



Felipe da Silva Leite

**Resistência ao Cisalhamento em Lajes Lisas
Nervuradas Bidirecionais de Concreto Armado**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

Dissertação orientada pelo Professor Dr Dênio Ramam Carvalho de Oliveira



Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Felipe da Silva Leite

**Resistência ao Cisalhamento em Lajes Lisas Nervuradas Bidirecionais de
Concreto Armado**

Dissertação de Mestrado

Exame de Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre.

Orientador: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Belém, 09 de janeiro de 2024.

CESSÃO DE DIREITOS

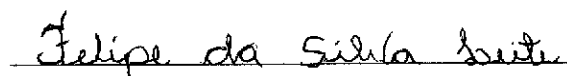
AUTOR: Felipe da Silva Leite.

TÍTULO: Resistência ao cisalhamento em lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado.

GRAU: Mestre

ANO: 2024

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta qualificação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa qualificação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.



Felipe da Silva Leite.

CEP 66087-070, Belém - Pará - Brasil.

**Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP) de acordo com ISBD
Sistema de Bibliotecas da Universidade Federal do Pará
Gerada automaticamente pelo módulo Ficat, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)**

DI11r da Silva Leite, Felipe

Resistência ao cisalhamento em lajes lisas nervuradas
bidirecionais de concreto armado / Felipe da Silva Leite. - 2024.
103 f. : il. color.

Orientação: Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira

Coorientação: Profª. Dra. Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará,

Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, Belém, 2024.

1. Nervuras. 2. Lajes Lisas nervuradas. 3. Cisalhamento. 4. Capas.

CDD – 624.1834



Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Felipe da Silva Leite

**Resistência ao cisalhamento em lajes lisas nervuradas bidirecionais de
concreto armado**

Exame de Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos
requisitos para obtenção do Título de Mestre.

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macêdo
Examinador Interno
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dra. Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque
Examinador externo
Faculdade de Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho
Examinador externo
Faculdade de Engenharia Civil – UFRN

Belém, 09 de janeiro de 2024.



RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM LAJES LISAS NERVURADAS BIDIRECIONAIS DE CONCRETO ARMADO

AUTOR:

FELIPE DA SILVA LEITE

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA
EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE
TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO
PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO
GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA
ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 08/02/2024.

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Orientador (UFPA)

Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macêdo
Membro Interno (UFPA)

Profa. Dra. Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque
Membro Externo (UFPA)

Documento assinado digitalmente



JOSE NERES DA SILVA FILHO

Data: 05/03/2024 17:26:15-0300

Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. José Neres da Silva Filho
Membro Externo (UFRN)

Visto:

Prof. Dr. Dênio Ramam Carvalho de Oliveira
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

AGRADECIMENTOS

Meus primeiros agradecimentos vão ao meu orientador, desde a graduação, professor Dênio Ramam Carvalho de Oliveira, pelas contribuições e apoio no desenvolvimento pesquisa.

Eu aproveito o momento e agradeço a professora Nívea Gabriela Benevides de Albuquerque pela coorientação, apoiando esta pesquisa com sua valiosa experiência nesta linha de pesquisa.

Sou grato aos professores José Neres e Alcebíades Macêdo, pelos conhecimentos transmitidos, disponibilidade e interesse prestados, bem como pelas sugestões valiosas durante a defesa.

Aos amigos do grupo GAEMA/UFPA, pela ajuda no desenvolvimento do programa experimental e no decorrer dos ensaios.

Agradeço ao IPEAM (Instituto de Pesquisas tecnológicas da Amazônia) pelo apoio financeiro em todas as etapas deste trabalho.

À minha querida esposa Raissa Fonseca de Souza Leite, pelo incentivo e companheirismo ilimitável durante a graduação e todas as etapas desta pesquisa.

A minha mãe Helena Clara da Silva, pelo apoio em todas as etapas da minha vida.

RESUMO

LEITE, F. S. Resistência ao Cisalhamento em Lajes Lisas Nervuradas Bidirecionais de Concreto Armado. Dissertação de mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2024.

Com o objetivo de avaliar o comportamento de lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado. Foram analisados em laboratório cinco painéis de dimensões (1.800 x 1.800 x 150) mm³, carregados nos eixos através de uma placa metálica de dimensões (200 x 200 x 50) mm³, simplesmente apoiados nas bordas e sem armadura de combate ao cisalhamento. Foi utilizado concreto com resistência à compressão de 27 MPa e aço CA-50 com tensão de escoamento em 570 MPa. A variável utilizada no estudo foi a variação da espessura das capas de concreto, sendo a capa da laje L1 (30 mm), L2 (40 mm), L3 (50 mm), L4 (70 mm) e L5 (80 mm), avaliando os efeitos dessas variações na capacidade portante deste tipo de estrutura. As normas utilizadas no estudo foram a NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (ACI, 2019) E MC10 (FIB, 2010), como parâmetros de cálculo para se estimar as cargas de ruína. Os resultados dos ensaios experimentais são comparados entre si e às resistências calculadas à flexão, ao cisalhamento nas nervuras e à punção da região maciça, segundo modelos teóricos e expressões normativas. Os resultados indicaram que o incremento das espessuras das capas de concreto modifica o desempenho das lajes lisas nervuradas, representando ganho de capacidade de carga e ductibilidade, mostrando ser uma característica importante na concepção de projetos estruturais, indicando que as normas precisam ser atualizadas.

Palavras-chave: Nervuras. Lajes Lisas Nervuradas. Cisalhamento. Capas.

ABSTRACT

LEITE, F. S. Shear Resistance of Two-Way Reinforced Concrete Waffle Flat Slabs. Master's thesis, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brasil. 2024.

With the objective of evaluating the behavior of two-way reinforced concrete waffle flat slabs. Five panels measuring $(1,800 \times 1,800 \times 150)$ mm³ were analyzed in the laboratory and loaded on the axes using a metal plate measuring $(200 \times 200 \times 50)$ mm³, simply supported on the edges and without shear reinforcement. Concrete with a compressive strength of 27 MPa and CA-50 steel with a yield strength of 570 MPa were used. The variable used in the study was the variation in the thickness of the concrete flanges, with the slab flange being L1 (30 mm), L2 (40 mm), L3 (50 mm), L4 (70 mm) and L5 (80 mm), evaluating the effects of these variations on the bearing capacity of this type of structure. The standards used in the study were NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (ACI, 2019), and MC10 (FIB, 2010), as calculation parameters to estimate ruin loads. The results of the experimental tests are compared with each other and with the calculated resistance to bending, shear in the ribs, and punching of the solid section, according to theoretical models and normative expressions. The results indicated that the increase in the thickness of the concrete top slabs modifies the performance of the waffle flat slabs, representing a gain in load capacity and ductility, proving to be an important characteristic in the design of structural projects and indicating that the standards need to be updated.

keyword: Ribs. Waffle Flat Slabs. Shear. Top Slabs.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA.....	3
1.2	OBJETIVOS.....	4
1.2.1	<i>Geral</i>	4
1.2.2	<i>Específicos</i>	5
1.3	ESTRUTURA DO TRABALHO	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1	CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	7
2.1.1	<i>Mecanismos de transferências de esforços cortantes</i>	7
2.1.1.1	Engrenamento dos agregados (aggregate interlock).....	8
2.1.1.2	Concreto não fissurado (cantilever action):.....	9
2.1.1.3	Efeito pino (dowel action-effect):.....	9
2.1.1.4	Efeito da altura (Size Effect)	10
2.2	PERÍMETRO CRÍTICO À PUNÇÃO.....	10
2.3	RIGIDEZ EQUIVALENTE	13
2.4	TRABALHOS EXPERIMENTAIS REALIZADOS EM PAINÉIS NERVURADOS	14
2.4.1	<i>Lau e Clark. (2007)</i>	14
2.4.2	<i>Souza et. al. (2014)</i>	17
2.4.3	<i>Souza et al. (2015)</i>	19
2.4.4	<i>Al-Bayati et al. (2015)</i>	23
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	28
2.5.1	<i>Considerações iniciais</i>	28
2.5.2	<i>Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118, 2023)</i>	29
2.5.2.1	Verificação à Punção	29
2.5.2.2	Verificação ao Cisalhamento nas nervuras.....	30
2.5.3	<i>American Building Code for Structural Concrete (ACI 318, 2014)</i>	33
2.5.3.1	Verificação a Punção	33
2.5.3.2	Verificação ao Cisalhamento nas nervuras.....	34

2.5.4	<i>Model Code 2010 (FIB, 2010)</i>	35
2.5.4.1	Verificação a Punção	35
2.5.4.2	Verificação ao Cisalhamento.....	37
2.6	DIMENSIONAMENTO DAS LAJES À FLEXÃO	38
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1	PRINCÍPIO DO ENSAIO	42
3.2	CARACTERÍSTICAS DAS LAJES	42
3.3	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	42
3.4	ARMADURA DE FLEXÃO	44
3.5	PROCESSO EXECUTIVO	45
3.6	SISTEMA DE ENSAIO	48
3.6.1	<i>Instrumentação</i>	50
3.6.2	<i>Deslocamentos</i>	50
3.6.3	<i>Deformações</i>	50
3.6.3.1	Medições das deformações no aço	50
3.6.3.2	Medições das deformações no concreto	52
3.7	AQUISIÇÃO DE DADOS	52
3.8	MATERIAIS	53
3.8.1	<i>Concreto</i>	53
3.8.2	<i>Aço</i>	55
4	APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	56
4.1	CARGAS ÚLTIMAS E MODOS DE RUPTURA	56
4.2	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	61
4.3	DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO	62
4.4	DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO.....	64
4.5	MAPAS DE FISSURAÇÃO.....	67
5	AVALIAÇÃO DAS ESTIMATIVAS DAS NORMAS.....	71
5.1	ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	71
5.2	ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO	73

5.3	ESTIMATIVAS DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO.....	74
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABABALHOS FUTUROS	75
6.1	CONCLUSÕES	75
6.2	SUGESTÕES PARA FUTUROS TRABALHOS	77
	REFERÊNCIAS	78
	ANEXO A.....	82
	ANEXO B.....	83
	ANEXO C.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características das peças ensaiadas (Lau e Clark, 2007)	16
Tabela 2.2 – Principais características das lajes ensaiadas (SOUZA, 2014).....	17
Tabela 2.3 – Cargas de ruptura, deformações e deslocamentos (SOUZA, 2014)	19
Tabela 2.4 – Características, cargas últimas e modos de ruptura dos modelos (SOUZA et al., 2015)	23
Tabela 2.5 – Características das peças ensaiadas (AL-BAYATI et al., 2015).....	24
Tabela 2.6 – Comparação entre os resultados normativos e experimentais (AL-BAYATI et al., 2015)	25
Tabela 3.1 – Principais características das lajes propostas.....	42
Tabela 3.2 – Identificação e consumo dos materiais.....	53
Tabela 3.3 – Identificação e consumo dos materiais.....	54
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço.....	55
Tabela 4.1 – Síntese das inclinações das fissuras de cisalhamento.....	60
Tabela 4.2 – Síntese das relações entre as cargas de primeira fissura e cargas de ruína das lajes.....	68
Tabela 5.1 – Resumo dos parâmetros considerados nas estimativas ao cisalhamento.....	71
Tabela 5.2 – Relação entre as cargas últimas e as estimativas ao cisalhamento.....	73
Tabela 5.3 – Relação entre as cargas últimas e as estimadas por flexão.....	74
Tabela 5.4 – Relação entre as cargas últimas e as estimadas para o puncionamento.....	74

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Lajes lisas cogumelo.....	2
Figura 1.2 – Sistema de lajes lisas nervuradas bidirecionais.....	3
Figura 2.1 – Mecanismos de resistência à força cortante.....	7
Figura 2.2 – Mecanismo de engrenamento dos agregados.....	9
Figura 2.3 – Efeito Pino na armadura longitudinal.....	9
Figura 2.4 – Influência da altura útil da viga na tensão última de cisalhamento – adaptado de KANi (1967)	10
Figura 2.5 – (a) Propagação das fissuras radiais e tangenciais; (b) inclinação da superfície de ruptura por punção segundo Braestrup e Regan (1985), (SOUZA, 2014)	12
Figura 2.6 – Região de momentos fletores nulos, para carga uniformemente distribuída, segundo Leonhardt e Mönning (1978) e região maciça com dimensões segundo recomendação de Montoya, Meseguer e Cabré (1974)	13
Figura 2.7 – Lajes ensaiadas (Lau e Clark, 2007)	15
Figura 2.8 – Fissura diagonal assumida para os modelos IRS A (Lau e Clark, 2007)	16
Figura 2.9 – Fissura diagonal assumida para os modelos IRS B e IRS C (Lau e Clark, 2007)	16
Figura 2.10 – Sistema de ensaio (SOUZA et al., 2014)	18
Figura 2.11 – Dimensões dos modelos (SOUZA et al., 2015)	20
Figura 2.12 – Seção transversal dos modelos com as armaduras longitudinais (SOUZA et al., 2015)	21
Figura 2.13 – Sistema de aplicação de carga (SOUZA et al., 2015)	22
Figura 2.14 – Modelos ensaiados (AL-BAYATY et al., 2015): a) IWSA 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 13 e 16; b) IWS 14; c) IWS 2, 12, e 17; d) IWS 11.....	27
Figura 2.15 – Sistema de ensaio (AL-BAYATY et al., 2015): a) detalhes do sistema de ensaio; b) Detalhe a; c) Detalhe b.....	28

