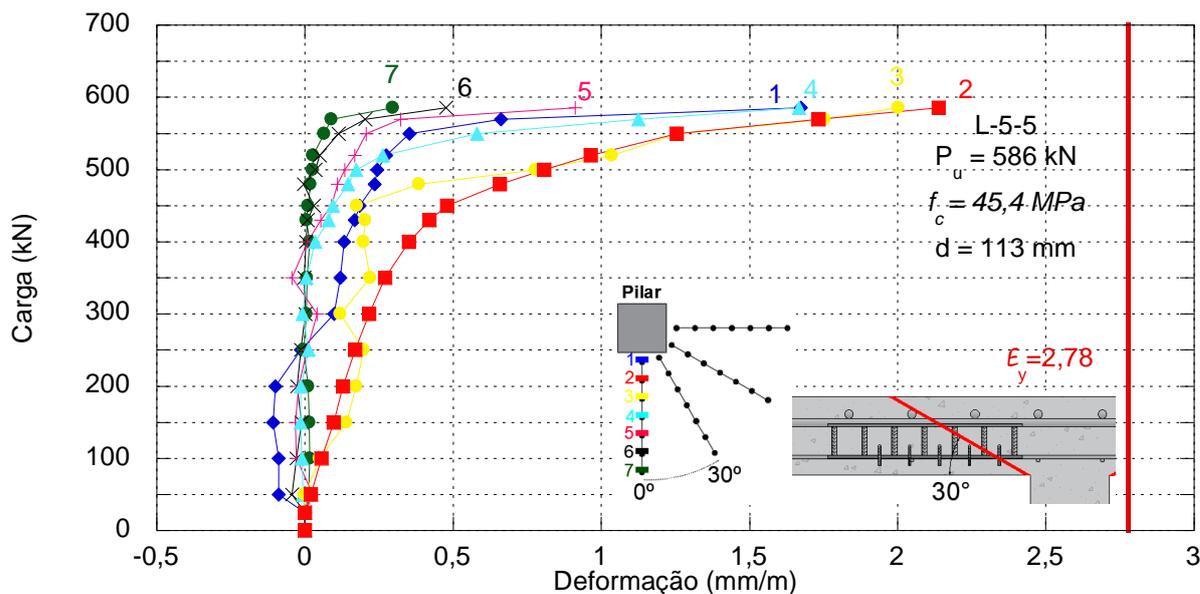


Figura 4. 55 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-5.

As maiores deformações na linha a 30° da laje L-5-5 ocorreram nas camadas 8 e 9, que estão mais próximas do pilar. Esse comportamento indica o desenvolvimento da superfície de ruptura por essas camadas.

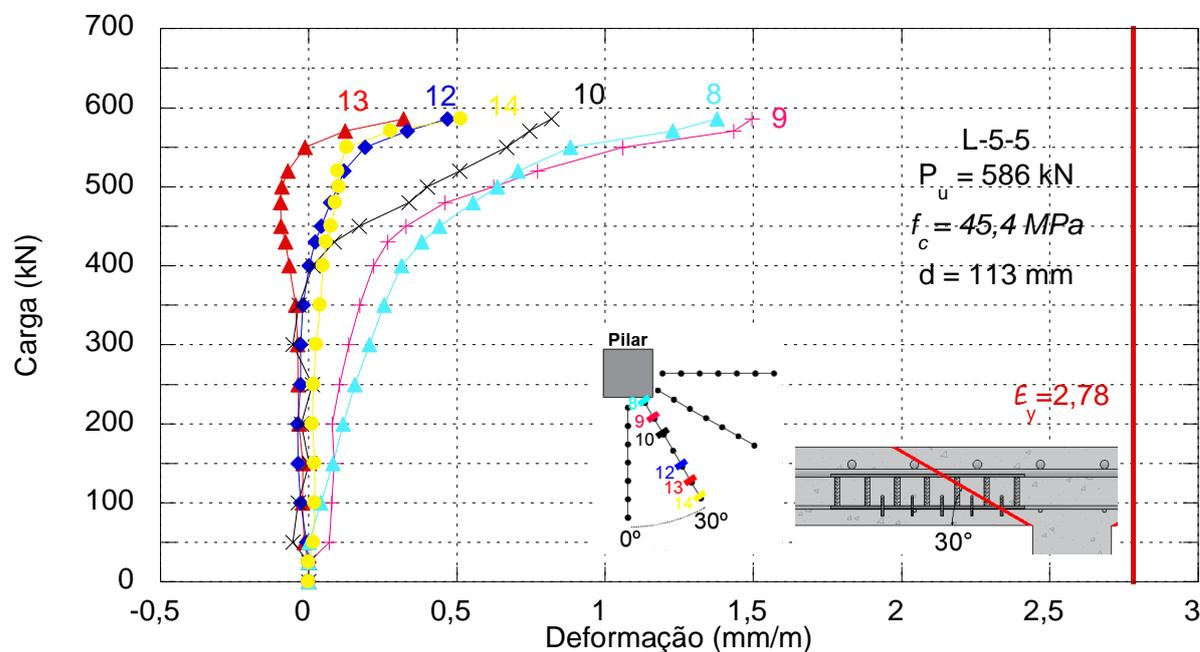


Figura 4. 56 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) de L-5-5.

A laje L-6-5 apresentou menores deformações na armadura de cisalhamento se comparadas a laje L-5-5. A deformação máxima na linha a 0° ficou na ordem de 43% da

deformação característica de escoamento enquanto que na linha a 30° a camada 9 apresentou deformação de aproximadamente 65%, (Figuras 4.57 e 4.58).

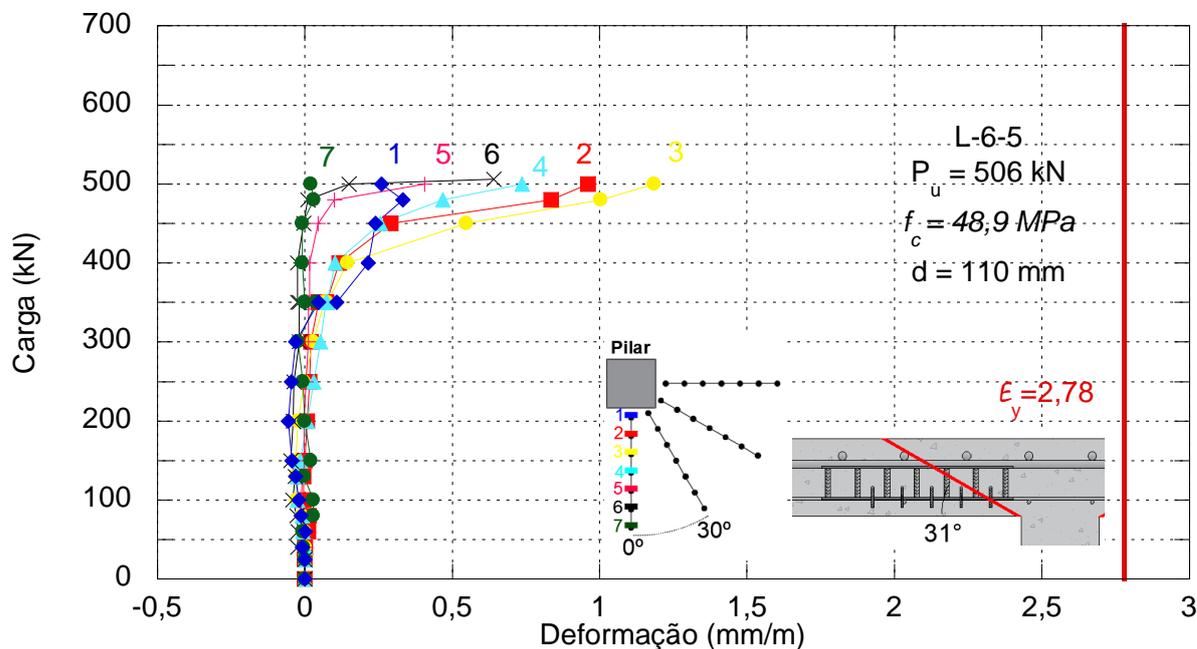


Figura 4. 57 Gráfico carga x deformação dos *studs* (linha 0°) de L-6-5.

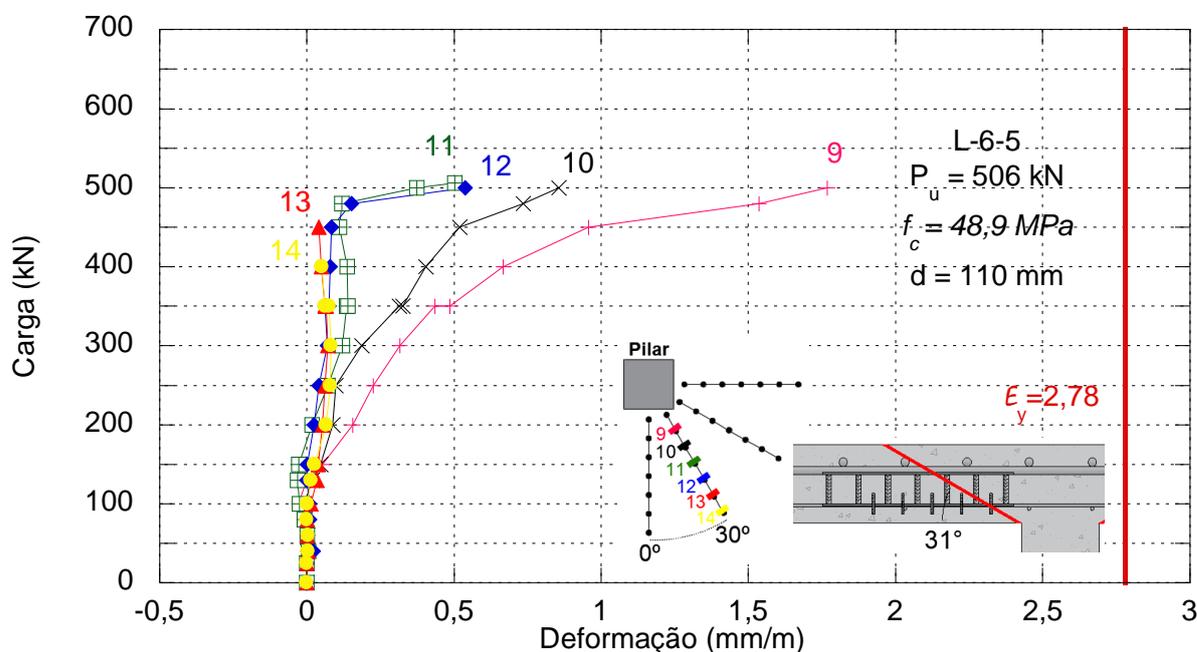


Figura 4. 58 Gráfico carga x deformação dos *studs* (linha 30°) de L-6-5.

A laje L-8-5 apresentou as menores deformações nas armaduras de cisalhamento dentre os modelos avaliados, indicando maior rigidez que as demais. As deformações máximas apresentaram cerca de 27% nas duas linhas de *studs* instrumentados. As curvas permaneceram

verticais até aproximadamente 80% do carregamento último aplicado. Essa pequena sollicitação dos *studs* é um indicativo de ruptura na região externa às armaduras de cisalhamento. (Figuras 4.59 e 4.60).

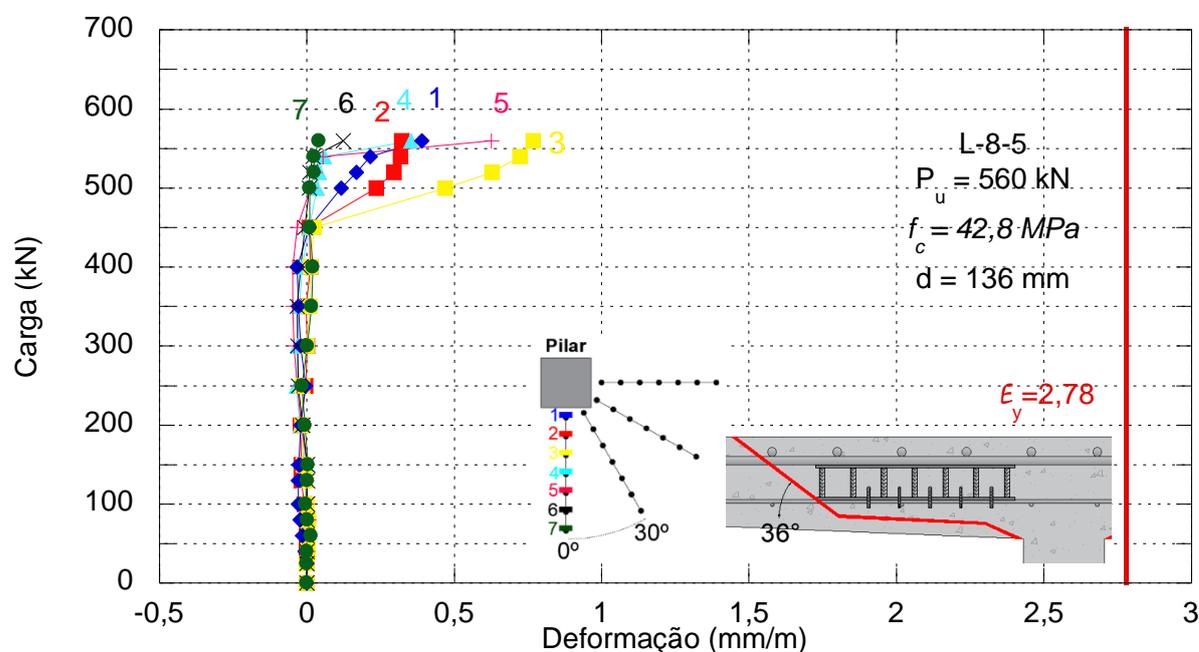


Figura 4. 59 Gráfico carga x deformação dos *studs* (linha 0°) de L-8-5.

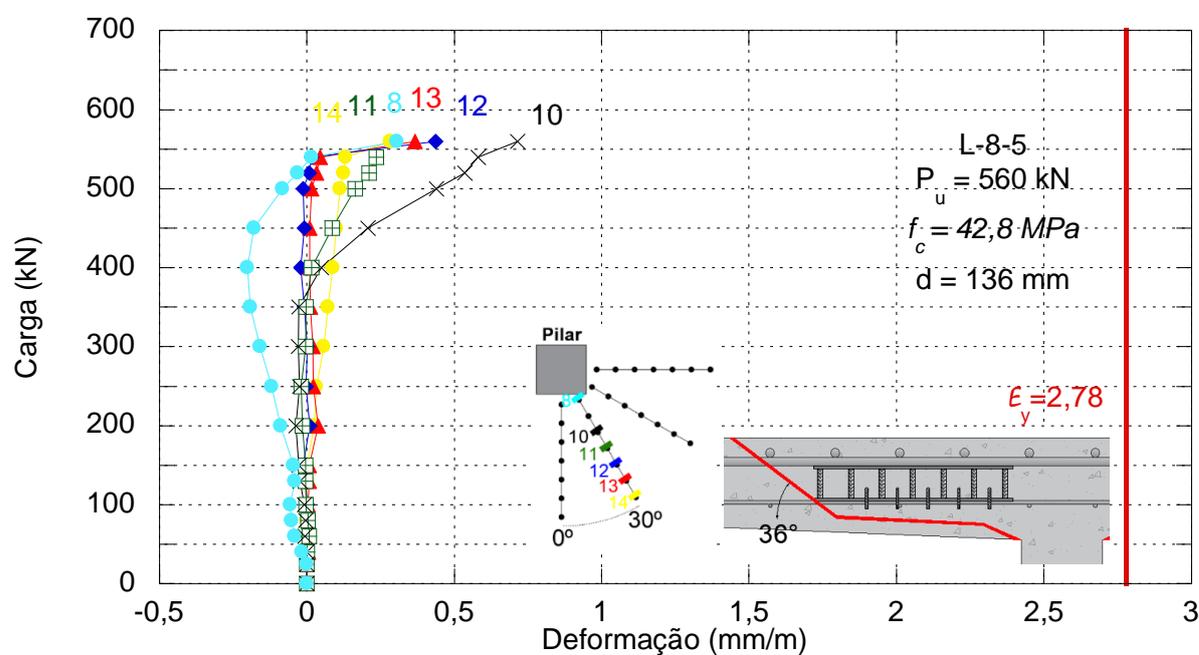


Figura 4. 60 Gráfico carga x deformação dos *studs* (linha 30°) de L-8-5.

A deformação das armaduras de cisalhamento da linha a 0° da laje LRef-AC demonstram uma maior tensão nas camadas (ERE's 1 e 2) mais próximas da região carregada

(pilar). Na linha a 30° as camadas mais próximas do pilar também apresentaram deformações semelhantes as deformações da linha a 0°, porém a camada mais distante (ERE 14) registrou a maior deformação dessa linha. (Figura 4.61 e 4.62).

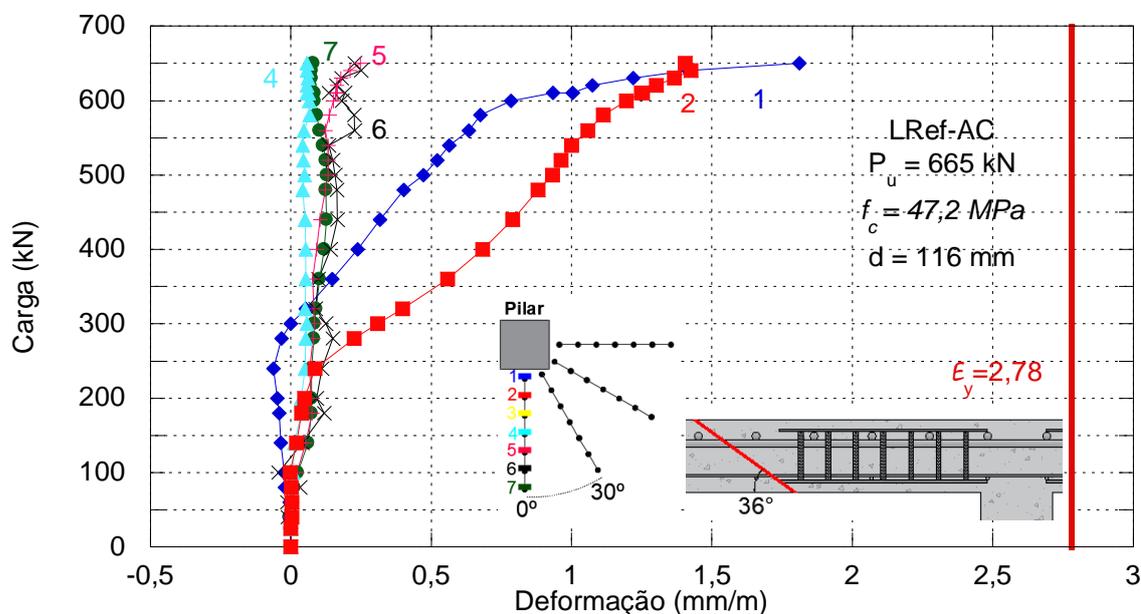


Figura 4. 61 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) LRef-AC.

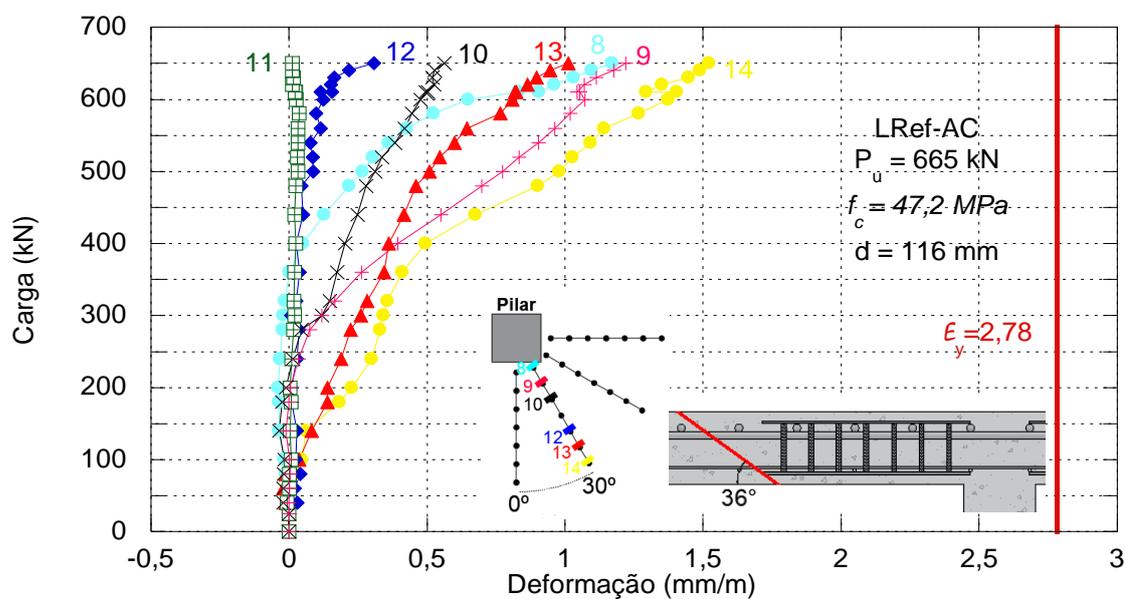


Figura 4. 62 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) LRef-AC.

Com relação a 2ª série apenas a laje L-5-13 atingiu a deformação característica de escoamento ($\epsilon_y = 2,78$ mm/m) em uma das camadas da armadura de cisalhamento.

A laje L-5-6 apresentou comportamento das armaduras de cisalhamento muito semelhante nas duas linhas instrumentadas (0° e 30°) com maiores deformações nas camadas mais próximas da região do pilar (ERE's 1 e 2 a 0° e 8 e 9 a 30°), sendo que nenhuma camada atingiu a deformação característica de escoamento.

A máxima deformação (ERE 9, Figura 4.64) registrada atingiu aproximadamente 75% da deformação de escoamento obtida no ensaio de caracterização. (Figuras 4.63 e 4.64).

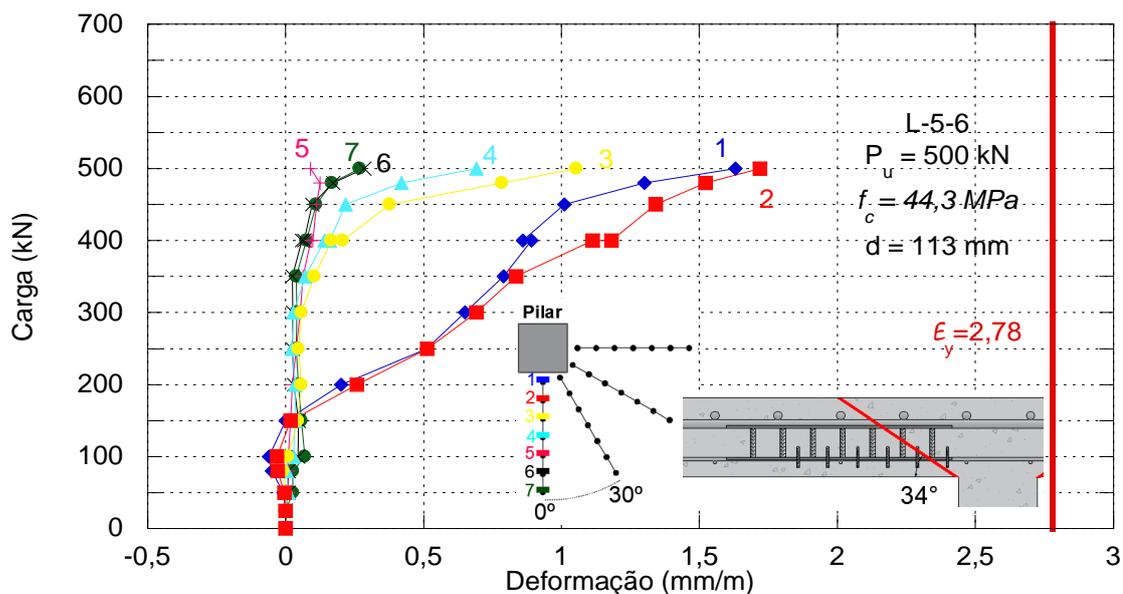


Figura 4. 63 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-6.

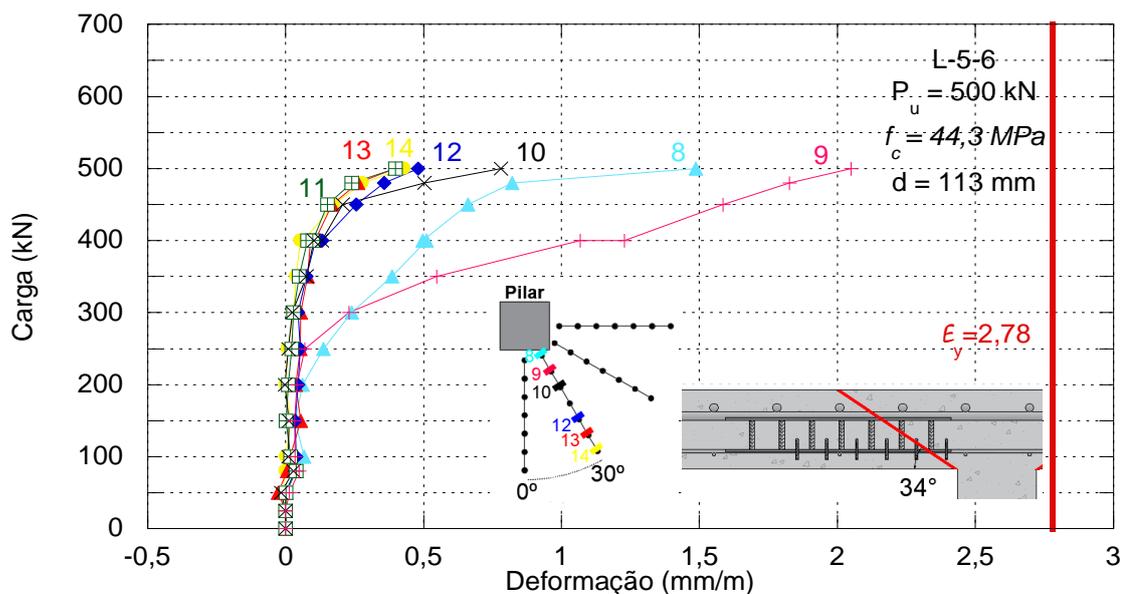


Figura 4. 64 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) de L-5-6.

As Figuras 4.65 e 4.66 ilustram as deformações das armaduras de cisalhamento da laje L-5-9. Assim como na laje L-5-6 o comportamento foi bastante similar entre as linhas a 0° e 30°, com as maiores deformações sendo registradas pelos extensômetros mais próximos do pilar, as camadas intermediárias (ERE's 4 e 11) registraram deformações próximas das camadas mais próximas dos pilares, mostrando uma maior distribuição de carga ao longo da linha de armadura de cisalhamento.

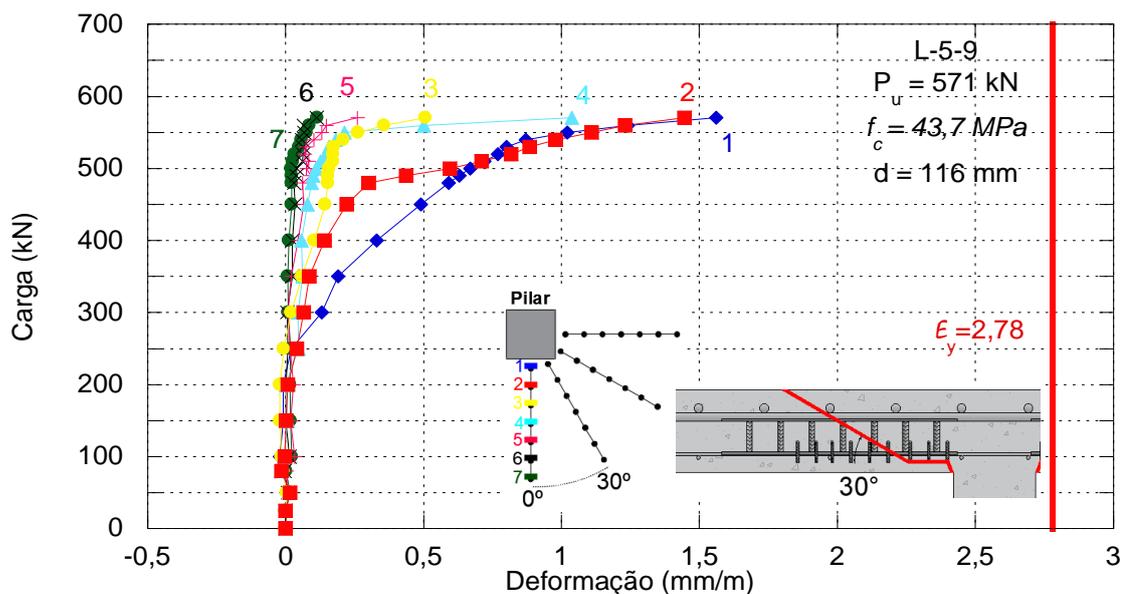


Figura 4. 65 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-9.

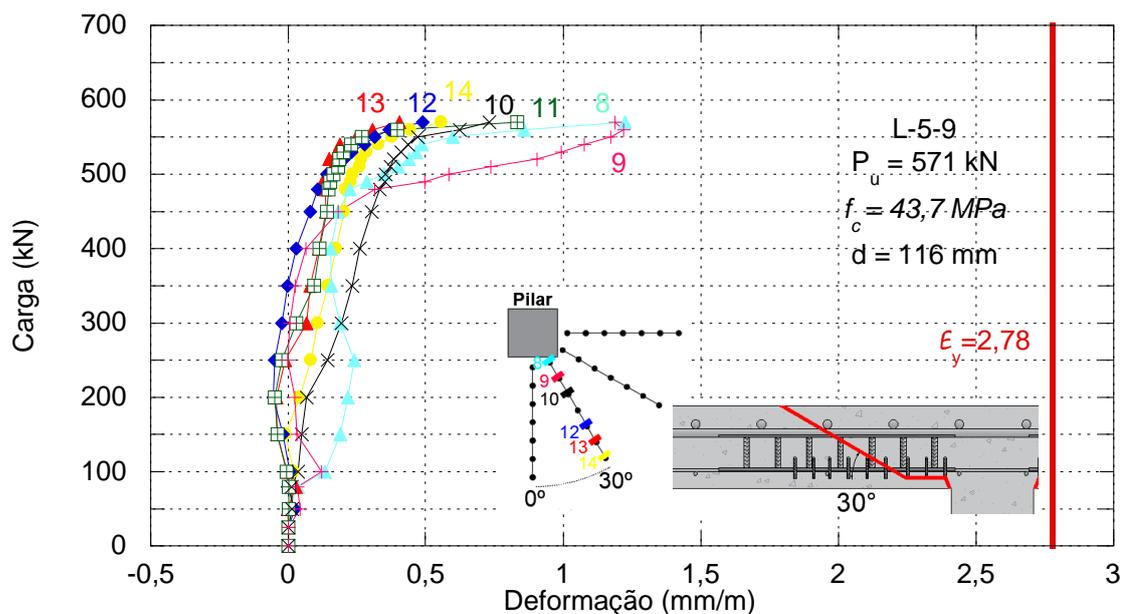


Figura 4. 66 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) de L-5-9.

As Figuras 4.67 e 4.68 apresentam as deformações de cisalhamento da laje L-5-13. É possível observar que a camada 8 atingiu a deformação característica de cisalhamento, enquanto as demais camadas apresentaram deformações menores em relação às lajes anteriores, na ordem de 35% da deformação de escoamento.

A camada 1, que é análoga à camada 8, apresentou uma deformação inicial semelhante, porém, com 85% do carregamento último, a curva apresenta um alívio de tensão, possivelmente devido à perda da capacidade de aferição do ERE. A horizontalidade das curvas nas últimas cargas demonstra uma tendência ao escoamento das armaduras.

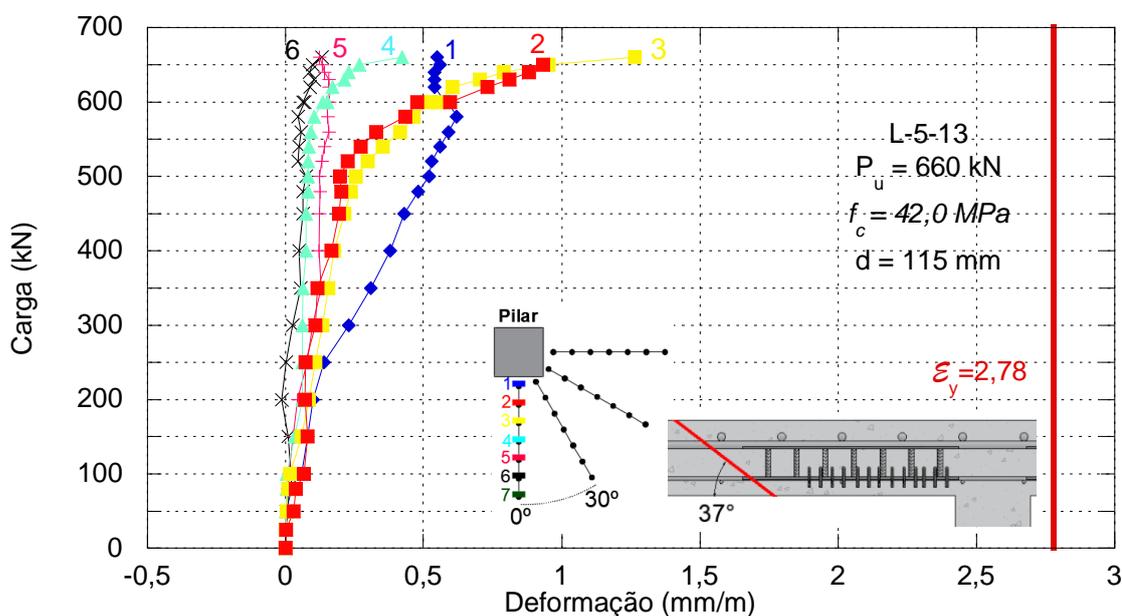


Figura 4. 67 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) de L-5-13.

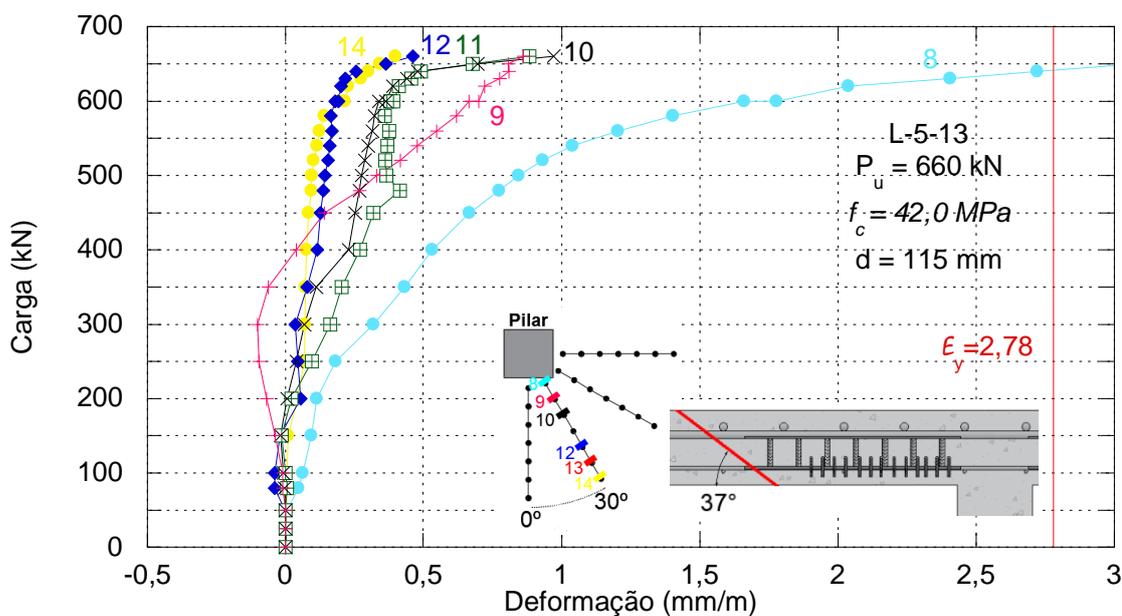


Figura 4. 68 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 30°) de L-5-13.

Ao analisar a 3ª série apenas a laje LRef-AC-I apresentou deformação característica de escoamento ($\epsilon_y = 2,71$ mm/m) das armaduras de cisalhamento. As armaduras de cisalhamento (*studs*) das lajes da 3ª série foram instrumentadas em 2 linhas, sendo uma linha reta (0°) e outra inclinada (45°).

Praticamente todas as camadas da armadura de cisalhamento da laje LRef-AC-I atingiram a deformação característica de cisalhamento, as que não atingiram apresentam uma horizontalidade quase que total evidenciando tal comportamento, as Figuras 4.69 e 4.70 ilustram o comportamento das armaduras de cisalhamento a 0° e 45° respectivamente.

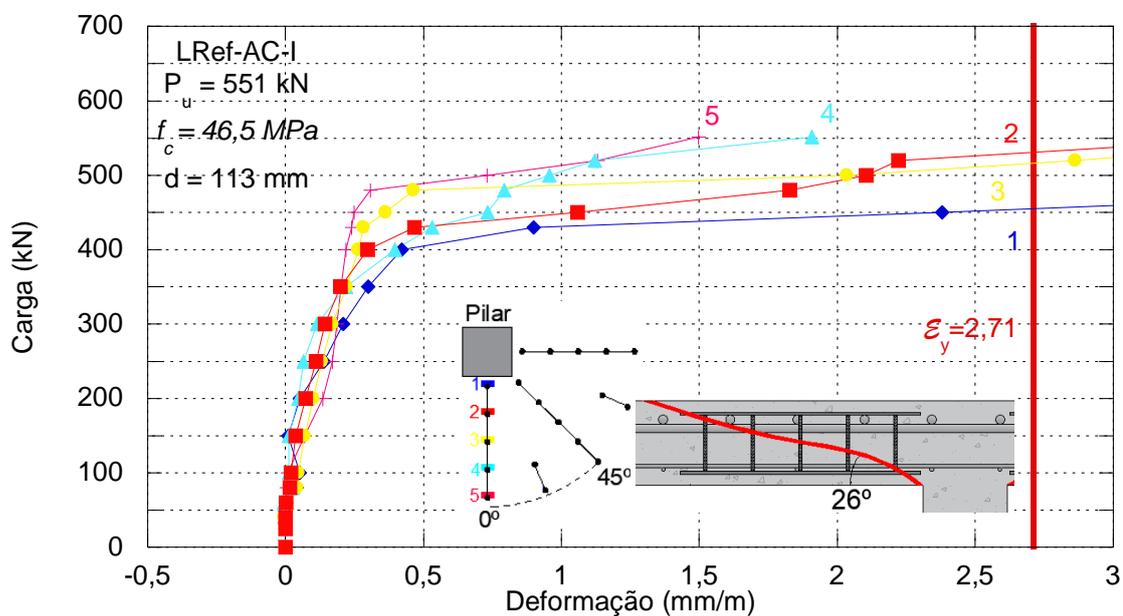


Figura 4. 69 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de LRef-AC-I.