Figura 2.16 – Perímetro crítico para pilares internos, proposto pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118, 2023)	29
Figura 2.17 – Perímetro de controle segundo a norma <i>American Building Code for Structural Concrete</i> (ACI 318, 2019)	33
Figura 2.18 – Perímetro de controle segundo a norma <i>Model Code 2010</i> (Ceb Fib, 2010)	35
Figura 2.19 – Configurações adotadas para as linhas de ruptura - adaptado de (OLIVEIRA, 2003)	39
Figura 3.1 – Região da estrutura estudada.....	41
Figura 3.2 – Características geométricas das peças ensaiadas.....	43
Figura 3.3 – Detalhe da locação da armadura constitutiva do tipo caranguejo.....	44
Figura 3.4 – Detalhe das armações das lajes ensaiadas.....	45
Figura 3.5 – Forma da laje L1.....	46
Figura 3.6 – Instrumentação das barras de aço.....	46
Figura 3.7 – Lançamento do concreto.....	47
Figura 3.8 – Regularização das superfícies das lajes.....	48
Figura 3.9 – Apresentação do sistema de ensaio.....	48
Figura 3.10 – Vista do sistema de ensaio.....	49
Figura 3.11 – Posicionamento dos deflectômetros.....	51
Figura 3.12 – Posicionamento dos extensômetros instalados nas armaduras.....	51
Figura 3.13 – posicionamento dos extensômetros instalados no concreto.....	52
Figura 3.14 – Sistema de aquisição de dados.....	53
Figura 3.15 – Ensaio de resistência à compressão.....	54
Figura 3.16 – Curvas tensão x deformação das armaduras de flexão.....	55

Figura 4.1 – Relação entre o incremento das cargas de ruptura e a variação da espessura da capa de concreto.	56
Figura 4.2 – Relação entre o incremento das cargas de ruptura e o momento de inércia das lajes.....	57
Figura 4.3 – Plano e processo de corte das lajes.....	57
Figura 4.4 – Superfície de ruptura da laje L1.....	58
Figura 4.5 – Superfície de ruptura da laje L2.....	58
Figura 4.6 – Superfície de ruptura da laje L3.....	59
Figura 4.7 – Superfície de ruptura da laje L4.....	59
Figura 4.8 – Superfície de ruptura da laje L5.....	59
Figura 4.10 – Deslocamentos verticais relativos ao centro laje para a carga de 90 kN.....	61
Figura 4.11 – Deslocamentos verticais máximos no ponto central (R1)	62
Figura 4.12 – Deformações na superfície do concreto da laje L1.....	62
Figura 4.13 – Deformações na superfície do concreto da laje L2.....	63
Figura 4.14 – Deformações na superfície do concreto da laje L3.....	63
Figura 4.15 – Deformações na superfície do concreto da laje L4.....	64
Figura 4.16 – Deformações na superfície do concreto da laje L5.....	65
Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L1	66
Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L2.....	66
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L3.....	67
Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L4.....	67
Figura 4.21 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L5.....	68
Figura 4.22 – Padrão de fissuração da laje L1.....	68
Figura 4.23 – Padrão de fissuração da laje L2.....	69

Figura 4.24 – Padrão de fissuração da laje L3.....	69
Figura 4.25 – Padrão de fissuração da laje L4.....	70
Figura 4.26 – Padrão de fissuração da laje L5.....	70
Figura 5.1 – Configurações das linhas de ruptura.....	73

LISTA DE SÍMBOLOS

a - Vão de cisalhamento;

A_{sl} - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

b_0 : perímetro da superfície crítica à punção;

b_w - Largura da alma de uma viga;

d - Altura útil da seção transversal;

EPS - Poliestireno expandido;

e : Distância entre os eixos das nervuras.

E_c - Módulo de elasticidade do concreto;

E_s - Módulo de elasticidade da armadura longitudinal;

f_c - Resistência à compressão do concreto;

f_{cta} - Resistência para projeto à tração direta do concreto;

f_{ctk} - Resistência característica à tração direta do concreto;

$f_{ctk,inf}$ - Valor do limite inferior de resistência à tração característica do concreto;

$f_{ct,m}$ - Valor médio da resistência à tração axial do concreto;

f_t - Resistência à tração do concreto;

h_f - Altura total da capa de concreto (flange);

k - Fator que considera o efeito de tamanho ($k = \epsilon$);

k_g - Tamanho máximo do agregado;

l_x, l_y - Vãos da laje;

M_R - Momento resistente;

n_{Rib} – Quantidade de nervuras que chegam na região maciça;

P_{flex} - Resistência à flexão;

P_u - Carga de ruptura;

V_c - Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça;

V_{Rd} - Força cortante resistente de cálculo;

V_u - Resistência última ao cisalhamento;

Z - Braço de alavanca entre a armadura tracionada e o bloco de compressão;

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

τ_{Rd} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;

ρ_l - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

ϕ – Diâmetro.

1 INTRODUÇÃO

Historicamente, a utilização de lajes em concreto armado aperfeiçoa-se, a fim de atender as demandas que surgem com a evolução da sociedade, como, por exemplo, a racionalização do consumo de recursos naturais e o uso da mão de obra. O concreto é o principal material utilizado na construção civil, Couto et al. (2013). Portanto, a redução do consumo, em razão da execução de projetos mais racionais, representaria tanto benefícios financeiros quanto a mitigação de impactos ambientais, com a redução no consumo de água potável e na emissão de CO² gerado no processo de execução. Lajes do tipo cogumelo e lajes nervuradas apresentam-se como respostas para tais questões.

Dentre os tipos de lajes que dispensam a utilização de vigas, existem as lajes lisas cogumelo, esse tipo de estrutura apresenta dispositivos denominados de capitel, que consiste no engrossamento da laje próximo à ligação com o pilar e ábaco onde há o engrossamento do pilar na região de ligação com a laje. Ambos têm a finalidade de resistir a esforços de cisalhamento, próximos à região dos apoios, podendo ser utilizados simultaneamente. A Figura 1.1 mostra os dois tipos de dispositivos. Atualmente, esse tipo de sistema é utilizado com menor frequência e isso se deve à complexidade de execução e perda de espaço na região próxima aos pilares.

Resistir a vãos maiores é uma justificativa à concepção de lajes nervuradas, reduzindo, assim, a quantidade de vigas e pilares. Segundo Tenório et al. (2009), a utilização de lajes nervuradas acarreta vantagens como um menor consumo de aço e concreto, melhor desempenho a grandes vãos e menor peso próprio comparado às lajes convencionais.

As lajes lisas nervuradas surgem como solução para os problemas de execução e layout ocasionados pelas lajes lisas convencionais. Lajes lisas nervuradas são empregadas amplamente como opção em diversos tipos de estruturas. Pois, além de fornecerem as vantagens de lajes nervuradas, ainda facilitam a execução da estrutura e garantem um teto plano. Fato que otimiza o espaço, pois geralmente não necessitam de engrossamento na região próxima ao pilar, uma vez que, segundo Tenório et al. (2009), esse tipo de laje já é, em média, 50% mais espessa que as lajes lisas convencionais. A Figura 1.2 mostra esse tipo de sistema.

Kaefer (1998) (*Apud* SOUZA, 2014), relata que as lajes nervuradas possivelmente surgiram em 1854, na Inglaterra, quando o fabricante de gesso e cimento William Boutland Wilkinson obteve a patente de um sistema de lajes nervuradas. Os vazios foram fabricados por meio da instalação de moldes de gesso entre as nervuras. A armadura consistia em cabos de aço posicionados na parte inferior das nervuras na região de momento fletor positivo, passando para a parte superior das nervuras à medida que se aproximavam da região de momento fletor negativo.

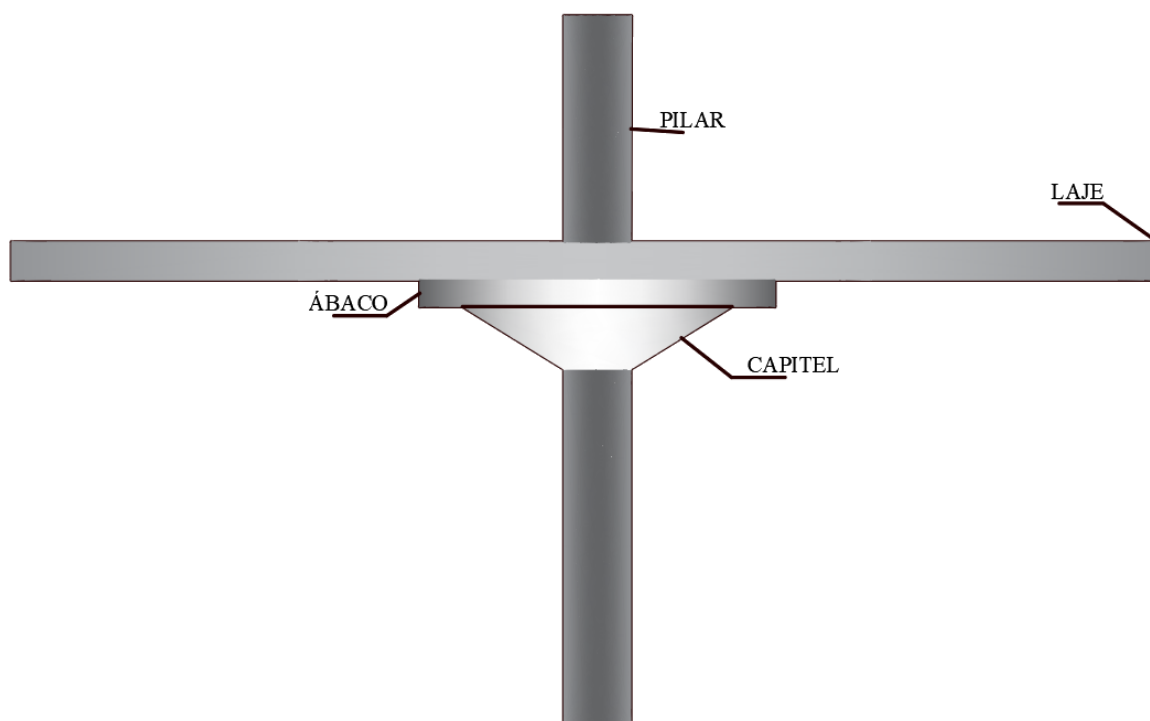


Figura 1.1- Laje lisa cogumelo

Na atual pesquisa, as lajes nervuradas bidirecionais, com região maciça na ligação com o pilar, serão denominadas como lajes lisas nervuradas bidirecionais, pois a maioria da literatura utilizada nesta pesquisa a classifica desta forma. Albuquerque (2009) as define como sendo uma placa com espessura uniforme e nervuras integradas da mesma altura da laje, apoiada diretamente sobre o pilar, sendo necessário que a região em torno dos pilares seja maciça para absorver os momentos negativos que surgem no entorno dos pilares e resistir aos efeitos de cisalhamento e punção. A Figura 1.2 mostra o sistema de lajes lisas nervuradas bidirecionais.

Embora esse tipo de estrutura já ser amplamente utilizada no mercado da construção civil e já haver sido realizadas um número considerável de pesquisas, os principais códigos normativos como a NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (ACI, 2019) E MC10 (FIB, 2010), ainda não apresentam prescrições a respeito da influência de algumas possíveis variáveis que podem ser consideradas no momento da concepção dos projetos. Tais como, as dimensões da espessura da mesa no dimensionamento, ao cisalhamento e à punção. Portanto, no corrente estudo, serão avaliadas experimentalmente algumas variações em relação à espessura da capa de concreto, a fim de melhorar o entendimento relacionado ao comportamento estrutural das lajes lisas nervuradas bidirecionais.

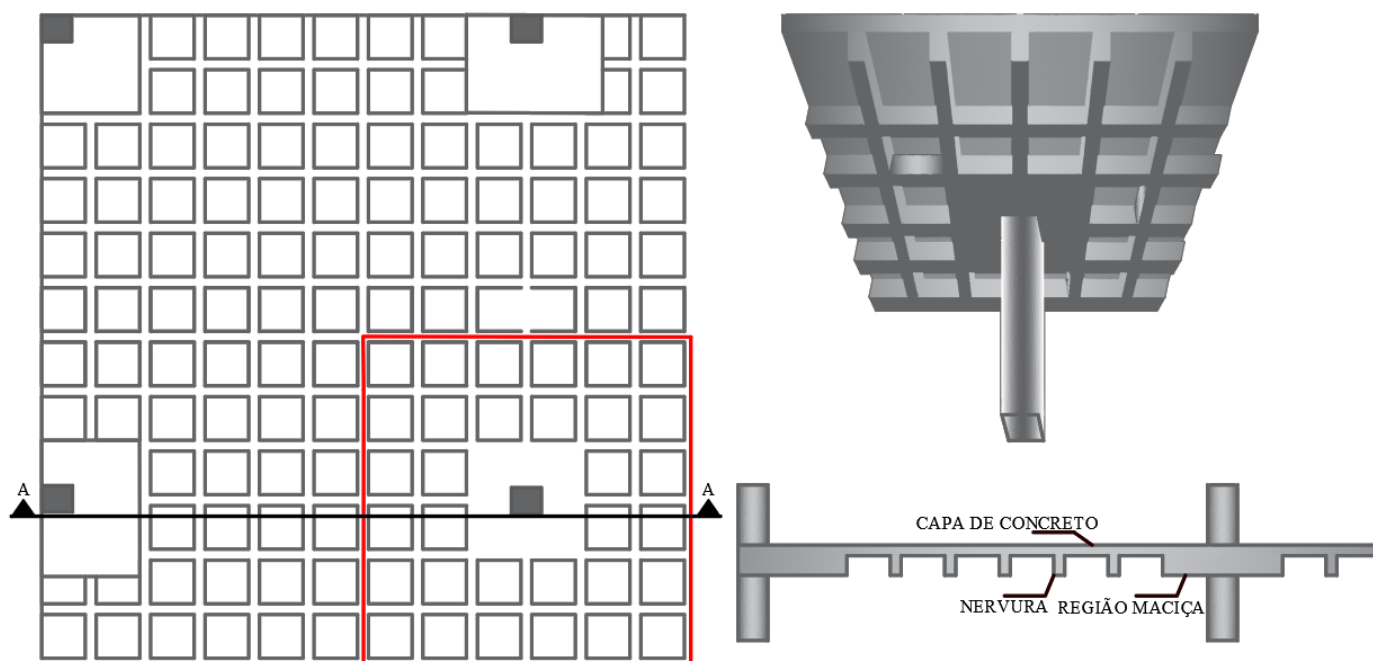


Figura -1.2 - Sistema de lajes lisas nervuradas bidirecionais

1.1 Justificativa

Atualmente existem exigências mercadológicas quanto à otimização dos espaços e flexibilização dos layouts, demandando assim menor quantidade de pilares e vigas, acarretando vãos-livres maiores. Além da necessidade da redução do tempo de construção, principalmente em edifícios comerciais, requerendo a concepção de estruturas com maior simplicidade de execução. Atualmente as lajes lisas nervuradas de concreto armado são utilizadas como resposta

estrutural as necessidades citadas e apesar disso os códigos normativos não apresentam modelos de dimensionamento específicos, adotando procedimentos de lajes nervuradas convencionais e lajes maciças, adotando dimensões mínimas para capas e nervuras. Segundo Al-Bayat (2015), essa abordagem não corresponde, precisamente, a realidade, devido às diferenças mecânicas entre os tipos de estrutura.