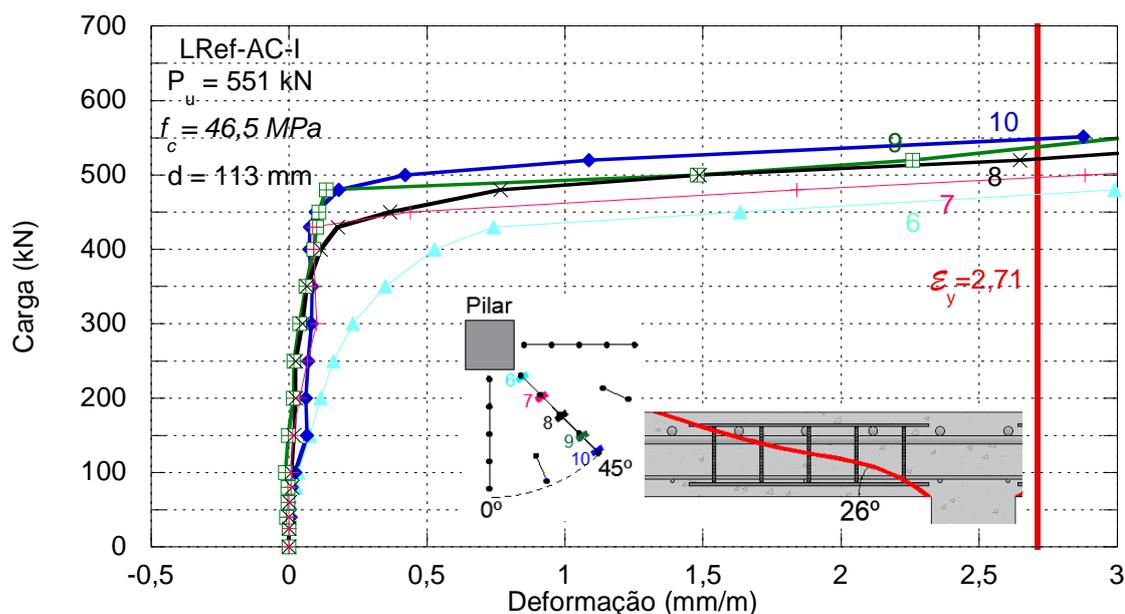


Figura 4. 70 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 45°) de LRef-AC-I.

A laje L-5-6-I apresenta deformações das armaduras de cisalhamento menores que a deformação característica de escoamento, a camada 1 e 2 da linha a 0° e 6 e 7 a 45° apresentaram as maiores deformações, evidenciando o surgimento de fissuras nessa região. Apesar de não atingirem a deformação de escoamento a horizontalidade das curvas dessas camadas indicam que a superfície de ruptura passou por essas camadas, o que foi constatado visualmente na laje. As curvas das linhas de studs a 0° e 45° são apresentadas nas Figuras 4.71 e 4.72.

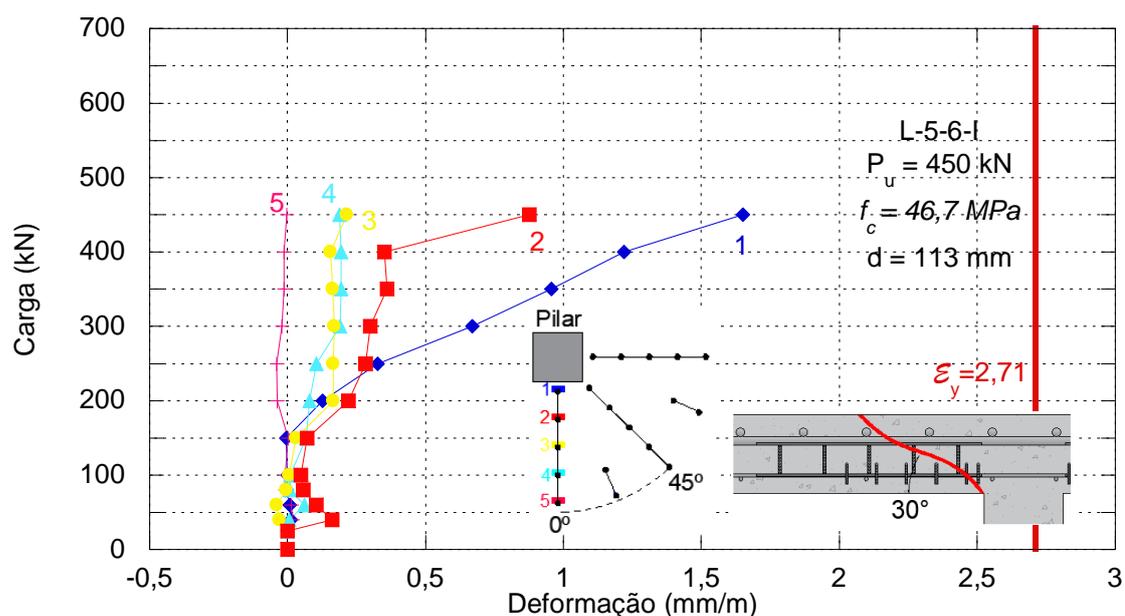


Figura 4. 71 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-6-I.

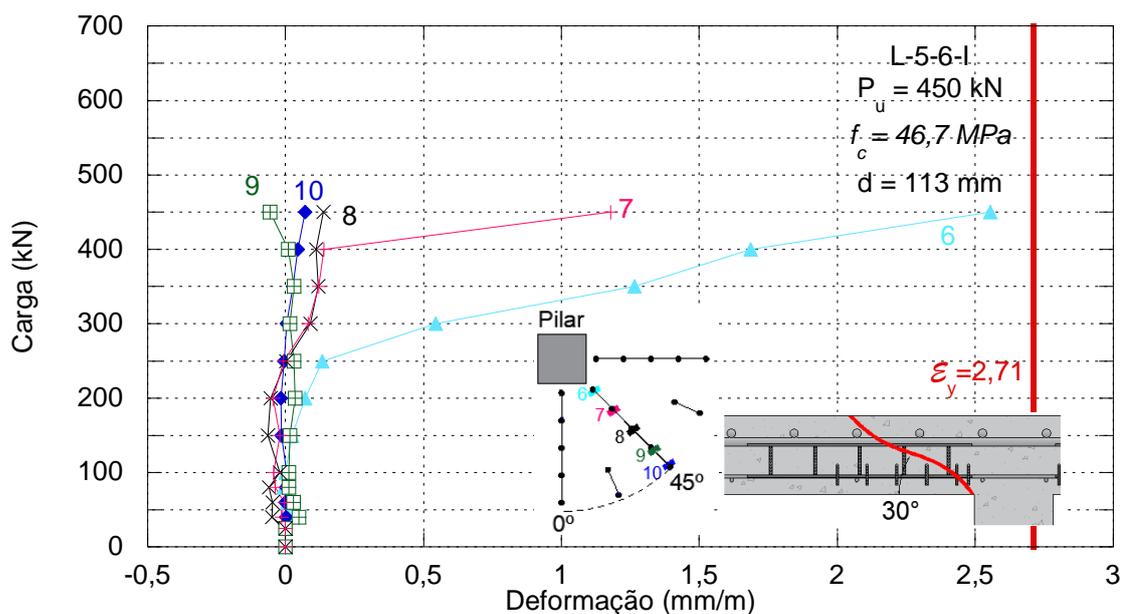


Figura 4. 72 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 45°) de L-5-6-I.

O comportamento dos studs da laje L-5-9-I se mostrou bastante similar com a laje L-5-6-I, as camadas mais próximas do pilar apresentaram as maiores deformações sem atingirem a deformação de escoamento, as curvas apresentaram maior declividade a partir da carga de 200 kN indicando o surgimento de fissuras nessa região com carregamento de aproximadamente 42% do carregamento máximo. As curvas das linhas de studs a 0° e 45° são apresentadas nas Figuras 4.73 e 4.74.

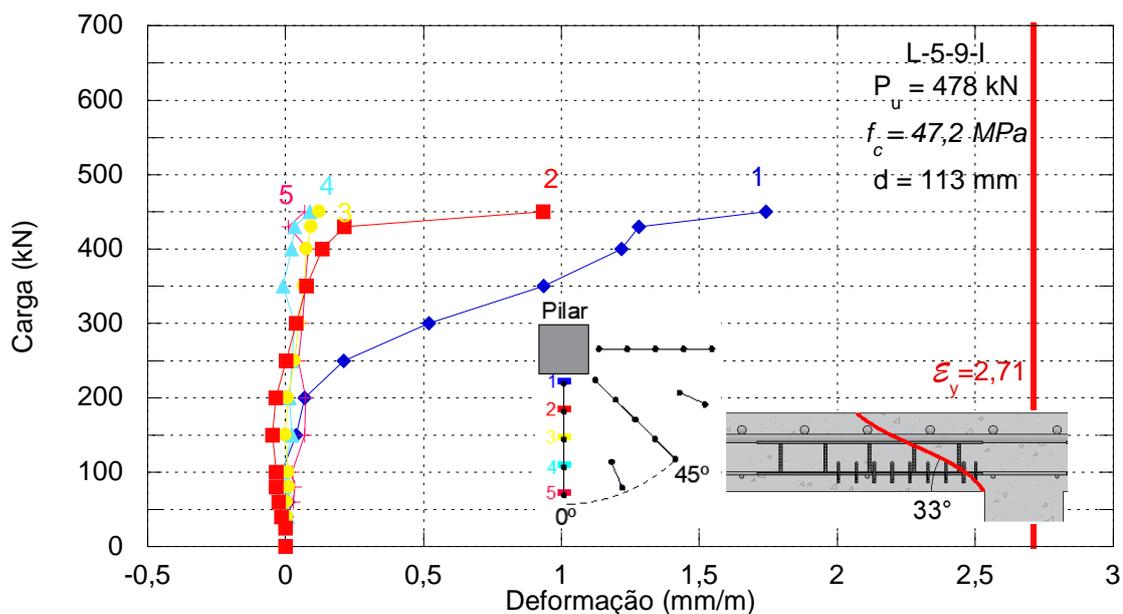


Figura 4. 73 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-9-I.

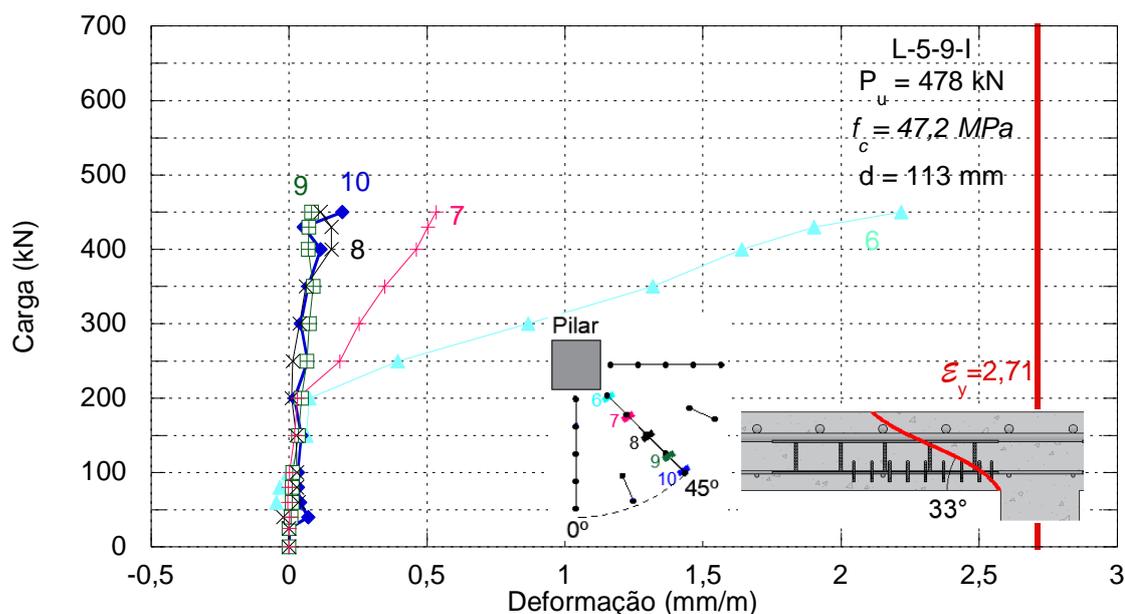


Figura 4. 74 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 45°) de L-5-9-I.

Diferente das lajes anteriores com studs internos a laje L-5-13-I apresentou deformações que atingiram a deformação característica de escoamento, ainda assim as camadas mais solicitadas são as duas mais próximas do pilar, indicando que a superfície de ruptura cruzou essas camadas, o que também foi constatado visualmente na laje. As demais camadas apresentaram deformações bastante próxima dessas mesmas camadas das lajes anteriores. As curvas das linhas de studs a 0° e 45° são apresentadas nas Figuras 4.75 e 4.76.

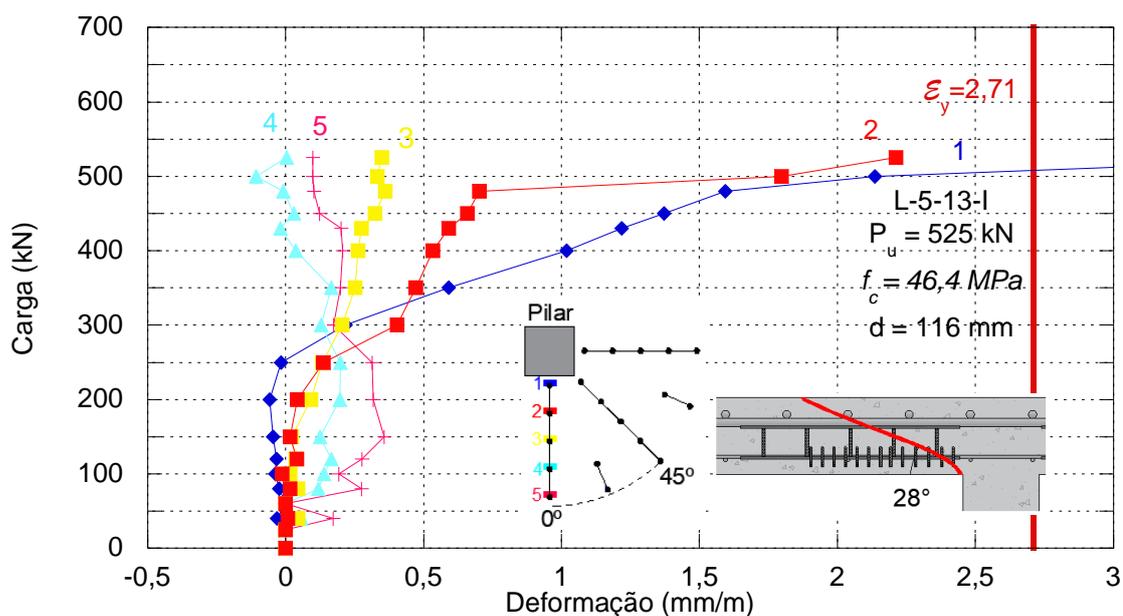


Figura 4. 75 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 0°) de L-5-13-I.

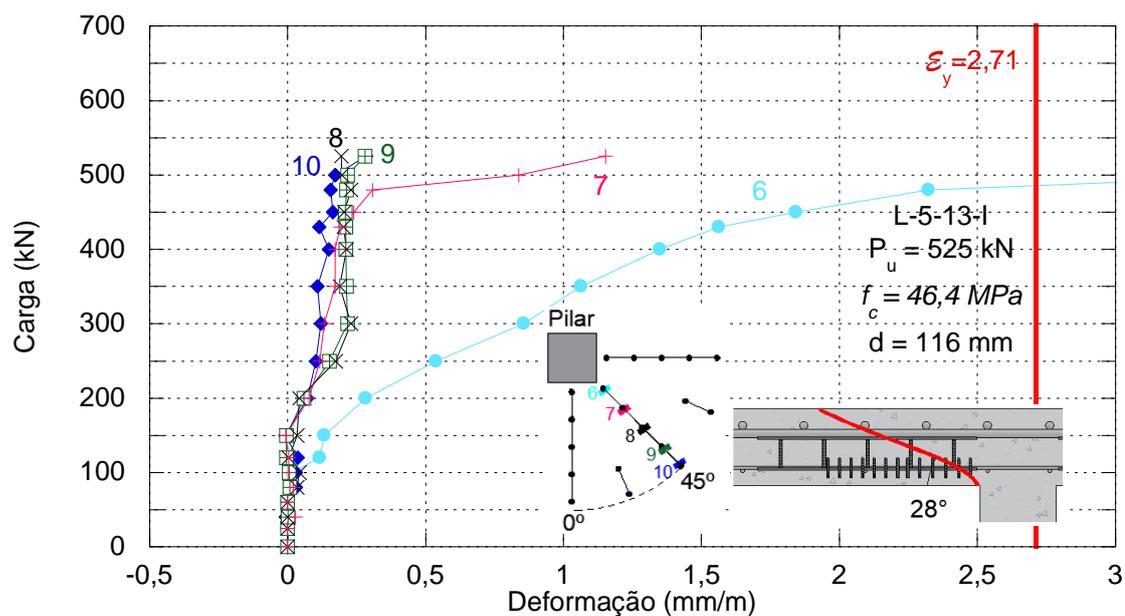


Figura 4. 76 Gráfico carga x deformação dos studs (linha 45°) de L-5-13-I.

4.4.3. Deformação nos Pinos antifissuração

Em todas as séries, todos os pinos antifissuração de uma linha foram instrumentados, não houve deformação característica de escoamentos em nenhum caso. No entanto, nas lajes L-5-5, L-6-5 L-5-9 e L-5-13, houve uma tendência à horizontalidade das curvas de deformação nas cargas últimas, o que não ocorreu na laje L-8-5 e L-5-6.

Nas lajes da 1ª série (L-5-5, L-6-5 e L-8-5), ficou evidente que as maiores deformações ocorreram nos pinos mais próximos do pilar, diminuindo linearmente à medida que se afastavam da região central, como pode ser observado nas Figuras 4.77 a 4.79.

As lajes L-5-13, L-5-5, L-5-9 e apresentam as maiores deformações dos pinos antifissuração, sendo que as mesmas lajes apresentam respectivamente as maiores cargas de ruptura dentre as lajes com *studs* internos. Isso demonstra uma correlação entre a tensão aplicada nos pinos com a resistência do elemento estrutural.

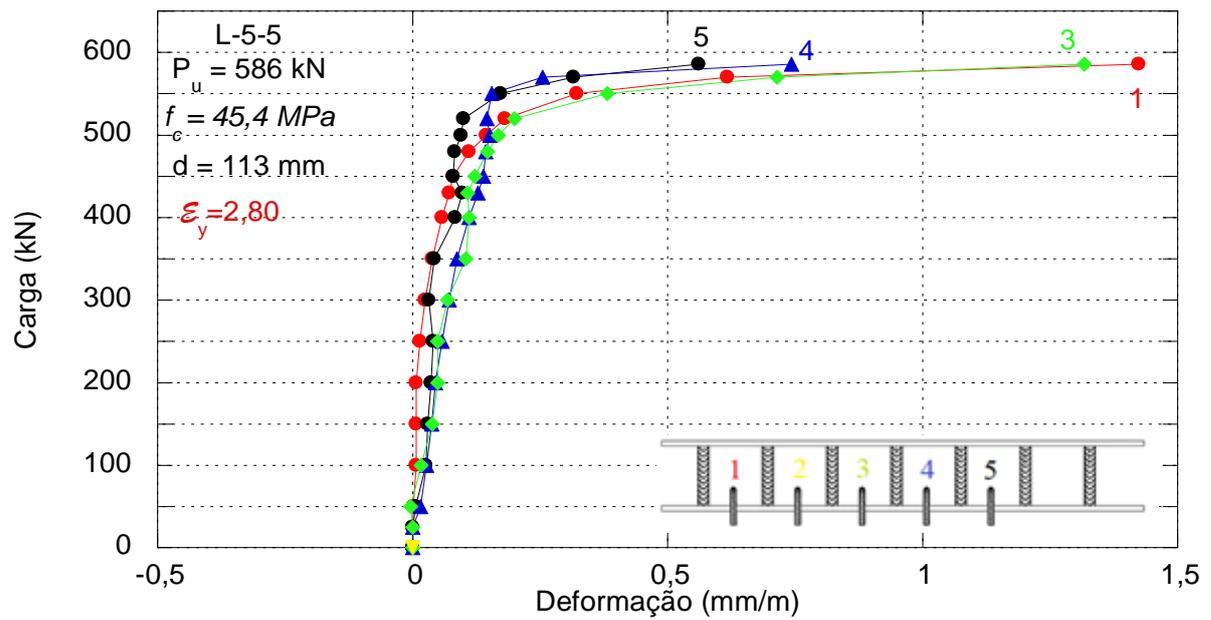


Figura 4. 77 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-5.

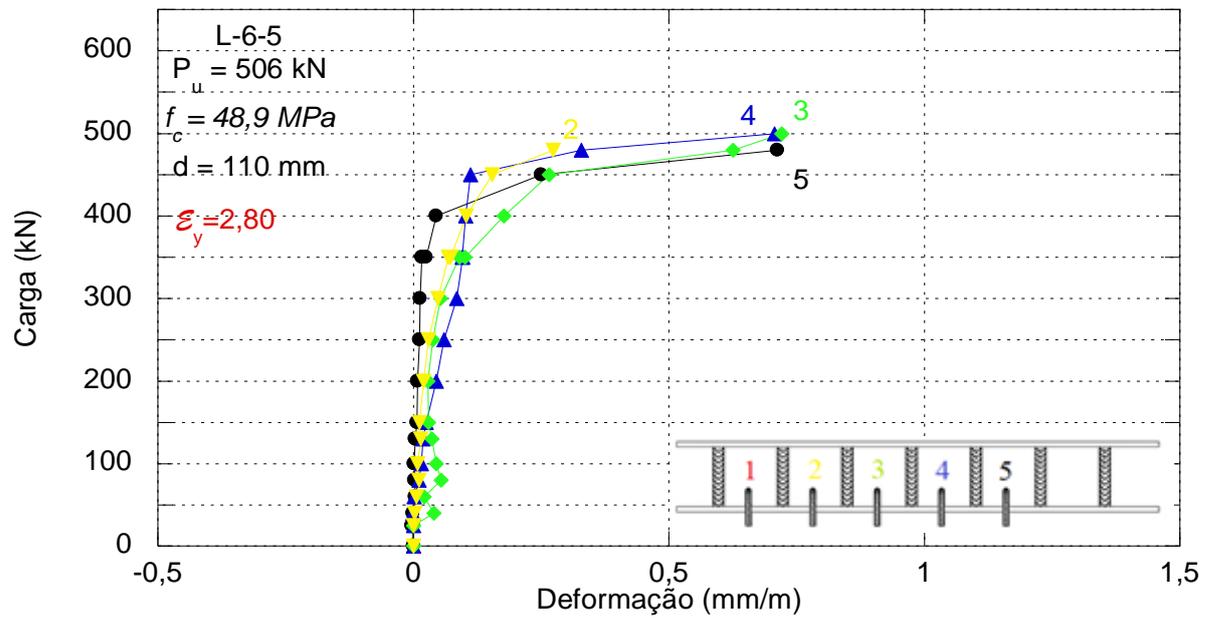


Figura 4. 78 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-6-5.

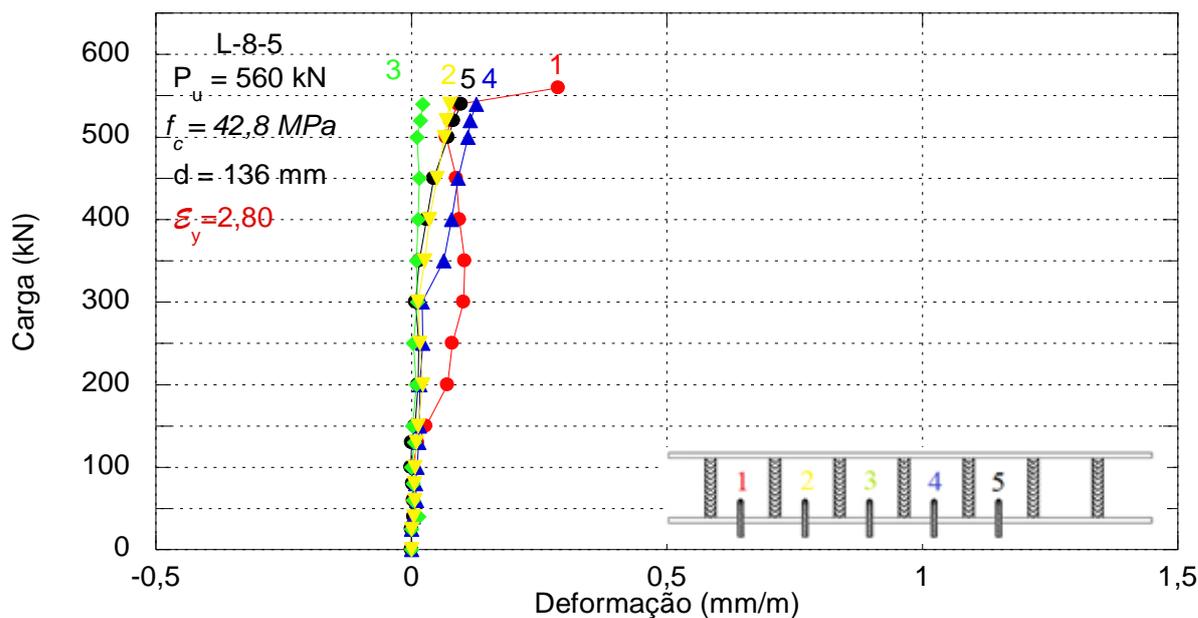


Figura 4. 79 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-8-5.

Nas lajes da 2ª série o comportamento é semelhante porém não ocorre um acréscimo de deformação de maneira linear, na laje L-5-6 o pino 1 apresenta a maior deformação seguido do pino 2, na laje L-5-9 os pinos 4, 6 e 1 apresentam as maiores deformações com valores semelhantes enquanto a laje L-5-13 apresenta as maiores deformações nos pinos 1, 5 e 2. Figuras 4.80 a 4.82.

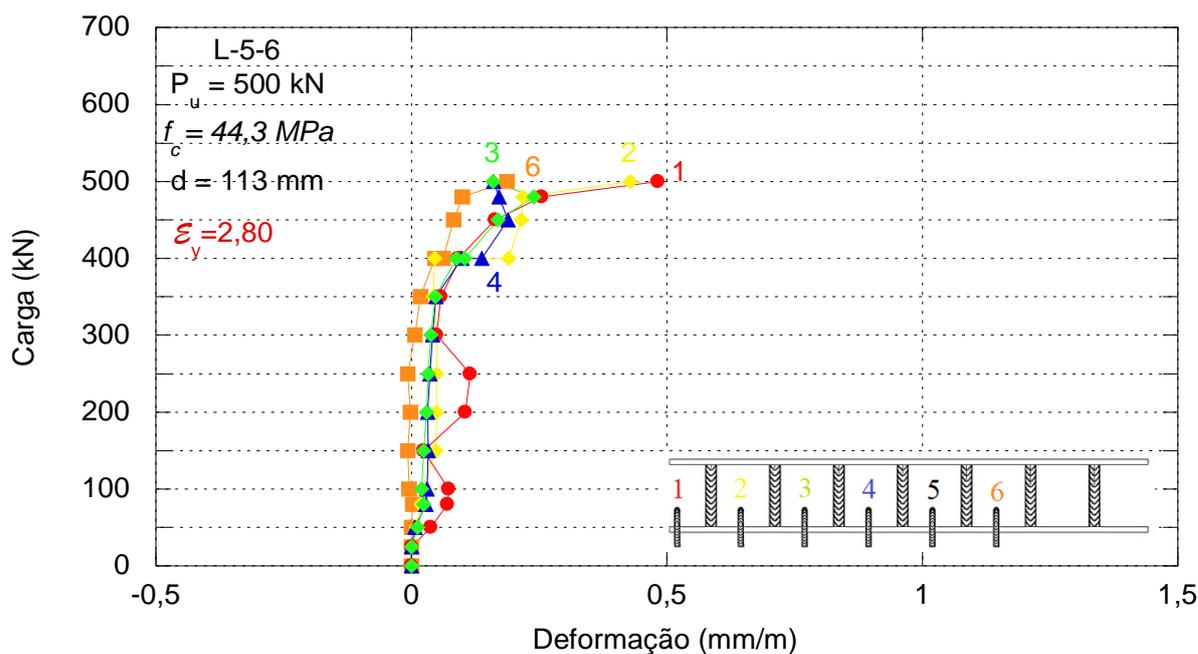


Figura 4. 80 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-6.

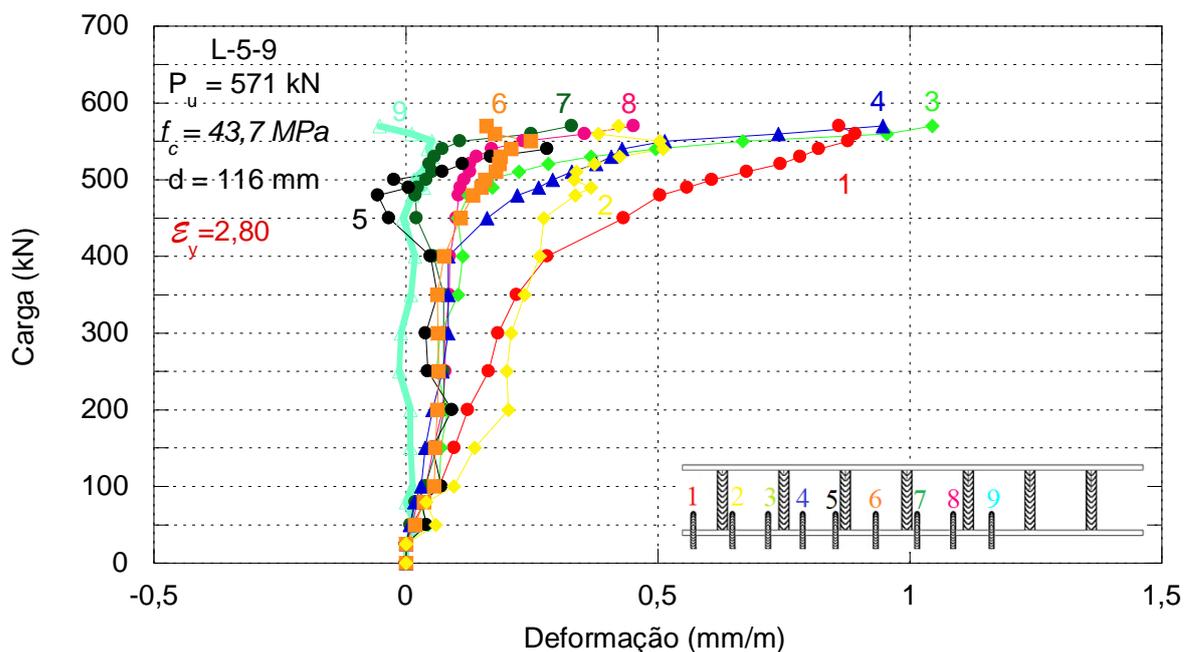


Figura 4. 81 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-9.

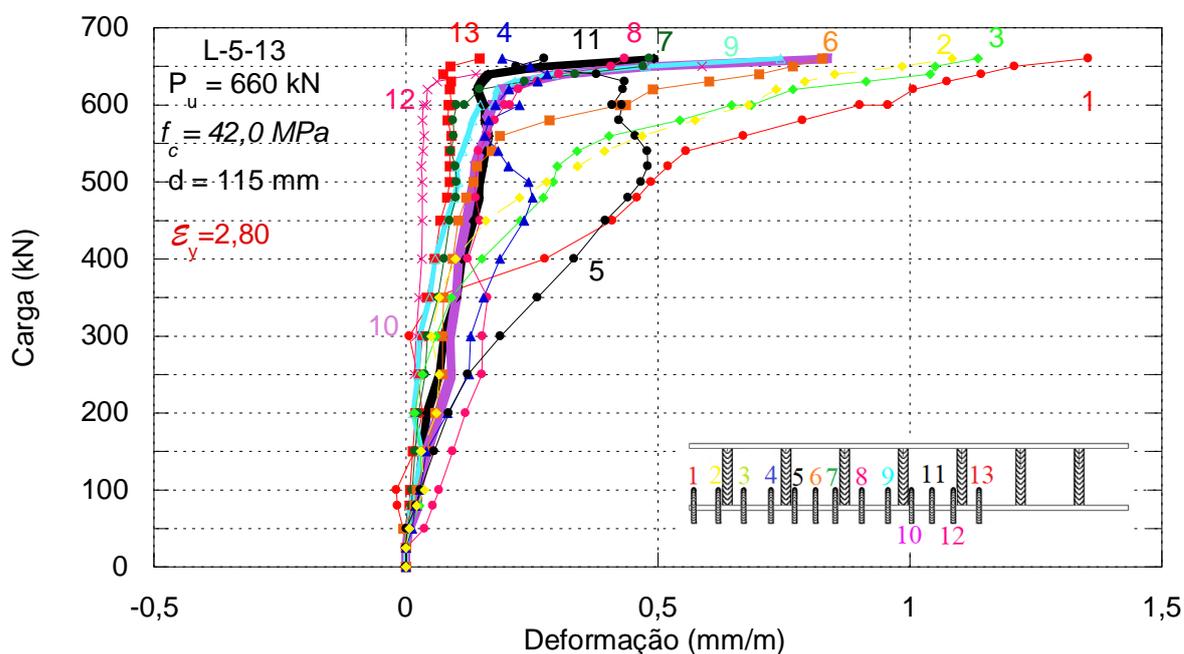


Figura 4. 82 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-13.

Na 3ª série os pinos 1, 2 e 3 apresentaram respectivamente as maiores deformações. Os pinos mais afastados da região central foram pouco solicitados, as deformações aferidas são mínimas, indicando que para essa série pode ser utilizado pinos em uma região menor, (Figuras 4.83 a 4.85).

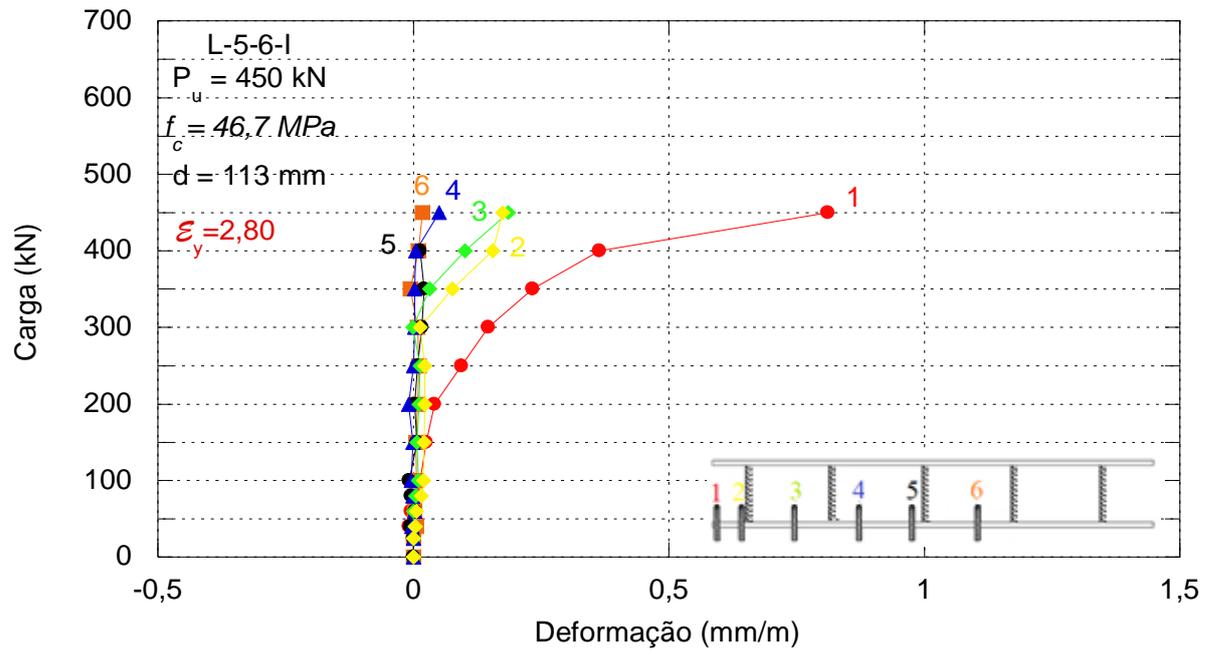


Figura 4. 83 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-6-I.

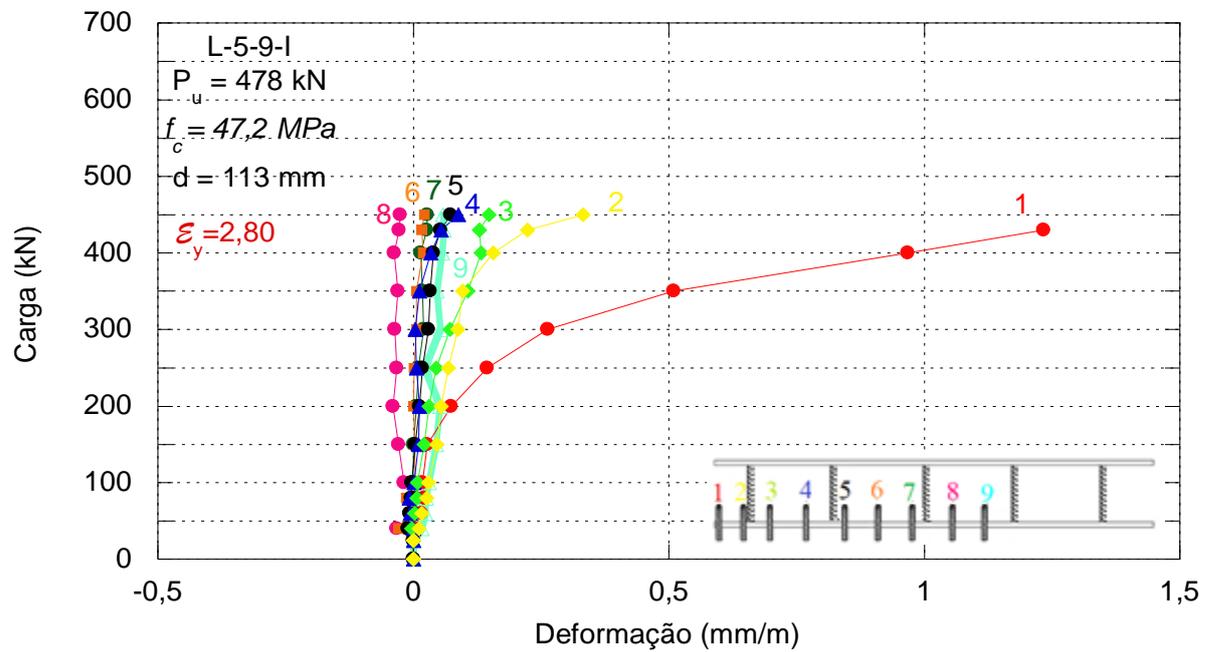


Figura 4. 84 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-9-I.