O corrente estudo propõe avaliar experimentalmente o desempenho estrutural do sistema de lajes lisas nervuradas de concreto armado, utilizado frequentemente no Brasil, com variações na espessura das capas, visando a eficácia e racionalização dos projetos estruturais e da melhoria no desempenho funcional nas obras.

Para tanto, serão analisados os resultados de deformações, fissuração, esforços e deslocamentos, com o intuito de favorecer a melhoria das análises dos critérios de projeto, evidenciando que a espessura da capa de concreto pode influenciar na capacidade de carga das lajes e assim fornecer mais compreensão a respeito dos conceitos a serem adotados com as novas informações sobre o comportamento da estrutura e o tipo de colapso.

A pesquisa aspira contribuir ao estudo de lajes lisas nervuradas de concreto armado. Com este propósito, serão analisados os mecanismos resistentes, com a realização de ensaios experimentais em painéis com diferentes espessuras da capa de concreto. É esperado que, com o aumento de espessura da capa, as lajes apresentem um incremento de rigidez e capacidade de carga. Será enfatizada a influência dessa variável no desempenho das lajes durante a realização dos ensaios, até o momento da ruína. Portanto, com a devida investigação, busca-se fornecer mais conhecimento com as novas informações sobre o comportamento da estrutura e o tipo de colapso, colaborando com a previsão da capacidade portante e do tipo de ruptura esperado.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

O objetivo da pesquisa é expor a contribuição das capas de concreto, analisando a influência da variação da espessura destas capas na resistência ao cisalhamento em lajes lisas nervuradas de concreto armado, sem armadura transversal.

1.2.2 Específicos

A fim de alcançar o objetivo geral, serão propostos os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver um programa experimental formado por cinco lajes. Nesta abordagem, a variação na espessura da capa de concreto é a variável do estudo.
- Fornecer dados experimentais a partir da realização dos ensaios;
- Comparar os resultados experimentais com a previsão de diferentes códigos normativos;
- Obter conclusões que permitam auxiliar o entendimento estrutural, na ligação laje-pilar, do comportamento de lajes lisas nervuradas.

1.3 Estrutura do Trabalho

Esta pesquisa está dividida em seis capítulos, conforme segue:

Capítulo 1: discutem-se os aspectos introdutórios da pesquisa e a sua significância. Além disso, apresentam-se também a justificativa e os objetivos do estudo;

Capítulo 2: será apresentada à revisão bibliográfica. Nesse momento, os conceitos teóricos necessários para o entendimento da pesquisa são apresentados e discutidos, constará os resultados de pesquisas pertinentes publicadas por outros autores sobre o tema principal e outros relacionados, bem como aspectos gerais sobre o desempenho de lajes lisas e nervuradas. Será apresentada a metodologia de cálculo proposta pelas normas NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (ACI, 2019) e MC10 (FIB, 2010), indicando também valores limites para lajes nervuradas e a metodologia de cálculo proposta para a determinação da resistência à flexão das lajes;

Capítulo 3: retrata o programa experimental, apresentando a metodologia e os materiais utilizados nesse estudo, detalhando cada etapa de execução até os ensaios destrutivos.

Capítulo 4: aborda os resultados obtidos durante e após a realização dos ensaios. Serão fornecidos os resultados dos materiais instrumentados, dos deslocamentos das lajes, da evolução da fissuração e dos modos de rupturas observadas.

Capítulo 5: Serão avaliadas as formulações normativas consoante as cargas últimas apresentadas no capítulo anterior, foram calculadas as estimativas para a ruptura das lajes conforme as formulações citadas no Capítulo 2.

Capítulo 6: Para concluir, aqui serão feitas as conclusões pertinentes às análises, metodologias empregadas e sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceitos Fundamentais

2.1.1 Mecanismos de transferências de esforços cortantes

A força de cisalhamento em lajes lisas nervuradas, segundo Al-Bayat (2015), pode ser resistida pelas nervuras e estas, respeitadas algumas recomendações normativas, podem prescindir de armadura transversal, fato que torna ainda mais importante o entendimento sobre os mecanismos auxiliares resistentes à força cortante.

Macgregor (2012) relata a contribuição das várias componentes dos mecanismos resistentes ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal, comportamento semelhante ao que acontece em nervuras não armadas ao cisalhamento. Quando a viga é solicitada, o cisalhamento é transferido através da linha ABC pelos mecanismos de resistência do concreto:

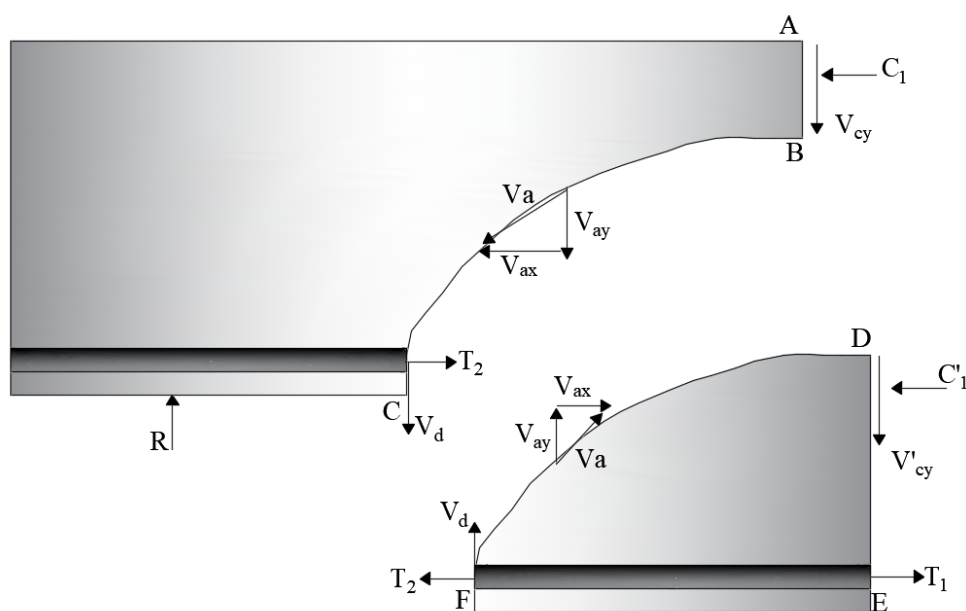


Figura 2.1- Mecanismos de resistência à força cortante (Adaptado de Macgregor, 1997).

- Concreto não fissurado (V_{cy});
- Engrenamento dos agregados (V_a) e
- Efeito pino da armadura longitudinal (V_d).

Como mostrado na Figura 2.1, após a inclinação das fissuras de flexão, entre 40% e 60% da resistência total, o cisalhamento é resistido pelo trabalho conjunto de V_d e V_{cy} , considerando a parte DEF da estrutura fissurada e assumindo os momentos com relação ao ponto E, tem-se que V_d e V_a causam momento em relação ao ponto E, que deve ser equilibrado pela força de compressão $C'1$. O equilíbrio da resultante horizontal na seção ABDE mostra que $T1 = C1 + C'1$, e finalmente, devem equilibrar o momento externo desta seção. Com o progresso da fissura diagonal, a parcela V_a decresce, aumentando a fração resistida por V_{cy} e V_d . O efeito pino (V_d), conduz a separação do concreto ao longo da armadura, quando isso ocorre, V_d decresce, aproximando-se de zero. Quando V_a e V_d desaparecem, então V'_{cy} e $C'1$, faz com que o resultado de todo o cisalhamento e compressão seja transmitido para a profundidade AB acima da fissura. Neste momento da vida útil da estrutura, a seção AB sendo muito rasa, não resistirá às forças de compressão necessárias para o equilíbrio. Como consequência, esta seção esmaga, não resistindo à solicitação.

Collins *et al.* (2008) apresentam uma análise de revisão de 60 anos de pesquisa sobre o comportamento de vigas curtas de concreto armado, sem estribos, concluiu-se que a maior parcela de resistência ao cisalhamento não depende da resistência característica do concreto, mas das dimensões do elemento estrutural, do engrenamento dos agregados e do efeito pino da armadura longitudinal.

2.1.1.1 Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)

Conforme mostra a Figura 2.2, este mecanismo sucede entre as duas superfícies originadas por fissuras. Segundo Souza e El Debs (2019) a contribuição do engrenamento dos agregados para a resistência ao cisalhamento depende da abertura da fissura e da rugosidade das superfícies, sendo que em concretos de alta resistência à compressão ou com a utilização de agregados leves as fissuras desenvolvem-se, preferencialmente, através das partículas dos agregados, resultando em superfícies de fissuradas menos rugosas. A norma MC10 (FIB, 2010) aborda o mecanismo de influência dos agregados, nas equações de previsão de resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas, através do parâmetro k_{dg} o qual depende do tamanho do agregado, para concretos com $f_{ck} > 70MPa$, $k_{dg} = 0$.

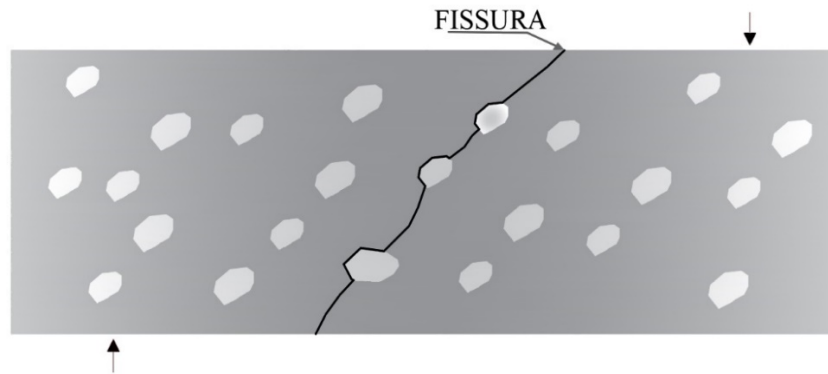


Figura 2.2 – Mecanismo de engrenamento dos agregados para concretos convencionais
(Adaptado de Rahal e Alrefaei, 2018).

2.1.1.2 Concreto não fissurado (cantilever action):

Este mecanismo ocorre em trechos não fissurados de lajes e vigas (entre duas fissuras consecutivas) ou em partes não fissuradas de elementos fissurados (zona de compressão de uma seção fissurada).

2.1.1.3 Efeito pino (dowel action-effect):

O efeito pino é definido como a resistência que a armadura longitudinal pode suportar a esforços perpendiculares ao seu eixo longitudinal. A armadura resiste a uma parcela do deslocamento causado pela força cortante, devido ao efeito de pino que a barra fornece. Conforme Samora (2017), a força de pino na barra da armadura longitudinal depende da rigidez das armaduras na interseção com a fissura. A Figura 2.3 mostra a interação da fissura com armadura.

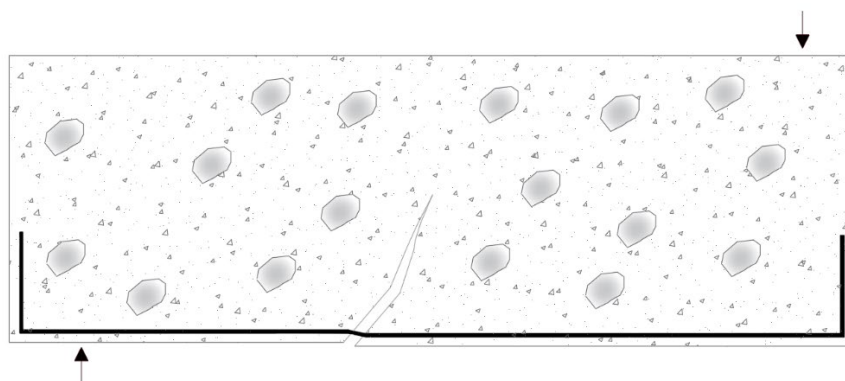


Figura 2.3 – Efeito Pino na armadura longitudinal.

Segundo Fusco (2008), a contribuição do efeito pino depende das propriedades mecânicas do concreto, na região que envolve as barras de aço da armadura longitudinal.

2.1.1.4 Efeito da altura (Size Effect)

O efeito da geometria (*Size Effect*) é a redução na capacidade resistente ao cisalhamento, devido ao aumento da altura útil, não variando a granulometria e o cobrimento do concreto conforme a escala. Segundo Ishihara (2017), à medida que a altura da peça aumenta a armadura de flexão distancia-se do trecho superior da seção, reduzindo a capacidade de controle das fissuras atribuída ao efeito pino. A Figura 2.4 mostra a influência da altura útil na resistência ao cisalhamento segundo Kani 1967.

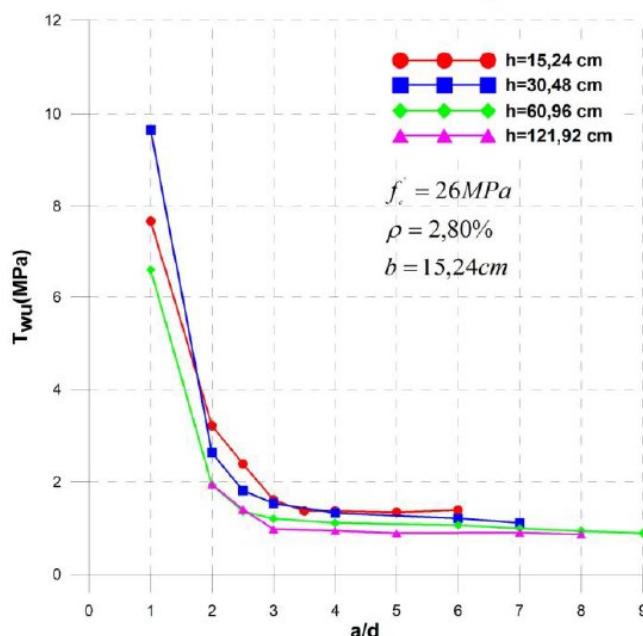


Figura 2.4 – Influência da altura útil da viga na tensão última de cisalhamento (Adaptado de Kani, 1967).

2.2 Perímetro Crítico à Punção

Inicialmente, as lajes nervuradas foram projetadas considerando o sistema de lajes apoiadas sobre vigas com a preocupação de resistir a momentos fletores positivos, haja vista que na área onde o concreto não contribui na resistência à flexão positiva (abaixo da linha neutra) ele foi parcialmente retirado, permanecendo apenas na região das nervuras. Com a utilização deste tipo de laje no sistema de lajes lisas, apoiadas diretamente sobre os pilares, surge a necessidade do

desenvolvimento de mecanismos que resistam a altas concentrações de momentos negativos e esforços cisalhantes no entorno da ligação do pilar com a laje. Segundo Muttoni (2008) os projetos de lajes lisas são regidos principalmente por duas condicionantes, a primeira relacionada ao estado limite de utilização, refere-se a deflexão das lajes em serviço e a segunda pelo estado limite último, tenciona evitar o fenômeno da punção, pois este modo de ruína sucede de forma frágil e com pouca deformação estrutural. Estes dois critérios geralmente levam à seleção da espessura de laje adequada.

Segundo Braestrup e Regan (1985) (*apud* SOUZA et al. 2014), o comportamento padrão da região de uma laje lisa ao redor de um pilar interno, sem transferência de momentos entre a laje e o pilar e sem armadura transversal, compreende três fases de fissuração:

As primeiras fissuras surgem devido a elevados momentos fletores negativos radiais, próximos ao pilar, sendo o valor máximo na face do apoio, essas tensões são responsáveis pelo surgimento das fissuras tangenciais na face tracionada da região de ligação laje-pilar. Em seguida, devido aos momentos fletores tangenciais, surgem as fissuras radiais, que se propagam da primeira fissura tangencial em direção à região de momentos fletores radiais nulos.

A segunda fase de fissuração acontece por tração diagonal, posteriormente as fissuras geradas por flexão, elas surgem quando aproximadamente $2/3$ da carga de ruptura por punção é alcançada, ocorre a fissura tangencial responsável pela formação de grande parte da superfície de ruptura por punção. Al-Bayati et al. (2015), em seu trabalho com lajes lisas nervuradas, observou que estas fissuras se propagam através da espessura da laje em uma superfície de ruína inclinada em relação ao seu plano médio a partir do contorno do pilar, formando uma superfície em forma de cone ou tronco de pirâmide.

A terceira fase de fissuração acontece quando o concreto na região comprimida na face do pilar alcança sua capacidade resistente, nesse momento surge a fissura que completa a superfície de ruptura por punção, a Figura 2.5, mostra às três fases de fissuração.

De acordo Leonhardt e Mönning (1978), para lajes lisas, considerando carregamentos uniformemente distribuídos, a região de momentos radiais negativos é definida por um raio de $0,22 \cdot l$, adotando o centro do pilar como eixo. Montoya, Meseguer e Cabré (1974), afirmam

que as regiões maciças devem ser projetadas a fim que as nervuras consigam resistir aos momentos negativos ocasionados pela reação do pilar com a laje, portanto ele propõe para reforço dessa área, a criação de uma região maciça com dimensões $(0,15 \cdot d)$, a partir da lateral do pilar, que assegure a ocorrência das tensões negativas de flexão e de cisalhamento, responsáveis pela punção, dentro dessa área de influência, com o objetivo de aumentar a capacidade de carga nas lajes nervuradas e evitar o colapso repentino, a Figura 2.6 mostra as dimensões para a região maciça e a região limite de momentos fletores negativos nulos, consideradas pelos autores.

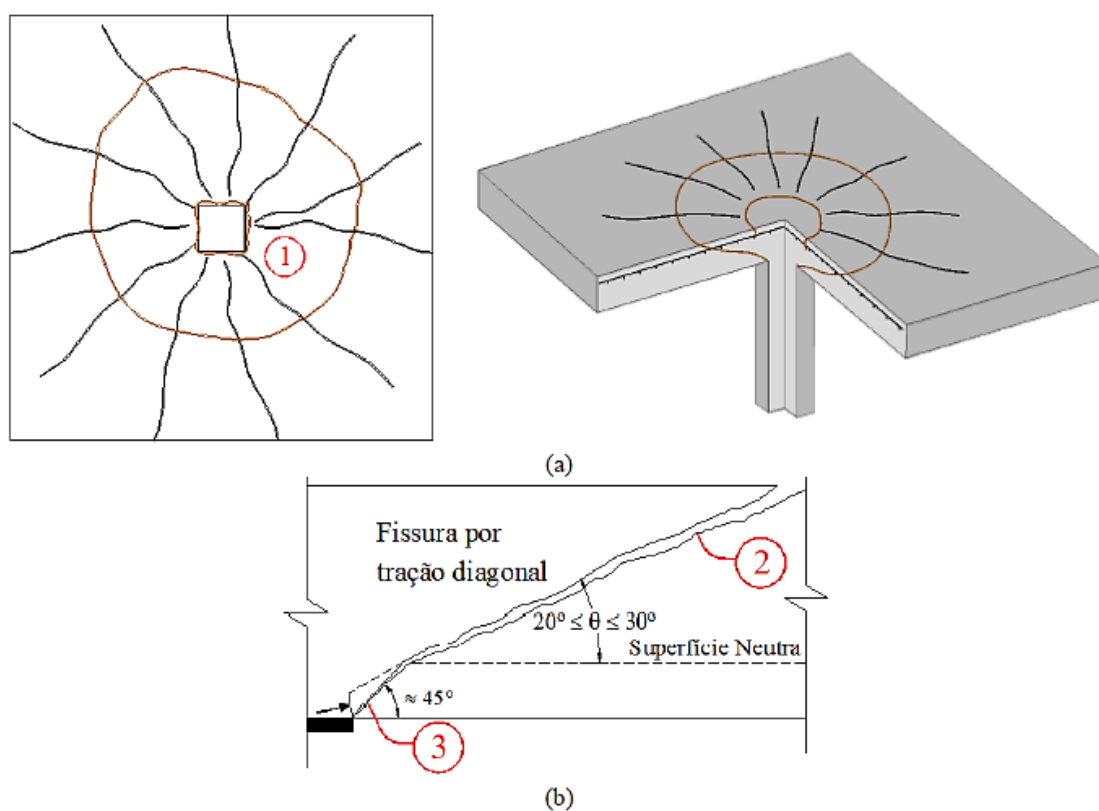


Figura 2.5 – (a) Propagação das fissuras radiais e tangenciais; (b) inclinação da superfície de ruptura por punção segundo Braestrup e Regan (1985), (SOUZA, 2014).

Al-Bayati et al. (2015) afirma que o mecanismo de falha à punção das lajes lisas nervuradas, ensaiadas em sua pesquisa, decorreram equivalente aos ensaios de lajes lisas sólidas. No entanto, para os modelos com região maciça de largura total menor que cinco vezes a altura total da laje, a falha observada aconteceu de maneira incompleta devido às perdas de área,

quando as fissuras se estenderam para a região nervurada, constatação que reforça as recomendações sobre as dimensões maciças propostas por Montoya, Mesequer e Cabré (1974).

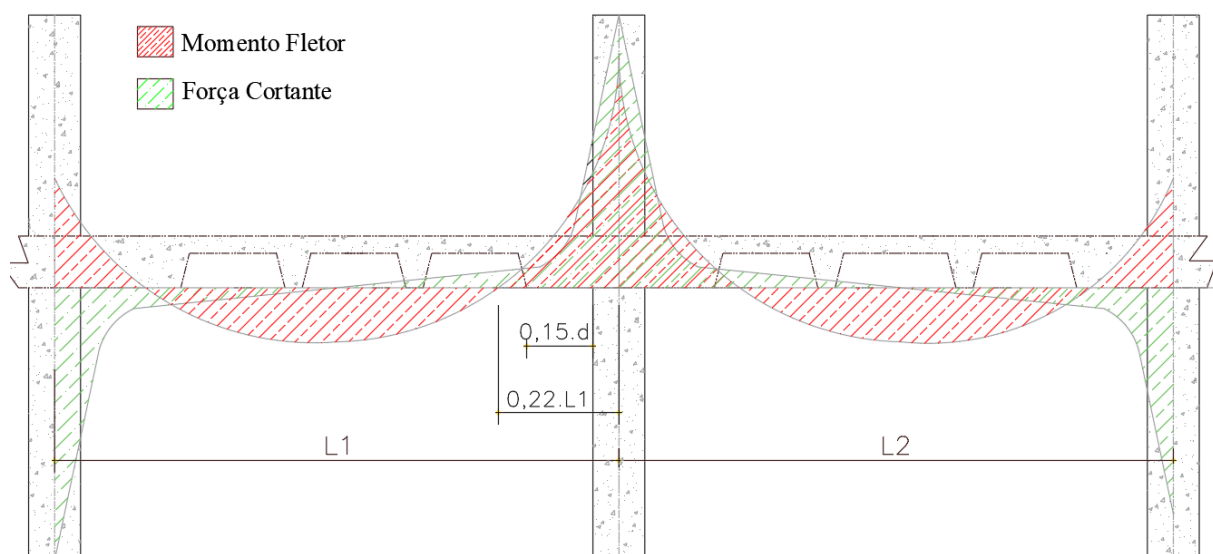


Figura 2.6 – Região de momentos fletores nulos, para carga uniformemente distribuída, segundo Leonhardt e Mönnig (1978) e região maciça com dimensões segundo recomendação de Montoya, Mesequer e Cabré (1974).

2.3 Rigidez Equivalente

Os deslocamentos e esforços solicitantes em lajes podem ser determinados por métodos clássicos baseados na Teoria da Elasticidade. A Teoria das Placas requer equações diferenciais cuja solução pode ser complexa, por isso, durante um longo período as lajes foram analisadas de forma simplificada por meio de tabelas que consideram as lajes de maneira isolada e com diferentes condições de apoio. Entretanto, com o avanço dos programas computacionais, a solução elástica para lajes com diversas condições de contorno, configurações geométricas e carregamentos pode ser obtida utilizando-se o Método das Diferenças Finitas, Método dos Elementos Finitos, Método dos Elementos de Contorno ou a Analogia de Grelha.

Segundo Araújo (2006), as lajes nervuradas podem ser dimensionadas à flexão pela teoria das placas, semelhante ao procedimento de lajes convencionais, embora para que isso resulte em resultados confiáveis, deva-se determinar a rigidez equivalente, procedimento que consiste na definição da espessura na qual a laje nervurada corresponda à deformação similar, comparando-

a com uma laje maciça. Albuquerque (2009), confirmou resultados mais assertivos utilizando a rigidez equivalente em sua pesquisa. Para determinar a espessura equivalente de forma simplificada, o autor apresenta a equação 2.1.

$$h_{e,cal} = \left(\frac{12 \cdot I}{e} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Eq. 2.1.})$$

Onde,

$h_{e,cal}$: Representa a espessura equivalente de cálculo, para rigidez semelhante à laje maciça;

I : Momento de inércia da seção T;

e : Distância entre os eixos das nervuras.

Para que as lajes nervuradas possam ser analisadas como maciças de mesma rigidez à flexão, recomendações normativas como: espessuras mínimas da laje e das nervuras e distância máxima entre eixos de nervuras devem ser respeitadas.

2.4 Trabalhos Experimentais Realizados em Painéis Nervurados

2.4.1 Lau e Clark. (2007)

Nesse trabalho os autores ensaiaram vinte painéis de lajes lisas nervuradas com vigas faixa, nas dimensões (500 x 500 x 50) mm³, como mostra a Figura 2.7, os modelos foram concebidos na escala de 1:10, utilizando microconcreto. serão comentados os resultados dos modelos IRS. As principais variáveis estudadas foram o tamanho, o formato do pilar e a espessura da capa de concreto e as lajes podem ser separadas em três subgrupos: IRS A, IRS B e IRS C, a Tabela 2.1 apresenta as principais características das peças ensaiadas e as cargas de ruptura.

Os ensaios tiveram o objetivo de simular a reação de um pilar interno com a laje lisa, os modelos foram apoiados no centro, replicando o comportamento de um pilar, e os carregamentos aplicados linearmente, por peças metálicas, nos quatro lados.