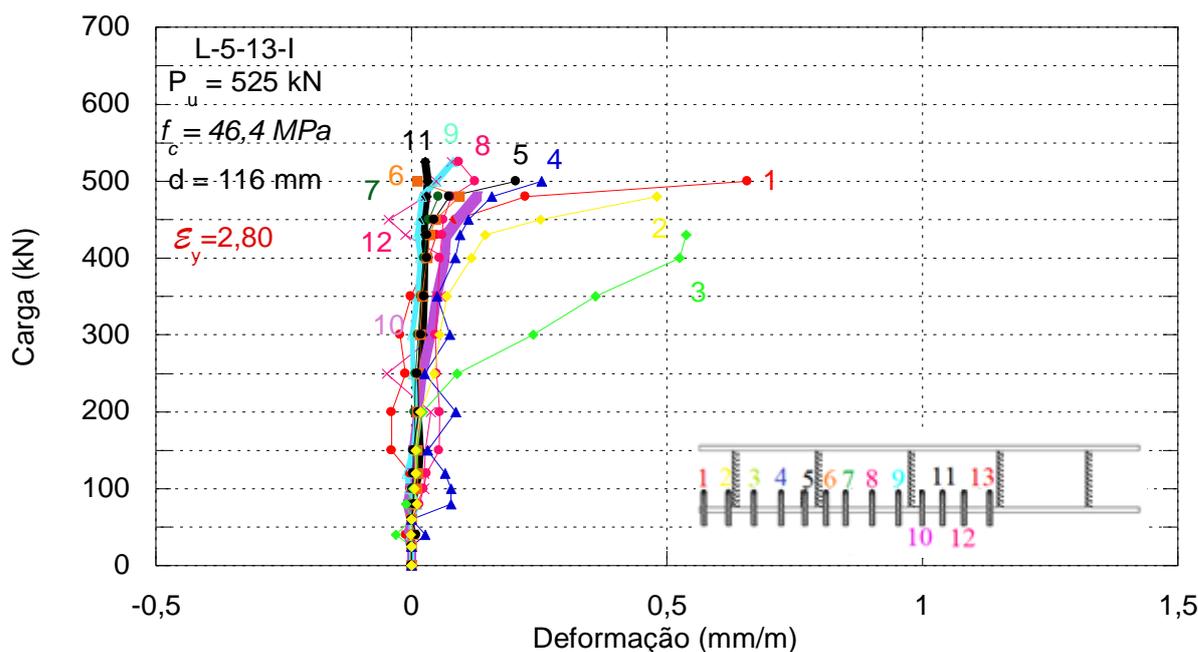


Figura 4. 85 Gráfico carga x deformação dos pinos antifissuração de L-5-13.

4.4.4. Deformação no Concreto

Foram instalados extensômetros na posição radial e circunferências nas lajes. Os extensômetros instalados de forma circunferencial que têm por função medirem as deformações radiais, apresentaram as maiores aferições, de maneira que nas lajes com armadura de cisalhamento os ERE's 1 e 3 posicionados mais próximos a área carregada (pilar) apresentaram deformações indicadas como esmagamento do concreto, nas lajes L-5-9 e L-5-13 além dos ERE's 1 e 3 o 5 também apresenta deformação característica de esmagamento demonstrando uma maior distribuição das tensões de compressão nessas lajes: os demais ERE's apresentam deformações de no máximo 2,5 mm/m.

Na laje LRef nenhum ERE atingiu a deformação característica de esmagamento do concreto sendo que o ERE 1 apresentou a maior deformação, na ordem de 2,6 mm/m.

Os ERE's posicionados na direção radial apresentam as menores deformações sendo que em alguns casos o comportamento sugere uma pequena descompressão, que pode ser explicada pela abertura de fissuras nessas regiões, e conseqüentemente, um alívio das tensões de compressão atuantes. Segundo Muttoni (2008) esse comportamento está ligado ao rearranjo de uma biela de compressão ao longo da fissura crítica de cisalhamento com um tirante posicionado no sentido horizontal, formando uma espécie de cotovelo provocando esse alívio nas tensões.

As deformações do concreto são apresentadas nas Figuras 4.86 a 4.97.

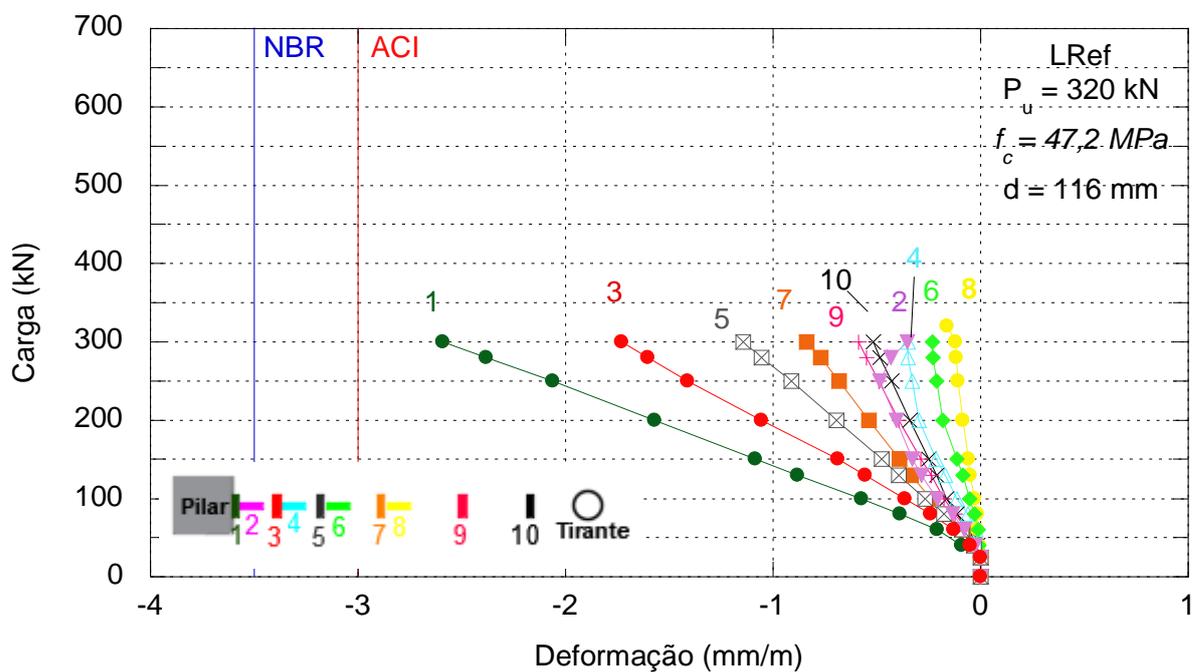


Figura 4. 86 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef.

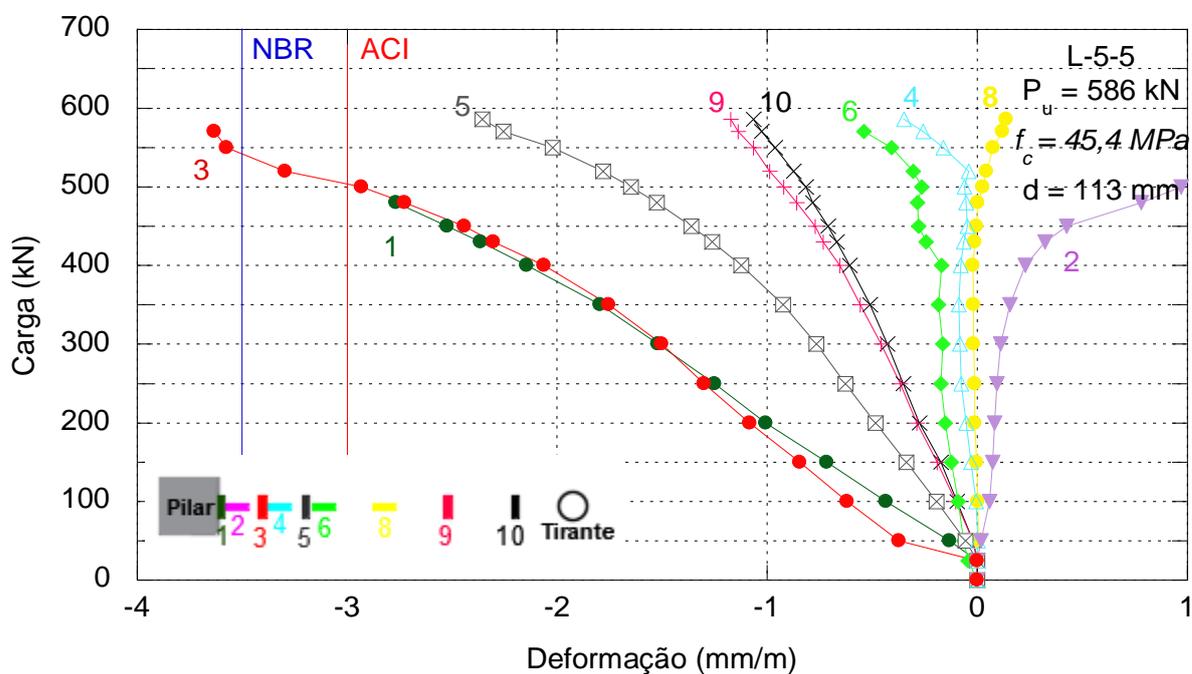


Figura 4. 87 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-5.

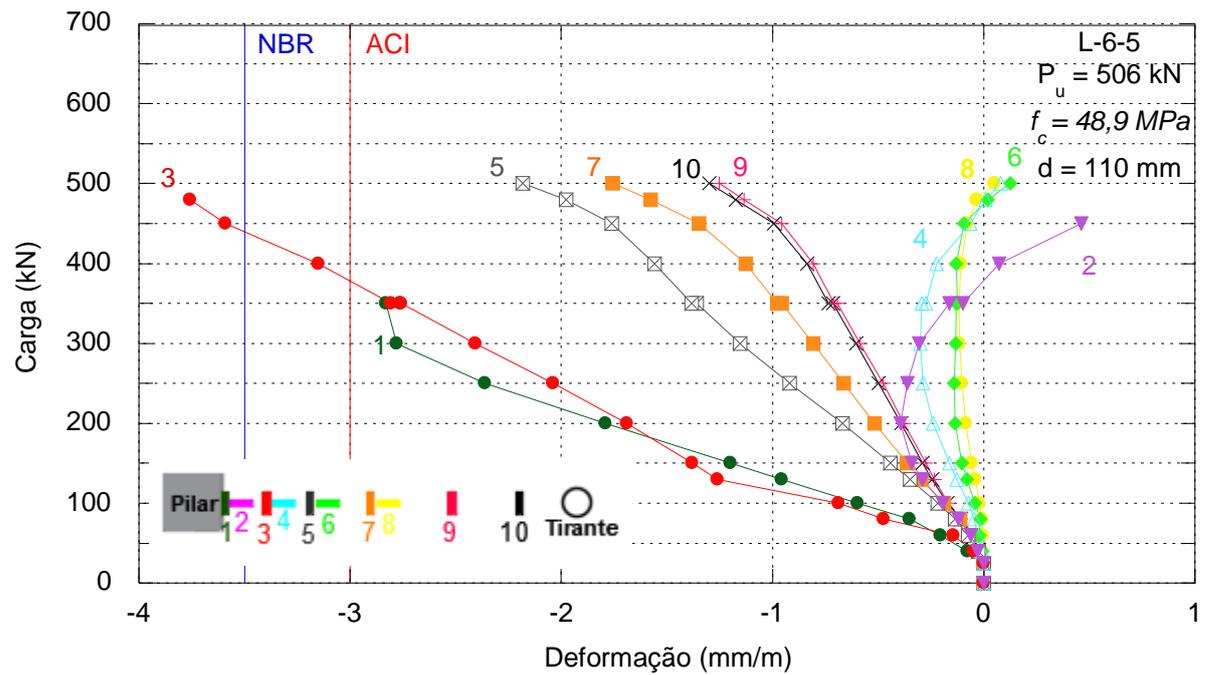


Figura 4. 88 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-6-5.

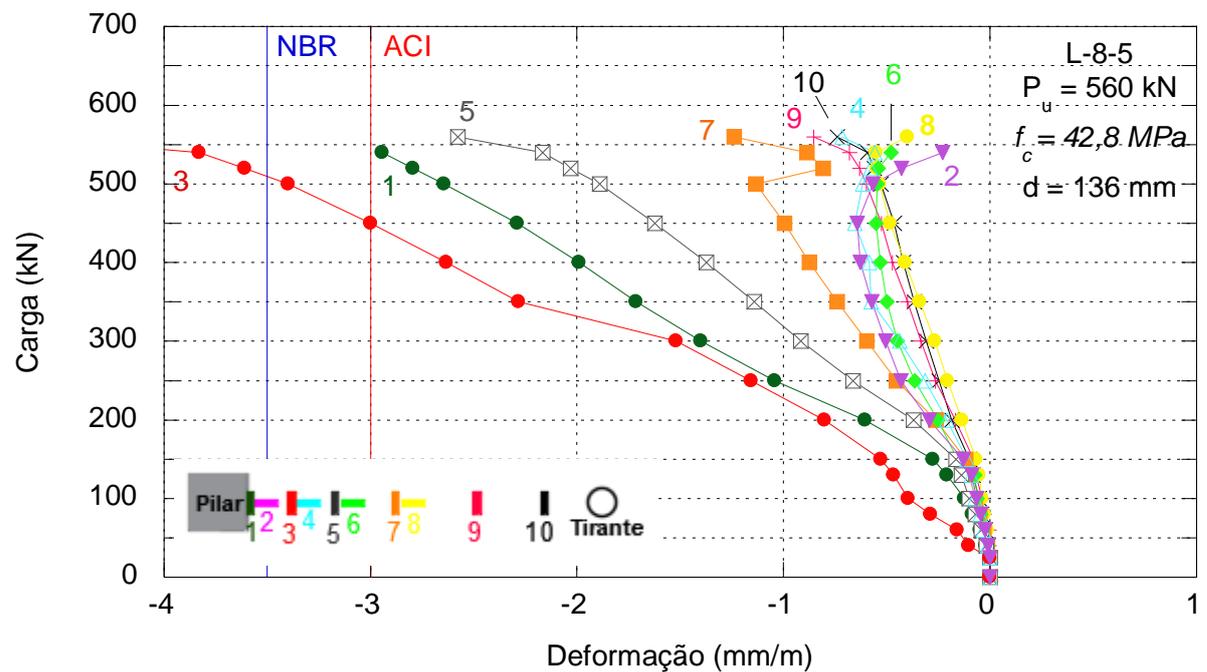


Figura 4. 89 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-8-5.

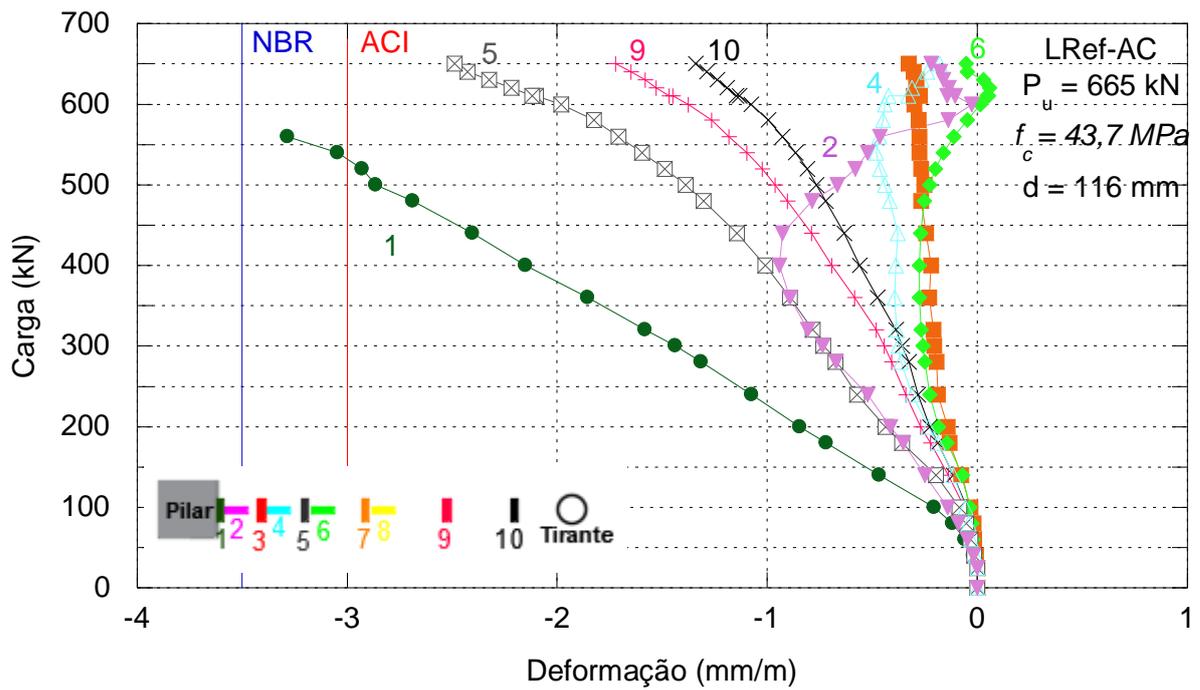


Figura 4. 90 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef-AC.

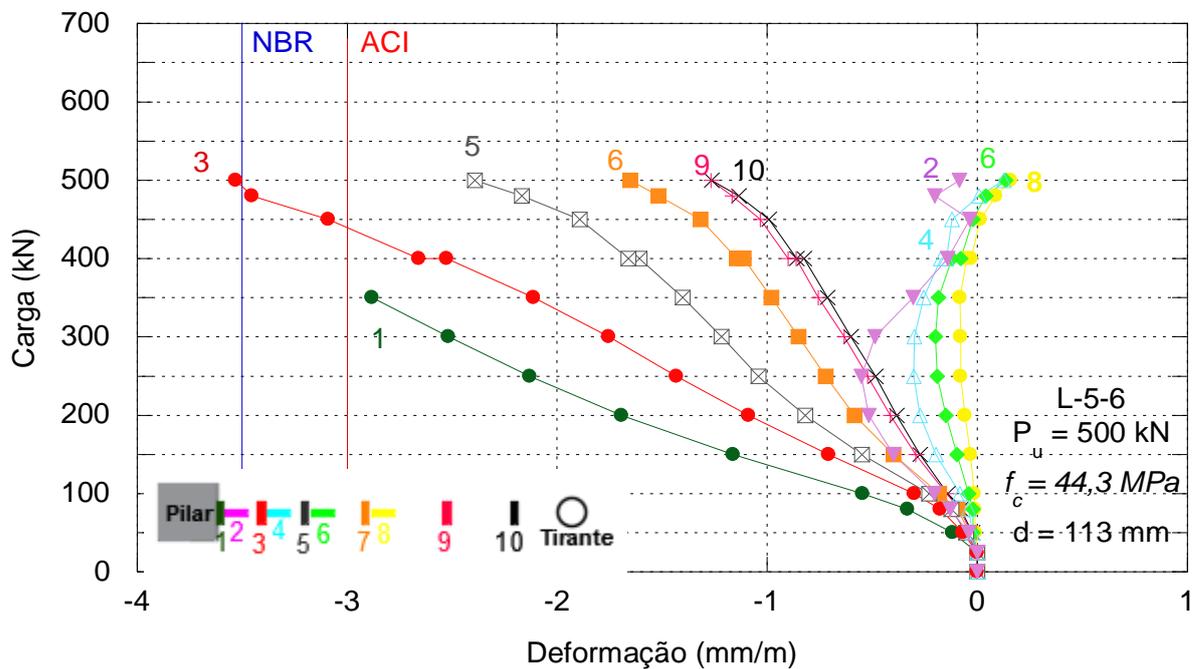


Figura 4. 91 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-6.

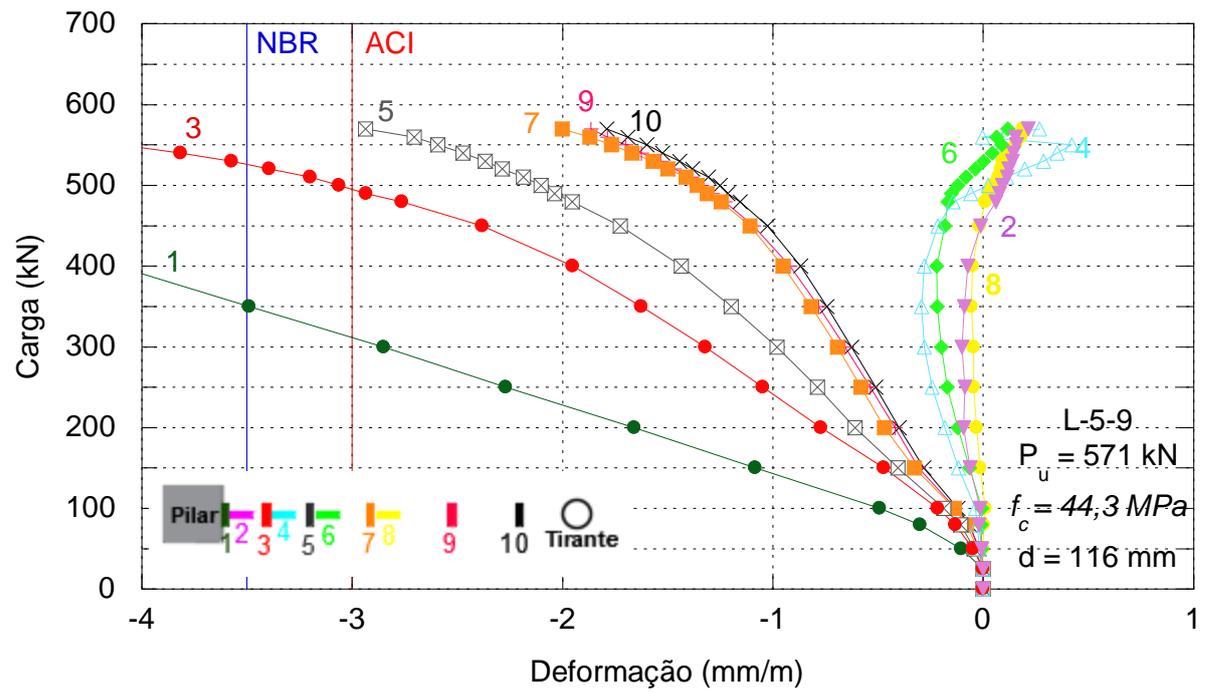


Figura 4. 92 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-9.

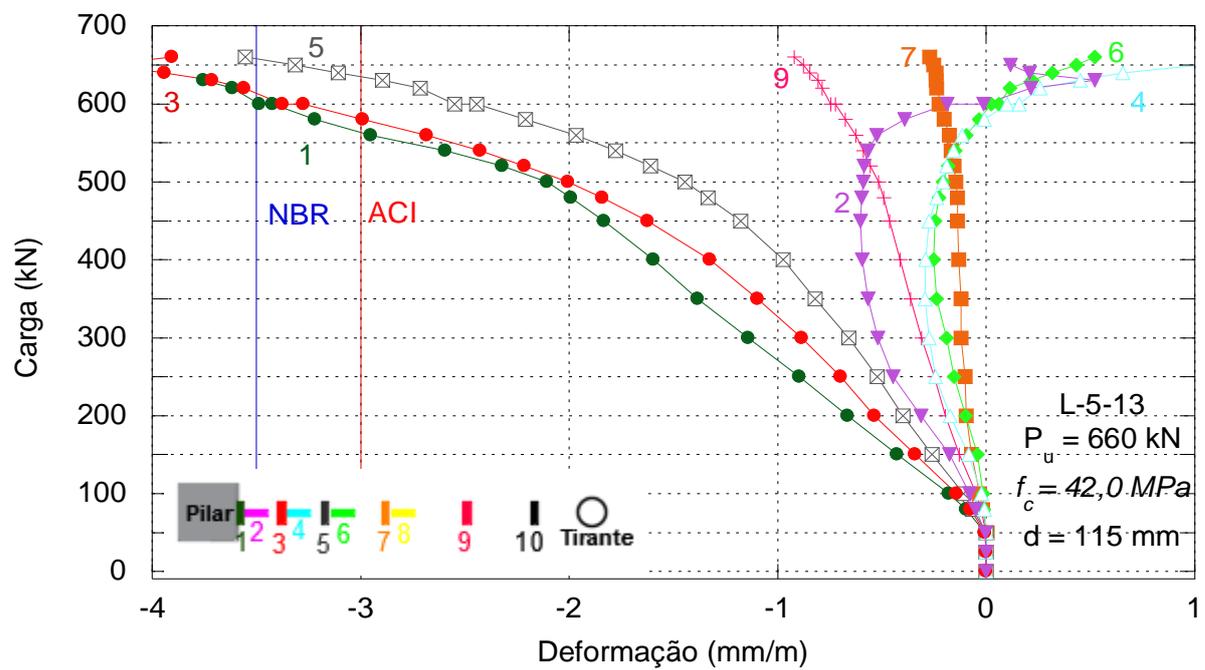


Figura 4. 93 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-13.

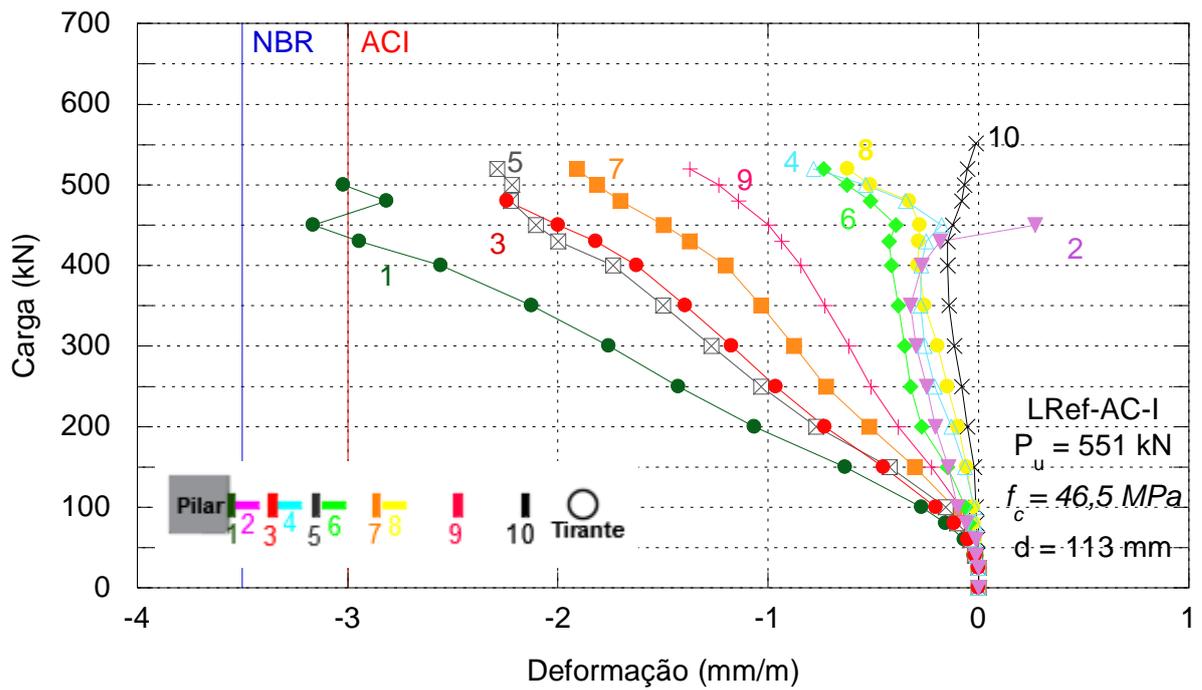


Figura 4. 94 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de LRef-AC-I.

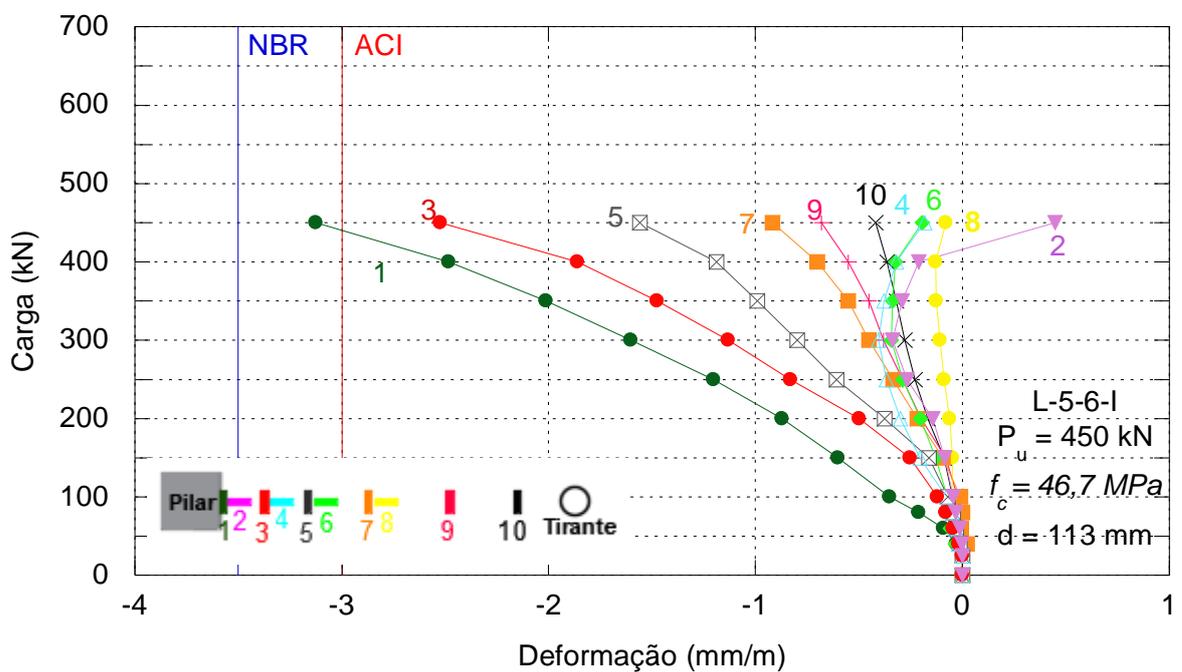


Figura 4. 95 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-6-I.

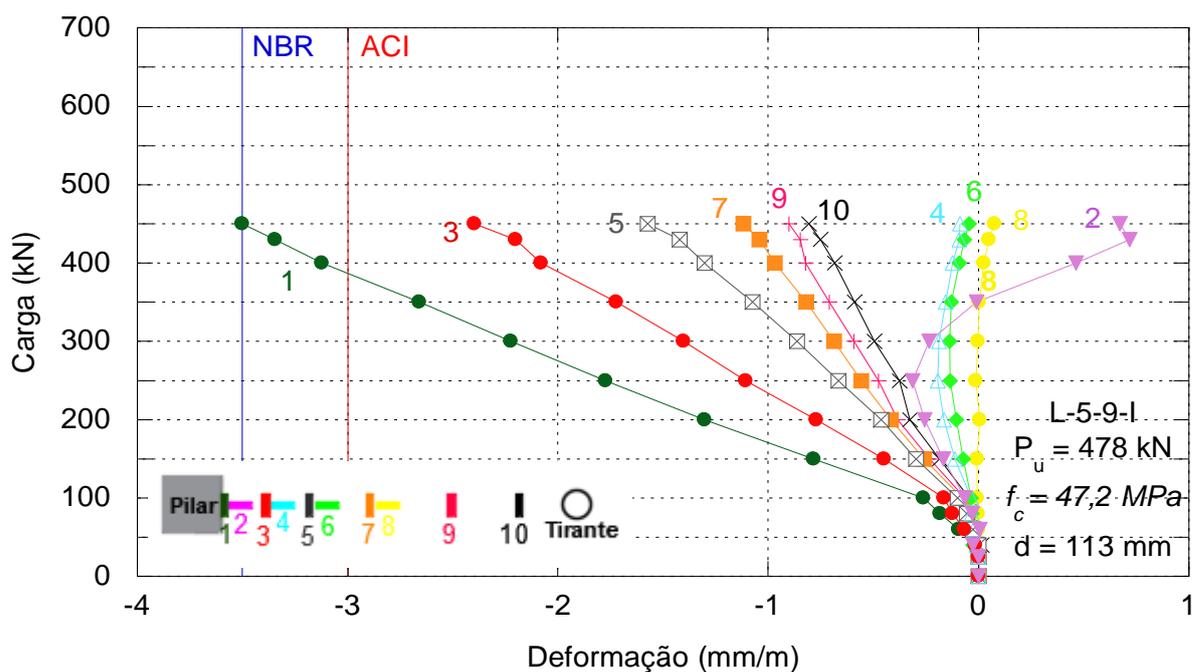


Figura 4. 96 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-9-I.

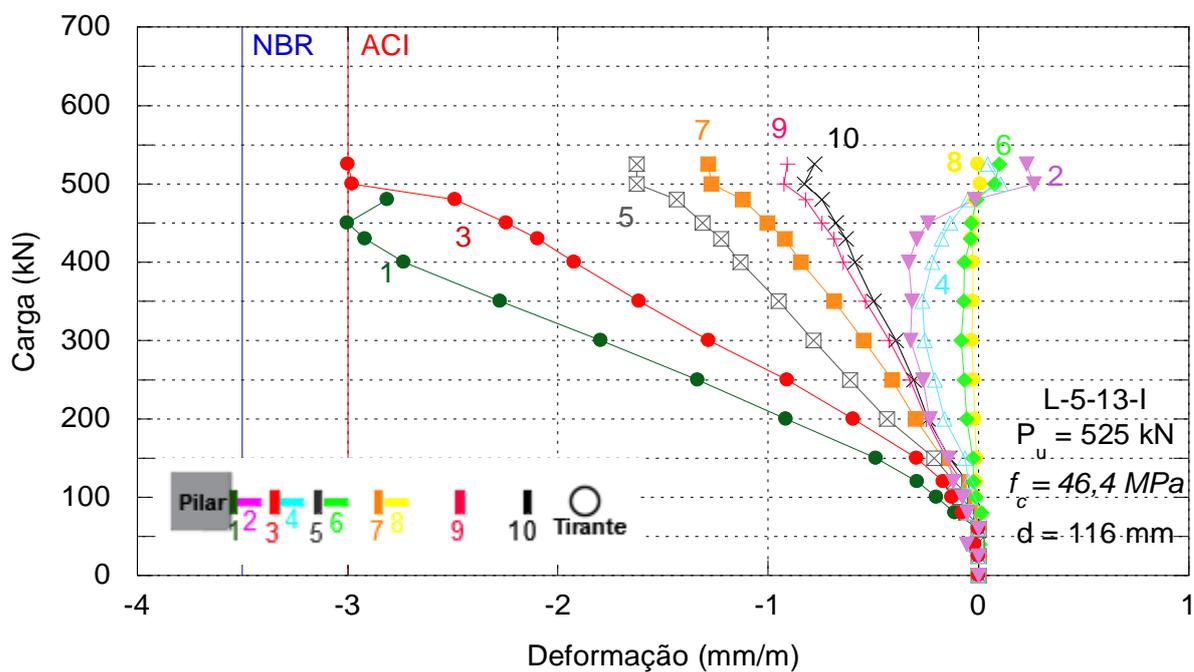


Figura 4. 97 Gráfico carga x deformação dos extensômetros no concreto de L-5-13-I.

4.5. FISSURAS

O monitoramento das fissuras radiais e circunferências na superfície da laje foi realizado avaliando grandes alterações no comportamento gráfico em tempo real, e posteriormente, verificando visualmente o seu possível aparecimento.

A carga na qual surgiu a primeira fissura visual foi devidamente anotada e a cada intervalo de 2 incrementos de carga verificava-se novamente o surgimento de novas fissuras ou propagação das fissuras existentes, fossem elas radiais ou circunferenciais. A Tabela 4.5 apresenta o carregamento correspondente ao surgimento das primeiras fissuras.

Tabela 4.5 Carga do início de fissuração das lajes ensaiadas.

Laje	Fissuras Radiais (kN)	Fissuras Circunferenciais (kN)	Pu (kN)
1ª Série			
LRef	80	250	320
L-5-5	130	350	586
L-6-5	100	300	506
L-8-5	200	400	560
2ª Série			
LRef-AC	60	240	665
L-5-6	80	250	500
L-5-9	100	200	571
L-5-13	100	300	660
3ª Série			
LRef-AC-I	150	260	551
L-5-6-I	80	150	450
L-5-9-I	100	250	478
L-5-13-I	120	250	525

As primeiras fissuras a surgirem foram as radiais, e posteriormente, em menor quantidade, as fissuras circunferenciais ligando as fissuras radiais. As fissuras radiais surgiram entre 9% e 36%, e as fissuras circunferenciais surgiram com 33% a 78% da carga de ruptura.

As fissuras desenvolvidas nas lajes são mostradas com fotografias nas Figuras 4.98 a 4.100.

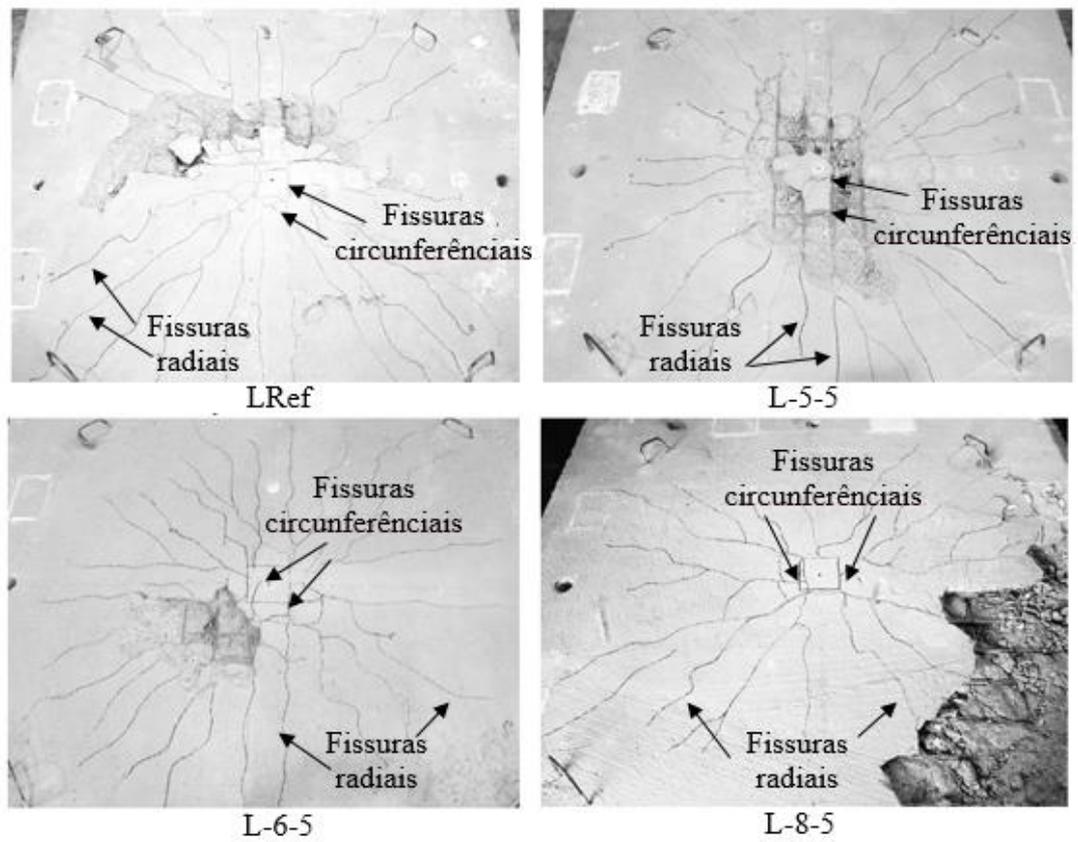


Figura 4. 98 Fissuras das lajes da 1ª Série na ruptura.