Durante a realização dos ensaios foi observado a formação de fissuras tangenciais e radiais a 65% e diagonais a 85% da carga de ruptura, as fissuras diagonais inclinaram-se a 22° do encontro da laje com o pilar até o topo, representando uma distância horizontal de aproximadamente 2,5 vezes a altura útil da laje, afastando-se da face do apoio em direção à região de momento fletores negativos nulos. As lajes concebidas com mesa de concreto de 10

mm de espessura apresentaram significativas perdas na seção de concreto na medida que a fissura diagonal se desenvolveu, conforme mostrado na Figura 2.8.

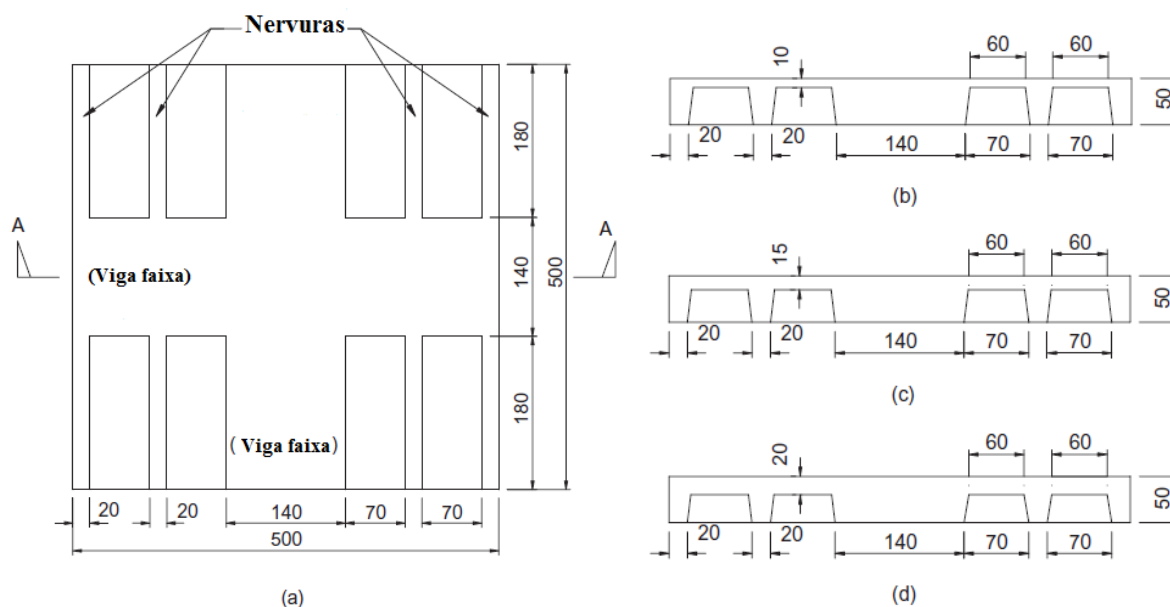


Figura 2.7 – Lajes ensaiadas (Lau e Clark, 2007).

Todas as lajes do grupo IRS falharam por punção, apresentando superfície de ruína em forma de pirâmide, comportamento semelhante ao de lajes lisas maciças. O incremento da espessura da mesa de concreto representou um acréscimo de capacidade portante dos modelos ensaiados. Para as peças ensaiadas com apoios quadrados de 40 mm de dimensão lateral, esse acréscimo foi mais acentuado, 11% para as lajes de 15 mm e 14% para as lajes de 20 mm de espessura de capa, a Figura 2.9 mostra o desenvolvimento da fissura diagonal, responsável pela maior parte da superfície de ruína, nestes modelos.

Os autores concluíram que embora a forma de ruptura de lajes nervuradas com viga faixa seja muito semelhante à de uma laje lisa, a capacidade de resistência ao corte é reduzida relativamente, porque parte da superfície potencial de falha de cisalhamento é perdida quando entra na seção nervurada, porém, conforme evidencia os resultados apresentados na Tabela 2.1, aumentar a espessura da mesa de concreto pode reduzir ou até eliminar tal efeito.

Tabela 2.1 – Características das peças ensaiadas (Lau e Clark, 2007).

Laje	Dimensão do pilar (mm)	Formato do pilar	h_f (mm)	f_{ck} (MPa)	V_e (kN)
IRS 1A	40	Circular	10	43,3	48,0
IRS 2A	60	Circular	10	49,1	64,0
IRS 3A	40	Quadrado	10	46,5	52,0
IRS 4A	60	Quadrado	10	42,0	64,0
IRS 5A	40	Quadrado	10	65,6	56,0
IRS 6A	60	Quadrado	10	60,7	72,0
IRS 7A	30	Quadrado	10	44,6	44,0
IRS 8A	50	Quadrado	10	47,9	58,0
IRS 1B	40	Quadrado	15	65,9	62,0
IRS 2B	60	Quadrado	15	65,9	74,0
IRS 1C	40	Quadrado	20	68,5	64,0
IRS 2C	60	Quadrado	20	69,0	76,0

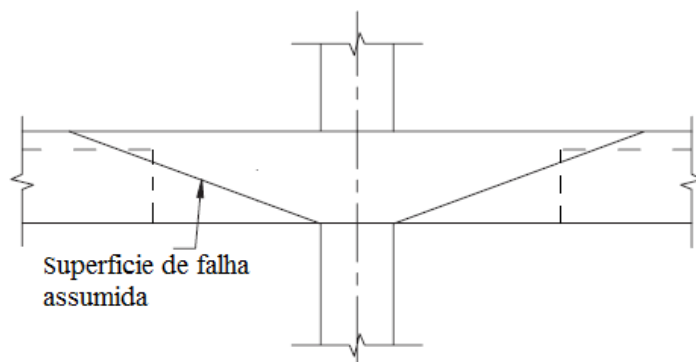


Figura 2.8 – Fissura diagonal assumida para os modelos IRS A (Lau e Clark, 2007).

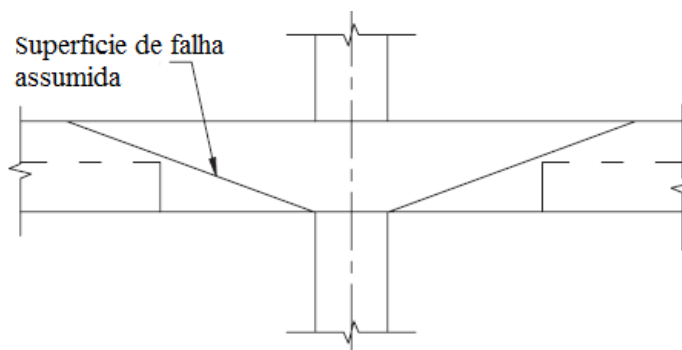


Figura 2.9 – Fissura diagonal assumida para os modelos IRS B e IRS C (Lau e Clark, 2007).

2.4.2 Souza et. al. (2014)

Nesta pesquisa os autores ensaiaram oito lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado, sendo dividido em dois grupos, onde o grupo L1300, composto de quatro painéis, apresenta dimensões (1300 x 2000) mm², enquanto o grupo L2000, composto de quatro lajes, apresenta dimensões (2000 x 2000) mm². As variáveis adotadas foram a espessura da capa (h_f), a largura das lajes (l) e a distância entre as nervuras (l_0). As Principais características das lajes são apresentadas na Tabela 2.2.

Com o propósito de mensurar a influência das variáveis no comportamento das lajes durante os testes, bem como a capacidade portante, foi adotado o ensaio de quatro pontos, conforme mostrado na Figura 2.10, a estrutura foi submetida a um carregamento distribuído, aplicado transversalmente às nervuras. Assim, as lajes foram ensaiadas em sistemas simplesmente apoiado em roletes sobre blocos de apoio, suportando o carregamento aplicado perpendicularmente ao eixo longitudinal das nervuras, na face superior do painel, através de um perfil.

Tabela 2.2 – Principais características das lajes ensaiadas (SOUZA et al., 2014).

Laje	e (mm)	h_f (mm)	d (mm)	f_c (mm)	ρ (%)
L1300-30	610	30	277	35,2	1,1
L1300-50		50			
L1300-80		80			
L1300-100		100			
L2000-30	960	30	277	35,2	1,1
L2000-50		50			
L2000-80		80			
L2000-100		100			

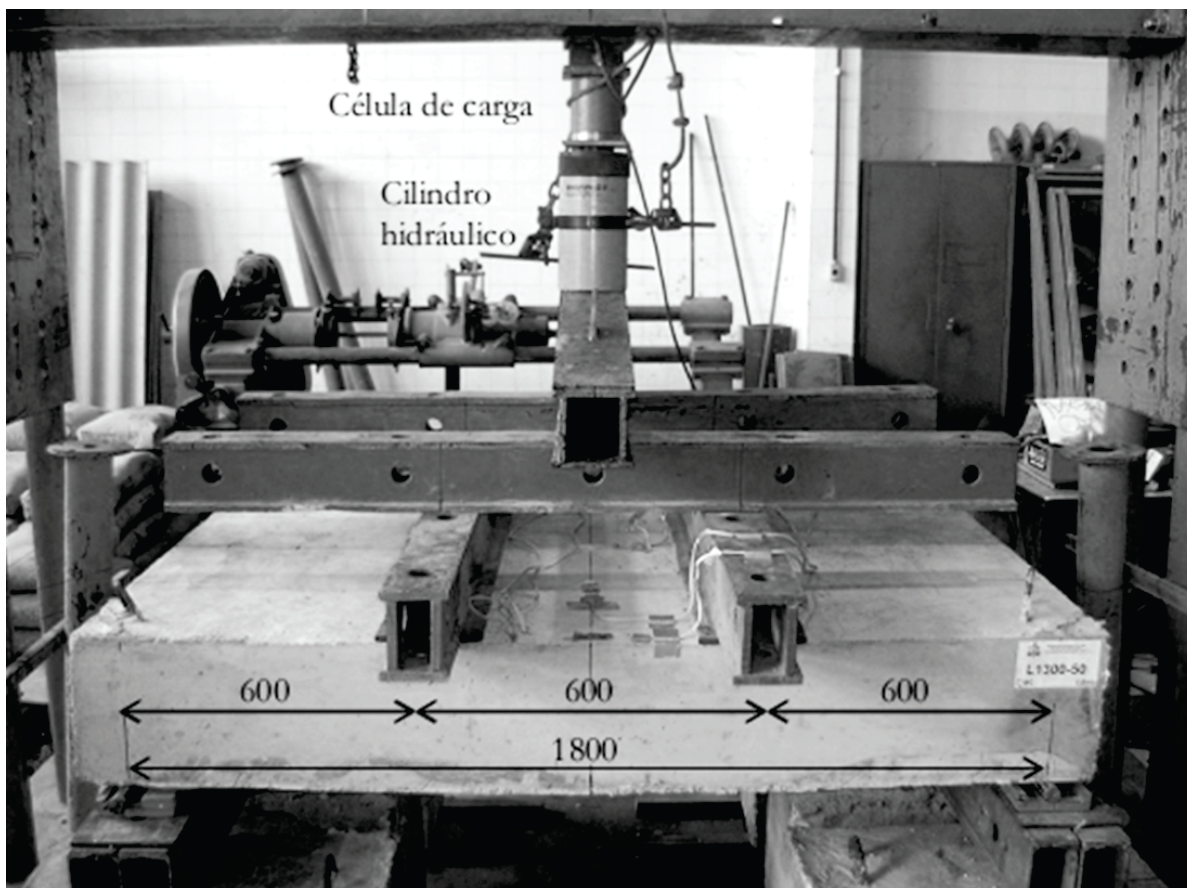


Figura 2.10 – Sistema de ensaio (SOUZA et al., 2014).

Considerando as normas analisadas, o EC 2 (2002) mostrou melhor assertividade quando se compara aos resultados experimentais das lajes com capas de 30 e 50 mm, porém, ao se comparar as lajes com espessura de capa mais espessas, a norma ACI-2011 fornece resultados melhores.

Os autores concluíram que com o aumento da espessura da capa (h_f), houve um incremento de resistência ao cisalhamento e um aumento das deformações nas armaduras longitudinais e essa condição ocorre devido ao aumento da área de compressão, que ocasiona uma redistribuição das forças de equilíbrio, conforme a variação da espessura das capas. Porém, devido ao aumento da largura colaborante da capa, o grupo L2000 também apresentou resultados favoráveis em comparação ao grupo L1300, o que denotou uma maior contribuição para resistência ao corte em lajes com maior valor para h_f . Os principais resultados são apresentados na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Cargas de ruptura, deformações e deslocamentos (SOUZA et al., 2014).

Laje	P_u (kN)	δ_{max} (mm)	ε_s (‰)
L1300-30	200	1,81	1,8
L1300-50	210	3,56	2,1
L1300-80	290	7,38	2,7
L1300-100	360	11,32	4,2
L2000-30	160	9,54	1,6
L2000-50	220	12,69	2,5
L2000-80	330	14,08	5,6
L2000-100	370	15,41	4,5

2.4.3 Souza et al. (2015).

Neste estudo os autores realizaram ensaios em seis painéis de lajes lisas nervuradas de concreto armado, com dimensões (2400 x 2400 x 185) mm³, determinadas pelo limite da região de momentos radiais nulos representando um vão real de cinco metros, as placas tiveram as quatro bordas apoiadas. Os espécimes eram quadrados e variaram o tamanho da região maciça, o tipo e a taxa de armadura transversal das nervuras na área maciça e a dimensão da área de aplicação da carga. A Figura 2.11 mostra as características geométricas das peças.

Os modelos M1 e M1b foram projetados afim que ocorra ruptura por cisalhamento na região das nervuras, precedendo de armadura transversal. Para aumentar a resistência à força cortante das nervuras, nos modelos M2 e M3 foram colocados dois tipos de armadura transversal nas nervuras ligadas à região maciça, no trecho entre a região maciça e a primeira nervura a elas transversal. O modelo M4, além da armadura transversal nas nervuras ligadas à região maciça, possuía armadura transversal nas primeiras nervuras transversais às ligadas à região maciça. O modelo M5 precedeu armadura transversal nas nervuras.