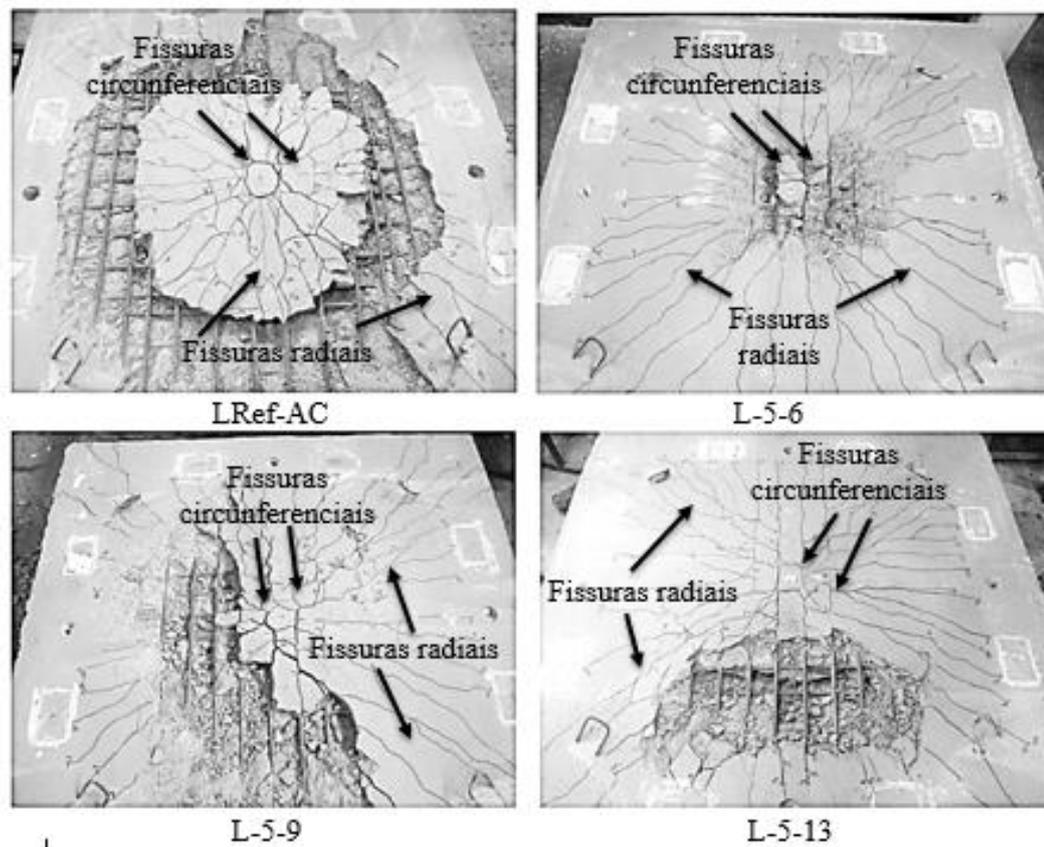


Figura 4. 99 Fissuras das lajes da 2ª Série na ruptura.

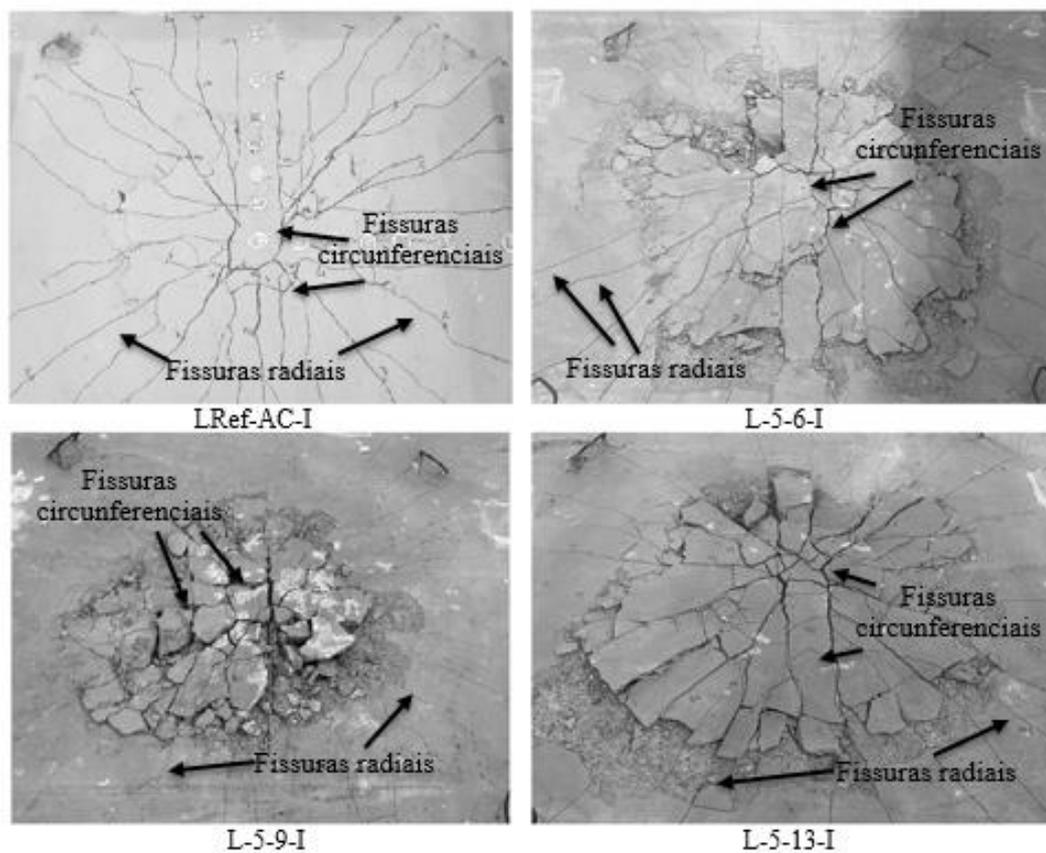


Figura 4. 100 Fissuras das lajes da 3ª Série na ruptura.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste capítulo, são apresentadas as análises dos resultados obtidos das lajes ensaiadas. Alguns dos resultados obtidos são comparados com os de outros trabalhos experimentais da literatura. Em relação à capacidade resistente à punção das lajes, também é feita uma comparação dos valores experimentais com os estimados por códigos e normas.

5.1. COMPARATIVO ENTRE AS LAJES DA 1ª, 2ª E 3ª SÉRIE

Para efeito de comparativo a 1ª e 2ª série são compostas por lajes com armaduras de cisalhamento semelhantes (7 camadas, 12 linhas e AC ϕ 10,0 mm), tendo como principal variável os pinos antifissuração. Já as lajes da 3ª série possuem armaduras de cisalhamento diferentes em diversos aspectos das séries anteriores (5 camadas, 8 linhas e AC ϕ 6,3 mm), variando o número de pinos antifissuração entre si.

A previsão normativa para as lajes da 1ª e 2ª series seria ruptura por punção externa, com exceção da laje LRef (sem armadura de cisalhamento), enquanto as lajes do 3ª série apresentam previsão de ruptura interna, ambos para *studs* convencionais (ancoragem externa).

5.1.1. Deslocamentos verticais

As curvas cargas \times deslocamento na região central medido pelo LVDT 1 estão expostas nas Figura 5.1 e 5.2. Entre o carregamento de 50 kN e 100 kN ocorre uma mudança de inclinação das curvas, demonstrando uma diminuição da rigidez nas lajes em virtude do início da fissuração. As lajes com armadura de cisalhamento apresentaram maior rigidez comparado com a laje sem armadura de cisalhamento (LRef).

O aumento gradativo das flechas se mostra menor até o carregamento de 250 kN (curvas mais verticais), a partir dessa carga as flechas aumentam de maneira acentuada, o que leva a um comportamento tendendo a horizontalidade das curvas conforme se aproxima da carga última. Esse comportamento ocorre em todas as séries.

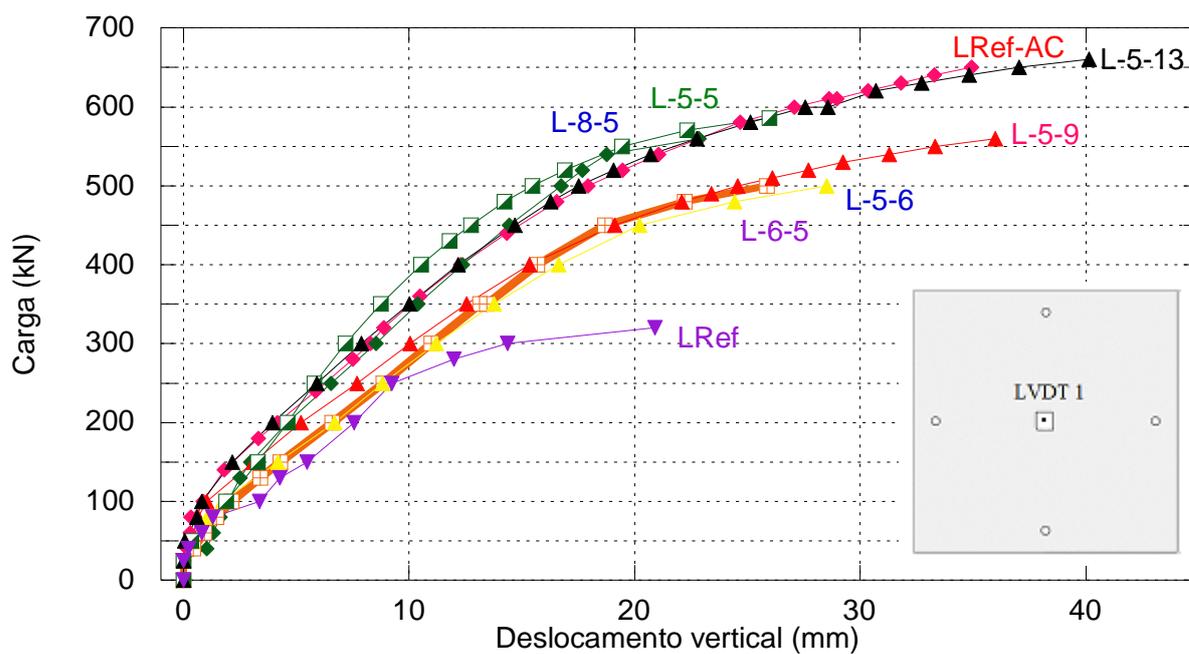


Figura 5. 1 Deslocamentos centrais, 1ª e 2ª séries

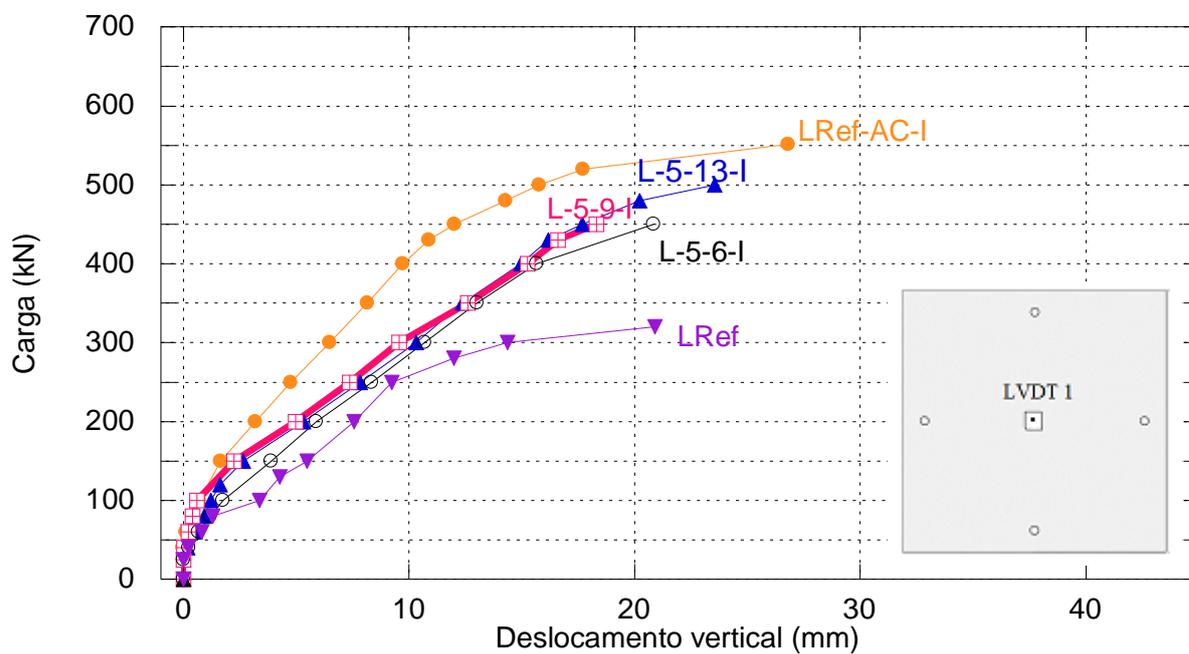


Figura 5. 2 Deslocamentos centrais, 3ª série

Avaliando as lajes na faixa de carregamento de 300 kN fica evidenciado a maior rigidez alcançada pelo uso de armadura de cisalhamento. Essa faixa de carga é próximo da carga de ruptura da laje LRef (Figura 5.3).

O aumento de rigidez nas lajes armadas com armadura de cisalhamento não se comportou diretamente proporcional ao aumento da área de aço dos pinos antifissuração uma vez que a laje L-5-5 (φ 5,0 mm) apresenta maior rigidez que as demais lajes, demonstrando assim uma maior aderência dos pinos de menor diâmetro com o concreto da região.

O aumento da rigidez nas lajes, resultante do uso da armadura de cisalhamento, não apresentou uma relação direta com o aumento da área de aço dos pinos antifissuração. Isso pode ser observado na laje L-5-5, que possui pinos de diâmetro menor (φ 5,0 mm), mas demonstra uma maior rigidez em comparação com as outras lajes de sua série. Esse fenômeno pode estar relacionado a uma maior aderência dos pinos de menor diâmetro com o concreto na região.

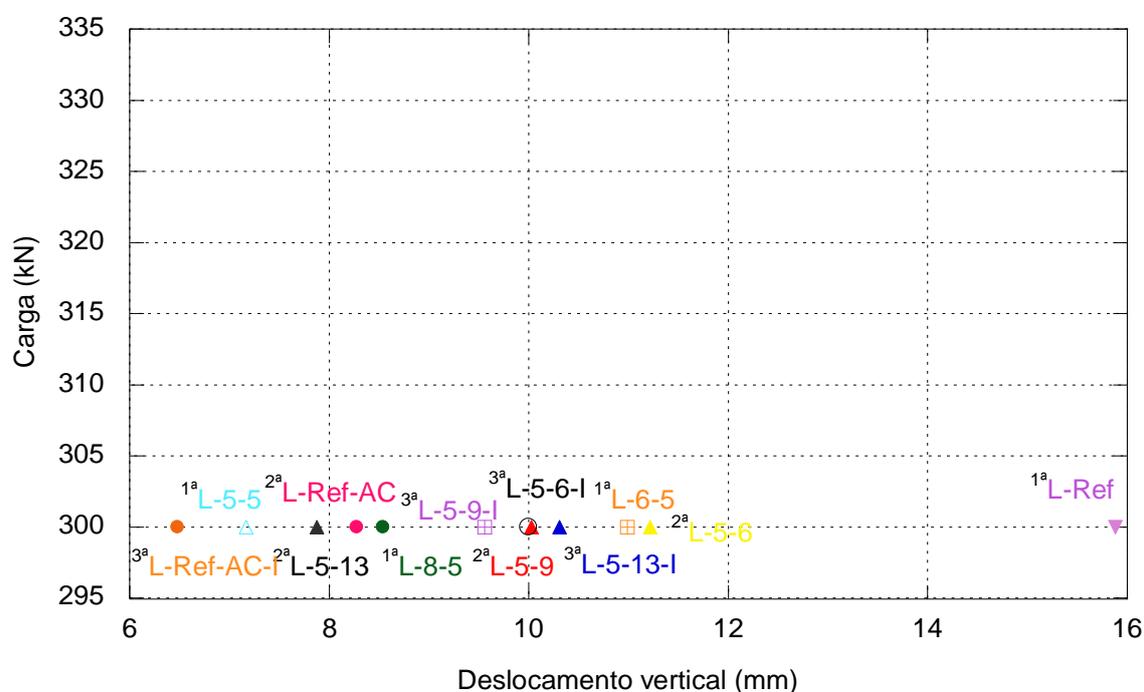


Figura 5.3 Deslocamento para carregamento a 300 kN.

A Figura 5.4 apresenta os deslocamentos máximos aferidos em todas as lajes. As lajes armadas com *studs* convencionais (LRef-AC e LRef-AC-I) apresentaram maiores deslocamentos em seus respectivos grupos de análises, com exceção de L-5-13 na qual o deslocamento máximo obtido foi aproximadamente 13% maior que o deslocamento máximo aferido em LRef-AC, essa diferença pode ser menor uma vez que em L-5-13 o deslocamento foi aferido exatamente na carga de ruptura enquanto em LRef-AC o deslocamento foi aferido com 97% da carga de ruptura.

Comparando as séries constata-se que a laje L-5-13 apresentou o maior deslocamento com maior carregamento (Figura 5.4), essa laje foi armada com uma maior

quantidade de pinos antifissuração dentre as demais de sua série, demonstrando sua influência na rigidez do elemento.

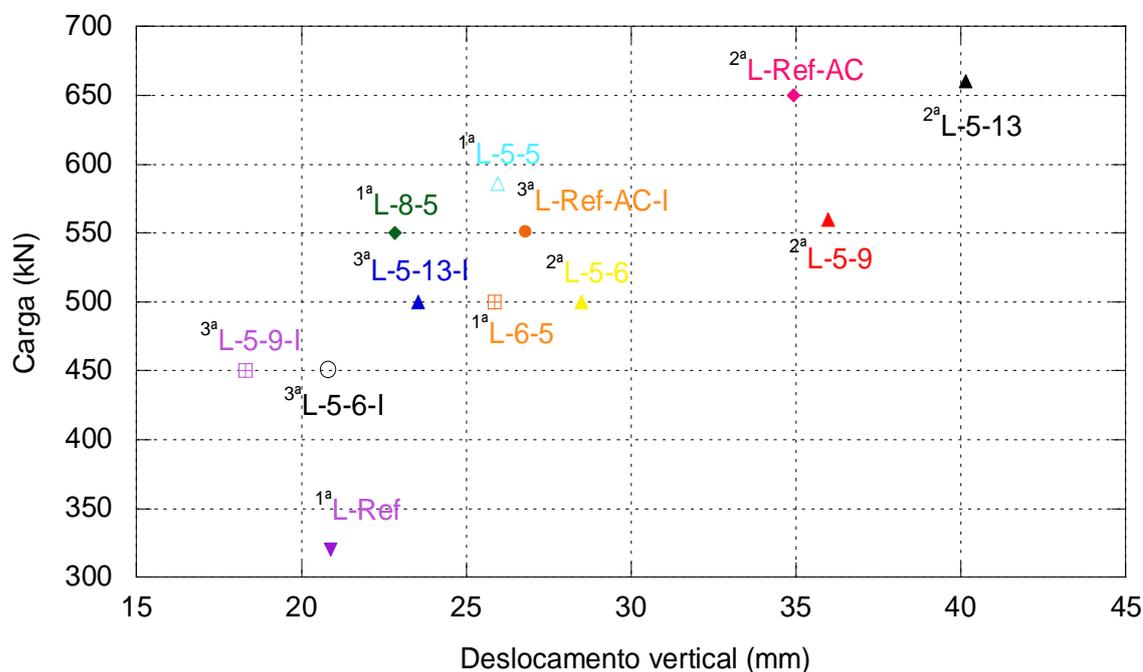


Figura 5. 4 Deslocamentos máximos para carga última.

As lajes da 3ª série com exceção de LRef-AC-I, apresentam deslocamentos menores que as demais lajes com armadura de cisalhamento das outras séries, bem como carga de ruptura menores, confirmando uma relação direta entre a resistência do elemento e seu deslocamento.

Com relação ao espaçamento entre os pinos a relação com a rigidez se comporta de maneira inversamente proporcional, quanto menor o espaçamento entre os pinos maior a rigidez do elemento, dessa maneira fica evidente a influência da taxa de armadura dos pinos antifissuração no deslocamento do elemento.

5.1.2. Rotação

A Figura 5.6 apresenta as rotações máximas (determinadas com os deslocamentos verticais do ponto central em relação ao ponto de inflexão distante em 1200 mm) para os valores máximos de carregamento atingido para cada laje. As menores rotações verificadas em função da carga de ruptura de cada laje foram para as lajes L-5-9-I, L-5-6-I seguida de LRef.

Destaca-se que mesmo com carga superior a LRef a rotação de L-5-9-I foi menor, cerca de 12% e praticamente igual a L-5-6-I, reforçando o aumento de rigidez ao utilizar armaduras de cisalhamento.

Analisando as lajes da 2ª série identifica-se um aumento da rotação conforme aumenta-se a quantidade de pinos antifissuração, demonstrando um aumento da flexibilidade das lajes, essa informação se confirma ao analisar a laje L-5-13 com LRef-AC que apresentam praticamente a mesma carga de ruptura e a rotação da primeira foi 15% maior que a segunda.

O mesmo comportamento ocorre parcialmente semelhante para as lajes da 3ª série uma vez que a laje L-5-13-I apresenta maior rotação com relação às lajes com menos pinos antifissuração porém, menor com relação a LRef-AC-I.

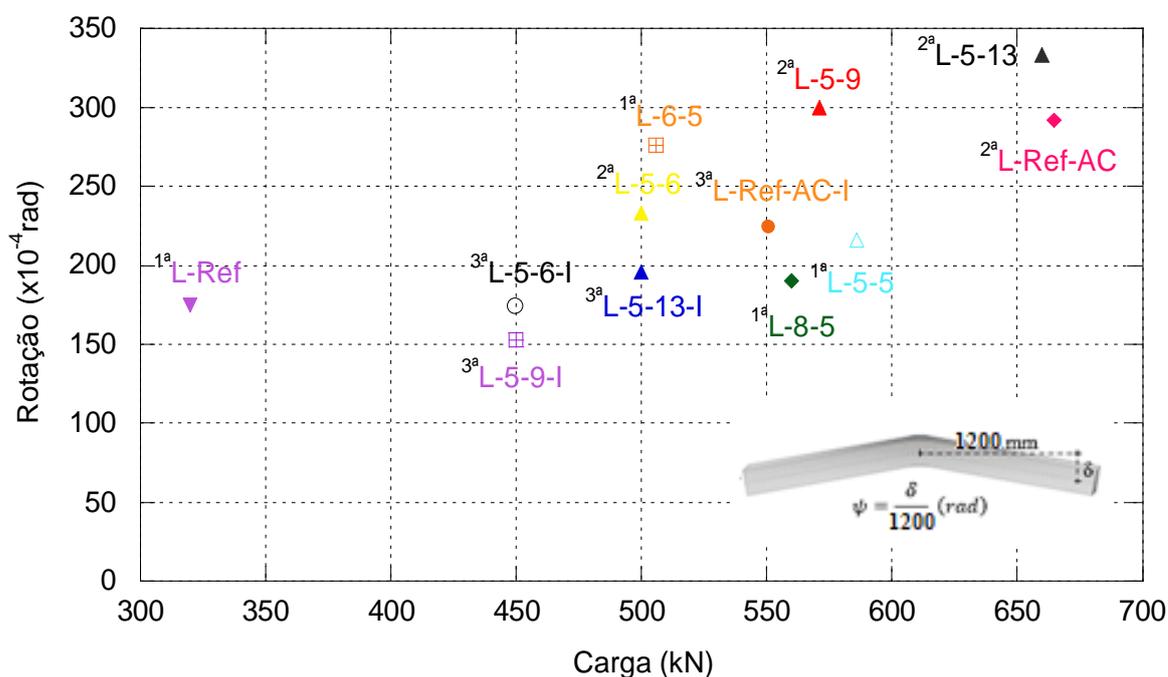


Figura 5. 5 Rotações máximas das lajes.

5.1.3. Deformação das armaduras de flexão

As Figuras 5.6 a 5.11 apresentam a deformação máxima e o mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão, para tanto utilizou-se dados dos ERE's instalados nas barras mais solicitadas (mais externa). A área de análise é dividida em 5 faixas delimitadas pelo posicionamento dos ERE's, os raios tem as seguintes distâncias com relação ao centro do pilar: 6 cm, 25 cm, 37 cm, 49 cm e 85 cm.

Analisando o conjunto de lajes da 1ª série identifica-se que a laje de referência LRef foi a única que não apresentou escoamento das armaduras de flexão, as lajes com armaduras de cisalhamento atingiram o escoamento das armaduras de flexão com cargas entre 400 e 440 kN, (Figura 5.6).

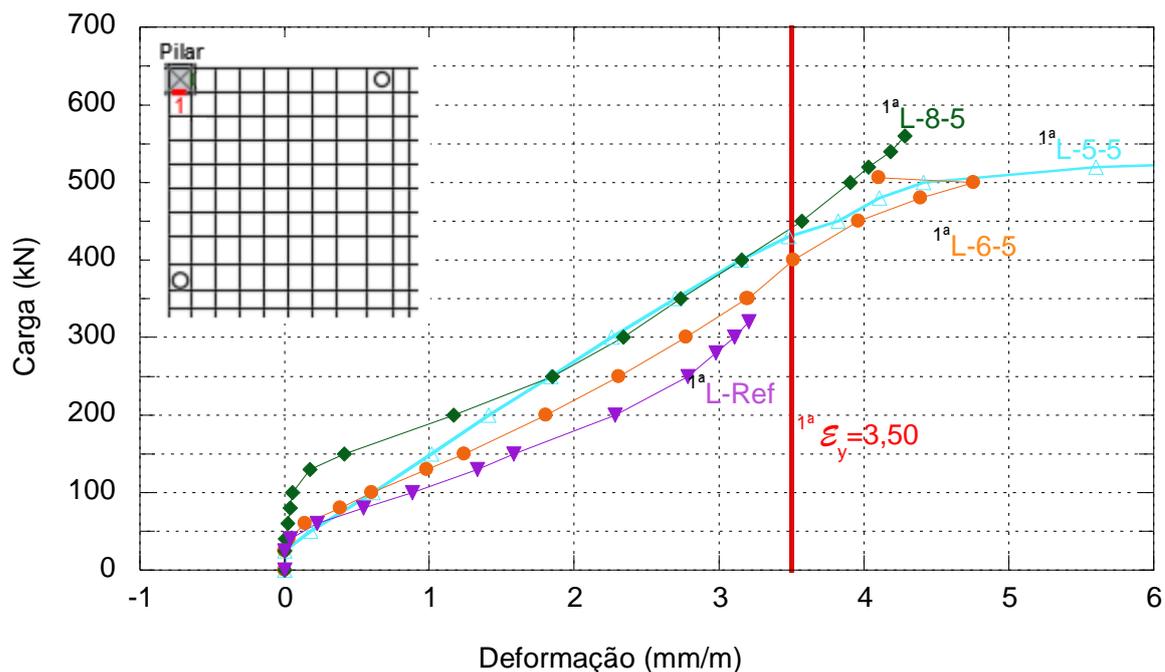


Figura 5. 6 Deformações máximas das armaduras de flexão da 1ª série.

As lajes L-5-5 e L-6-5 apresentaram um comportamento semelhante, com a principal diferença sendo a extensão da zona de deformação entre 80% e 90% da deformação característica de escoamento, que foi maior na laje L-6-5, estendendo-se até a terceira faixa com 37 cm. Por outro lado, a laje L-8-5 apresentou deformações menores devido ao aumento da seção de concreto causado por problemas durante a concretagem, resultando no enrijecimento da região central (Figura 5.7).

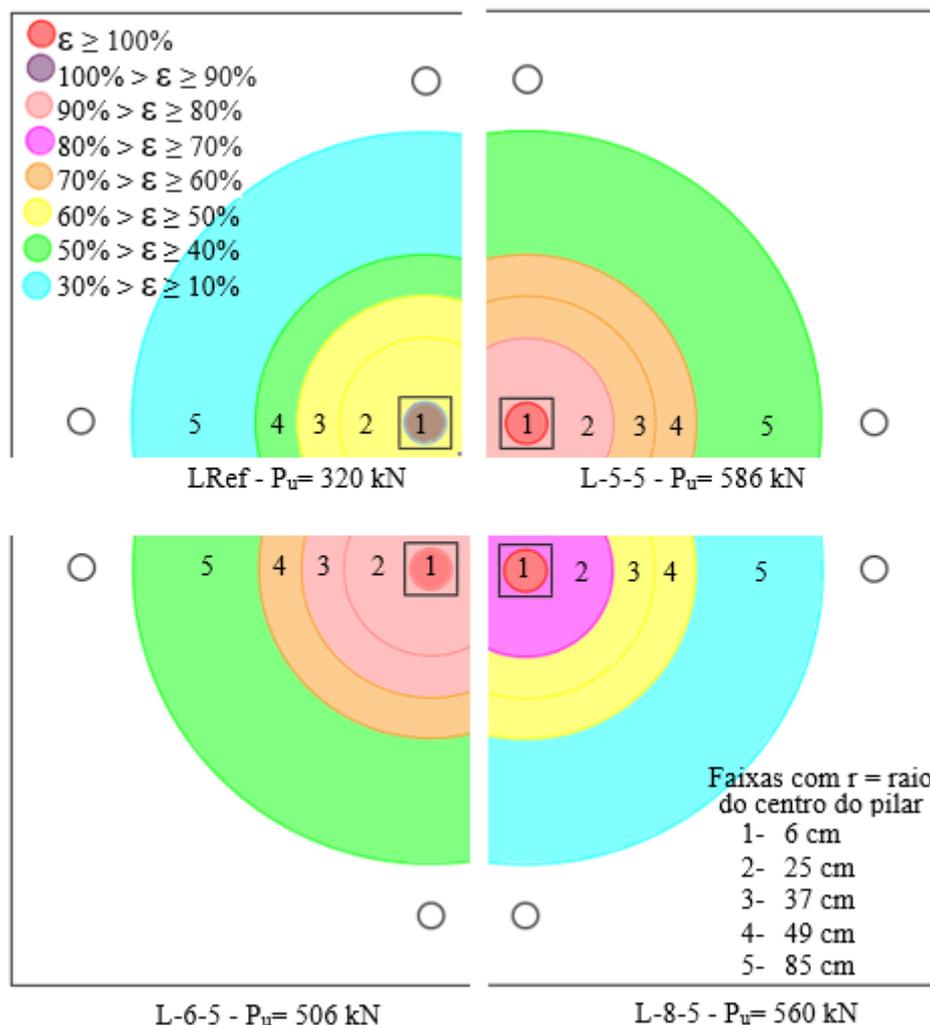


Figura 5.7 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 1ª Série

Analisando a deformação máxima (região central) das lajes da 2ª série é possível identificar que as lajes LRef-AC e L-5-13 apresentaram comportamento bastante similar atingindo a deformação característica de escoamento com aproximadamente 400 kN de carregamento, a mesma similaridade ocorreu entre as lajes L-5-6 e L-5-9 para uma faixa de carregamento de aproximadamente 300 kN, (Figura 5.8).

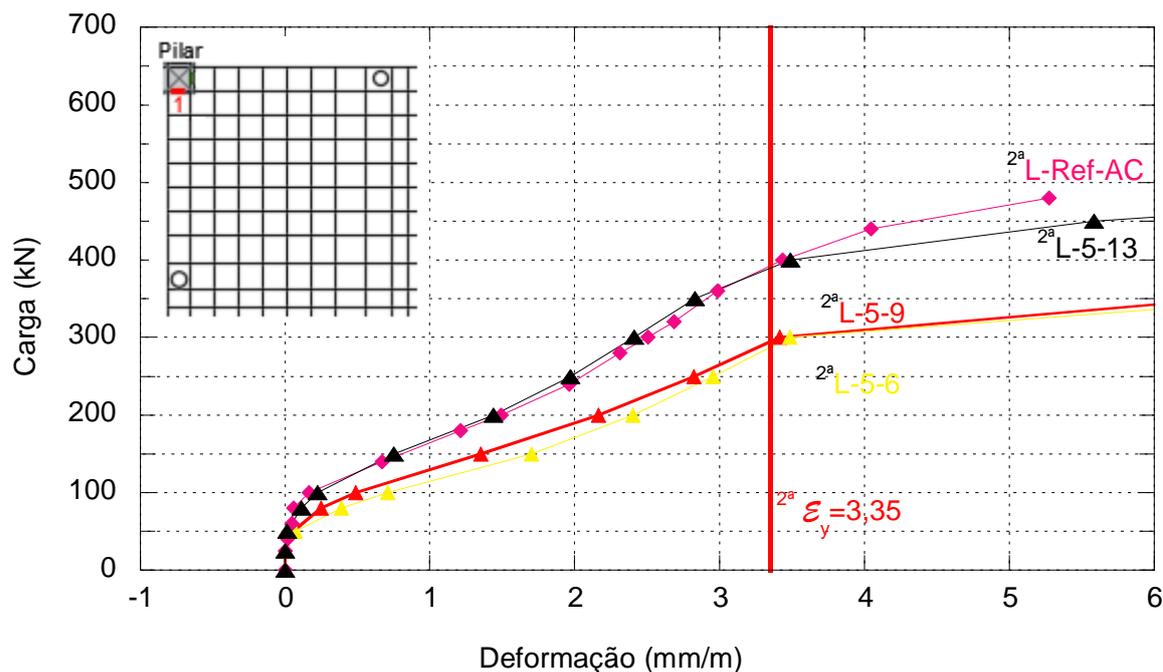


Figura 5. 8 Deformações máximas das armaduras de flexão da 2ª série.

Em todas as lajes da 2ª série a deformação de 80% a 70% da deformação de escoamento foi registrada até a terceira e quarta faixa, 37 cm e 49 cm respectivamente, nas lajes L-5-6 e L-5-9 o raio de escoamento (100%) se propagou até a segunda faixa de análise com 25 cm.

Comparando as lajes LRef-AC com L-5-13 é possível observar que mesmo com cargas de ruptura semelhantes as armaduras de flexão se comportaram diferentes, a laje L-5-13 exigiu maior desempenho das armaduras de flexão haja vista que na faixa mais distante as deformações ficaram entre 60% e 50%, enquanto na LRef-AC entre 30 e 10%, na região mais solicitada esse mesmo comportamento ocorre, na segunda faixa de análise (25 cm) as deformações de L-5-13 são superiores a 90% e menores que 100% e na LRef-AC entre 80% e 90%. (Figura 5.9).

A comparação entre as lajes LRef-AC e L-5-13 revela diferenças significativas no comportamento das armaduras de flexão, mesmo com cargas de ruptura semelhantes. Na laje L-5-13, as armaduras de flexão foram mais solicitadas, visto que as deformações na faixa mais distante variaram de 60% a 50%, enquanto na LRef-AC, essas deformações ficaram entre 30% e 10%. Na região mais solicitada, esse mesmo padrão se repete: na segunda faixa de análise (25 cm), as deformações em L-5-13 atingiram valores entre 90% e 100%, enquanto na LRef-AC, essas deformações variaram entre 80% e 90% (Figura 5.9).

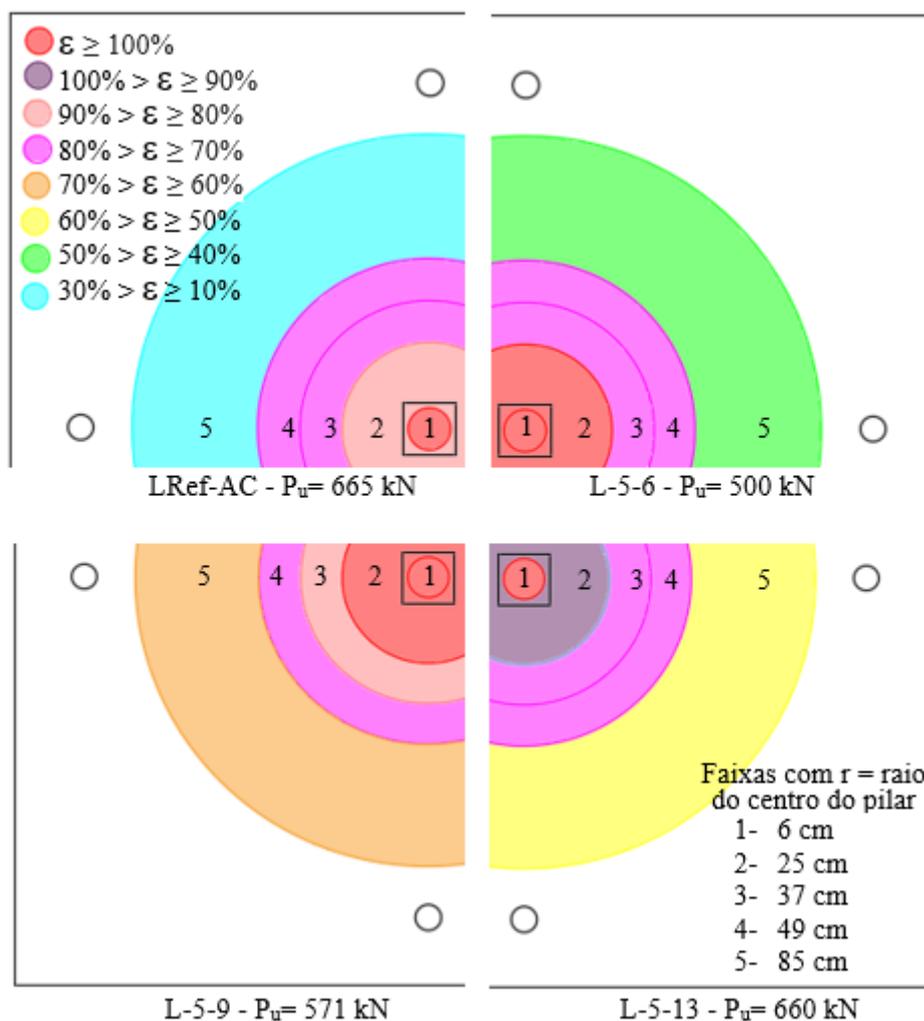


Figura 5. 9 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 2ª Série

As armaduras de flexão de todas as lajes da 3ª série também escoaram na região central. O comportamento das barras de aço da região central é bastante similar nas lajes com pinos antifissuração, atingindo a deformação característica de escoamento com 51% (L-5-13-I), 53% (L-5-6-I) e 56% (L-5-9-I) de suas respectivas cargas de ruptura. A laje LRef-AC-I atingiu essa deformação com 63% de sua carga de ruptura.