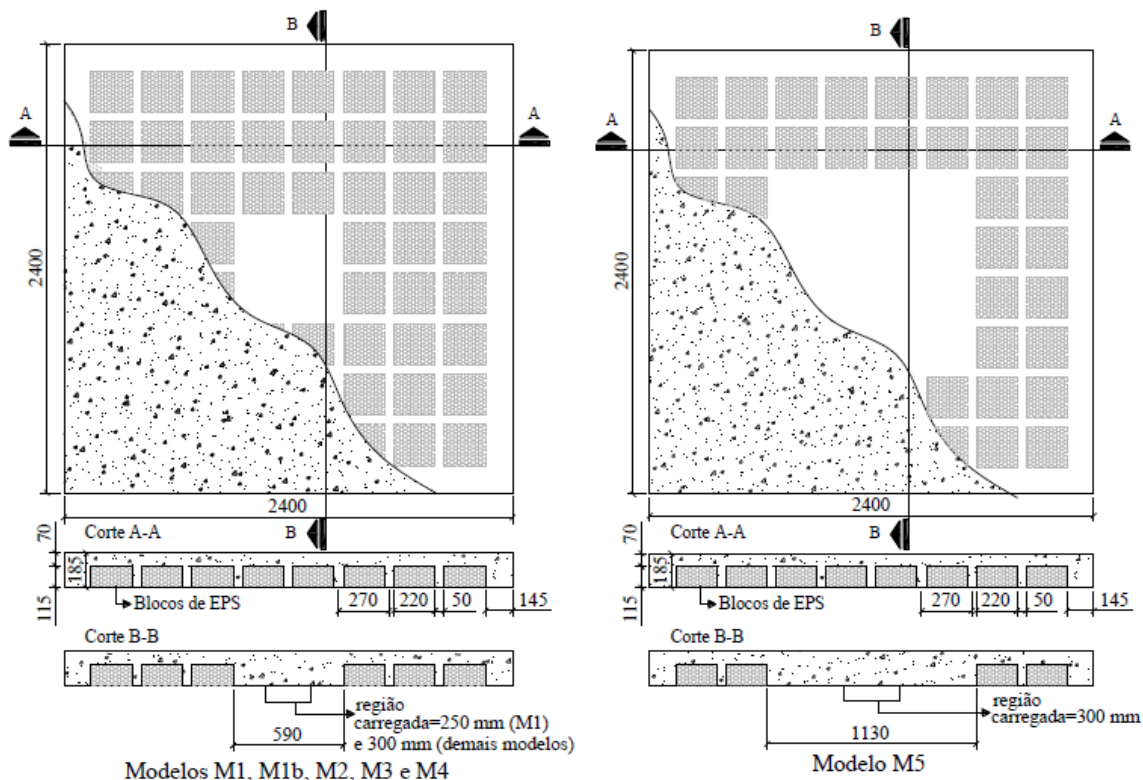


Figura 2.11 - Dimensões dos modelos ensaiados (SOUZA et al., 2015).

Para a determinação das armaduras longitudinais os autores estipularam taxa geométrica próxima a usualmente utilizada para a região de momentos fletores negativos em lajes maciças. Os autores determinaram a taxa geométrica de armadura longitudinal de tração de 1,16% (duas barras com diâmetro de 10 mm a cada 90 mm) na região central da laje com comprimento de 1200 mm. Este comprimento foi definido considerando um distanciamento de $3 \cdot d$ da face da região carregada para cada lado, as barras foram posicionadas junto à superfície superior dos modelos, nas direções x e y . Nas duas faixas extremas com comprimento de 600 mm cada uma, essa armadura foi reduzida à metade (uma barra de 10,0 mm de diâmetro a cada 90 mm; $\rho = 0,58\%$), como mostra a Figura 2.12.

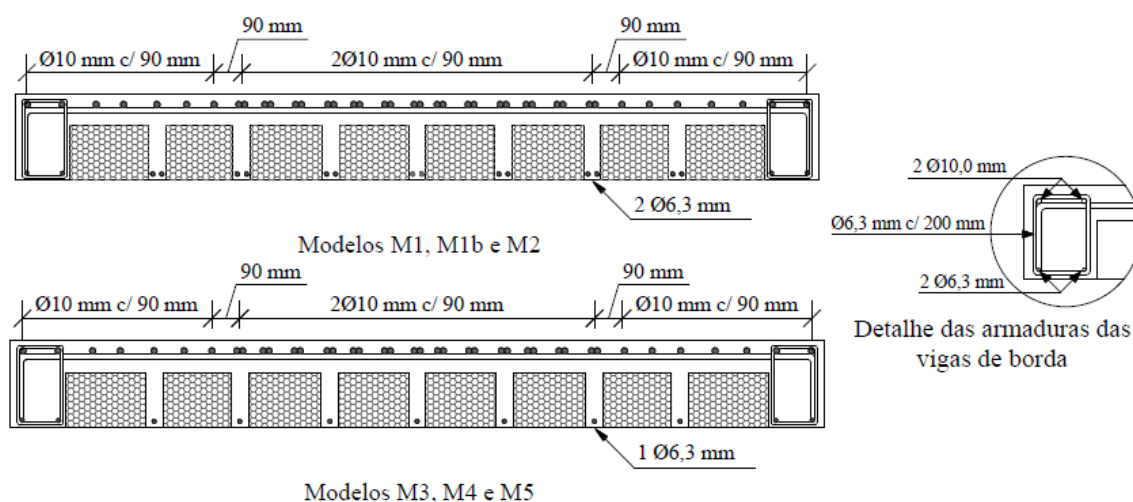


Figura 2.12 – Seção transversal dos modelos com as armaduras longitudinais (SOUZA et al., 2015).

Para aplicação da carga na laje, foram utilizadas placas metálicas quadradas com lado de 250 mm para o modelo M1 e de 300 mm para os demais modelos, ambas com 25 mm de espessura. Entre essas placas e a célula de carga, foi colocada uma rótula a fim de que não houvesse momentos transmitidos para a laje no ponto de aplicação da carga. A Figura 2.13 mostra o sistema de aplicação de carga.

A Tabela 2.4 apresenta os resultados das cargas últimas, modos de ruptura e deslocamentos máximos dos seis modelos ensaiados. Nos ensaios os modelos M1 e M1b comportaram-se de forma semelhante, já as lajes M2, M3 e M4 apresentaram acréscimo de resistência à ruptura em torno de 20% a 30% e incremento de 58% a 120% na ductilidade, em comparação ao espécime M1b. Os modelos M1b e M5, ambos precedendo de armadura transversal e variando, entre si, apenas as dimensões da região maciça, apresentaram maior diferença entre as cargas de ruptura, representando um aumento de 52%, também houve acréscimo de ductilidade de aproximadamente 78%, a região maciça aumentada proporcionou retardamento no aparecimento de fissuras e demandou maior aplicação de carga para a propagação das fissuras radiais e tangenciais em direção aos apoios.



Figura 2.13 – Sistema de aplicação de carga (SOUZA et al., 2015)

O modelo M5 foi projetado com nervuras mais afastadas da região de momentos fletores radiais negativos máximos e a essa condição as análises de deformações, deslocamentos e fissuração indicam o motivo do incremento de carga em relação aos demais modelos. Quando se observou a superfície de ruptura por cortante nas nervuras ligadas à região maciça em dois lados adjacentes do modelo, o ensaio foi encerrado por medida de segurança.

Embora as normas não considerem a variação do tamanho da região maciça nas equações de dimensionamento ao cisalhamento de lajes lisas nervuradas, os resultados obtidos nos ensaios, apresentam-se favoráveis a escolha das dimensões dessa região como variável de ponderação. Ainda que a pesquisa apresente apenas um modelo com variação da área maciça, limitando o entendimento da relação entre o aumento da área maciça e o acréscimo de capacidade de carga, deformações e ductilidade das lajes.

Tabela 2.4 – Características, cargas últimas e modos de ruptura dos modelos
(SOUZA et al., 2015)

Modelo	f_c (MPa)	f_y (MPa)	n_{nerv}	d (mm)	Deslocamentos máximos (mm)	P_U (kN)	Modo de Ruptura
M1	34,8	536,0	12	150,0	10,4	384,0	Cortante nas nervuras ligadas à região maciça
M1b	33,2				5,1	400,0	Cortante nas nervuras ligadas à região maciça
M2	31,1				8,1	470,0	Cortante nas nervuras ligadas à região maciça, no trecho posterior a última camada de estribos
M3	35,8				10,9	486,0	Cortante nas nervuras ligadas à região maciça, no trecho posterior a última camada de estribos
M4	35,5				11,2	510,0	Flexão por compressão nas nervuras junto à região maciça
M5	30,0		20		9,1	610,0	Cortante nas nervuras ligadas à região maciça

2.4.4 Al-Bayati et al. (2015)

No presente programa experimental os autores ensaiaram um total de dezoito placas de lajes lisas nervuradas, na escala 1:10, a Figura 2.14 mostra as dimensões geométricas dos modelos ensaiados. As principais variáveis estudadas foram o formato e a dimensão dos apoios, aplicados de forma centrada e com a utilização de placa de aço, a resistência do concreto e a variação de tamanho de área da região maciça. Os resultados experimentais foram comparados com as recomendações das normas, ACI-318 (2014), EuroCode (2004) e BS8110-1 (1997) a Tabela 2.5 apresenta as principais características das peças ensaiadas.

A resistência do concreto utilizado variou de 26 a 62 MPa e a taxa de armadura da seção sólida foi de 0,90% para a peça IWSA e 1,29% para as demais, foram utilizadas barras de aço de 3,4 mm de diâmetro, com média de tensão de escoamento de 440 MPa, para reforço longitudinal das nervuras. Todas as peças foram carregadas por meio de macaco hidráulico com incrementos

de 4 kN até falha e os deslocamentos foram monitorados por meio de deflectômetros digitais, a Figura 2.15 mostra o sistema de aplicação da carga.

Tabela 2.5 – Características das peças ensaiadas (AL-BAYATI et al., 2015)

Modelo	Tamanho da região maciça (mm)	h (mm)	d (mm)	Tamanho do apoio (mm)	Formato do apoio	f_c (MP _a)	ρ (seção sólida) %
IWSA	200 x 200	70	62	60	Quadrado	61,6	0,90
IWS1						48,4	
IWS2						50,5	
IWS3	Circular			48,3			
IWS4				80	45,0		
IWS6				100	32,4		
IWS7				80	34,1		
IWS8				60	33,2		
IWS9	80			33,6			
IWS11	470x470			60	Quadrado	31,5	
IWS12	250 x 250					27,1	
IWS13	200 x 200					100	28,6
IWS14	290x290					32,4	
IWS16	200 x 200					60	26,4
IWS17	250 x 250						

Os resultados mostraram um acréscimo de resistência à punção em todas as peças projetadas com incremento das propriedades dos mecanismos resistentes ao cisalhamento, como a resistência mecânica do concreto e área de seção da região maciça, esta última não considerada pelos códigos normativos. Também houve acréscimo de resistência com o aumento de área do ponto de aplicação de carga, simulação da reação de pilares internos. O aumento da taxa de armadura longitudinal (efeito pino), não representou acréscimo de resistência e esse fato pode ser explicado, devido à peça IWSA, menor taxa de armadura, ter sido executada com concreto 30% mais resistente que os demais modelos.

Conforme apresentado na Tabela 2.6, o aumento de área na região maciça nas peças executadas com concreto da classe C50, resultou em um acréscimo de significativo na capacidade de carga,

aproximadamente 40%. Analisando as peças projetadas com concreto da classe C30 o incremento de resistência foi em torno de 29% havendo uma quantidade maior de variação de modelos ensaiados, na peça IWS17 tanto o ponto de aplicação da carga quanto os apoios, foram locados na seção sólida, caracterizando-a como laje maciça.

Tabela 2.6 – Comparação entre os resultados normativos e experimentais (AL-BAYATI et al., 2015).

Modelo	Ângulo da fissura inclinada na superfície de falha (°)	P_{test} (kN)	P_{ACI} (kN)	P_{EC} (kN)	P_{BS} (kN)	$\frac{P_{ACI}}{P_{test}}$	$\frac{P_{EC}}{P_{test}}$	$\frac{P_{BS}}{P_{test}}$
IWSA	25	63,4	52,8	58,8	60,7	0,83	0,93	0,96
IWS1		50,5	46,8	61,2	68,5	0,93	1,21	1,36
IWS2	22	71,6	47,8	62,1	68,5	0,67	0,87	0,96
IWS3	25	50,5	36,7	58,0	74,0	0,73	1,15	1,36
IWS4	27	48,4	53,5	65,2	77,4	0,91	1,11	1,26
IWS6	28	46,3	39,9	57,4	73,2	0,79	1,14	1,53
IWS7	27	42,1	35,4	55,0	67,9	0,73	1,14	1,51
IWS8	25	65,3	30,5	50,5	72,9	0,66	1,09	1,47
ISW9	27	42,1	45,4	58,4	72,9	1,08	1,39	1,73
ISW11	22	65,3	37,8	53,0	65,9	0,58	0,81	1,01
ISW12	22	48,4	35,7	51,1	63,6	0,74	1,06	1,31
ISW13	28	46,3	47,8	59,4	74,3	1,08	1,34	1,68
ISW14	22	63,2	38,3	53,5	66,6	0,61	0,85	1,05
ISW16	25	37,9	34,6	75,0	62,2	0,91	1,32	1,64
ISW17	22	63,2	39,2	54,3	67,6	0,62	0,86	1,07
Média						0,79	1,08	1,33
Desvio padrão						0,16	0,19	0,27

As fissuras de flexão acima do topo do pilar e as fissuras de cisalhamento nas laterais da seção sólida foram observadas quando aplicada, aproximadamente, 56% e 84% da carga de ruptura, respectivamente. A superfície da falha de puncionamento foi caracterizada por cisalhamento, surgiram fissuras inclinadas a aproximadamente, 23° e cruzadas com o topo da laje a uma

distância de 2,5 vezes o total de profundidade da laje, foi observado que o aumento da área de aplicação da carga, elevou a inclinação das fissuras.