O comportamento descrito está exposto na Figura 5.10.

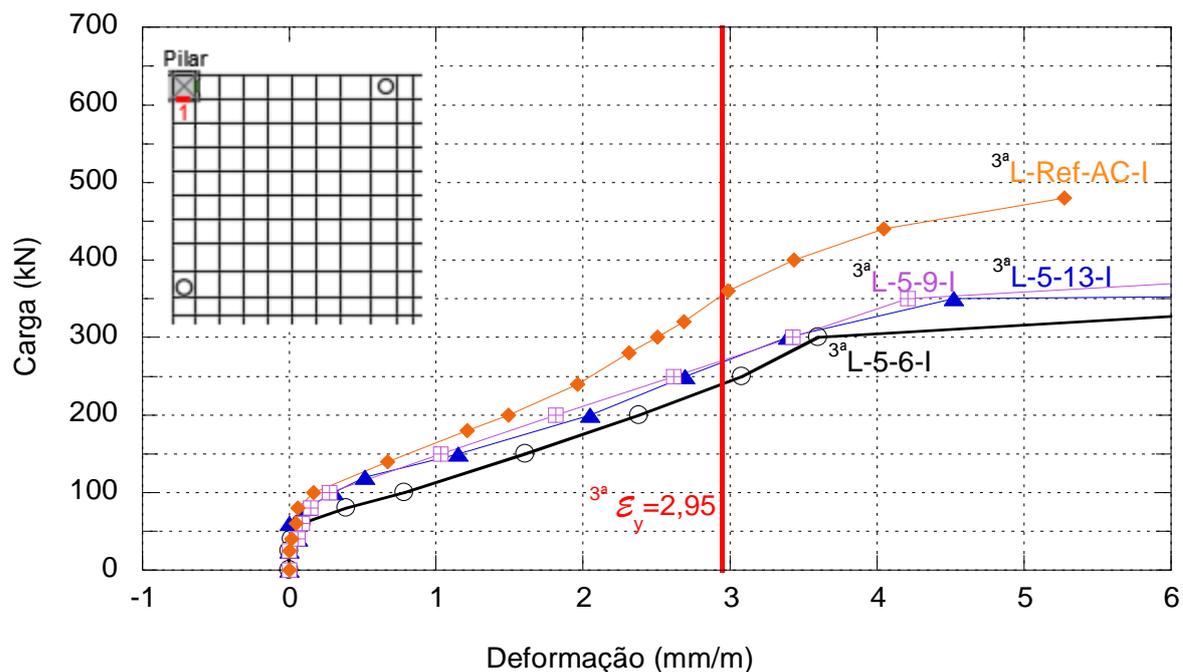


Figura 5. 10 Deformações máximas das armaduras de flexão da 3ª série.

Nas lajes LRef-AC-I e L-5-9-I os extensômetros da última faixa de leitura não funcionaram. Apenas a laje L-5-13-I apresentou um raio de escoamento além da faixa central, a deformação característica de escoamento foi registrada até a faixa 2 (25 cm) o que indica uma maior distribuição de tensões nessa laje.

Nas lajes de maior capacidade de carga dessa série, LRef-AC-I e L-5-13-I a deformação aferida na faixa 4 (49 cm) foi entre 60% e 70% da deformação de escoamento, enquanto nas demais, nessa mesma faixa a deformação foi entre 40% e 50% na laje L-5-6-I e 50% e 60% na laje L-5-9-I.

A Figura 5.11 ilustra o raio de escoamento das lajes da 3ª série.

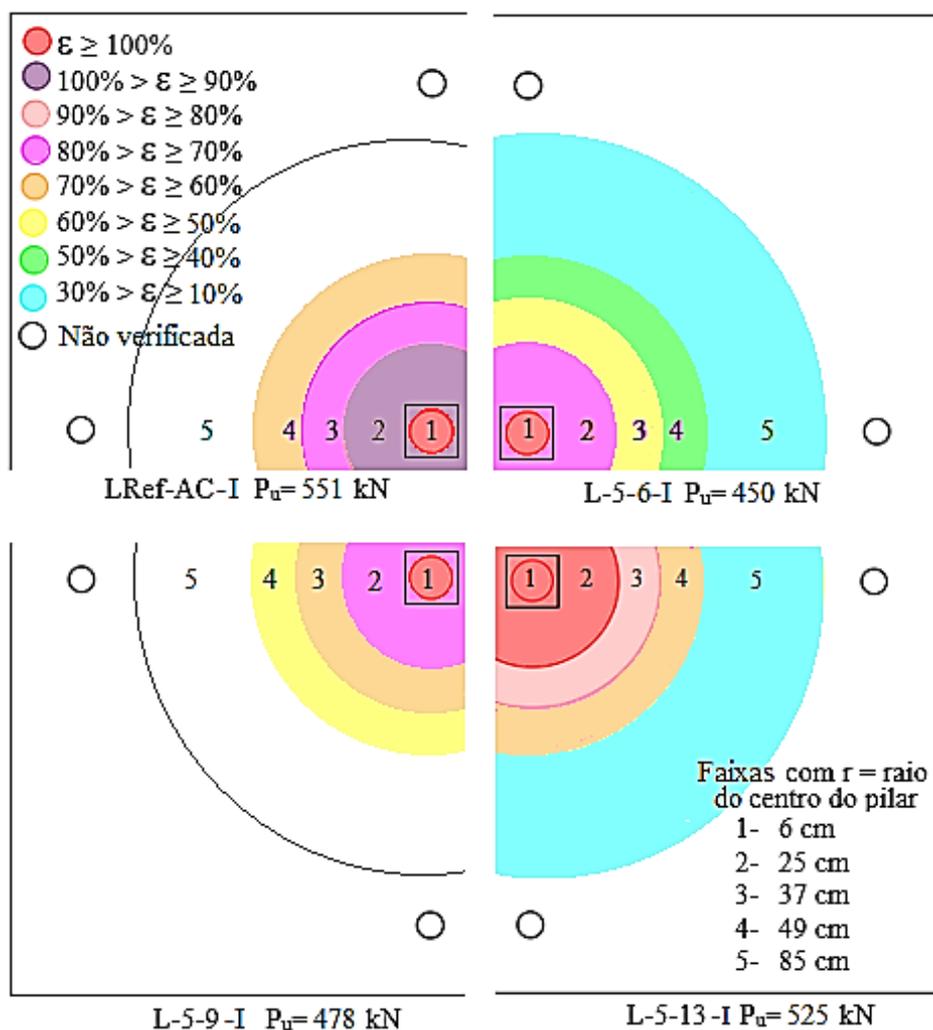


Figura 5. 11 Mapeamento do raio de escoamento das armaduras de flexão da 3ª Série

5.1.4. Deformação nas armaduras de cisalhamento

As Tabelas 5.1 a 5.3 apresentam a porcentagem de deformação das armaduras de cisalhamento das lajes da 1ª, 2ª e 3ª séries respectivamente com relação a deformação característica de escoamento obtida em ensaio. Em todas as lajes as armaduras mais próximas do pilar apresentam maiores deformações.

As armadura de cisalhamento das lajes da 1ª série se comportaram bem diferente ao comparar laje a laje. Na laje L-8-5 as deformações foram menores em todas as camada, em virtude do enrijecimento causado pelo aumento da área da seção de concreto. Apenas a primeira camada da linha a 30° da Laje L-6-5 atingiu deformação entre 75% e 100%.

Na laje L-5-5 a camada com maior deformação foi a segunda da linha a 0° , atingindo deformação na ordem entre 75% e 100%, nessa mesma linha até a quarta camada, as deformações ficaram entre 50% e 75%.

Tabela 5. 1 Deformação das armaduras de cisalhamento da 1ª Série

ERE's		1	2	3	4	5	6	7
		8	9	10	11	12	13	14
L-5-5 $P_u=586$ kN	0°							
	30°							
L-6-5 $P_u=506$ kN	0°							
	30°							
L-8-5 $P_u=560$ kN	0°							
	30°							

$25\% \geq \epsilon > 0$

$50\% \geq \epsilon > 25\%$

$75\% \geq \epsilon > 50\%$

$100\% \geq \epsilon > 75\%$

Apenas a primeira camada da linha a 30° da laje L-5-13 da 2ª série atingiu a deformação entre 75% e 100% (Tabela 5.2), nas demais lajes as primeiras camadas atingiram deformações entre 50% e 75%, a partir da quarta camada as deformações foram reduzidas.

Tabela 5. 2 Deformação das armaduras de cisalhamento da 2ª Série

ERE's		1	2	3	4	5	6	7
		8	9	10	11	12	13	14
LRef-AC $P_u=665$ kN	0°			-				
	30°							-
L-5-6 $P_u=500$ kN	0°							
	30°							
L-5-9 $P_u=571$ kN	0°							
	30°							
L-5-13 $P_u=660$ kN	0°							-
	30°						-	

	$25\% \geq \varepsilon > 0$
	$50\% \geq \varepsilon > 25\%$
	$75\% \geq \varepsilon > 50\%$
	$100\% \geq \varepsilon > 75\%$

As lajes da 3ª série apresentaram maiores deformações nas armaduras de cisalhamento, destacando a laje LRef-AC-I que praticamente todas as camadas apresentaram deformações entre 75% e 100%, indicando uma maior distribuição de tensões nessa laje. (Tabela 5.3).

As primeiras camadas das armaduras com pinos antifissuração atingiram deformações entre 75% e 100% as demais apresentam deformações menores, a partir da terceira as deformações atingiram apenas entre 0 e 25%.

Tabela 5.3 Deformação das armaduras de cisalhamento da 3ª Série

ERE's		1	2	3	4	5
		6	7	8	9	10
LRef-AC-I P_u=551 kN	0°					
	45°					
L-5-6-I P_u=450 kN	0°					-
	30°					-
L-5-9-I P_u=478 kN	0°					
	30°					
L-5-13-I P_u=525 kN	0°					
	30°					

	25% ≥ ε > 0
	50% ≥ ε > 25%
	75% ≥ ε > 50%
	100% ≥ ε > 75%

As Figuras 5.12 a 5.27 ilustram o comportamento das armaduras de cisalhamento das lajes que apresentaram ruptura interna dentre os modelos ensaiados.

Essa análise é realizada por meio de um par de gráficos de cada laje. O primeiro gráfico apresenta a razão entre as tensões médias (σ_s) aferidas em cada camada da armadura de cisalhamento ao longo do carregamento até a carga de ruptura pela tensão de escoamento (f_y) do aço utilizado, comparados com as previsões normativas de tensão efetiva fornecidos pelo ACI 318 (2014), ABNT NBR 6118 (2023), EC-2 (2004).

O segundo gráfico ilustra o comportamento das tensões nas camadas da armadura de cisalhamento ao longo do raio de carregamento das lajes, tendo como parâmetro de comparação o perímetro que cada modelo normativo indica como contribuição das armaduras na resistência efetiva da lajes

O código ACI-318 considera uma maior tensão efetiva que os demais modelos normativos avaliados em contrapartida considera menos camadas na contribuição da resistência

das lajes. Pode-se observar que nenhuma laje da 1ª e 2ª séries (Figuras 5.12 a 5.19) atingiram a tensão indicada pelo ACI-318, em contrapartida as lajes L-5-5 e L-5-6 apresentaram tensões maiores que a indicada pelo EC-2 e a L-5-6 maior que a indicada pela ABNT NBR 6118.

Vale ressaltar que essas lajes originalmente foram dimensionadas seguindo critérios estabelecidos para *studs* convencionais, com ancoragem externa, modelo diferente do executado, com ancoragem interna, apresentando modo de ruptura diferente do estimado pelos modelos normativos.

Avaliando as lajes da 3ª série (Figuras 5.20 a 5.27) o comportamento das tensão se mostrou diferente, uma vez que praticamente todas as lajes atingiram as tensões efetivas indicadas pelos modelos normativos, com exceção de L-5-9-I (Figuras 5.24 e 5.25) que apesar de não atingir a tensão indicada por ACI-318 ficou bem próximo do valor.

Com relação ao modelo de armadura proposto, como essa série foi originalmente dimensionada para ruptura interna e os modelos ensaiados apresentaram de fato esse modo de ruptura, é possível observar que as armaduras de cisalhamento da laje LRef-AC-I (Figuras 5.20 e 5.21) sofreram maiores solicitações se comparadas com as demais lajes dessa série, esse comportamento indica uma maior efetividade do sistema de ancoragem externo desse modelo de armadura, porém o modelo proposto apresentou desempenho satisfatório, com cargas de ruptura próximas as de LRef-AC-I.