Os resultados apresentados na Tabela 2.6, indicam que os mecanismos de falha à punção em lajes lisas nervuradas podem ser considerados semelhantes aos de uma laje lisa maciça, no entanto, os autores concluíram que as recomendações atuais dos códigos normativos, não podem ser utilizados para todos os tipos de lajes nervuradas. Os resultados dos ensaios mostraram que para lajes onde a largura da região maciça não ultrapassa quatro vezes a altura total da peça a estimativa de resistência à punção foi superestimada, pois as equações normativas não consideram a perda de seção da laje na área nervurada e quanto menor a região maciça, mais perigosas são as previsões.

A pequena diferença de resultado na capacidade de carga, entre os modelos ISW11, ISW14 e ISW16, indica que adotar uma distância $1,85 \cdot d$ da face do pilar no dimensionamento de lajes nervuradas, pode fornecer resultados seguros. O concreto utilizado no estudo apresentou muita variação nas propriedades mecânicas, prejudicando, de forma geral, a comparação entre os modelos.

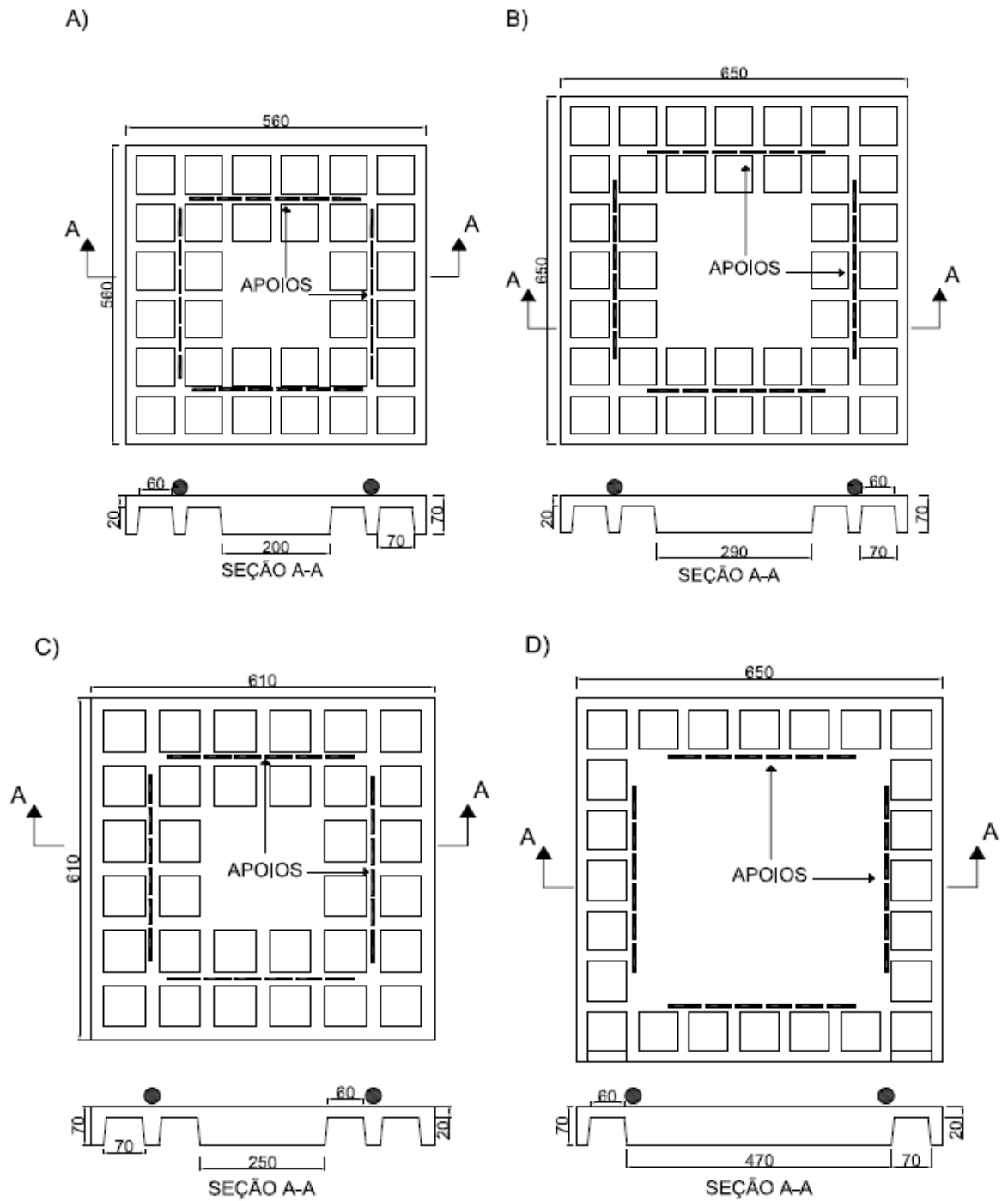
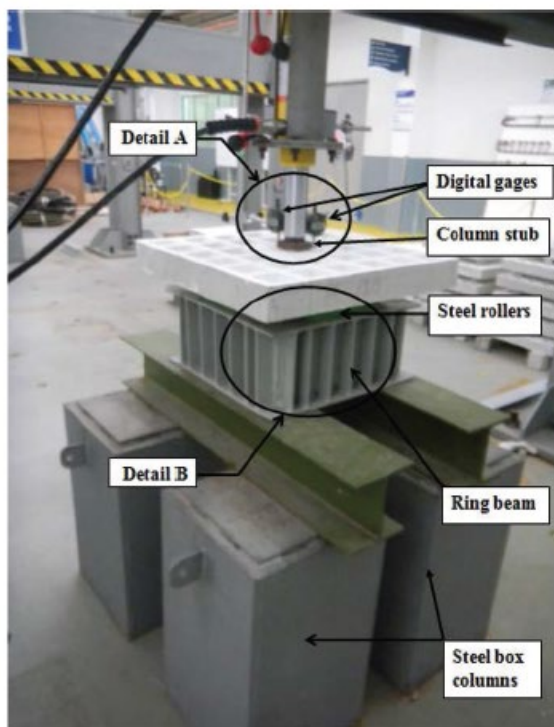
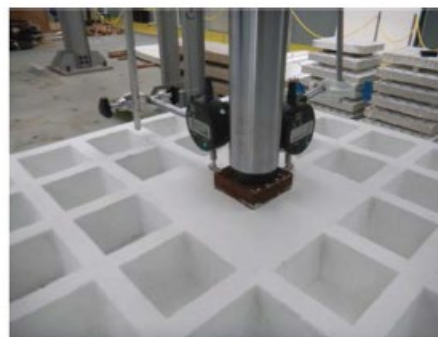


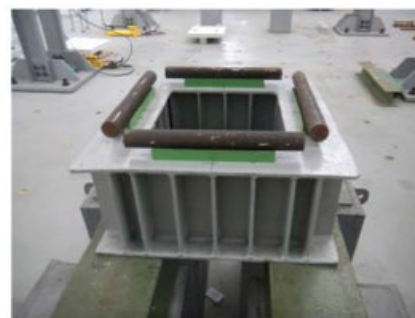
Figura 2.14 – Modelos ensaiados: a) IWSA 1, 3, 4, 6, 7, 8, 9, 13 e 16; b) IWS 14; c) IWS 2, 12, e 17; d) IWS 11 (AL-BAYATI et al., 2015).



(a)



(b)



(c)

Figura 2.15 – Sistema de ensaio: a) detalhes do sistema de ensaio; b) Detalhe a; c) Detalhe b (AL-BAYATI et al., 2015).

2.5 Recomendações Normativas

2.5.1 Considerações iniciais

Neste capítulo serão analisados relevantes códigos normativos, tais como a NBR 6118 (ABNT, 2023), ACI 318 (ACI, 2019), MC10 (FIB, 2010). Serão abordadas algumas considerações a respeito dos critérios de projeto, descrições de dimensionamento ao cisalhamento e a punção simétrica, analisando lajes sem armadura de cisalhamento ou a punção, nas nervuras ou região maciça, devido aos modelos experimentais e analíticos precederem deste tipo de armadura. Vale ressaltar que não serão consideradas as descrições relacionadas às peças protendidas. As previsões de capacidade resistente estimadas são avaliadas e comparadas entre si e com os resultados experimentais para essas situações no Capítulo 5.

2.5.2 Associação Brasileira de Normas Técnicas (NBR 6118, 2023).

2.5.2.1 Verificação à Punção

Para pilares internos com carregamento simétrico, sem efeitos de momentos e sem armadura de punção, a norma brasileira utiliza como modelo de cálculo à verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas, definidas no entorno de forças concentradas. São considerados como mecanismos resistentes a taxa de armadura longitudinal e o efeito da altura (*size effect*). Na primeira superfície crítica (contorno C), deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento. Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2 \cdot d$ da face do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. A Figura 2.16 indica os perímetros críticos propostos por norma.

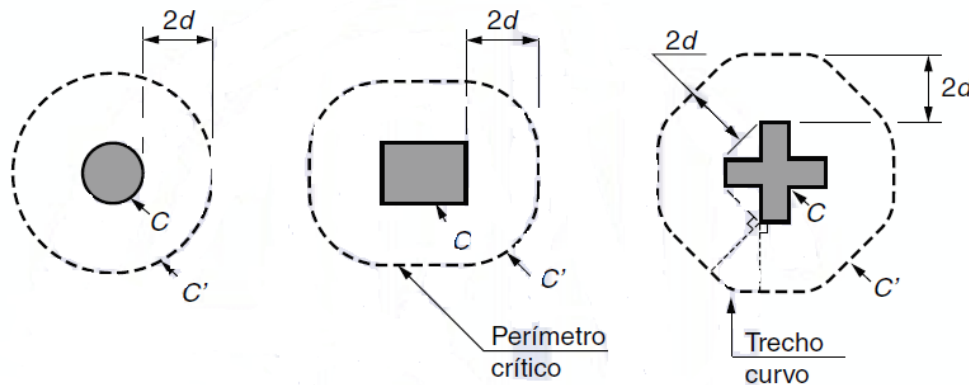


Figura 2.16 – Perímetro crítico para pilares internos proposto pela NBR 6118 (ABNT, 2023).

A tensão solicitante nas superfícies críticas, no caso em que o efeito do carregamento pode ser considerado simétrico, é calculada pela Equação 2.2.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{U \cdot d} \quad (\text{Eq. 2.2})$$

Onde,

$$d = \frac{(dx + dy)}{2}$$

Sendo,

d : Altura útil da laje ao longo do contorno crítico, externo ao contorno, C da área de aplicação da força e deste distante $2 \cdot d$ no plano da laje;

dx e dy : são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

U : Perímetro do contorno crítico C' ;

F_{Sd} : Força ou a reação concentrada de cálculo.

A força de punção F_{Sd} pode ser reduzida da força distribuída aplicada na face oposta da laje, dentro do contorno considerado na verificação, C ou C' .

A tensão solicitante calculada deve ser comparada com a resistente de compressão diagonal do concreto. Para efetuar esta verificação no contorno C , a norma prescreve a Equação 2.3.

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot a_v \cdot f_{cd} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

Onde:

$$a_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ com } f_{ck} \text{ em Mpa.}$$

A verificação de tensões na superfície crítica C' deve ser efetuada como a seguir:

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}$$

Sendo,

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y}$$

Onde,

ρ : Taxa geométrica de armadura de flexão aderente (armadura não aderente deve ser desprezada);

ρ_x e ρ_y : Taxas de armadura nas duas direções ortogonais.

2.5.2.2 Verificação ao Cisalhamento nas nervuras

A norma brasileira considera como fatores de influência na resistência ao cisalhamento: as propriedades mecânicas do concreto, o efeito pino causado pela armadura longitudinal e o a

geometria das peças (*size effect*). A escolha da equação para a determinação da resistência ao cisalhamento nas lajes nervuradas depende da distância entre os eixos das nervuras (e):

- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa, e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for até 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm;
- Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos de nervuras maiores que 110 cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

Serão apresentadas as formulações considerando as nervuras como vigas e lajes:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd}$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo para $e \leq 65\text{cm}$ dada por:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.4})$$

Onde,

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ct,d}; f_{ct,d} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3}; f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}; \rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02; k = (1,6 - d) \geq 1, \text{ com } d \text{ em metros.}$$

Sendo,

τ_{Rd} : Tensão de cisalhamento resistente limite de cálculo;

$f_{ct,d}$: Resistência de cálculo do concreto à tração;

$f_{ctk,inf}$: Resistência característica à tração do concreto com o valor inferior;

A_{sl} : Área da armadura de tração;

b_w : Largura mínima da seção ao longo da altura útil d .

A verificação da compressão diagonal do concreto (bielas comprimidas) em elementos sem armadura de combate ao cisalhamento, deve ser executada comparando a força cortante solicitante de cálculo V_{Sd} com a resistência de cálculo, V_{Rd2} , dada pela Equação 2.5.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \cdot a_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.5})$$

Para as lajes nervuradas que não atenderem os critérios de verificação como lajes maciças, as diagonais tracionadas são verificadas aplicando-se os critérios de estado limite último ao cisalhamento em elementos lineares com $b_w < 5 \cdot d$ (vigas). Assim, a resistência do elemento estrutural, numa determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando verificadas simultaneamente as condições expressas pelas equações 2.6 e 2.7.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad (\text{Eq. 2.6})$$

Sendo,

$$V_{Rd3} = V_c \quad (\text{Eq. 2.7})$$

V_c : Força cortante resistente de cálculo para peças sem armadura de cisalhamento, relativa à ruína por tração diagonal, como parcela da força cortante absorvida dependente de mecanismos complementares ao de treliça.