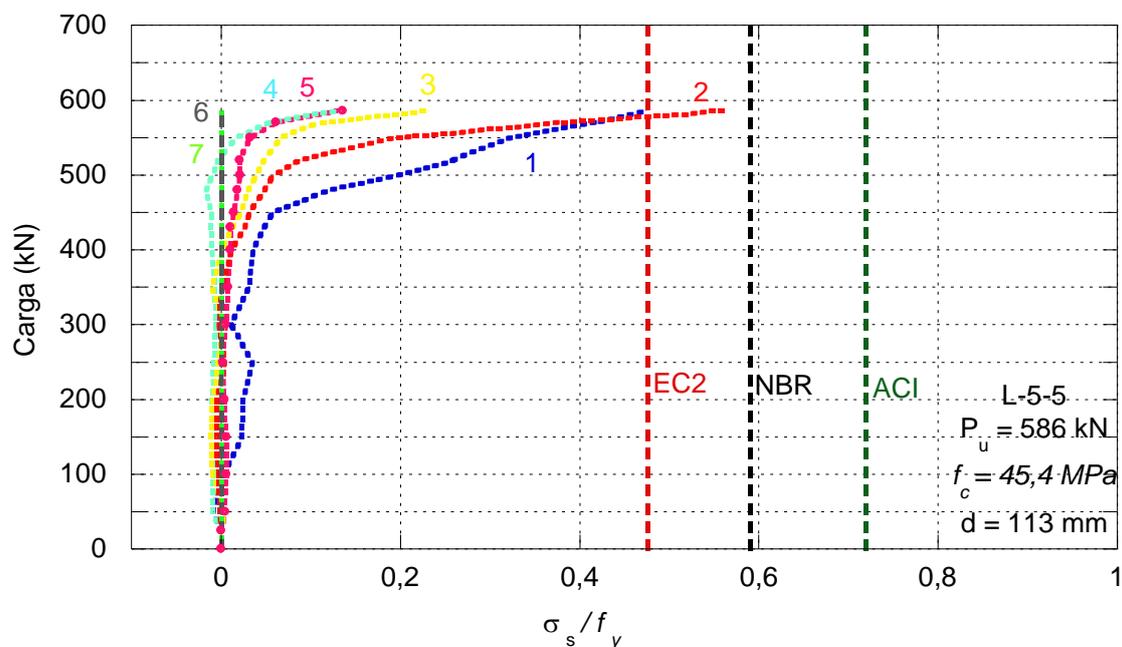


Figura 5. 12 Tensão atuante x tensões normativas L-5-5

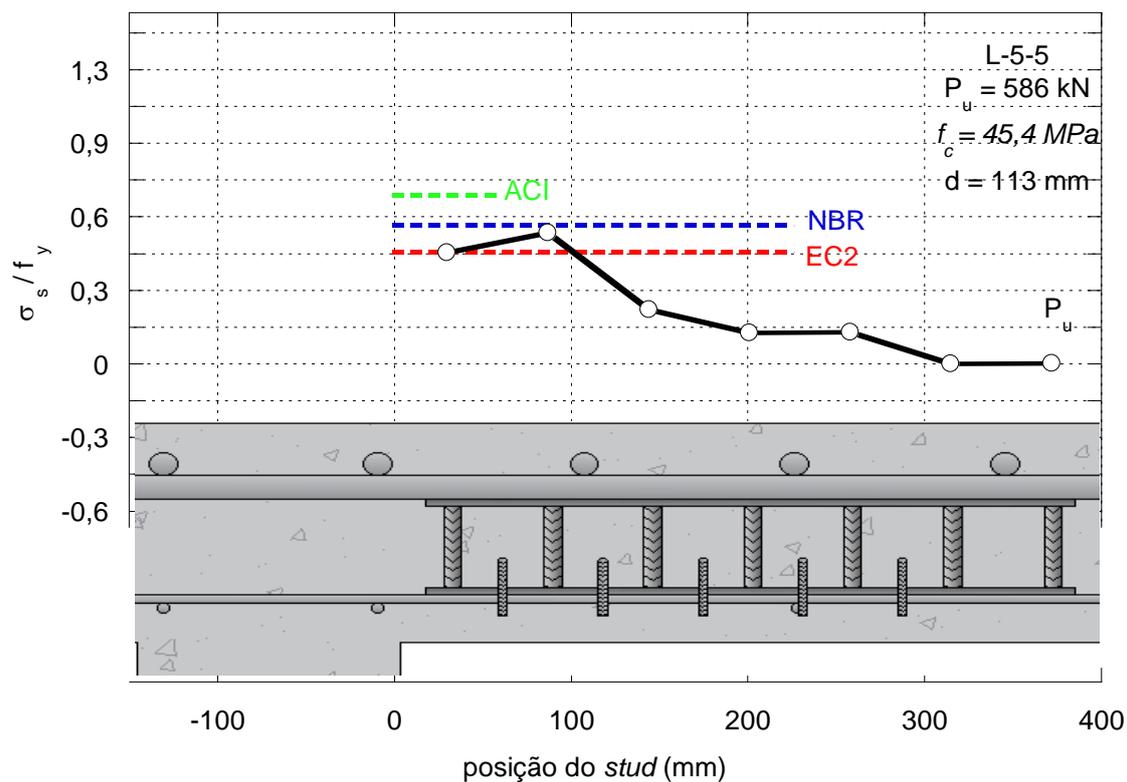


Figura 5.13 Raio de distribuição de tensões L-5-5

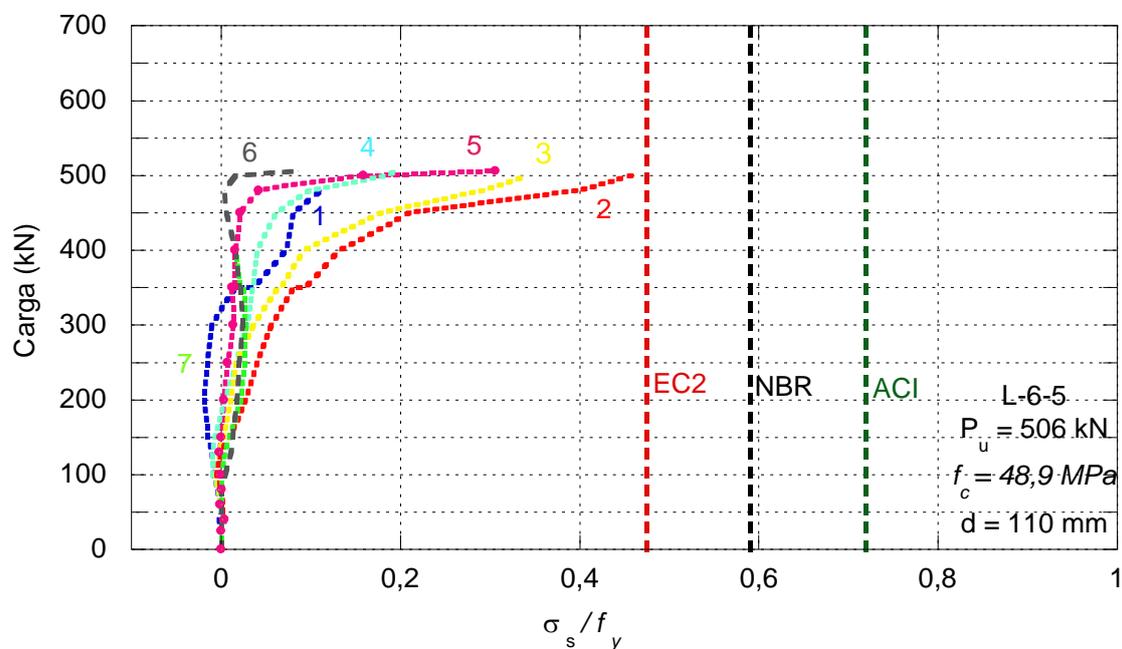


Figura 5.14 Tensão atuante x tensões normativas L-6-5

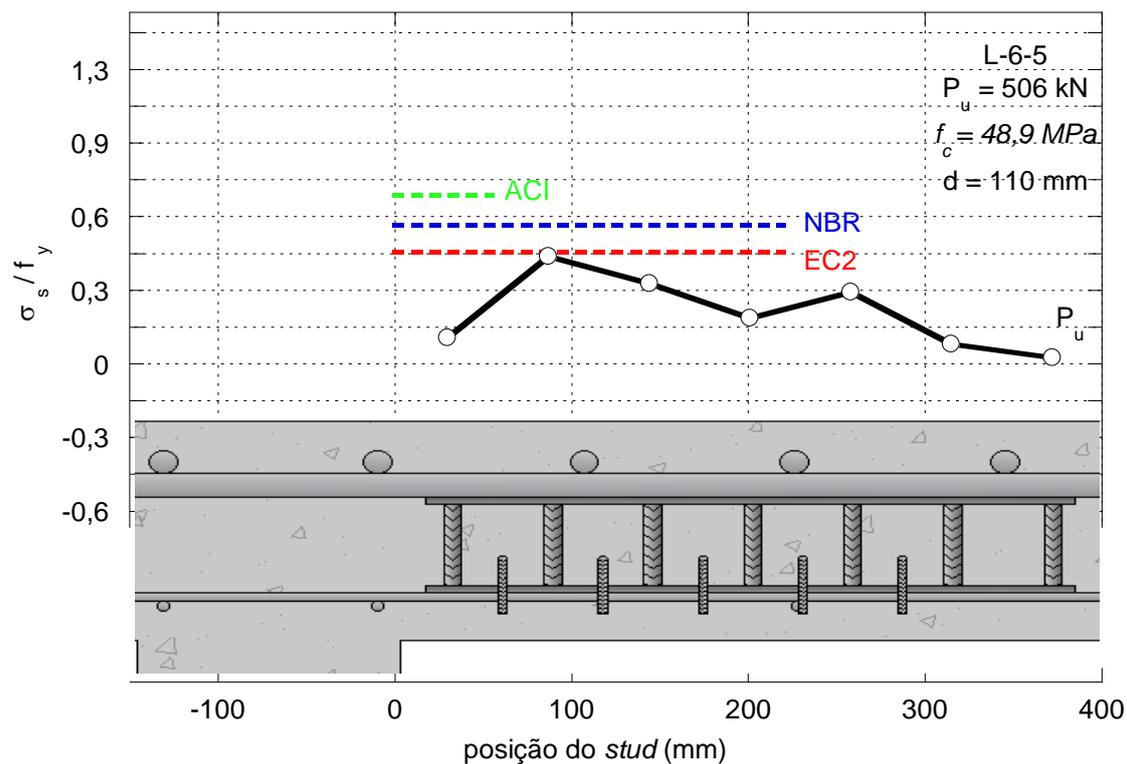


Figura 5. 15 Raio de distribuição de tensões L-6-5

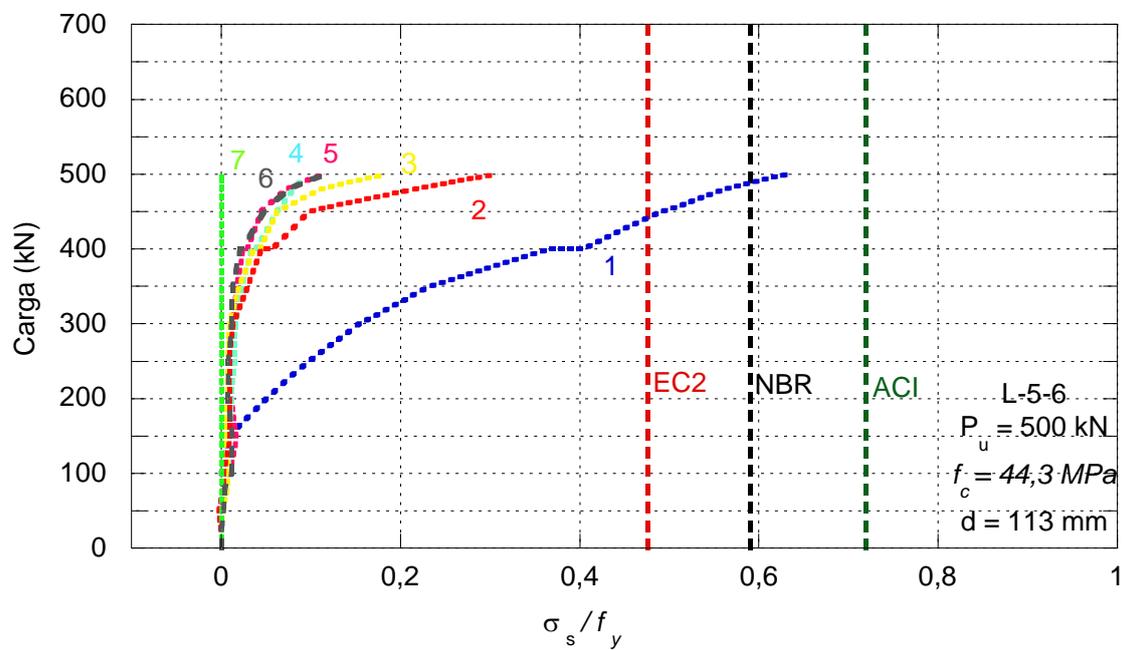


Figura 5. 16 Tensão atuante x tensões normativas L-5-6

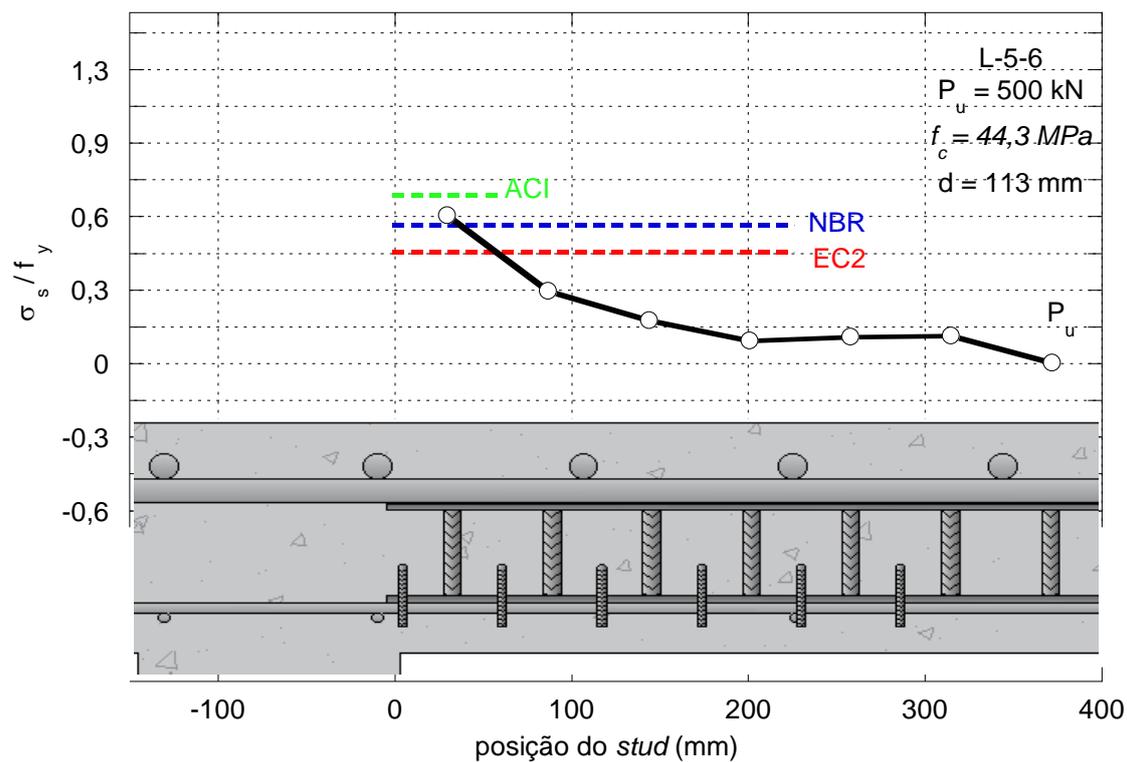


Figura 5.17 Raio de distribuição de tensões L-5-6

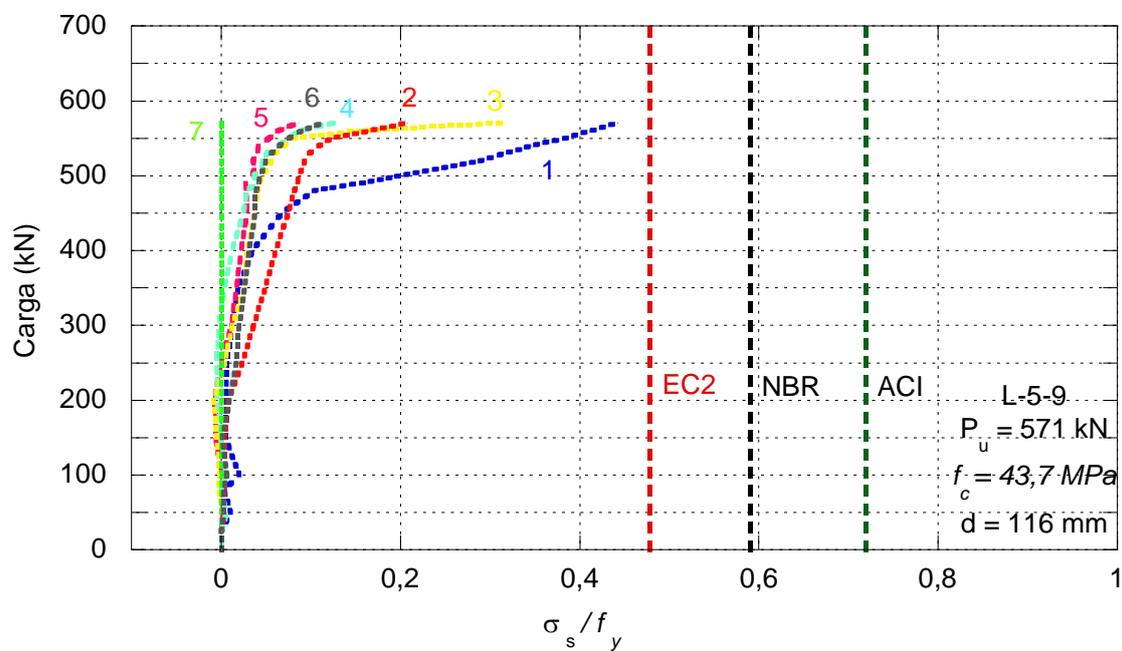


Figura 5.18 Tensão atuante x tensões normativas L-5-9

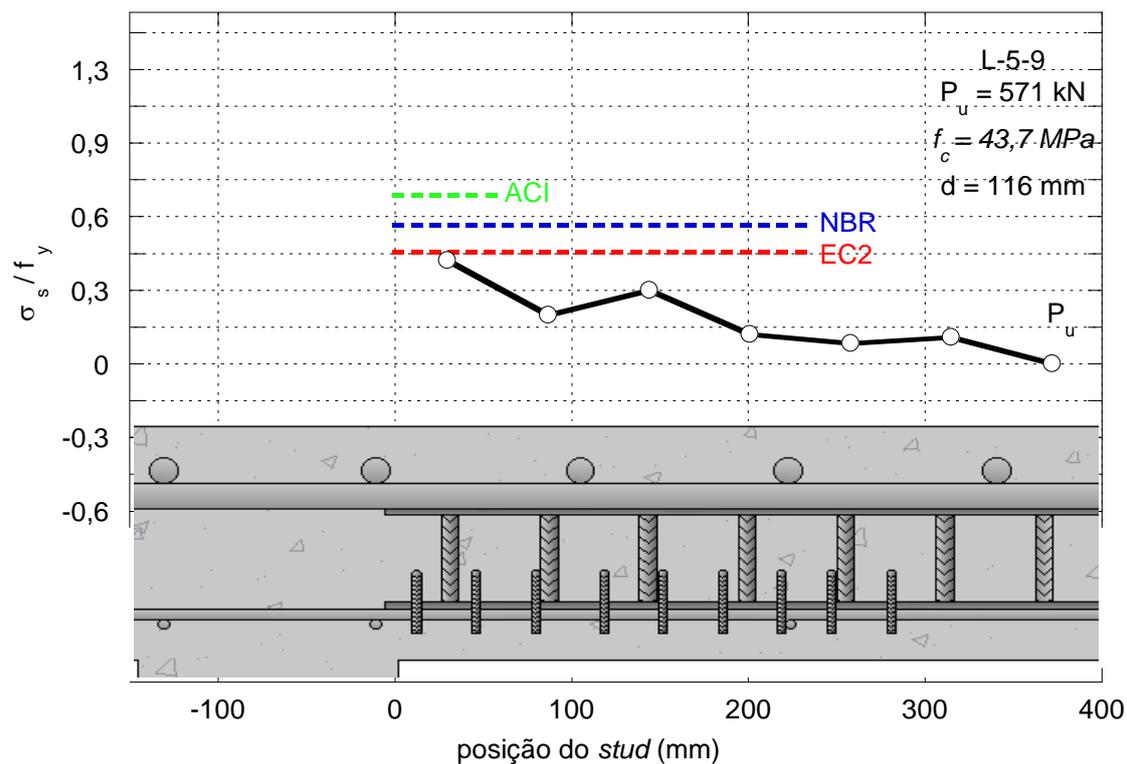


Figura 5. 19 Raio de distribuição de tensões L-5-9

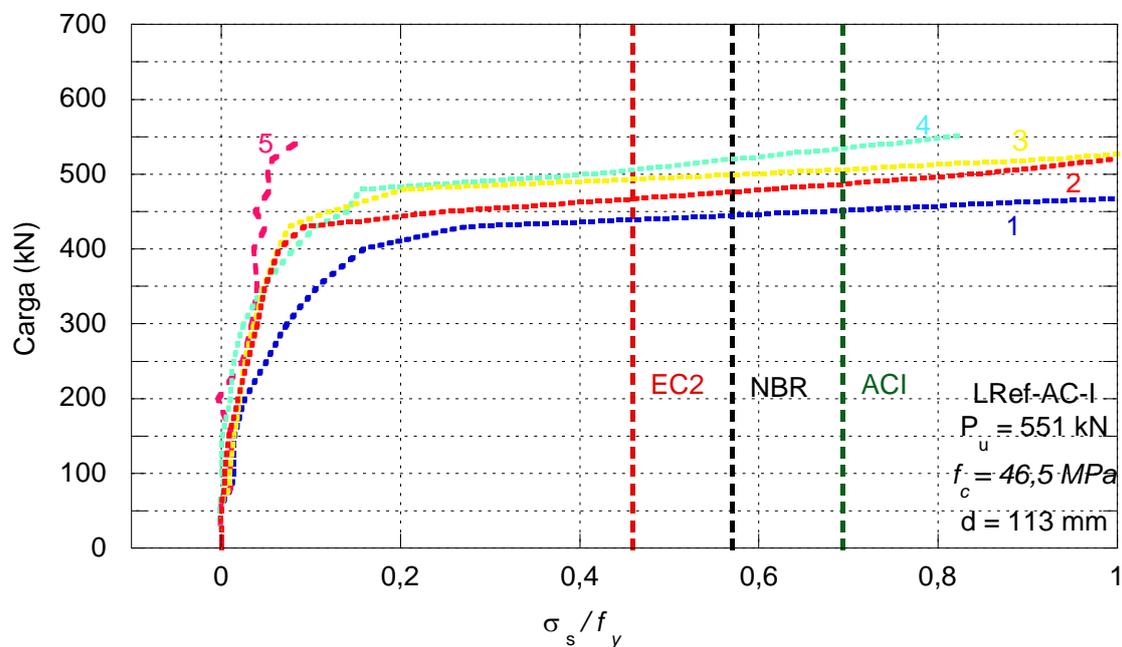


Figura 5. 20 Tensão atuante x tensões normativas LRef-AC-I

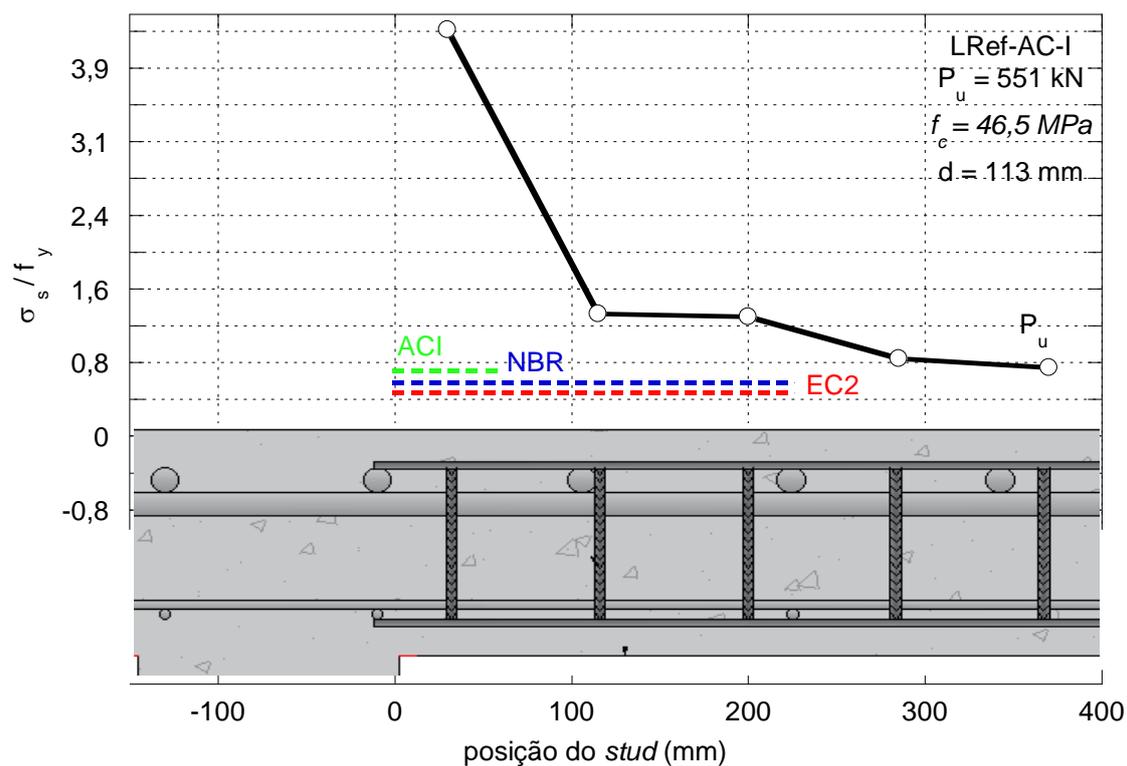


Figura 5. 21 Raio de distribuição de tensões LRef-AC-I

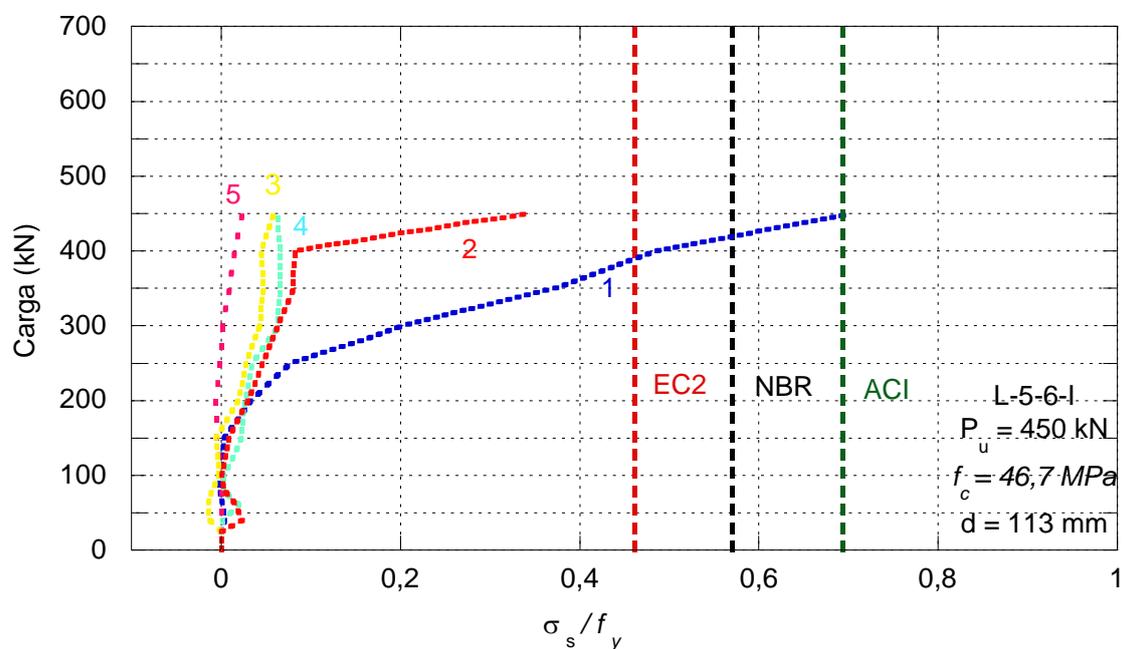


Figura 5. 22 Tensão atuante x tensões normativas L-5-6-I

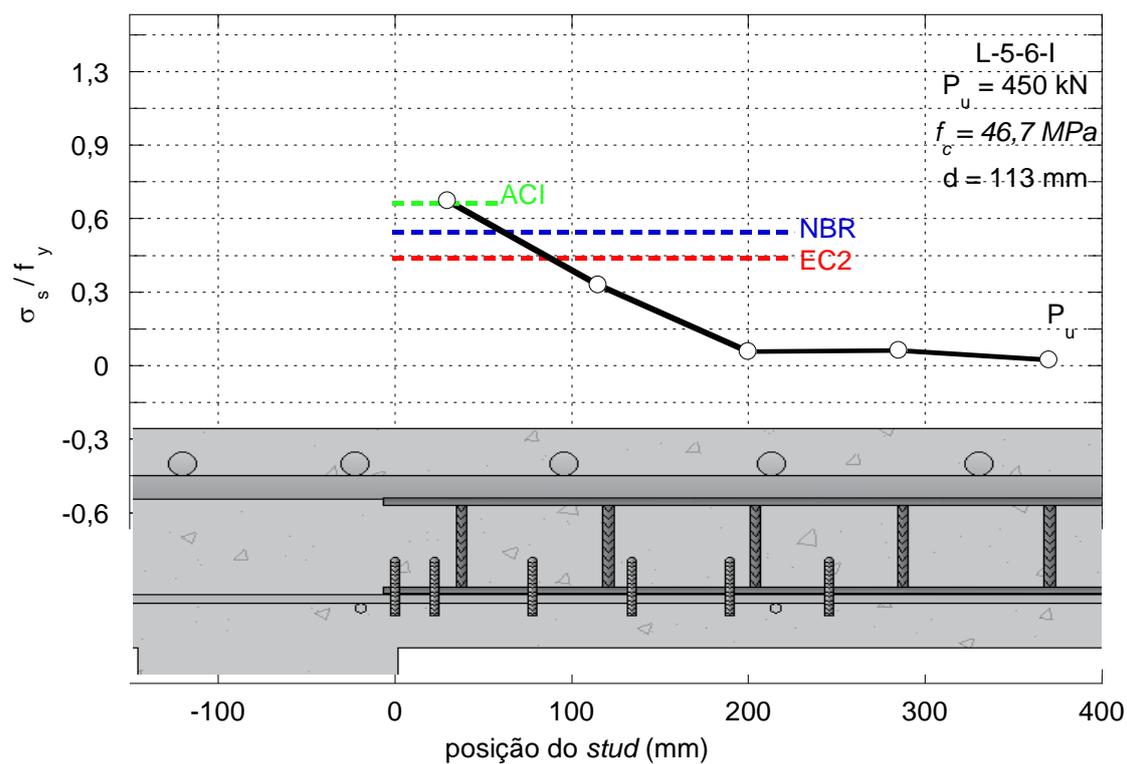


Figura 5. 23 Raio de distribuição de tensões L-5-6-I

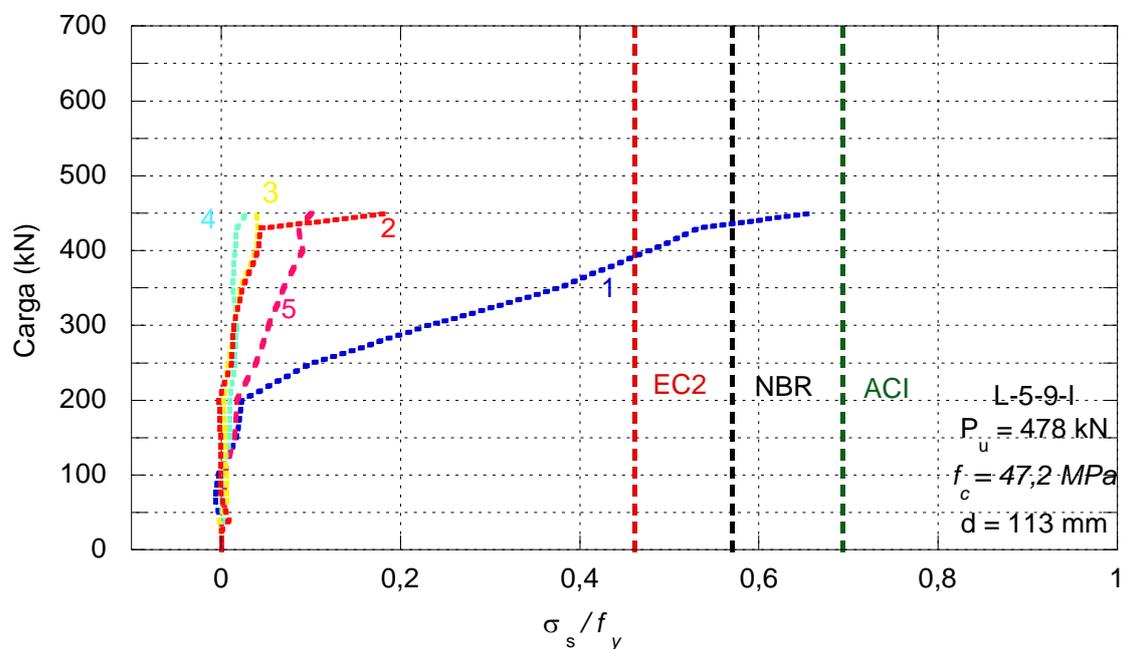


Figura 5. 24 Tensão atuante x tensões normativas L-5-9-I

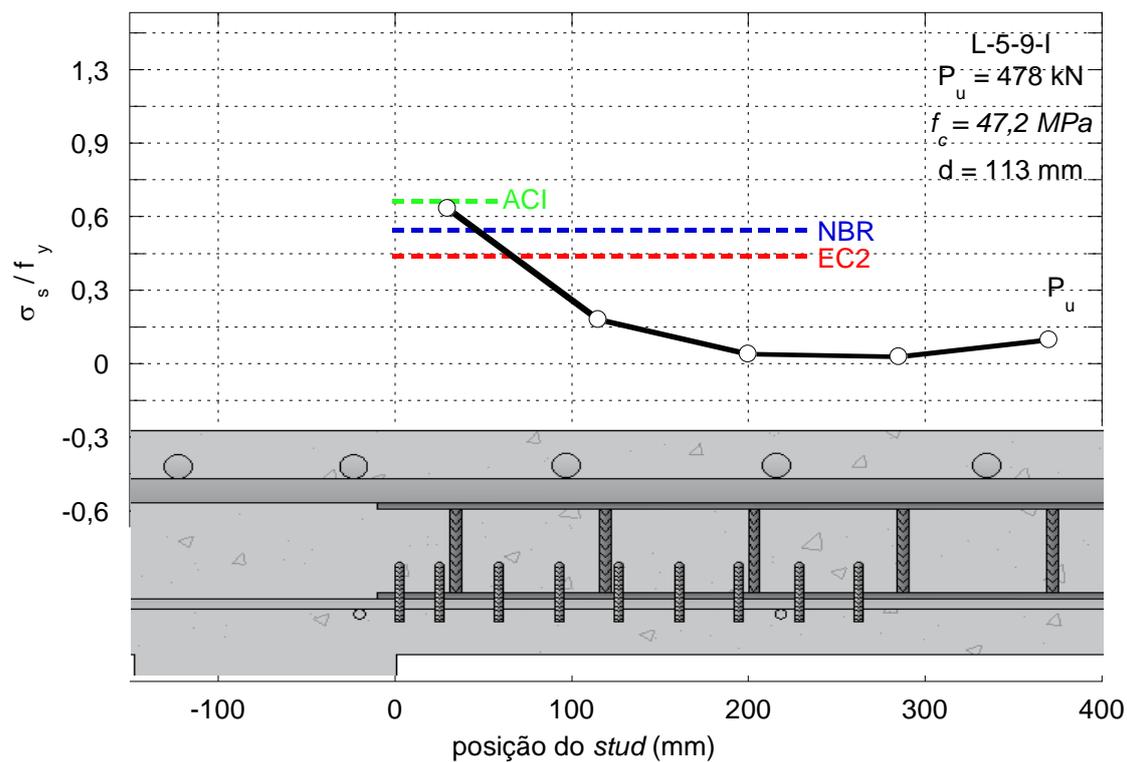


Figura 5. 25 Raio de distribuição de tensões L-5-9-I

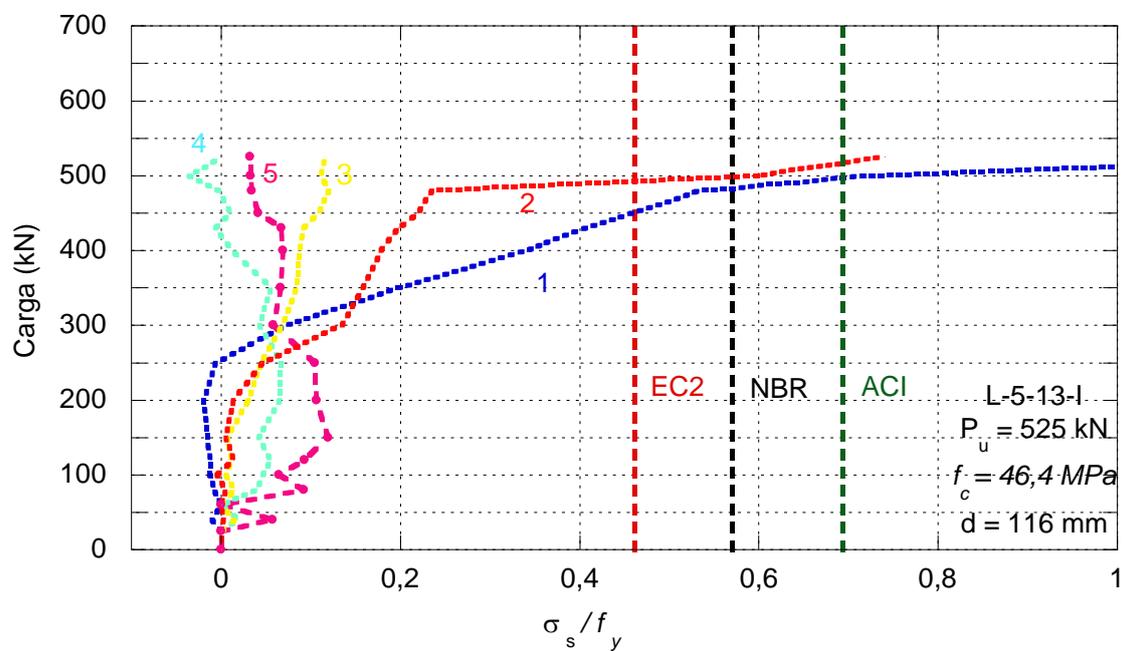


Figura 5. 26 Tensão atuante x tensões normativas L-5-13-I

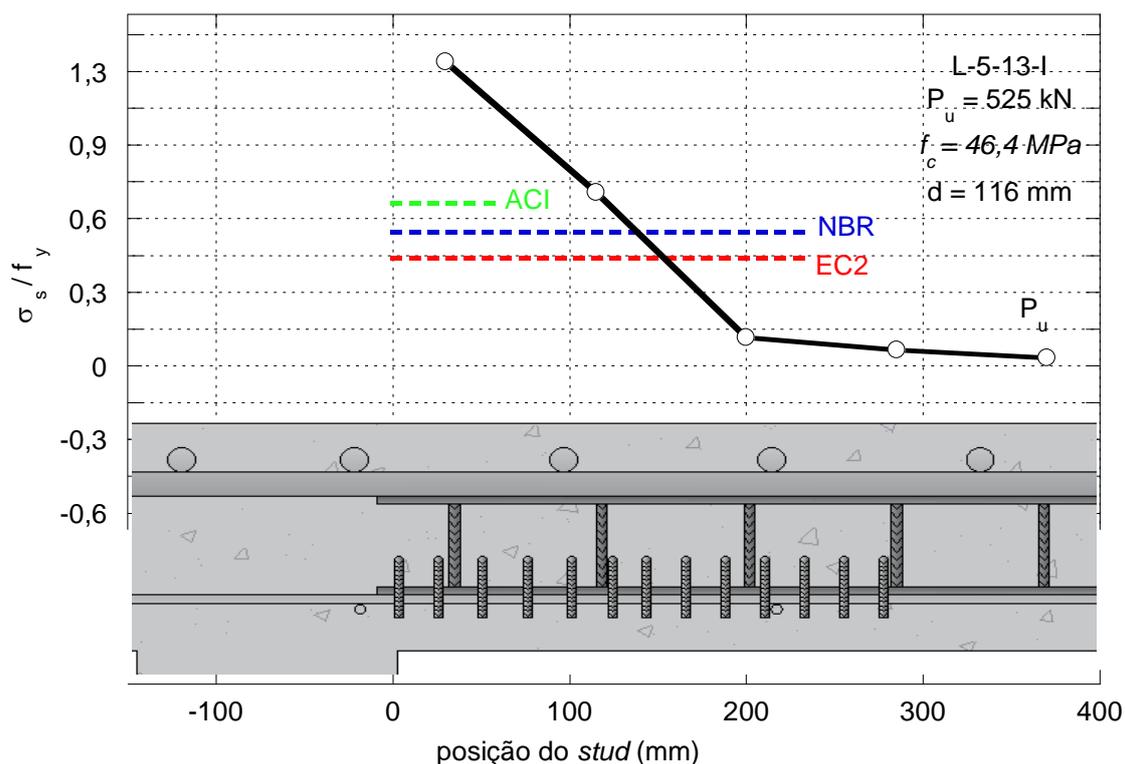


Figura 5.27 Raio de distribuição de tensões L-5-13-I

5.1.5. Deformação nos pinos antifissuração

As Figuras 5.28 a 5.30 ilustram os diagramas de deformação dos pinos antifissuração da 1ª, 2ª e 3ª série respectivamente. O diagrama representa a posição de cada pino em relação a face do pilar e a porcentagem de deformação atingida para o início do escoamento.

As maiores deformações são concentradas nos pinos mais próximos dos pilares.

Lajes	Pilar				
	Distância da face do pilar em mm				
L-5-5 $P_u=586\text{kN}$	1º Pino	2º Pino	3º Pino	4º Pino	5º Pino
$\epsilon_y=2,80$	51%	-	47%	26%	20%
L-6-5 $P_u=506\text{kN}$	1º Pino	2º Pino	3º Pino	4º Pino	5º Pino
$\epsilon_y=2,71$	-	10%	27%	26%	26%
L-8-5 $P_u=560\text{kN}$	1º Pino	2º Pino	3º Pino	4º Pino	5º Pino
$\epsilon_y=2,80$	10%	3%	1%	4%	3%

Figura 5.28 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 1ª série.

Na laje L-5-13 (Figura 5.29) ocorreu maior sollicitação dos pinos mais distantes do pilar se comparado com as lajes com menos pinos, esse comportamento pode estar ligado ao aumento da capacidade de carga e ao modo de ruptura obtido nessa laje, uma vez que esse modelo foi o único a apresentar ruptura externa dentre as lajes com *studs* internos.

Os pinos mais externos da laje L-5-9 apresentaram deformações menores que os da laje L-5-13 porém as deformações foram maiores se comparados as da laje L-5-6.

O dimensionamento do espaçamento ideal dos pinos pode estar entre os da laje L-5-13 e L-5-9, embora essa última tenha apresentado ruptura interna as deformações apontam para uma distribuição de tensões entre seus pinos mais eficiente que a laje L-5-6.

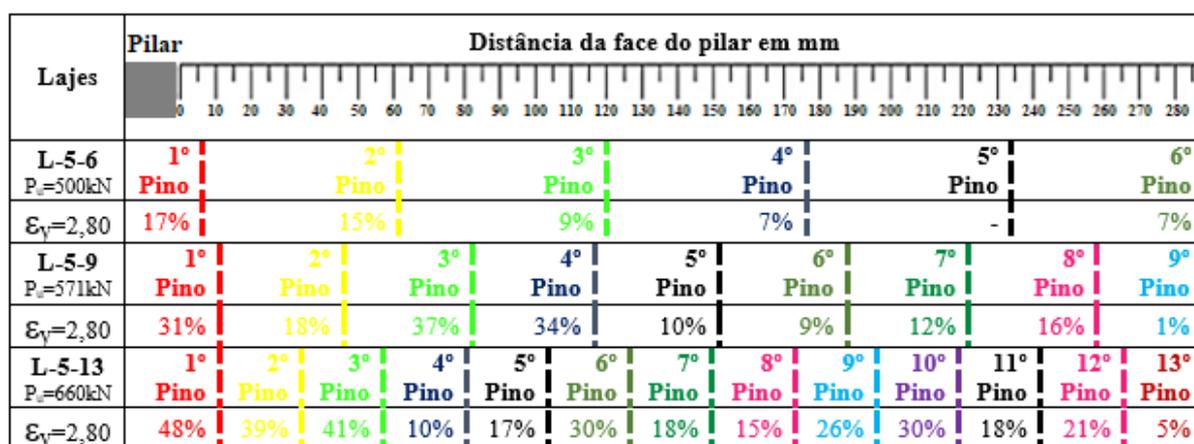


Figura 5. 29 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 2ª série.

O comportamento dos pinos antifissuração na 3ª série (Figura 5.30) sugere que, para essa distribuição específica dos *studs*, pode não haver aumento significativo de carga ao adicionar pinos além da distância de 90 mm. Notou-se que a utilização de uma maior quantidade de pinos, especialmente próximos à região do pilar, oferece benefícios adicionais.

Esse comportamento indica que não há necessidade de distribuir pinos antifissuração para além dessa faixa, o ganho de carga se deu pelo uso de maior quantidade de pinos mais próximos a região do pilar.

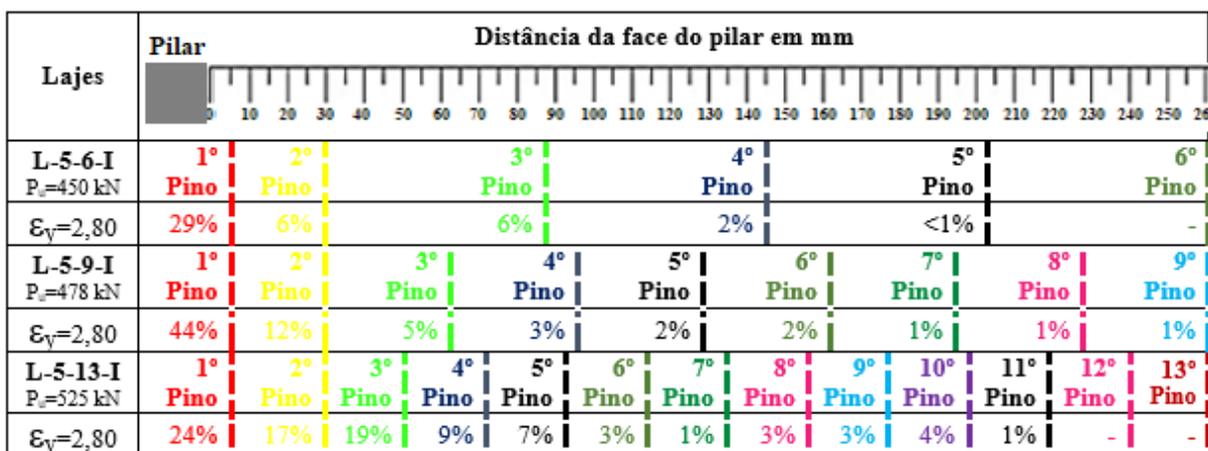


Figura 5. 30 Diagrama de deformações dos pinos antifissuração da 3ª série.

Comparando as três séries nota-se que para dimensionamento que prevê ruptura externa seguindo a ABNT NBR 6118 (2023) o uso de pinos antifissuração pode ser feito até o perímetro de controle C' definido por $2d$, já para lajes com previsão de ruptura interna o uso de pinos antifissuração é mais significativo até algo próximo de $0,8d$.

5.1.6. Deformações do concreto

A análise das deformações do concreto será feita adotando como parâmetro a deformação característica de esmagamento de $3,0$ mm/m definido pelo ACI 318 (2019), que dentre os códigos citados nessa pesquisa é o mais conservador.

As Figuras 5.31 a 5.33 apresentam as porcentagens atingidas para o esmagamento do concreto, aferidas pelos extensômetros instalados na face inferior das lajes. Embora os diagramas indicam deformações de no máximo 100% alguns extensômetros aferiram deformação maiores de esmagamento, não sendo indicadas em virtude da incerteza que o esmagamento causa na fixação do elemento na superfície fraturada.

As lajes com armadura de cisalhamento apresentaram deformações maiores que a laje LRef que não possui essa armadura, (Figura 5.31).

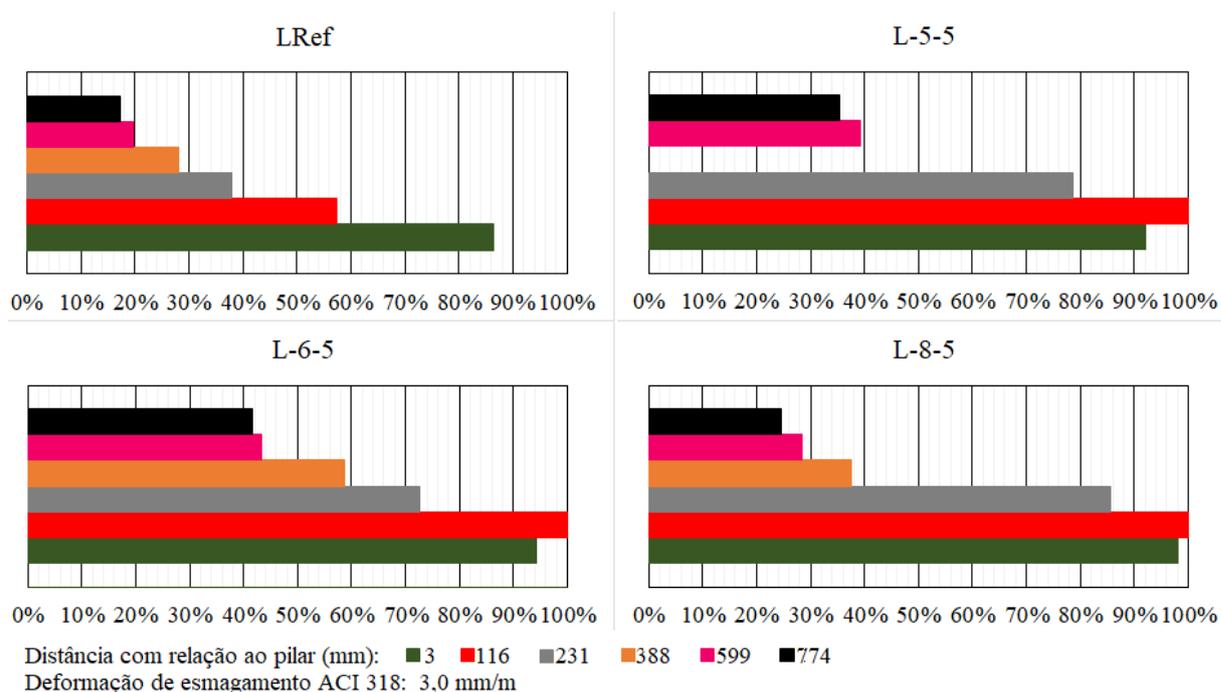


Figura 5.31 Diagrama de esmagamento do concreto da 1ª série.

Ao analisar os quatro extensômetros mais próximos da borda do pilar, região essa onde atuam as armaduras de cisalhamento, notam-se que as maiores deformações de esmagamento estão alinhadas às camadas dos *studs* por onde a superfície de ruptura passou.

Na 2ª série (Figura 5.32) nas lajes com *studs* internos, os extensômetros instalados até a distância de 231 mm (3 mais próximos) da borda do pilar, o que corresponde a aproximadamente 65% da região atuante das armaduras de cisalhamento, apresentaram deformação de esmagamento ou próximo dela, esse comportamento é mais evidenciado nas lajes com mais pinos antifissuração (L-5-9 e L-5-13).

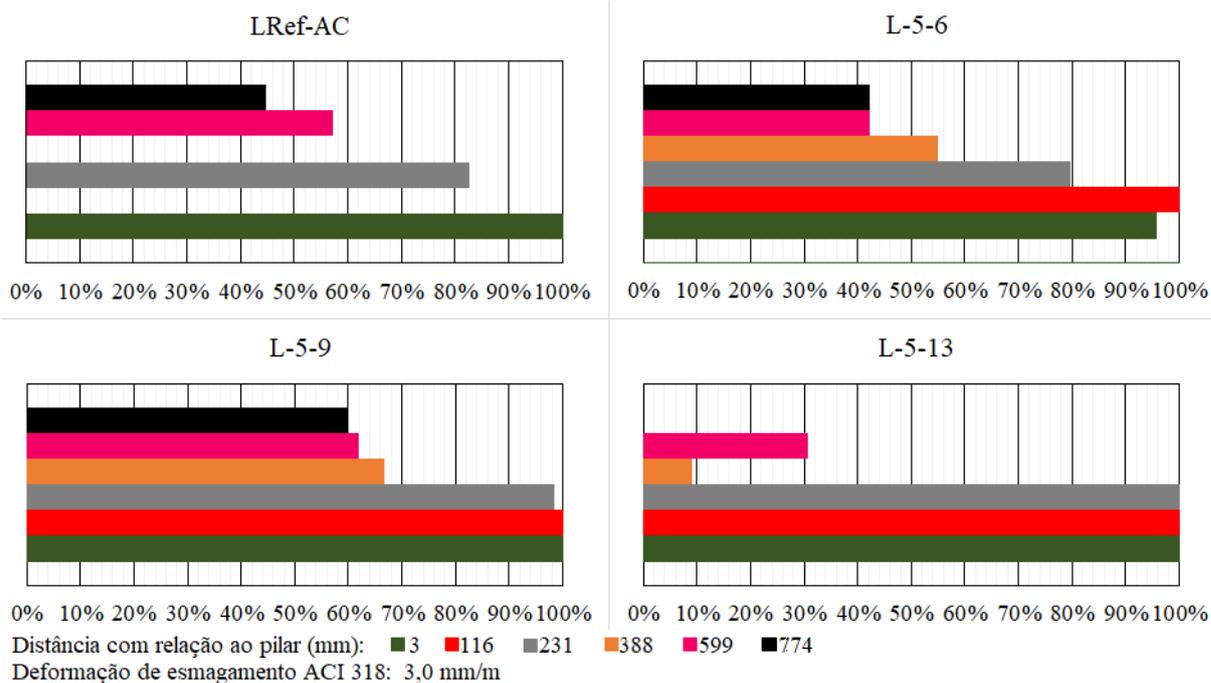


Figura 5. 32 Diagrama de esmagamento do concreto da 2ª série.

Nas lajes da 3ª série, (Figura 5.33) as deformações de esmagamento se concentraram nos dois extensômetros mais próximos da borda do pilar, a uma distância de aproximadamente 116 mm, coincidindo com a posição das camadas de stud por onde a superfície de ruptura cruzou, assim como nas séries anteriores, porem o raio de esmagamento foi menor que nas primeiras séries.

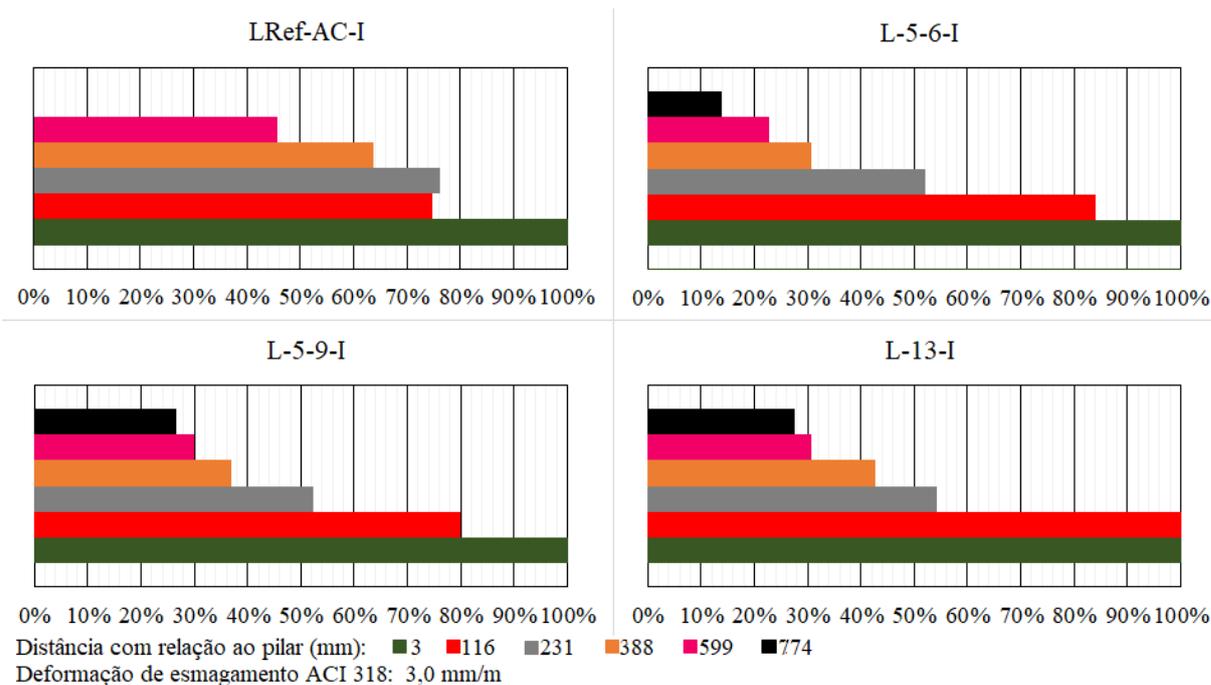


Figura 5. 33 Diagrama de esmagamento do concreto da 3ª série.

5.2. COMPARATIVO DAS LAJES ENSAIADAS COM OUTRAS LAJES DA LITERATURA

Esse comparativo será realizado avaliando o ganho de carga das lajes com armaduras de cisalhamento com relação as lajes de referência que não possuem armaduras de cisalhamento. Além das lajes dessa pesquisa, estarão presentes nessa análise as lajes das pesquisas de Andrade (1999) e Trautwein (2004) que também utilizam armaduras do tipo *stud* com ancoragem interna. As Tabelas 5.4 a 5.6 apresentam respectivamente o comparativo descrito nessa pesquisa e dos autores citados.

Tabela 5. 4 Análise comparativa de propriedades das lajes dessa pesquisa

Lajes	f_c (MPa)	d (mm)	Nº Cam.	ϕA_{sw} (mm)	P_u (kN)	P_u/P_{ref}	$A_{sw}/$ Cam (mm ²)	Modo de ruptura real = previsto
LRef*	47,2	116	-	-	320	-	-	Sim
Previsão de ruptura externa								
L-5-5	45,5	113	7	10,0	586	1,83	942,5	Não
L-6-5	48,9	110	7	10,0	506	1,58	942,5	Não
L-8-5	42,8	136	7	10,0	560	1,75	942,5	Não
L-5-6	44,3	113	7	10,0	500	1,56	942,5	Não
L-5-9	43,7	116	7	10,0	571	1,78	942,5	Não
L-5-13	42,0	115	7	10,0	660	2,06	942,5	Sim
Previsão de ruptura interna								
L-5-6-I	46,7	113	5	6,3	450	1,40	249,4	Sim
L-5-9-I	47,2	113	5	6,3	478	1,49	249,4	Sim
L-5-13-I	46,4	116	5	6,3	525	1,64	249,4	Sim

*Laje de referência

Tabela 5. 5 Análise comparativa de propriedades das lajes de Andrade (1999).

Lajes	f_c (MPa)	d (mm)	Nº Cam.	ϕA_{sw} (mm)	P_u (kN)	P_u/P_{ref}	$A_{sw}/$ Cam (mm ²)	Modo de ruptura real = previsto
ARI*	41,1	159	-	-	587	-	-	
Previsão de ruptura externa								
A301	37,8	164	6	10	830	1,41	628,0	Não
A305	29,3	154	8	10	785	1,34	628,0	Não
A307	34,1	164	8	12,5	1090	1,86	981,3	Sim
A308	37,5	154	8	12,5	1020	1,74	981,3	Não
Previsão de ruptura interna								
A304	36,4	164	20	10	956	1,63	942,5	Sim
A306	37,4	164	14	10	950	1,62	981,3	Sim
*Laje de referência								

Tabela 5. 6 Análise comparativa de propriedades das lajes de Trautwein (2006).

Lajes	f_c (MPa)	d (mm)	Nº Cam.	ϕA_{sw} (mm)	P_u (kN)	P_u/P_{ref}	A_{sw}/C am (mm ²)	Modo de ruptura real = previsto
TR1*	40,2	159	-	-	560	-	-	Sim
Previsão de ruptura externa								
TE1	35,2	159	11	10,0	1100	1,96	942,0	Sim
TE2	36,6	159	11	10,0	990	1,77	942,0	Não
TE3	41,1	159	11	10,0	1090	1,95	942,0	Sim
TE4	40,6	154	11	10,0	1205	2,15	942,0	Sim
TE5	42,1	154	11	10,0	1222	2,18	942,0	Sim
Previsão de ruptura interna								
TI6	39,1	159	11	6,3	830	1,48	249,3	Sim
TI7	39,6	159	11	10,0	978	1,75	628,0	Sim
TI8	35,4	159	11	8,0	856	1,53	401,9	Sim
TI9	43,6	161	5	5,0	853	1,52	157,0	Sim
TI10	44,4	161	5	8,0	975	1,74	401,9	Sim
TI11	41,4	161	5	6,3	945	1,69	249,3	Sim
*Laje de referência								

Analisando o modo de ruptura previsto, apenas lajes com previsão de ruptura externa apresentam modo de ruptura real distinto do previsto.

Nesse comportamento em específico Trautwein (2006) obteve maior êxito em seus experimentos, uma vez que apenas uma laje apresentou modo de ruptura real diferente do previsto, enquanto nessa pesquisa e na de Andrade (1999) apenas uma laje, dentre as com previsão de ruptura externa, apresentou modo de ruptura real compatível com o modo previsto.

Com relação ao ganho de capacidade de carga com relação as lajes de referência, em todas as pesquisas houve ganho de resistência das lajes que utilizaram armaduras de cisalhamento.

Nas lajes com previsão de ruptura externa dessa pesquisa houve um acréscimo da capacidade de carga variando de 56% a 106%, Trautwein (2006) apresentou ganhos entre 77% e 118%, enquanto Andrade (1999) 34% e 86%.

Avaliando as lajes com previsão de ruptura interna os ganhos ficam entre 40% e 64% nessa pesquisa, 48% e 75% em Trautwein (2006) e 62% e 63% na pesquisa de Andrade (1999).

Outra aspecto a ser destacado é que ao analisar o fator " A_{sw} por camada da armadura de cisalhamento", observa-se que em todas as pesquisas os maiores ganhos de carga foram em lajes com maiores valores desse fator.

Porém, não necessariamente pode-se garantir ganhos de carga equivalentes ao utilizar o mesmo fator, uma vez que lajes armadas com o mesmo arranjo das armaduras de cisalhamento não apresentaram o mesmo comportamento, demonstrando que as armaduras secundárias exercem grande influência no comportamento estrutural das lajes que utilizam *studs* internos.

Desse modo é necessário desenvolver uma metodologia que avalie a taxa de armadura secundária no dimensionamento de lajes que a utilizam.

5.3. COMPARAÇÕES ENTRE OS MÉTODOS DE CÁLCULO E CARGAS EXPERIMENTAIS

A Tabela 5.7 traz um resumo das características principais das lajes dessa pesquisa para as comparações de cargas experimentais com as cargas estimadas pelos códigos, norma e método analítico de GOMES (1991).

Tabela 5. 7 Características básica das lajes.

Laje	f_c (MPa)	ρ (%)	d (mm)
1ª Série			
LRef	47,2	1,65	116
L-5-5	45,4	1,73	113
L-6-5	48,9	1,81	110
L-8-5	42,8	1,24	136
2ª Série			
LRef-AC	47,2	1,65	116
L-5-6	44,3	1,73	113
L-5-9	43,7	1,65	116
L-5-13	42,0	1,67	115
3ª Série			
LRef-AC-I	46,5	1,73	113
L-5-6-I	46,7	1,73	113
L-5-9-I	47,2	1,73	113
L-5-13-I	46,4	1,65	116

5.3.1. ACI 318 (2019)

A Tabela 5.8 apresenta as cargas previstas pelo ACI 318 (2019) e o comparativo com os dados obtidos experimentalmente. Adotando o perímetro de controle afastado da borda dos pilares a distância $0,5d$ e após a última camada de armadura de cisalhamento também $0,5d$.

Tabela 5. 8 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo ACI 318 (2019).

Laje	$V_{n,semAC}^{(1)}$ (kN)	$V_{n,adj}^{(2)}$ (kN)	$V_{n,int}^{(3)}$ (kN)	$V_{n,ext}^{(4)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{calc}	Modo de Ruptura	
								Previsto	Real
1ª Série									
LRef	280	0	0	0	254	320	1,14	Punção	Punção
L-5-5	264	529	985	406	406	586	1,44	Externo	Interno
L-6-5	264	529	964	409	409	506	1,24	Externo	Interno
L-8-5	336	672	1199	485	485	560	1,16	Externo	Externo
2ª Série									
LRef-AC	280	560	1018	426	426	665	1,56	Externo	Externo
L-5-6	261	522	983	401	401	500	1,25	Externo	Interno
L-5-9	269	538	1010	410	410	571	1,39	Externo	Interno
L-5-13	261	521	996	398	398	660	1,66	Externo	Externo
3ª Série									
LRef-AC-I	268	535	342	411	342	551	1,61	Interno	Interno
L-5-6-I	268	536	342	411	342	450	1,31	Interno	Interno
L-5-9-I	270	539	343	414	343	478	1,39	Interno	Interno
L-5-13-I	277	555	353	422	353	525	1,49	Interno	Interno

(1) Carga para laje sem armadura de cisalhamento;

(2) Carga para laje com armadura de cisalhamento na superfície adjacente ao pilar;

(3) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento;

(4) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Nenhuma laje apresentou carga de ruptura inferior as prevista pelo código, os resultados V_{exp}/V_{calc} indicam valores superiores entre 14% (LRef) e 66% (L-5-13).

Analisando as lajes com previsão de ruptura externa (1ª e 2ª séries), apenas as lajes L-8-5 e LRef-AC e L-5-13 apresentaram modo de ruptura experimental condizente com a indicação do código, enquanto todas as lajes com previsão de ruptura interna (3ª série) apresentaram ruptura compatível com a indicação.

Dentre as lajes com *stud* interno o ganho de carga do modelo experimental comparado ao código entre as lajes com previsão de ruptura interna (3ª série) variou entre 31% e 49%, nas lajes com previsão de ruptura externa (1ª e 2ª séries) a variação ficou na ordem de 16% a 66%.

5.3.2. EC2 (2004)

Os resultados estimados pelo EC2 (2004) são apresentados na Tabela 5.9. O código em questão adota os perímetros de controle afastados a distância $2d$ da borda dos pilares e a distância $1,5d$ da última camada da armadura de cisalhamento.

Tabela 5.9 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo EC2 (2004).

Laje	$V_{rdc,semAC}^{(1)}$ (kN)	$V_{ed}^{(2)}$ (kN)	$V_{rdc,comAC}^{(3)}$ (kN)	$V_{rdI,ext}^{(4)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_{teste} (kN)	$V_{teste}/$ V_{calc} (kN)	Modo de Ruptura	
								Previsto	Real
1ª Série									
LRef	371	0	0	0	371	320	0,86	Punção	Punção
L-5-5	352	756	1044	668	668	586	0,88	Externo	Interno
L-6-5	350	779	1019	672	672	506	0,75	Externo	Interno
L-8-5	425	868	1277	745	745	560	0,75	Externo	Externo
2ª Série									
LRef-AC	371	799	1081	691	691	665	0,96	Externo	Externo
L-5-6	346	741	1039	656	656	500	0,76	Externo	Interno
L-5-9	365	753	1077	680	680	571	0,84	Externo	Interno
L-5-13	348	723	1056	655	655	660	1,01	Externo	Externo
3ª Série									
LRef-AC-I	355	770	404	674	404	551	1,36	Interno	Interno
L-5-6-I	355	772	405	675	405	450	1,11	Interno	Interno
L-5-9-I	357	779	406	677	406	478	1,18	Interno	Interno
L-5-13-I	369	789	419	687	419	525	1,25	Interno	Interno

(1) Carga para laje sem armadura de cisalhamento;

(2) Carga para laje com armadura de cisalhamento na superfície adjacente ao pilar;

(3) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento;

(4) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Analisando as lajes com previsão de ruptura externa (1ª e 2ª séries), os resultados apresentam uma variação entre -25% e 1%, enquanto para as lajes com previsão de ruptura interna (3ª série) os valores variam entre 11% e 36%.

Avaliando apenas as lajes armadas com *stud* interno, observa-se que com exceção da laje L-5-13 que obteve uma carga experimental praticamente igual a prevista pelo código, todas as outras que atingiram cargas experimentais maiores que as cargas previstas pelo EC2 (2004) pertencem a 3ª série que tinha como previsão ruptura interna.

Com relação ao modo de ruptura, todas as lajes da 3ª série atingiram o mesmo modo previsto pelo código, nas demais séries, dentre as lajes com *studs* internos, apenas L-5-13 atingiu o modo de ruptura indicado pelo EC2 (2004).

5.3.3. ABNT NBR 6118 (2023)

O comparativo dos resultados experimentais com o previsto pelo cálculo de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023) são apresentados na Tabela 5.10. A norma ABNT NBR 6118 (2023) considera os perímetros de controle como a distância $2d$ da face do pilar e a distância $2d$ da última camada de armadura de cisalhamento.

Com relação ao resultado V_{teste}/V_{calc} é possível observar que apenas as lajes L-6-5, L-8-5 da 1ª série e L-5-6 da 2ª série, apresentam carga de ruptura menor que a prevista pela norma, com variação entre -7% e -5%, as demais lajes dessas séries romperam com carregamento superior, com cargas entre 6% e 27% maiores que a previsão. Já na 3ª série todas as lajes romperam com cargas superiores a previsão normativa, com valores entre 20% e 49%.

Com relação ao modo de ruptura assim como nos códigos ACI 318 (2019) e EC2 (2004), todas as lajes da 3ª série atingiram o mesmo modo previsto pela ABNT NBR 6118 (2023) e na 1ª e 2ª séries apenas as lajes LRef, LRef-AC, L-5-13 e L-8-5.

Tabela 5. 10 Comparação entre a carga experimental e a estimada pela ABNT NBR 6118 (2023).

Laje	$F_{sd1,semAC}^{(1)}$ (kN)	$F_{sd2}^{(2)}$ (kN)	$F_{sd3}^{(3)}$ (kN)	$F_{sd1,ext}^{(4)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_{teste} (kN)	$V_{teste}/$ V_{calc} (kN)	Modo de Ruptura	
								Previsto	Real
1ª Série									
LRef	268	0	0	0	268	320	1,19	Punção	Punção
L-5-5	254	680	1162	533	533	586	1,10	Externo	Interno
L-6-5	253	701	1136	535	535	506	0,95	Externo	Interno
L-8-5	307	782	1400	601	601	560	0,93	Externo	Externo
2ª Série									
LRef-AC	268	720	1199	547	547	665	1,22	Externo	Externo
L-5-6	250	667	1159	523	523	500	0,96	Externo	Interno
L-5-9	264	678	1195	538	538	571	1,06	Externo	Interno
L-5-13	251	651	1177	520	520	660	1,27	Externo	Externo
3ª Série									
LRef-AC-I	256	693	369	537	369	551	1,49	Interno	Interno
L-5-6-I	257	695	369	538	369	450	1,22	Interno	Interno
L-5-9-I	257	701	370	540	370	478	1,20	Interno	Interno
L-5-13-I	266	710	381	543	381	525	1,38	Interno	Interno

(1) Carga para laje sem armadura de cisalhamento;

(2) Carga para laje com armadura de cisalhamento na superfície adjacente ao pilar;

(3) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento;

(4) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

5.3.4. *fib Model Code (2010)*

A Tabela 5.11 expõem os valores obtidos pelo *fib Model Code (2010)* com nível de aproximação II, comparados com os resultados experimentais. O código em questão considera os perímetros de controle com a distância de $0,5d$ da face do pilar e $0,5d$ da última camada de armadura de cisalhamento.

Tabela 5. 11 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo *fib Model Code* (2010).

Laje	$V_{Rd}^{(1)}$ (kN)	$V_{Rd,Wit}^{(2)}$ (kN)	$V_{k,out}^{(3)}$ (kN)	V_{teo} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{exp}/V_{teo}	Modo de Ruptura	
							Previsto	Real
1ª Série								
LRef	349	0	0	349	320	0,92	Punção	Punção
L-5-5	208	358	619	358	586	1,64	Interno	Interno
L-6-5	235	399	707	399	506	1,27	Interno	Interno
L-8-5	292	442	818	442	560	1,27	Interno	Externo
2ª Série								
LRef-AC	197	342	583	342	665	1,94	Interno	Externo
L-5-6	230	390	684	390	500	1,28	Interno	Interno
L-5-9	222	380	657	380	571	1,50	Interno	Interno
L-5-13	180	315	532	315	660	2,09	Interno	Externo
3ª Série								
LRef-AC-I	223	344	664	344	551	1,60	Interno	Interno
L-5-6-I	255	383	760	383	450	1,17	Interno	Interno
L-5-9-I	244	376	728	376	478	1,27	Interno	Interno
L-5-13-I	234	360	691	360	525	1,46	Interno	Interno

(1) Carga para laje sem armadura de cisalhamento;

(2) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento;

(3) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Com exceção da laje LRef que apresentou -8% de variação todas as demais cargas experimentais foram superiores a de cálculo, essa variação ficou na entre 17% a 109%. A laje que apresentou resultado mais conservador dentre as que utilizavam *studs* internos foi a L-5-13 com 109% de variação.

As cargas experimentais das lajes com previsão de ruptura interna ficaram entre 17% e 60% acima dos valores previstos pelo código, sendo que nessa mesma série dentre as lajes com stud interno essa variação ficou entre 17% e 46%.

Com relação ao modo de ruptura o código indicou ruptura interna para todos os modelos, o que de fato ocorreu na maioria das lajes com exceção de L-8-5, L-5-13 e LRef-AC.

5.3.5. Método analítico de Gomes (1991)

A Tabela 5.12 expõe os valores estimados pelo método analítico de Gomes (1991). O perímetro de controle recomendado para o cálculo de carga para ruptura externa a armadura de cisalhamento é de $2,5d$ com relação a última camada.

Tabela 5. 12 Comparação entre a carga experimental e a estimada pelo método analítico de Gomes (1991).

Laje	$V_{ck}^{(1)}$ (kN)	$V_k^{(2)}$ (kN)	$V_{k,ext}^{(3)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	V_{teste} (kN)	V_{teste}/V_{calc} (kN)	Modo de Ruptura	
							Previsto	Real
1ª Série								
LRef	370	0	0	370	320	0,86	Punção	Punção
L-5-5	362	2013	850	850	586	0,69	Externo	Interno
L-6-5	354	2005	837	837	506	0,60	Externo	Interno
L-8-5	425	2626	942	942	560	0,59	Externo	Externo
2ª Série								
LRef-AC	370	2021	856	856	665	0,78	Externo	Externo
L-5-6	358	2010	841	841	500	0,59	Externo	Interno
L-5-9	374	2025	865	865	571	0,66	Externo	Interno
L-5-13	365	2017	848	848	660	0,78	Externo	Externo
3ª Série								
LRef-AC-I	362	664	850	850	551	0,83	Interno	Interno
L-5-6-I	362	664	850	850	450	0,68	Interno	Interno
L-5-9-I	362	664	850	850	478	0,72	Interno	Interno
L-5-13-I	370	672	856	856	525	0,78	Interno	Interno

(1) Carga para laje sem armadura de cisalhamento;
(2) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento;
(3) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Assim como nos demais códigos o método analítico de Gomes (1991) aponta um modo de ruptura diferente do constatado experimentalmente para as lajes da 1ª e 2ª séries, com exceção das lajes LRef, LRef-AC, L-5-13 e L-8-5.

Nenhuma laje apresentou carga de ruptura maior que as previstas pelo método, os resultados variaram de -14% a -41%, inclusive nas lajes da 3ª série, que em todos os códigos citados anteriormente apresentaram cargas experimentais maiores que as calculadas.

5.3.6. Resumo dos Métodos

Os códigos e métodos citados nesse trabalho adotam diferentes parâmetros para o dimensionamento de lajes lisas submetidas à punção, tendo como análise principal o cálculo da tensão nominal de cisalhamento atuando em um dado perímetro de controle. A Tabela 5.13 expõe os principais parâmetros para o cálculo da resistência à punção dos diferentes métodos.

Tabela 5. 13 Comparativo entre os métodos de cálculo para previsão da carga de ruptura de lajes lisas.

Códigos	Espaçamento radial máximo (mm)	f_{ywd} (MPa)	Parcela de contribuição da armadura de cisalhamento (kN)	Perímetro de controle da face do pilar (mm)	Perímetro de controle a partir da última camada da armadura de cisalhamento (mm)
ACI 318 (2014)	0,5d	420	$\frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd}$	0,5d	0,5d
EC 2 (2004)	0,75d	250+0,25d	$1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd}$	2d	1,5d
ABNT NBR 6118 (2023)	0,75d	300	$1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd}$	2d	2d
<i>fib</i> Model Code (2010)	3,0d	$\frac{E_s \psi}{6}$	$A_{sw}^* f_{ywd}$	0,5d	0,5d
Gomes (1991)	0,5d	f_{yd}	$1,75 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd}$	1,5d	2,5d

A_{sw}^* é a área da armadura dentro da zona delimitada por 0,35d e d a partir da face do pilar.

A Tabela 5.14 apresenta o comparativo da carga de ruptura experimental com os previstos de pelos diferentes métodos de cálculo (V_{teste}/V_{calc}).

Analisando de forma geral os códigos ACI 318 (2014) e *fib* Model Code (2010) são os mais conservadores com relação a carga de ruptura, nos quais todas as cargas de cálculo foram inferiores as cargas experimentais, com exceção de LRef em *fib* Model Code (2010).

Esses resultados conservadores estão relacionado com a não consideração do efeito do tamanho das lajes (*size effect*) e ao menor perímetro de controle adotado pelo ACI 318 (2014), afastado 0,5d do perímetro do pilar, como sugere também o *fib* Model Code (2010).

Com relação ao modo de ruptura, o único método que distinguiu dos demais foi o *fib* Model Code (2010), indicando ruptura interna para todas as lajes com armadura de cisalhamento, essa indicação está relacionada ao menor intervalo de camadas de armadura de cisalhamento entre 0,35d e 0,65d, o que diminui a contribuição das armaduras na resistência ao

cisalhamento. Essa consideração fica menos evidente ao analisar as lajes da 3ª série que são justamente as lajes com previsão de ruptura interna em todos os métodos, e com exceção do método de Gomes (1991) ocorreu pequena variação entre eles.

Analisando a ABNT NBR 6118 (2023) e EC2 (2004) a de se destacar que o comportamento com relação à capacidade de carga previstos pela ABNT NBR 6118 (2023) apresentou significativas diferenças ao estabelecido pelo EC2 (2004), as normas citadas adotavam parâmetros bem próximos na versão anterior da NBR, com a atualização da limitação do *size effect* a norma brasileira se mostrou mais conservadora.

Tabela 5. 14 Comparação entre as cargas experimentais e estimadas com a norma.

Laje	ACI 318 (2019)	EC2 (2004)	ABNT NBR 6118 (2023)	<i>fib</i> Model Code (2010)	Gomes (1991)
	V_{teste}/V_{calc}	V_{teste}/V_{calc}	V_{teste}/V_{calc}	V_{teste}/V_{calc}	V_{teste}/V_{calc}
1ª Série					
LRef	1,14	0,86	1,19	0,92	0,86
L-5-5	1,44	0,88	1,10	1,64	0,69
L-6-5	1,24	0,75	0,95	1,27	0,60
L-8-5	1,16	0,75	0,93	1,27	0,59
2ª Série					
LRef-AC	1,56	0,96	1,22	1,94	0,78
L-5-6	1,25	0,76	0,96	1,28	0,59
L-5-9	1,39	0,84	1,06	1,50	0,66
L-5-13	1,66	1,01	1,27	2,09	0,78
3ª Série					
LRef-AC-I	1,61	1,36	1,49	1,60	0,83
L-5-6-I	1,31	1,11	1,22	1,17	0,68
L-5-9-I	1,39	1,18	1,29	1,27	0,72
L-5-13-I	1,49	1,25	1,38	1,46	0,78

5.3.7. Contribuição do concreto e do aço na resistência à punção de lajes lisas

A resistência à punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento é calculada considerando a contribuição do concreto e das armaduras. Tanto as normas técnicas quanto diversos pesquisadores avaliam a contribuição dessas parcelas de maneira distinta.

Regan (1985) em seus estudos indica que o aço contribui para a resistência à punção por meio da soma das forças nas camadas das armaduras de cisalhamento cortada a 45° pela superfície de ruptura. Com relação ao concreto, a contribuição na resistência à punção seria de 75% da resistência de uma laje sem armadura de cisalhamento.

Considerando os indicativos de Regan (1985) e a parâmetros apresentados na norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023), as lajes armadas com a nova proposta de *stud* (ancoragem interna) nas quais a superfície de ruptura cruzaram as armaduras de cisalhamento serão avaliadas nesse item por meio da Tabela 5.15.

Dessa maneira a laje L-5-13 não será avaliada nesse item uma vez que sua superfície de ruptura ocorreu de forma externa conforme previsão normativa, as demais lajes da 1ª e 2ª série apresentaram modo de ruptura diferente do proposto pela norma, indicando que o novo modelo de *stud* apresenta uma certa limitação na ancoragem proporcionando essa mudança no modo de ruptura.

A laje L-5-8 embora tenha apresentado ruptura externa, conforme previsão normativa, sua superfície de ruptura percorreu a camada de concreto inferior, aumentada devido a deficiência das formas na concretagem e portanto será inserida nessa análise.

Tabela 5. 15 Contribuição do aço na resistência a punção das lajes.

Laje	d (mm)	S _r (mm)	V _{ck} (kN)	P _u (kN)	A _{sw} f _y (kN)	$\frac{P_u - 0,75V_{ck}}{A_{sw}f_y}$	$\frac{P_u - V_{ck}}{A_{sw}f_y}$	$\frac{nA_{sw}f_y + V_{ck}}{P_u}$
1ª série								
L-5-5	113	57	254	586	325,2	1,22	1,02	1,54
L-6-5	110	57	253	506	325,2	0,97	0,78	1,78
L-8-5	136	57	307	560	325,2	1,01	0,78	Externa
2ª série								
L-5-6	113	57	250	500	325,2	0,96	0,77	1,80
L-5-9	116	57	264	571	325,2	1,15	0,95	1,60
3ª série								
L-5-6-I	113	85	257	450	86,0	2,99	2,25	0,95
L-5-9-I	113	85	257	478	86,0	3,31	2,56	0,72
L-5-13-I	116	85	266	525	86,0	3,78	3,01	0,84

n = número de camadas que a superfície de ruptura cruzou

n = 2 (L-5-5, L-6-5, L-5-6, L-5-9, L-5-6-I, L-5-13-I)

n = 1 (L-5-9-I)

P_u = carga de ruptura experimental

V_{ck} = carga teórica para laje sem AC

As lajes da 3ª série apresentaram modo de ruptura conforme previsto na ABNT NBR 6118 (2023), a superfície de ruptura de todas as lajes cruzaram as armaduras de cisalhamento.

Avaliando a contribuição total do concreto nesse grupo de lajes constatou-se que 2 a 3 camadas de armadura de cisalhamento seriam atingidas pela superfície de ruptura, utilizando 75% da contribuição do concreto esse comportamento passa a ser entre 3 e próximo de 4 camadas, já nos modelos experimentais a superfície de ruptura cruzou de 1 a 2 camadas de armadura de cisalhamento com cargas de ruptura superiores ao previsto pela norma.

As lajes da 1ª e 2ª séries apresentaram maiores deficiências na ancoragem das armaduras, uma vez que estimou-se pelas normas que essa série romperia externamente às armaduras de cisalhamento, sendo necessário portanto uma recalibração da contribuição do aço para essas lajes.

Esse comportamento fica evidenciado na Tabela 5.16, na qual a contribuição do aço está indicada, também é feita uma comparação entre a carga de ruptura experimental com a carga de ruptura teórica, nesse caso calculado com uma redução da contribuição do concreto conforme indicado por Regan (1985) somado a parcela de contribuição proveniente das armaduras de cisalhamento.

Tabela 5. 16 Contribuição do aço, comparativo com carga de ruptura.

Laje	d (mm)	Sr (mm)	V _{ck} (kN)	0,75V _{ck} (kN)	$\frac{1,5d}{S_r} A_s f_y$	P _u	V _{teórico}	$\frac{P_u}{V_{teórico}}$
1ª série								
L-5-5	113	57	254	191	967	586	1158	0,51
L-6-5	110	57	253	190	941	506	1131	0,45
L-8-5	136	57	307	230	1164	560	1394	0,40
2ª série								
L-5-6	113	57	250	188	967	500	1155	0,43
L-5-9	116	57	264	198	993	571	1191	0,48
3ª série								
L-5-6-I	113	85	257	193	172	450	365	1,23
L-5-9-I	113	85	257	193	172	478	365	1,31
L-5-13-I	116	85	266	200	176	525	376	1,40

P_u = carga de ruptura experimental
V_{ck} = carga teórica para laje sem AC
V_{teórico} = 0,75 V_{ck} + (1,5d/S_r)A_sf_y

Fica evidente o quanto o modelo de cálculo expresso pela ABNT NBR 6118 (2023) precisa ser adaptado para lajes com esse modelo de *stud*, principalmente para lajes que tenham previsão de ruptura externa (1ª e 2ª série), uma vez que, com exceção da laje L-5-13 as demais lajes ensaiadas apresentaram superfície de ruptura cruzando as armaduras de cisalhamento com carregamento inferior entre 60% e 49%.

Já nas lajes com previsão de ruptura interna (3ª série) o novo modelo de *stud* se adequa perfeitamente ao modelo de cálculo da ABNT NBR 6118 (2023), não havendo necessidade nem da redução da contribuição do concreto para a resistência à punção.

6. CONTRIBUIÇÕES PARA A ABNT NBR 6118 (2023) PARA LAJES COM ARMADURA DE CISALHAMENTO DO TIPO *STUD* INTERNO

Um dos objetivos centrais dessa pesquisa é desenvolver e avaliar um novo modelo de armadura de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna que apresente comportamento semelhante ao *stud* convencional (ancoragem externa), o que foi atingido com a laje L-5-13.

A carga e modo de ruptura dessa laje foram praticamente idênticos com a laje de referência LRef-AC, bem como o comportamento dos deslocamentos e deformações da armadura de flexão, cisalhamento e do concreto. Os dados obtidos na avaliação dessa laje apontam para que o seu arranjo de armadura seja o ideal para as condições impostas nesse estudo.

Ao avaliar o comportamento das lajes com os diferentes arranjos desse novo modelo de *stud* se faz necessário algumas considerações para maior segurança no dimensionamento de lajes submetidas à punção. Sendo assim, com o intuito de viabilizar a utilização do modelo de *stud* proposto nessa pesquisa, são feitas algumas sugestões de contribuição no método de cálculo utilizado pela ABNT NBR 6118 (2023).

Um dos pontos de fragilidade de armaduras com ancoragem interna é o surgimento de fissuras e conseqüentemente o desenvolvimento da superfície de ruptura na região que tangencia a face da base inferior do *stud*, alguns autores classificam esse tipo de ruptura por delaminação.

Isso ocorre devido a fragilidade na aderência/ancoragem entre o aço e o concreto em uma região onde estão atuando as forças F_{ct} e F_{st} , conforme apresentado na Figura 6.1.

- Força Tangencial do Concreto (F_{ct}), que atua tangencialmente ao segmento de laje e abaixo do centro de rotação, com sentido do exterior para o interior do mesmo.
- Força Tangencial da Armadura de Flexão (F_{st}), proveniente das armaduras de flexão nas fissuras radiais.

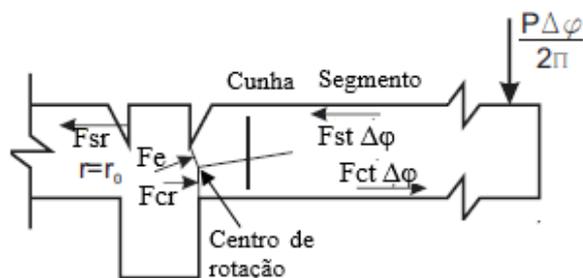


Figura 6. 1 Forças que atuam devido a punção

Sendo assim, baseado no modelo de Gomes (1991) e Trautwein (2011), são apresentadas as seguintes propostas:

6.1. CONTRIBUIÇÕES GERAIS

Instalar 2 pinos antifissuração na região S_0 , com o intuito de aumentar a resistência da biela comprimida de concreto.

Limitar o diâmetro dos pinos antifissuração a 5,0 mm, uma vez que as lajes com pinos de maiores diâmetros apresentaram carga de ruptura inferior. Bastos (2019) explica que armaduras de diâmetros maiores tendem a apresentar maior fissuração se comparada a menores diâmetros.

6.2. CONTRIBUIÇÕES PARA LAJES COM PREVISÃO DE RUPTURA EXTERNA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118 (2023)

Com exceção da laje LRef, que não possui armadura de cisalhamento, as demais lajes da 1ª e 2ª série foram dimensionadas com previsão de ruptura externa de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), adotando parâmetros para *studs* convencionais com ancoragem externa.

Dentre as lajes com *studs* de ancoragem interna apenas as lajes L-5-13 e L-8-5 apresentaram ruptura externa, porém na laje L-8-5 a superfície de ruptura surgiu no pilar e percorreu uma camada de concreto na face inferior que acabou por ser aumentada devido a uma falha das formas no momento da concretagem.

Portanto é necessário considerar novos parâmetros de contribuição do aço e do concreto no cálculo da resistência à punção, uma vez que as demais lajes dessa série apresentaram modo ruptura com superfície cruzando as armaduras de cisalhamento, comportamento característico de uma ruptura descrita como interna.

A norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023) aponta para o cálculo de lajes com armadura de cisalhamento a equação 6.1 para verificação de ruptura interna:

$$F_{Rd3} = 0,10k_e (100 \rho f_{ck})^{1/3} \cdot \mu d + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen}\alpha \quad (6.1)$$

Sendo a primeira parcela a contribuição do concreto somado a segunda que é a contribuição das armaduras de cisalhamento.

Analisando as previsões obtidas por esse cálculo, observou-se que as contribuições dessas parcelas apresentavam cargas muito altas que não foram atingidas experimentalmente pela grande maioria das lajes, principalmente a parcela advinda da contribuição do aço.

O arranjo de espaçamento dos pinos antifissuração se mostrou diretamente proporcional a esse aumento de carga, indicando a utilização de um fator de ancoragem “ η_s ” relacionado a esse parâmetro, considerando que a taxa de armadura de cisalhamento permaneceu a mesma nessas lajes. A contribuição do concreto também foi prejudicada dado ao grande volume de armadura inserido na região dos pinos antifissuração, sendo necessário reduzir sua parcela utilizando um fator de redução “ η_c ”.

Com essas considerações a equação 6.1 modificada para o cálculo de resistência à punção com *studs* de ancoragem interna é definida por:

$$F_{Rd3} = \eta_c \left(0,10k_e (100 \rho f_{ck})^{1/3} \right) \cdot \mu d + \eta_s \left(1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen}\alpha \right) \quad (6.2)$$

Os fatores de redução η_c e η_s são definidos pela razão entre a taxa de armadura de cisalhamento pela taxa de armadura dos pinos antifissuração, tal como apresentado na equação 6.3.

$$FR = \frac{\rho_w}{\rho_{wpin}} \quad (6.3)$$

A taxa de armadura de cisalhamento ρ_w é calculada por:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_r \cdot S_t} \quad (6.4)$$

A_{sw} - área de aço de uma barra da armadura de cisalhamento;

S_r - espaçamento radial das armaduras de cisalhamento.

S_t - é o espaçamento tangencial médio dos perímetros da armadura de cisalhamento medido no perímetro de controle investigado (comprimento do perímetro de controle investigado dividido pelo número de barras de armadura de cisalhamento dispostas nele ou próximo a ele).

A taxa de armadura dos pinos antifissuração ρ_{wpin} é calculada por:

$$\rho_{wpin} = \frac{A_{spin}}{S_{rpin} \cdot S_{tpin}} \quad (6.5)$$

A_{spin} - área de aço de uma barra da armadura do pino antifissuração;

S_{rpin} - espaçamento radial dos pinos antifissuração.

S_{tpin} - é o espaçamento tangencial médio dos perímetros dos pinos antifissuração medido no perímetro de controle investigado (comprimento do perímetro de controle investigado dividido pelo número de linhas *studs*).

Os valores dos fatores de redução η_c e η_s são definidos em função dos limites apresentados por FR , como segue:

$$\begin{aligned} FR \geq 2,0 & \begin{cases} \eta_c = 0,8 \\ \eta_s = 0,4 \end{cases} \\ 1,0 < FR < 2,0 & \begin{cases} \eta_c = 1,0 \\ \eta_s = 0,8 \end{cases} \\ FR \leq 1,0 & \begin{cases} \eta_c = 1,0 \\ \eta_s = 1,0 \end{cases} \end{aligned}$$

Os parâmetros para o cálculo dos fatores de redução de cada laje estão apresentados na Tabela 6.1.

As Tabelas 6.2 e 6.3 apresentam um comparativo dos cálculos de resistência à punção das lajes da 1ª e 2ª série com as equações da ABNT NBR 6118 (2023) e a equação proposta.

Tabela 6. 1 Cálculo dos coeficientes de redução η_c e η_s .

Laje	A_{sw} (mm ²)	A_{spin} (mm ²)	ρ_w (%)	ρ_{wpin} (%)	FR	η_c	η_s
1ª série							
L-5-5	78,54	19,63	0,874	0,219	4,00	0,8	0,4
L-6-5	78,54	31,17	0,892	0,354	2,52	0,8	0,4
L-8-5	78,54	50,37	0,758	0,485	1,56	1,0	0,8
2ª série							
L-5-6	78,54	19,63	0,874	0,219	4,00	0,8	0,4
L-5-9	78,54	19,63	0,857	0,357	2,40	0,8	0,4
L-5-13	78,54	19,63	0,863	0,539	1,60	1,0	0,8
3ª série							
L-5-6-I	31,17	19,63	0,155	0,146	1,06	1,0	0,8
L-5-9-I	31,17	19,63	0,155	0,243	0,64	1,0	1,0
L-5-13-I	31,17	19,63	0,152	0,357	0,43	1,0	1,0

Tabela 6. 2 Modo e carga de ruptura previstos pela ABNT NBR 6118 (2023).

Laje	F_{concr} (kN)	$F_{aço}$ (kN)	$F_{rd3}^{(1)}$ (kN)	$F_{rd1,ext}^{(2)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	P_u (kN)	P_u/V_{calc} (kN)	Modo de Ruptura	
								Previsto	Real
1ª série									
L-5-5	196	967	1162	533	533	586	1,10	Externo	Interno
L-6-5	194	941	1136	535	535	506	0,95	Externo	Interno
L-8-5	236	1164	1400	601	601	560	0,93	Externo	Externo
2ª série									
L-5-6	192	967	1159	523	523	500	0,96	Externo	Interno
L-5-9	203	993	1195	538	538	571	1,06	Externo	Interno
L-5-13	193	984	1177	520	520	660	1,27	Externo	Externo
3ª série									
L-5-6-I	197	172	369	538	369	450	1,22	Interno	Interno
L-5-9-I	198	172	370	540	370	478	1,29	Interno	Interno
L-5-13-I	205	176	381	543	381	525	1,38	Interno	Interno

(1) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento, soma de $F_{concreto} + F_{aço}$;

(2) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Tabela 6. 3 Modo e carga de ruptura previstos com a equação modificada da ABNT NBR 6118 (2023).

Laje	$F_{concret}$ (kN)	$F_{aço}$ (kN)	$F_{rd3}^{(1)}$ (kN)	$F_{rd1,ext}^{(2)}$ (kN)	V_{calc} (kN)	P_u (kN)	P_u/V_{calc} (kN)	Modo de Ruptura	
								Previsto	Real
1ª série									
L-5-5	156	336	493	533	493	586	1,19	Interno	Interno
L-6-5	155	327	483	535	483	506	1,05	Interno	Interno
L-8-5	236	810	1046	601	601	560	0,93	Externo	Externo
2ª série									
L-5-6	154	336	490	523	490	500	1,02	Interno	Interno
L-5-9	162	345	508	538	538	571	1,13	Interno	Interno
L-5-13	193	685	878	520	520	660	1,27	Externo	Externo
3ª série									
L-5-6-I	197	119	317	538	317	450	1,42	Interno	Interno
L-5-9-I	198	172	370	540	370	478	1,29	Interno	Interno
L-5-13-I	205	176	381	543	381	525	1,38	Interno	Interno

(1) Carga na superfície cruzando à região com armadura de cisalhamento, soma de $F_{concreto} + F_{aço}$;

(2) Carga na superfície externa à região com armadura de cisalhamento.

Com as adequações propostas o resultados teóricos ficaram mais próximos dos experimentais, todas as lajes apresentaram carga de ruptura superior a carga de cálculo, variando entre 2% e 42%, exceto na laje L-8-5 que apresentou deficiência na concretagem prejudicando sua análise. O modo de ruptura de todas as lajes se mostrou compatível com o previsto pelo modelo teórico.

Também é possível observar, principalmente nas lajes da 2ª série, o aumento gradativo de $F_{aço}$ conforme diminuía-se o espaçamento dos pinos antifissuração, quando F_{rd3} apresentou uma carga maior que $F_{rd1,ext}$ mudando o modo de ruptura de interno para externo na laje L-5-13.

6.3. CONTRIBUIÇÕES PARA LAJES COM PREVISÃO DE RUPTURA INTERNA DE ACORDO COM A ABNT NBR 6118 (2023)

As lajes da 3ª série foram dimensionadas com previsão de ruptura interna de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023), adotando parâmetros para *studs* convencionais com ancoragem externa. Todas as lajes apresentaram carga e modo de ruptura compatíveis com a

previsão normativa, não havendo necessidade de grandes intervenções, justificando o uso dos coeficientes η_c e η_s iguais a 1,0.

A região onde foram instalados os pinos antifissuração, definida inicialmente como $2d$ pode ser reduzida. Os dados indicam que as deformações significativas para esse conjunto de lajes foram aferidas em uma região de aproximadamente $0,8d$, o que pode ser a região para os pinos de novas lajes a serem investigadas.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

7.1. CONCLUSÕES DO PROGRAMA EXPERIMENTAL

O objetivo geral desse trabalho foi avaliar lajes lisas de concreto armado submetidas ao efeito de punção, com uma nova proposta de modelo de armaduras de cisalhamento do tipo *stud*, com ancoragem interna (sem envolver as armaduras de flexão). Esses *studs* possuíam uma armadura secundária, denominada pinos antifissuração, que tem por finalidade reduzir a fissuração e aumentar a ancoragem.

Esses pinos são a principal variável da pesquisa, apresentando diferenças quanto ao seu diâmetro e espaçamento em nove lajes, de um total de doze divididas em três séries de quatro, com uma laje de referência em cada série.

O comportamento das lajes foi avaliado ao considerar a influência desse novo modelo de armadura na carga e modo de ruptura, rigidez, ductilidade, além dos impactos nos aspectos construtivos que o uso dessa armadura implica.

A - PROCEDIMENTO DE MONTAGEM

O procedimento de montagem das lajes utilizando o novo modelo de armadura de cisalhamento foi facilitado, dado a praticidade no posicionamento dos *studs* seguindo as características de projeto: distribuição radial na área carregada (em torno do pilar).

O procedimento também garantiu a posição correta das armaduras de flexão com os espaçamentos previstos em projeto, o que pode ser prejudicado com o uso dos *studs* convencionais, que ao tentar seguir a distribuição radial com o ângulo previsto por vezes ocorre a sobreposição de elementos, sendo necessário afastar as barras da armadura de flexão ou alterar o ângulo da distribuição radial dos *studs*.

B - CARGAS E MODO DE RUPTURA

As lajes das 1ª e 2ª séries alcançaram cargas de ruptura de 56% a 106% superiores à carga de ruptura da laje LRef, que não possuía armadura de cisalhamento. Notavelmente, a

laje L-5-13 obteve a maior carga de ruptura dentre as lajes com o novo modelo de armadura, atingindo 99,2% da carga da laje LRef-AC, que possuía uma armadura de cisalhamento convencional. Nas lajes da 3ª série, o aumento na capacidade de carga variou entre 40% e 64% em comparação com a LRef.

Esse aumento significativo na capacidade de carga das lajes desta pesquisa, quando comparado com a laje sem armadura de cisalhamento, ressalta a potencialidade desse tipo de armadura de cisalhamento, com ancoragem interna às armaduras de flexão.

Ficou evidente, em todas as lajes, que o espaçamento entre os pinos antifissuração exerce influência sobre a capacidade de carga do elemento estrutural. Observou-se que, quanto mais próximos estavam os pinos, maiores eram as cargas de ruptura alcançadas. Isso indica a contribuição significativa desses pinos na ancoragem dos *studs*.

C - FISSURAS

O processo de formação de fissuras na superfície superior das lajes ocorreu de maneira semelhante tanto nas lajes da 1ª quanto nas da 2ª série. Inicialmente, as fissuras radiais foram as primeiras a se desenvolver, surgindo com cargas variando entre 9% e 36% da carga de ruptura. Posteriormente, as fissuras circunferenciais apareceram, ocorrendo quando as cargas atingiam valores entre 36% e 78% da carga de ruptura.

Nas lajes da 3ª série, observou-se um comportamento ligeiramente diferente, com as fissuras radiais aparecendo em cargas variando entre 18% e 27% da carga de ruptura, enquanto as fissuras circunferenciais surgiram entre 33% e 52% da carga de ruptura. Isso evidencia a influência significativa da taxa de armadura de cisalhamento na capacidade de carga e na rigidez das lajes.

É possível correlacionar o surgimento das fissuras radiais com a taxa de armadura dos pinos antifissuração. Conforme a taxa de armadura aumentou esse comportamento ocorreu mais tardiamente. Isso evidencia a eficácia dos pinos antifissuração no controle e consequente redução das fissuras nas lajes.

D - SUPERFÍCIES DE RUPTURA

No que diz respeito às superfícies de ruptura, destaca-se que apenas a laje L-8-5 desenvolveu sua superfície de ruptura tangenciando a face inferior dos *studs*. No entanto, é importante notar que essa laje enfrentou problemas durante a concretagem, com sua forma deslocando-se e aumentando a altura na região central. Isso resultou em um aumento do

cobrimento das armaduras inferiores, onde a superfície de ruptura se desenvolveu. Portanto, torna-se essencial realizar uma análise mais detalhada do desempenho desses elementos com esse tipo de armadura, especialmente em casos de exposição a condições de agressividade mais elevadas em que se exige um cobrimento maior.

As demais lajes apresentaram superfície de ruptura cruzando as armaduras de cisalhamento, com exceção da laje L-5-13 em que a superfície de ruptura ocorreu na região externa a essas armaduras, alcançando o comportamento previsto pelos códigos e normas para *studs* convencionais.

Dessa maneira o controle do modo de ruptura pode ser obtido com a utilização de taxas de armadura dos pinos antifissuração que aumentem a ancoragem dos *studs* ao ponto desse elemento apresentar comportamento similar aos *studs* com ancoragem externa às armaduras de flexão.

E - DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Em todas as lajes, observou-se um padrão de deslocamento uniforme, linear, crescente e simétrico em relação à região central. Ficou evidente que as armaduras de cisalhamento não tiveram impacto direto no comportamento em si, mas influenciaram significativamente a rigidez dos elementos.

No entanto, na laje L-8-5, ocorreu alteração nesse comportamento, uma vez que durante o processo de concretagem, essa laje desenvolveu uma espécie de capitel devido à deformação das formas, aumentando a seção transversal, o que resultou em deslocamentos mais planos na região central em comparação com as outras lajes.

Ao comparar os deslocamentos das lajes da 1ª e 2ª séries quando submetidas a uma carga próxima à carga de ruptura da laje LRef (300 kN), fica ressaltada a significativa contribuição das armaduras de cisalhamento para a rigidez das lajes. Esse aumento na rigidez foi observado na faixa de 29% a 54% para as lajes da 1ª e 2ª séries e de 27% a 37% para as lajes da 3ª série.

Os deslocamentos máximos das lajes da 1ª e 2ª série, armadas com armadura de cisalhamento de ancoragem interna, foram superiores aos da laje LRef em uma faixa que variou entre 10% e 91%. Na 2ª série, é digno de nota que somente a laje L-5-13-I apresentou deslocamentos superiores à LRef, com um aumento de 12%. Por outro lado, as demais lajes tiveram deslocamentos iguais (L-5-6-I) ou 14% menores (L-5-9-I) ao compará-los com a LRef.

Esses dados apontam para um excelente comportamento do modelo de armadura proposto nessa pesquisa, no que diz respeito à rigidez das lajes.

F - DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

Todas as lajes com armadura de cisalhamento alcançaram a deformação característica de esmagamento do concreto, conforme definido pelo ACI 318 (2019). No entanto, em relação à ABNT NBR 6118 (2023), somente as lajes da 1ª e 2ª séries conseguiram atingir essa deformação de esmagamento.

Os extensômetros posicionados na direção circunferencial registraram as maiores deformações em todas as lajes, ao passo que os extensômetros posicionados radialmente indicaram deformações menores. O modelo de armadura proposta não apresentou mudanças significativas nesse comportamento das lajes.

G - DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

Somente a laje LRef não conseguiu atingir a deformação característica de escoamento, enquanto todas as outras lajes alcançaram essa deformação na região central. Vale ressaltar que as lajes L-5-13 e L-5-9 se destacaram ao apresentarem maiores raios de deformação nas armaduras de flexão. Como resultado, na faixa mais distante medida em todas as lajes (a 85 cm do centro), essas lajes registraram as maiores deformações, situando-se na faixa de 50% a 60% da deformação de escoamento.

Esse comportamento sugere uma distribuição mais ampla das tensões nas lajes quando se utiliza a armadura de cisalhamento, e a quantidade de pinos antifissuração desempenhou um papel significativo nesse comportamento.

O uso da armadura de cisalhamento com maiores taxas de pinos antifissuração indicam uma maior distribuição das tensões e conseqüentemente um modo de ruptura menos frágil.

H - DEFORMAÇÃO NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO E PINOS ANTIFISSURAÇÃO

Em todas as lajes, foi observado que as camadas mais próximas da região do pilar apresentaram as maiores deformações, e não foram identificadas diferenças significativas nas deformações entre as linhas a 0° e 30°/45°. É importante notar que as maiores deformações,

tanto nas camadas de armadura de cisalhamento quanto nos pinos antifissuração, coincidiram com a região onde a superfície de ruptura se desenvolveu.

Nas lajes da 1ª e 2ª séries as camadas da armadura de cisalhamento não atingiram a deformação característica de escoamento, apenas a primeira camada de L-5-13. Na 3ª série esse comportamento se mostrou mais recorrente, principalmente nas lajes de maiores cargas de ruptura.

Os pinos antifissuração não apresentaram deformações de escoamento, de modo que assim como nas camadas das armaduras de cisalhamento, as lajes mais carregadas apresentaram maiores deformações nas regiões mais próximas dos pilares.

Na 3ª série de lajes, os pinos mais afastados do pilar foram pouco solicitados, indicando que é possível reduzir a região de instalação do pinos, previamente definida como 2d, nas lajes dessa série.

As maiores deformações aferidas nos pinos foi na primeira camada, situada mais próximo dos pilares, com deformações na ordem de 48% e 44% da deformação de escoamento nas lajes L-5-13 e L-5-9-I respectivamente.

Os dados obtidos principalmente nos pinos antifissuração demonstram o potencial do modelo da armadura proposta, uma vez que as deformações indicam a real atuação dessa armadura secundária no comportamento global do elemento estrutural, essas informações corroboram com os demais comportamentos para a eficiência no uso dessa armadura em lajes lisas submetidas à punção.

I - CÓDIGOS E NORMAS DE PROJETO

É imperativo destacar que os métodos de cálculo estabelecidos pelos códigos e normas abordados nesta pesquisa não contemplam a utilização de armaduras de cisalhamento do tipo *stud* com ancoragem interna às armaduras de flexão. Este é um ponto de particular importância, ressaltando a lacuna existente nos atuais protocolos de dimensionamento em relação a esse tipo específico de armadura, e sublinhando a necessidade de revisões e adaptações na normatização para acomodar devidamente essa inovação tecnológica.

No escopo desta pesquisa, os resultados revelaram que o código *fib Model Code* (2010) demonstrou a abordagem mais conservadora em relação às lajes estudadas, seguido pelo ACI 318 (2019). Em todas as lajes, as cargas de ruptura previstas por esses códigos se mostraram coerentes com os resultados experimentais obtidos. No entanto, merece destaque

que o modo de ruptura previsto, particularmente nas lajes com armadura de cisalhamento e ancoragem interna, foi alcançado somente nas lajes pertencentes à 3ª série e na laje L-5-13.

No contexto da recente revisão da norma ABNT NBR 6118 (2023), observou-se uma tendência semelhante à descrita anteriormente, onde esta norma revelou uma abordagem ligeiramente mais conservadora. Especificamente, algumas das lajes pertencentes às séries 1ª e 2ª não alcançaram exatamente a carga de ruptura prevista, mas se aproximaram consideravelmente desse valor, assemelhando-se aos resultados obtidos com o EC 2 (2004).

Em todos os códigos e normas empregados nesta pesquisa, foi notável que o modo de ruptura calculado diferiu do observado em algumas lajes estudadas. Essa discrepância evidencia a premente necessidade de refinamentos e ajustes no modelo de cálculo, destacando assim a relevância de investigações adicionais neste campo de estudo.

Apesar de pequenas diferenças entre os modelos de cálculo com os obtidos experimentalmente, as armaduras dessa pesquisa apresentam um grande potencial de uso, desde que haja cuidados e observações para um dimensionamento mais preciso.

J - PROPOSTA DE MODELO DE CÁLCULO

O presente estudo enfatiza a necessidade de realizar adaptações nas diretrizes de projeto existentes, notadamente a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2023), a fim de incorporar o avanço representado pelo novo modelo de armadura de cisalhamento proposto nesta pesquisa. As conclusões apontam para a inadequação das atuais orientações em relação a esse tipo de armadura, o que pode resultar em previsões de resistência à punção que se distanciam significativamente dos resultados experimentais.

As principais conclusões e sugestões para adaptar a norma ABNT NBR 6118 (2023) são:

⇒ Fixar os pinos antifissuração com diâmetro de 5,0 mm pois apresentaram melhores desempenho nas lajes avaliadas;

⇒ Propor um fator de redução da contribuição do aço e concreto para lajes em que a superfície de ruptura cruze as armaduras de cisalhamento, em virtude da deficiência de ancoragem das armaduras e fragilidade do concreto indicada nos modelos experimentais.

⇒ O fator de redução deve ser estabelecido em função da razão entre a taxa de armadura de cisalhamento e taxa de armadura dos pinos antifissuração.

Embora as adaptações sugeridas tenham apresentado coerência com os resultados experimentais em termos de carga e modo de ruptura, é imperativo ressaltar que são necessários

estudos adicionais abrangendo diferentes características e arranjos desse novo modelo de armadura de cisalhamento.

Esses esforços de pesquisa são cruciais para o refinamento e desenvolvimento de modelo de cálculo que possam ser aplicadas com precisão em diversas situações de projeto, representando um passo importante em direção ao aprimoramento das normas e códigos de projeto, com o objetivo de garantir a segurança e a eficácia das estruturas que utilizam esse tipo de armadura de cisalhamento.

7.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir serão apresentadas algumas sugestões para estudos futuros envolvendo punção em lajes lisas de concreto armado com armadura de cisalhamento com ancoragem interna às armaduras de flexão:

- ⇒ Execução de ensaios com lajes lisas de maiores dimensões, avaliando diferentes situações como: retangularidade de pilares, momentos fletores aplicados, aberturas na região carregada.
- ⇒ Avaliar diferentes distribuições dos *studs* na região carregada.
- ⇒ Variar as características dos pinos antifissuração tais como: tamanho, arco da dobra, diâmetro da barra, espaçamentos variados.
- ⇒ Analisar a confiabilidade de lajes lisas com modelos de cálculo desenvolvidos para armaduras de cisalhamento com ancoragem interna.
- ⇒ Avaliar lajes lisas com armadura de ancoragem interna com diferentes cobrimentos simulando diferentes situações de agressividade.
- ⇒ Estudar diferentes modificações nos métodos de cálculo para que obter resultados mais precisos com o uso de armaduras de cisalhamento com ancoragem interna.
- ⇒ Análise numérica das lajes ensaiadas nessa pesquisa com adição de novos modelos de distribuição das armaduras e variação das características dos *studs* avaliados.
- ⇒ Associar esse modelo de armadura de cisalhamento com uso de protensão em lajes lisas de concreto armado.

REFERÊNCIAS

American Concrete Institute. ACI 318-19. **Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-11)**. Farmington Hills, Michigan, 2019.

AL-NASRA M. M. et al.: **The Use of Pyramid Swimmer Bars as Punching Shear Reinforcement in Reinforced Concrete Flat Slabs**. Journal of Civil Engineering Research 2013, 3(2): 75-80. Department of Engineering Technology, West Virginia University, Institute of Technology, Montgomery, USA, 2013.

AMORIM, R. R. **Resistência à Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado Análise Teórico-Computacional**. Goiânia, Abril, 2000. 152p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia Civil - UFG, 2000.

ANDRADE, M.A.S. **Punção em Lajes Cogumelo – Estudo do Posicionamento da Armadura de Cisalhamento em Relação à Armadura de Flexão**. Goiânia, Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia Civil / UFG. 1999.

ANDRADE M. S.; GOMES R. B. **Punção em lajes lisas com furos e armaduras de cisalhamento**. Report DCT.T.1.141.93 – RO Furnas Centrais Elétricas S.A. 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2023.

BORGES L.L.J, MELO G.S. and GOMES R.B., **Punching shear of reinforced concrete flat plates with openings**. ACI Structural Journal, V110, No.4, July-Aug. 2013, pp1-10.

BROMS, C. E., **Shear Reinforcement for Deflection Ductility of Flat Plates**, ACI Structural Journal, V. 87, No. 6, Nov.-Dec. 1990, pp. 696-705.

BROMS, C.E., **Elimination of Flat Plate Punching Failure Mode**, ACI Structural Journal, V. 97, No. 1, Jan.-Feb. 2000, pp. 94-101.

BROMS, C. E., **Concrete Flat Slabs and Footings: Design Method for Punching and Detailing for Ductility**. PhD Thesis. Department of Civil and Architectural Engineering,

Division of Structural Design and Bridges, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, 2005, 114 pp.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON, CEB - FIP. CEB – FIP Model Code Design Code 1990: Final Draft. Bulletin d'Information, CEB, Lousanne, July 1991.

EUROCODE 2, **Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**, CEN, EN 1992D1D1, Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

FERREIRA, M. P. **Punção em Lajes Lisas de Concreto com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados**. 2010. 299 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2010.

FERREIRA, M. P., Barros, R. N. M., Pereira Filho, M. J. M., Tapajós, L. S., Quaresma, F. S. **One-Way Shear Resistance of RC Members with Unconnected Stirrups**. Latin American Journal of Solids and Structures. 2016.

fib Bulletin 58. **Design of anchorages in concrete**. Stuttgart. 265 p. 2011.

FREITAS, Marcus Vinícius Pereira de. **Análise experimental dos limites superiores de resistência à punção de lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Infraestrutura e Desenvolvimento Energético) - Núcleo de Desenvolvimento Amazônico em Engenharia, Universidade Federal do Pará, Tucuruí, 2018.

FUSCO, P. B. **Técnicas de Armar Estruturas de Concreto**. 1ª ed. São Paulo – SP, Pini, 382p., 2013.

GOMES, R. B. (1991). **Punching Resistance of Reinforced Concrete Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Polytechnic of Central London, M.Phil / PhD Thesis / October, 1991, 185 p.

GOMES, R.B.; ANDRADE, M.A.S. **Resistência à Punção de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Furos Próximos da Coluna e Armadura de Cisalhamento**. Revista Ibracon, v. 4, n. 10, p.26-29, nov. 1994.

GOMES, R.B.; ANDRADE, M.A.S. **Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs with Holes**. In Proceedings of Developments in Computer Aided Design and Modeling for Structural Engineering. Endinburgh-UK, 1995. P185-193.

GOMES, R. B. REGAN, P. E. **Punching Resistance of RC Flat Slabs with Shear Reinforcement**. Journal of Structural Engineering. 1999.

GOMES, R. B. REGAN, P. E. **Punching Strength of slabs reinforced for shear with offcuts of rolled steel I-section beams**. Magazine of Concrete Research. 1999.

GOMES R. B.; SILVA, J. A.. **Punching shear resistance of reinforced concrete flat slabs with openings and rectangular columns**. Bali, Indonesia. Proceedings of the ninth east asia-pacific conference on structural engineering and construction, 2003. v. 1. p. 1-6.

GUANDALINI, S.; BURDET, O. L.; MUTTONI, A. **Punching tests of slabs with low reinforcement ratios**. ACI Structural Journal, [s. L.], v. 1, n. 106, p.87-85, jun. 2009.

HALLGREN, M. (1996). **Punching Shear Capacity of Reinforced High Strength Concrete Slabs**. Doctoral thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm, Sweden, pg. 206.

HEGGER, J. et al. **Efficiency of various punching shear reinforcement systems for flat slabs**. ACI Structural Journal, [s.l.], v. 114, n. 3, p.631-642, American Concrete Institute., maio 2017.

KINNUNEN, S.; NYLANDER, H. **Punching of Concrete Slabs without Shear Reinforcement**. Meddelande NR 38. Institutionen för Byggnadsstatik, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, 1960.

KOPPITZ, R.; KENEL, A., KELLER, T. **Punching shear of RC flat slabs – Review of analytical models for new and strengthening of existing slabs**. Engineering Structures 52, 123–130. 2013.

KRÜGER, G., BURDET, O., FAVRE, R., **Punching Strength of R.C. Flat Slabs with Moment Transfer. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings**, TRITADB KN Bulletin 57, Kungliga Tekniska Högskolan, Stockholm, 2000.

LIBERATI, E. A. P. **Análise de confiabilidade de lajes lisas de concreto armado submetidas à punção.** 2019. 310f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2019.

LIPS S., FERNÁNDEZ RUIZ M., MUTTONI A., **Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs.** ACI Structural Journal, Vol. 109, USA, 2012.

LOURENÇO, D. S. **Punção em lajes lisas de concreto armado com furo: análise experimental.** 2018. 179f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2018.

MARQUES, M. G. **Punção em lajes lisas de concreto armado com aberturas adjacentes ao pilar e armadura de cisalhamento.** 2018. 259f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas. Campinas, 2018.

MELO, G. S. S. A., *Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure.* PhD Thesis, Polytechnic of Central London, London, England, 1990, 214p.

MUTTONI, A. **Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Slabs Without Transverse Reinforcement.** ACI Structural Journal, July/August 2008.

MUTTONI, A.; SCHUARTZ, J. **Behaviour of Beams and Punching in Slabs Without Shear Reinforcement.** IABESE Colloquium, Zurich, Switzerland, 1991.

NASCIMENTO, A. J. C. **Método da superfície de resistência mínima ao cisalhamento para ligações laje-pilar com armadura de punção.** Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia Civil – UFPA – 2020.

NETO, B. N. M. **Comportamento à Punção de Lajes Lisas em Concreto Reforçado com Fibras de Aço sob Carregamento Simétrico.** Tese de Doutorado. UNB. Brasília. 343 p. 2013.

OLIVEIRA, D. C.; GOMES, R. B.; MELO, G. S. **Punching shear in reinforced concrete flat slabs with hole adjacent to the column and moment transfer.** RIEM. IBRACON Structures and Materials Journal. Volume 7. Number 3. 2014

OUKAILI, N. K.; SALMAN, T. S. **Punching Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Plates with Openings.** Journal of Structural Engineering. Volume 20, Número 1, 2014.

PARK, H., CHOI, K., **Improved Strength Model for Interior Flat Plate–Column Connections Subject to Unbalanced Moment.** ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 132, No. 5, May 2006, pp. 694D704.

PALHARES, R. A. **Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Variação da Ancoragem da Armadura de Cisalhamento.** [Brasília, Distrito Federal] 2018. xxii, 156 p., ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2018.

PEREIRA FILHO, M. J. M. **Resistência à punção de lajes lisas armadas Ao cisalhamento com estribos treliçados Pré-fabricados.** [Brasília, Distrito Federal] 2020. ENC/FT/UnB, Doutorado, Estruturas e Construção Civil, 2020.

PILAKOUTAS, K., LI, X. **Alternative shear reinforcement for reinforced concrete flat slabs,** Journal of Structural Engineering, 129 (9), pp. 1164-1172. (2003).

PINTO, V. C. **Punção em Lajes Lisas Bidirecionais de Concreto Armado com Furos e Pilares com Secção Transversal em “L”.** Dissertação de Mestrado. Belém. 2015.

REGAN, P.E. **Shear Combs, Reinforcement against Punching.** The Structural Engineer, 1985. v.63b n.4, p.76 – 84.

REGAN, P.E. **Punching Tests of Concrete Slabs with Riss Star Shear Reinforcement for Riss AG.** School of Architecture & Engineering, University of Westminster, London, 1993.

REGAN, P.E.; SAMADIAN, F. **Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs.** The Structural Engineering, 2001. v. 79. p.24-31.

RUIZ, M.F.; MUTTONI, A. **Applications of critical shear crack theory to punching of reinforced concrete slabs with transverse reinforcement.** ACI Structural Journal, v. 106, no 4, pg. 485-494, July/August. 2009.

SALAKAWAY E. F. E.; POLAK, M. A.; SOLIMAN, M. H. **Reinforced concrete slab-column edge connections with shear studs.** International Workshop on Punching Shear Capacity on RC Slabs – Stockholm. 2000.

SAMADIAN, F. **Shear Reinforcement Against Punching in Reinforced Concrete Flat Slabs.** The Structural Engineering , 2001. v. 79. p.24-31.

SHEHATA, I. A. E. M. **Theory of Punching in Concrete Slabs.** London, October, 1985. PhD Thesis. The Polytechnic of Central London, 1985.

SILVA, J.A. (2003). **Punção em Lajes Cogumelo – Pilares Retangulares, Furos e Armadura de Cisalhamento.** Goiânia, Dissertação de Mestrado–Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás.

SOUZA, R. M. **Punção em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Furos Adjacentes ou Distante de um Pilar Interno.** Brasília. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 2004, 171 p.

SOUZA, DIEGO F.; ABRANTES, JEDSON H.C.; SIQUEIRA, G. S.; TAPAJÓS, LUAMIM S.; LIMA NETO, AARÃO F.; FERREIRA, MAURICIO P. **Resistência ao Cisalhamento de Elementos de Concreto Armado com Estribos Desconectados.** In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 59, 2017, Bento Gonçalves. Anais... Bento Gonçalves: IBRACON, 2017.

TAPAJÓS, Luamim Sales. **Cisalhamento em elementos de concreto armado com estribos desconectados.** 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2017.

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.

TRAUTWEIN, L. M.; Bittencourt, T. N.; Gomes, R.B. Bella, J.C.D. **Punching Strength of Flat Slabs with unbraced shear reinforcement.** ACI Structural Journal. 2011.

WOOD, J. G. M., **Pipers Row Car Park, Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997.** Report presented to Structural *Studies* & Design Ltd, England, 1997, 209 p.

APÊNDICE A

CÁLCULO DA TAXA DE ARMADURA DE FLEXÃO PARA AS LAJES

De acordo com ABNT NBR6118:2014 e como sugerido por Lourenço (2018) o cálculo da taxa de armadura depende da área carregada do pilar acrescida de 3d para cada um dos lados. Os resultados do cálculo da taxa de armadura encontram-se na Tabela A.1.

1) Cálculo da taxa de armadura da laje (ρ).

Expressões da taxa de armadura em x e y de acordo com a ABNT NBR 6118 (2023):

$$\rho_x = 100n_x \frac{A_{s,x}}{A_{c,x}} \quad (\text{A.1})$$

$$\rho_y = 100n_y \frac{A_{s,y}}{A_{c,y}} \quad (\text{A.2})$$

Em que:

n_x : número de barras que cortam o eixo x , internas ao comprimento do pilar (150 mm) mais 3d para cada lado.

n_y : número de barras que cortam o eixo y , internas ao comprimento do pilar (150 mm) mais 3d para cada lado.

$A_{s,x}$ e y : Área da seção transversal da barra de 16,0 mm

$A_{c,x}$: Área de concreto no eixo x , calculada pela multiplicação da altura útil no eixo “ x ” (d_x) pela largura do pilar (150 mm) mais 3d de cada lado.

$A_{c,y}$: Área de concreto no eixo y , calculada pela multiplicação da altura útil no eixo “ y ” (d_y) pela largura do pilar (150 mm) mais 3d de cada lado.

Expressão da taxa da armadura:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} \quad (\text{A.3})$$

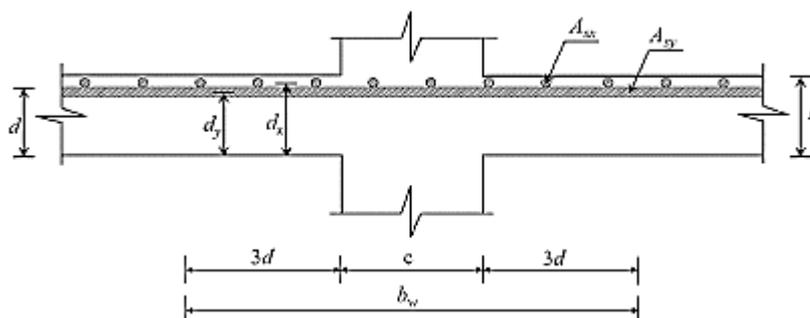


Figura A1. 1 Definição das variáveis para o cálculo da taxa de armadura de flexão

Tabela A1. 1 Cálculo de taxa de armadura de flexão

Laje	n_x	n_y	$d_{efe}^{(1)}$ (mm)	$d_x^{(2)}$ (mm)	$d_y^{(3)}$ (mm)	A_{cx} (mm ²)	A_{cy} (mm ²)	ρ_x (%)	ρ_y (%)	ρ (%)
1ª série										
LRef	8	8	116	124	108	110856	86184	1,45	1,87	1,65
L-5-5	8	8	113	121	105	105996	81900	1,52	1,96	1,73
L-6-5	8	8	110	118	102	101244	77724	1,59	2,07	1,81
L-8-5	8	8	136	142	128	142284	117504	1,13	1,37	1,24
2ª série										
LRef-AC	8	8	116	124	108	110856	86184	1,45	1,87	1,65
L-5-6	8	8	113	121	105	105996	81900	1,52	1,96	1,73
L-5-9	8	8	116	124	108	110856	86184	1,45	1,87	1,65
L-5-13	8	8	115	123	107	109224	84744	1,47	1,90	1,67
3ª série										
LRef-AC-I	8	8	113	121	105	105996	81900	1,52	1,96	1,73
L-5-6-I	8	8	113	121	105	105996	81900	1,52	1,96	1,73
L-5-9-I	8	8	113	121	105	105996	81900	1,52	1,96	1,73
L-5-13-I	8	8	116	124	108	110856	86184	1,45	1,87	1,65

(1) Valores obtidos experimentalmente;

(2) $d_x = d + \phi/2$;

(3) $d_y = d - \phi/2$.

APÊNDICE B

CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES A PARTIR DA TEORIA DAS LINHAS DE RUPTURA

O cálculo da resistência à flexão foi realizado utilizando o método introduzido por Guandalini, Burdet e Muttoni em 2009. Esse método se baseia na formação de charneiras plásticas ao longo das linhas de ruptura, resultando na subdivisão da laje em segmentos rígidos e planos delimitados por essas linhas de plastificação.

No contexto desse método, o colapso é determinado quando as linhas de ruptura se unem para formar um mecanismo deformável. A Equação B.1 representa a formulação analítica proposta pelos autores para calcular a carga que causaria a ruptura por flexão das lajes.

$$V_{flex} = \left(\frac{4m_R}{r_q(\cos\theta + \sin\theta) - c} \right) \left(\frac{B^2 - Bc - c^2/4}{B - c} \right) \quad (\text{B.1})$$

O momento resistente m_R é definido pela Equação B.2, as variáveis r_q , B , c e o ângulo θ são apresentados na Figura B.1.

$$m_R = \rho f_y d^2 \left(1 - \left(0,53 \rho \left(\frac{f_y}{f_c} \right) \right) \right) \quad (\text{B.2})$$

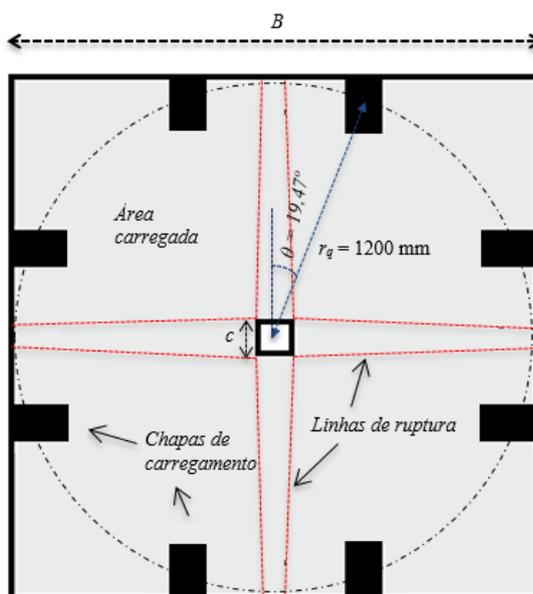


Figura B. 1 Mecanismos de ruptura das lajes
Fonte: Guandalini, Burdet e Muttoni (2009) – adaptado.

De acordo com a norma ABNT NBR 6118 (2023), é possível determinar o momento resistente (m_R) por unidade de comprimento analisando o diagrama simplificado ilustrado na Figura B.2. Esse método se aplica a concretos com resistência à compressão de até 50 MPa e representa os esforços que atuam em uma seção retangular de concreto armado submetida à flexão.

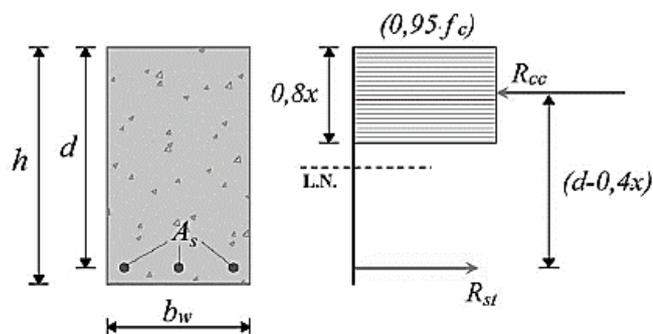


Figura B. 2 Diagrama simplificado de tensões no concreto
Fonte: ABNT NBR 6118, 2014 – adaptado.

Nesse diagrama, o valor da tensão do concreto $0,95f_c$ foi obtido sem levar em consideração o efeito Rüsçh (influência da carga de longa duração) e o efeito do aumento da resistência do concreto com a idade, decorrente do processo de hidratação do cimento.

A força resultante das tensões de compressão no concreto, considerando o diagrama retangular simplificado, pode ser escrita como:

$$R_{cc} = 0,95 f_y (0,8 x b_w)$$

A força resultante das tensões de tração na armadura pode ser descrita por:

$$R_{st} = \sum A_s f_y$$

Em que:

f_c : Resistência à compressão do concreto;

x : Profundidade da linha neutra, obtida por $x = \Sigma(A_s f_y) / (0,95 f_y 0,8 b_w)$;

b_w : Largura unitária de faixa de laje;

d : Altura útil da laje;

A_s : Área de aço da armadura de flexão tracionada da faixa unitária da laje;

f_y : tensão de escoamento do aço.

A Tabela B.1 apresenta o cálculo detalhado da resistência à flexão das lajes sem considerar os coeficientes de segurança.

Tabela B. 1 Cálculo de resistência à flexão das lajes

Laje	f_c (MPa)	f_y (MPa)	d (cm)	B (cm)	r_q (cm)	θ (°)	c (cm)	ρ (%)	m_R (kNm/m)	V_{flex} (kN)
1ª série										
LRef	47,2	581,0	11,6	240	120	19,47	15	1,65	115,11	724,34
L-5-5	45,4	581,0	11,3	240	120	19,47	15	1,73	113,29	712,85
L-6-5	48,9	581,0	11,0	240	120	19,47	15	1,81	112,74	709,43
L-8-5	42,8	581,0	13,6	240	120	19,47	15	1,24	121,36	763,70
2ª série										
LRef-AC	47,2	573,4	11,6	240	120	19,47	15	1,65	113,78	715,99
L-5-6	44,3	573,4	11,3	240	120	19,47	15	1,73	108,83	684,81
L-5-9	43,7	573,4	11,6	240	120	19,47	15	1,65	115,66	727,80
L-5-13	42,0	573,4	11,5	240	120	19,47	15	1,67	110,18	693,34
3ª série										
LRef-AC-I	46,5	581,0	11,3	240	120	19,47	15	1,73	113,64	715,10
L-5-6-I	46,7	552,0	11,3	240	120	19,47	15	1,73	108,72	684,15
L-5-9-I	47,2	552,0	11,3	240	120	19,47	15	1,73	108,86	685,03
L-5-13-I	46,4	552,0	11,6	240	120	19,47	15	1,65	109,81	690,97

APÊNDICE C

CÁLCULO DA TAXA DE ARMADURA DE CISALHAMENTO E DE PINOS ANTIFISSURAÇÃO

A taxa de armadura de cisalhamento é definido como a relação entre a área de aço da armadura pela área de concreto na região próxima a ela, a proposta de revisão do Eurocode 2, prEC-2 (2022) propõe a equação C.1.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_r \cdot S_t} \quad (C.1)$$

De modo que:

A_{sw} : é a área de uma barra da armadura de cisalhamento;

S_r : é o espaçamento radial da armadura de cisalhamento;

S_t : é o espaçamento tangencial médio entre as armaduras de cisalhamento, medido no perímetro de controle investigado.

O cálculo para S_t é realizado no comprimento do perímetro de controle investigado dividido pelo número de barras de armadura de cisalhamento dispostas nele ou próximo a ele, conforme Figura C.1.

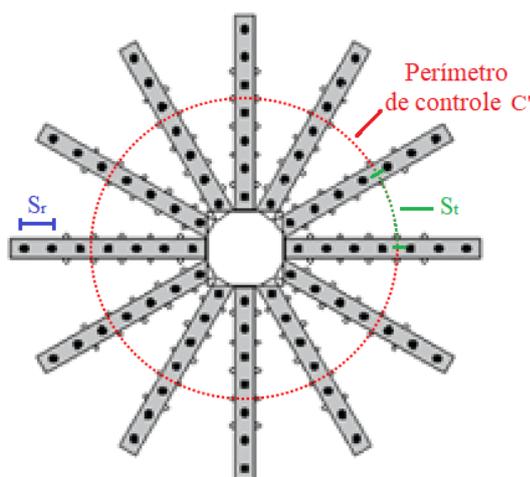


Figura C. 1 Disposição dos espaçamentos radiais e tangenciais da armadura de cisalhamento.

A taxa de armadura dos pinos antifissuração é calculada de forma análoga a taxa das armaduras de cisalhamento, por meio da Equação C.2.

$$\rho_{w, \text{pin}} = \frac{A_{s, \text{pin}}}{S_{r, \text{pin}} \cdot S_{t, \text{pin}}} \quad (\text{C.1})$$

A Tabela C.1 apresenta os valores da taxa de armadura de cisalhamento e de pinos antifissuração das lajes ensaiadas.

Tabela C. 1 Cálculo das taxas de armadura de cisalhamento e pinos antifissuração

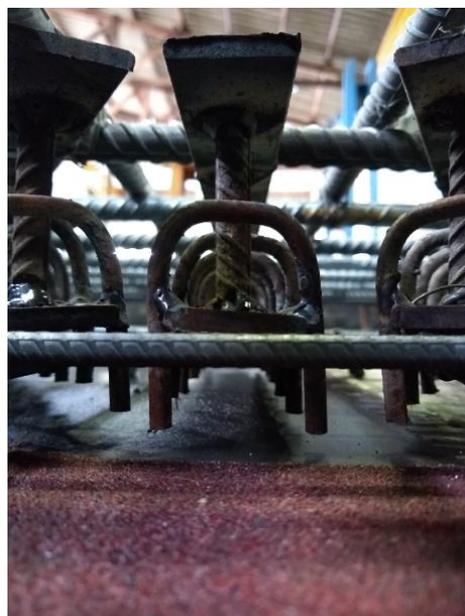
Laje	C' (mm)	S_r (mm)	S_{r, pin} (mm)	S_t (mm)	S_{t, pin} (mm)	A_{sw} (mm²)	A_{s, pin} (mm²)	ρ_w (%)	ρ_{w, pin} (%)
1ª série									
L-5-5	1891,2	57,0	57,0	157,6	157,6	78,54	19,63	0,874	0,219
L-6-5	1855,5	57,0	57,0	154,5	154,5	78,54	31,17	0,892	0,354
L-8-5	2180,3	57,0	57,0	181,7	181,7	78,54	50,37	0,758	0,485
2ª série									
L-5-6	1891,2	57,0	57,0	157,6	157,6	78,54	19,63	0,874	0,219
L-5-9	1928,9	57,0	34,2	160,7	160,7	78,54	19,63	0,857	0,357
L-5-13	1916,4	57,0	22,8	159,7	159,7	78,54	19,63	0,863	0,539
3ª série									
L-5-6-I	1891,2	85,0	57,0	236,4	236,4	31,17	19,63	0,155	0,146
L-5-9-I	1891,2	85,0	34,2	236,4	236,4	31,17	19,63	0,155	0,243
L-5-13-I	1928,9	85,0	22,8	241,1	241,1	31,17	19,63	0,152	0,357

APÊNDICE D

Registro fotográfico



Posicionamento do LVDT no tirante.



Vista do posicionamento dos *studs* internos.



Proteção dos fios dos extensômetros.



Lajes prontas para concretagem.



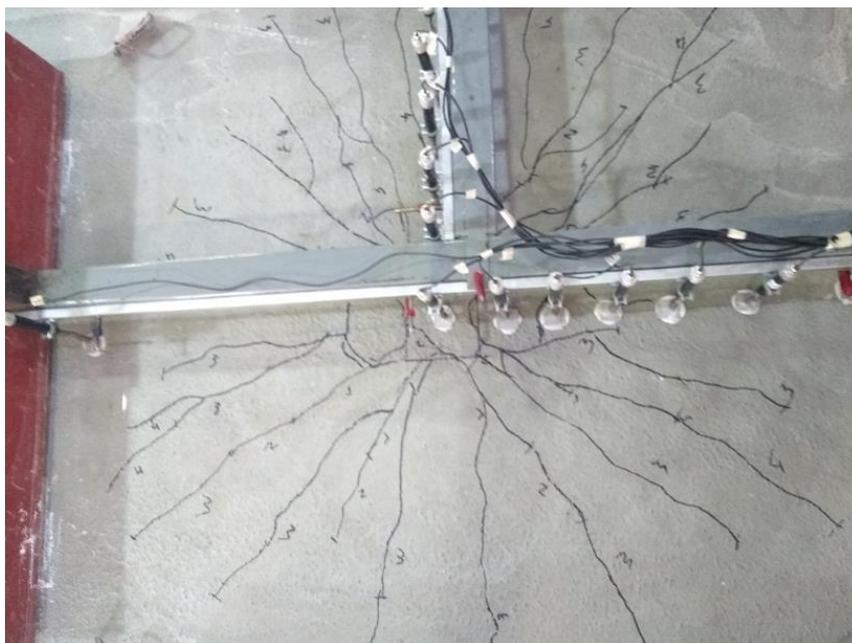
Studs utilizados



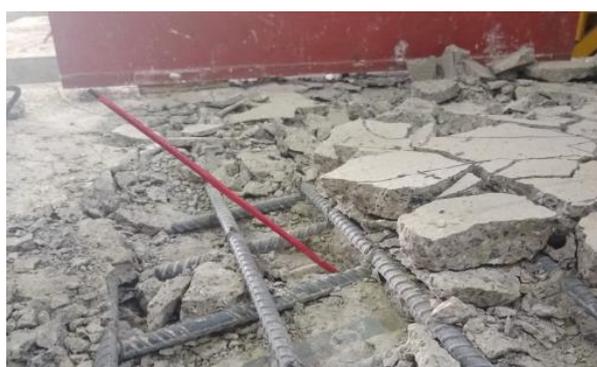
Distribuição radial dos *studs*.



Detalhamento da dobra dos pinos antifissuração.



Demarcação de fissuras.



Verificação da superfície de ruptura.



Alinhamento dos LVDT's.