Para peças submetidas à flexão simples e flexo-tração com a linha neutra cortando a seção, V_c é determinada conforme a Equação 2.8:

$$V_c = V_{c0} \quad (\text{Eq. 2.8})$$

Sendo,

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

2.5.3 American Building Code for Structural Concrete (ACI 318, 2014)

2.5.3.1 Verificação a Punção

A ACI 318 (ACI, 2019), assim como os outros códigos normativos utilizados nesse estudo, fundamenta a resistência à punção na tensão de cisalhamento nominal em uma superfície crítica concêntrica na seção do pilar.

A norma norte-americana determina a superfície crítica sendo a metade da altura útil da laje a partir das faces do pilar, admitindo superfície de controle com cantos arredondados, conforme Figura 2.17.

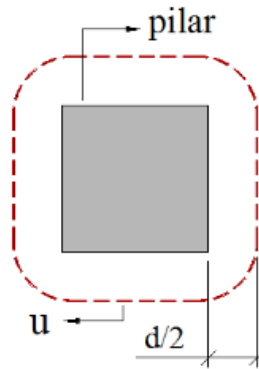


Figura 2.17 - Perímetro de controle ACI 318 (ACI, 2019).

Sendo,

$$U = b_0 \cdot d$$

Onde,

b_0 : perímetro da superfície crítica

A equação a ser adotada será a que resultara no menor valor, para força última (P_u , entre as equações 2.9, 2.10 e 2.11.

$$P_u = 0,083 \cdot \left(2 + \frac{a_s \cdot d}{b_0}\right) \cdot b_0 \cdot d \quad (\text{Eq. 2.9})$$

Onde,

a_s : coeficiente em relação à posição do pilar na edificação

$$P_u = 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Eq. 2.10})$$

Onde,

β : É a razão entre o maior e o menor lado do pilar, para pilares retangulares.

$$P_u = 0,33 \cdot b_0 \cdot d \cdot \sqrt{f'_c} \quad (\text{Eq. 2.11})$$

2.5.3.2 Verificação ao Cisalhamento nas nervuras

Conforme a norma ACI 318 (ACI, 2019) a seção crítica de cisalhamento em peças estruturais de concreto armado é determinada a uma distância d da face do apoio e as seções situadas a uma distância inferior a d devem ser verificadas ao cisalhamento. Para elementos sem armadura de cisalhamento a resistência de peças de concreto armado, é baseada nas propriedades mecânicas do concreto, no efeito pino, no efeito da altura (*size effect*) (Eq. 2.13) e na tensão de cisalhamento média da superfície transversal efetiva $b_w \cdot d$, determinada em função das parcelas resistentes do concreto V_c (equação 2.12).

$$V_c = \left(0,66 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c}\right) \cdot b_w \cdot d \quad (\text{Eq. 2.12})$$

$$\lambda_s = \sqrt{2/1 + 0,004 \cdot d} \leq 1 \quad (\text{Eq. 2.13})$$

onde,

$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$: taxa geométrica de armadura longitudinal;

b_w : menor largura da seção em mm;

$f'_c < 70 \text{ MPa}$: resistência à compressão do concreto;

λ : Coeficiente de ponderação do concreto.

λ_s : coeficiente referente ao *size effect*.

Em nervuras, V_c , pode ser multiplicada por 1,1 (possibilidade de redistribuição entre

nervuras adjacentes).

2.5.4 Model Code 2010 (FIB, 2010)

O MC10 (FIB, 2010) é um documento produzido com a colaboração de 41 países, tendo como objetivo, servir de base para futuros códigos e apresentar novos desenvolvimentos no que se refere a materiais e estruturas de concreto.

2.5.4.1 Verificação a Punção

O MC10 (FIB, 2010) baseia-se na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento de Muttoni (2008), utilizando coeficientes de segurança para aplicação em projetos. A norma estabelece um modelo para a verificação da punção no estado limite último que corresponde ao esforço resultante de uma carga concentrada em uma área relativamente pequena. Essa área ao redor da carga é delimitada por um perímetro, chamado de perímetro de controle básico (b_1). A norma recomenda esse perímetro deve ser considerado a uma distância $0,5 \cdot d_v$ da face da área carregada, sendo d_v a altura efetiva da laje, a Figura 2.18, mostra como determinar tal perímetro conforme o formato do apoio.

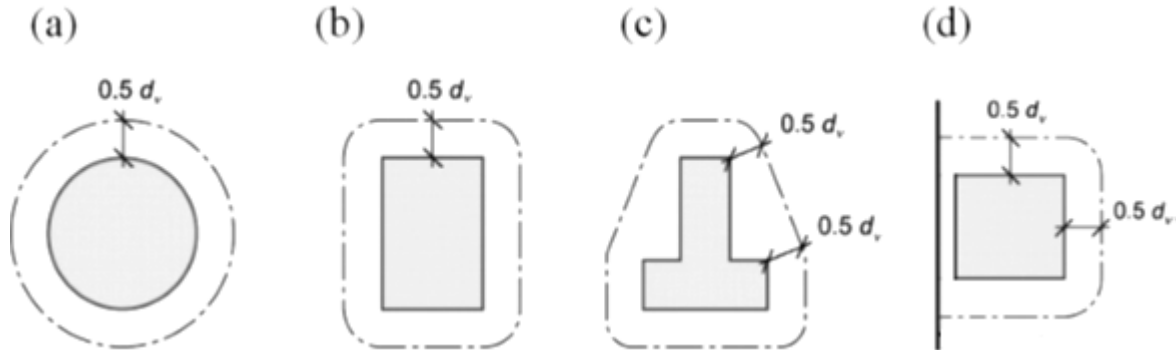


Figura 2.18 – Perímetro de controle segundo a norma MC10 (FIB, 2010).

A verificação da resistência à punção de uma laje de concreto armado é calculada pela Equação 2.15 que considera o mecanismo de resistência referente ao engrenamento dos agregados através do parâmetro k_{dg} .

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (\text{Eq. 2.15})$$

Onde, $V_{Rd,c}$ é a parcela de resistência proveniente do concreto (Equação 2.16) e $V_{Rd,s}$ é a contribuição da armadura de cisalhamento para a resistência da laje. No caso de lajes sem armadura de cisalhamento a parcela $V_{Rd,s}$ será nula.

Onde,

$$V_{Rd,c} = k_{\psi} \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v \quad (\text{Eq. 2.16})$$

f_c : resistência do concreto à compressão;

b_0 : perímetro de controle resistente ao cisalhamento;

k_{ψ} : é calculado pela Equação 2.17 e depende da rotação da laje ao redor da área apoiada;

$$k_{\psi} = \frac{1}{1,5+0,90 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} \leq 0,6 \quad (\text{Eq. 2.17})$$

Sendo,

ψ : rotação da laje ao redor da área apoiada ou carregada. Este parâmetro pode ser estimado por quatro diferentes níveis de aproximação, que se distinguem pelo nível de complexidade da análise e pelo grau de precisão dos resultados. Para lajes lisas usuais projetadas via análises elásticas sem redistribuições significativas de esforços internos, a rotação pode ser estimada de forma segura no momento da ruptura através da Equação 2.18, que representa o nível de aproximação I.

k_{dg} : parâmetro que depende do diâmetro máximo do agregado graúdo (d_g). Calculado pela Equação 2.19, caso o diâmetro máximo do agregado seja maior que 16 mm o valor adotado de k_{dg} será unitário ($k_{dg} = 1$).

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (\text{Eq. 2.18})$$

$$k_{dg} = \frac{32}{16+d_g} \geq 0,75 \quad (\text{Eq. 2.19})$$

Sendo,

f_{yk} : tensão de escoamento característica da armadura longitudinal tracionada (MP_a);

E_s : módulo de elasticidade da armadura longitudinal tracionada (MP_a);

d_g : diâmetro máximo do agregado

r_s : distância do centroide do pilar ao ponto onde o momento é zero (mm).

O valor de r_s , em lajes lisas onde a razão entre os vãos (l_x/l_y) está entre 0,5 e 2,0, pode ser estimado como sendo igual a $0,22 \cdot l_x$ ou $0,22 \cdot l_y$, respectivamente, para as direções x e y .

2.5.4.2 Verificação ao Cisalhamento

O código MC10 (FIB, 2010) baseia a equação de resistência ao cisalhamento de lajes de concreto armado em fatores de influência como o engrenamento dos agregados e a resistência à compressão do concreto, expressos na Equação 2.20.

$$V_R = K_V \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w \quad (\text{Eq. 2.20})$$

Sendo,

ε_x : Deformação no centro da nervura;

Z : Braço de alavanca entre a armadura de tração e o bloco de compressão;

b_w : largura média da nervura;

O valor de $\sqrt{f_{ck}}$, não deve ser considerado maior que $8 MP_a$.

O parâmetro K_V é determinado em função do tamanho do agregado graúdo.

Para peças onde o tamanho do agregado utilizado no concreto, não seja menor que 10 mm, $f_{yk} \leq 600 MP_a$ e $f_{ck} \leq 70 MP_a$, K_V é expresso pela Equação 2.21.

$$K_V = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot Z} \quad (\text{Eq. 2.21})$$

Para lajes em que o concreto utilize agregado menor que 10 mm a equação 2.22, deverá ser aplicada.

$$K_V = \frac{0.4}{1+1500\varepsilon_x} \cdot \frac{1300}{1000+k_{dg}Z} \quad (\text{Eq. 2.22})$$

Onde,

$$K_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$$

Podendo-se assumir o valor de $\varepsilon_x = 0,00125$, o que corresponde a aproximadamente a equação 2.23:

$$\varepsilon_x \approx \frac{f_{yk}}{2E_S} \quad (\text{Eq. 2.23})$$

2.6 Dimensionamento das Lajes à Flexão

Para determinação da resistência à flexão, P_{Flex} , dos modelos ensaiados, foi aplicada a teoria das linhas de ruptura, teoria essa aprimorada por JOHANSEN (1943). O método baseia-se em estimar a carga de ruptura de lajes a partir de um mecanismo de ruína compatível com as condições de contorno destas, os momentos atuantes no decorrer das linhas de ruptura correspondem à resistência última da seção considerada, consoante a teoria, se desenvolvem variados padrões de fissuração que separam a laje em placas elásticas conectadas por linhas de ruptura, na qual a carga última que a laje pode suportar é calculada considerando-se o equilíbrio destas placas separadas ou igualando-se o trabalho externo das cargas na laje ao trabalho interno das placas separadas, sendo a carga de ruptura determinada através do princípio dos trabalhos virtuais ou de equações de equilíbrio.

Neste trabalho a configuração de linhas de ruptura foi concebida, baseando-se no método desenvolvido por Oliveira (2003), onde as fissuras propagam-se radialmente em direção aos cantos das lajes, a Equação 2.24 é utilizada para calcular P_{Flex} , assumindo-se o padrão de fissuração mostrado na Figura 2.19

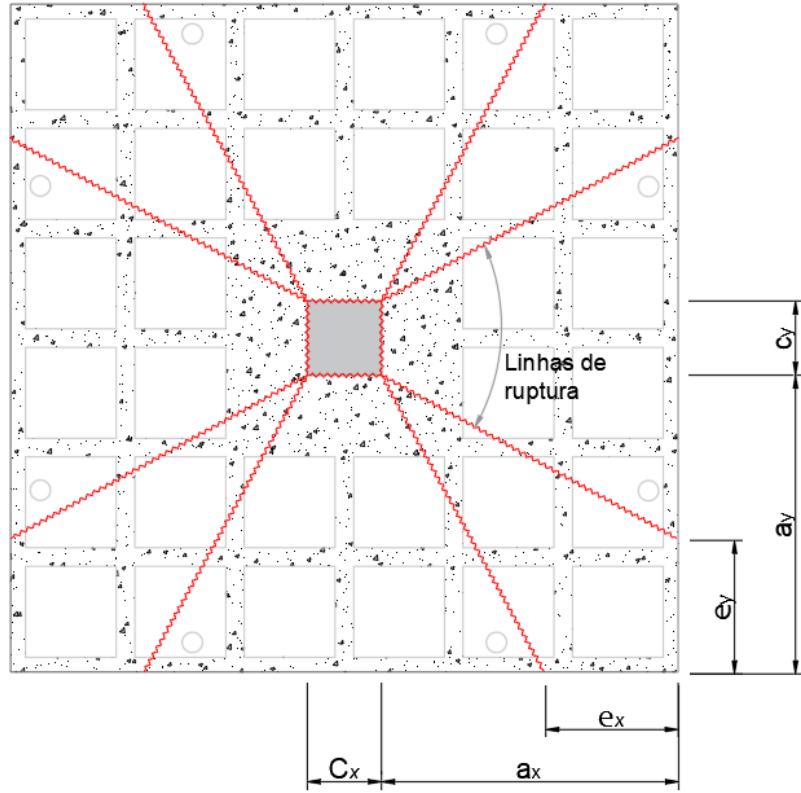


Figura 2.19 – Configurações adotadas para as linhas de ruptura - adaptado de Oliveira (2003).

$$P_{flex} = 2 \cdot m_u \cdot \left[\frac{l_x}{a_x} + \frac{l_y}{a_y} - 2 \left(\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right) \right] \quad (\text{Eq. 2.24})$$

Sendo,

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

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

Segundo Oliveira (2003), para uma linha de ruptura que se desenvolve em ângulos retos em relação à armadura, o momento resistente da armadura por unidade de comprimento da linha de ruptura considerada, é dado pela Equação 2.25

$$m_u = \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_c} \right) \quad (\text{Eq. 2.25})$$

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O presente programa experimental, com a finalidade de entender a influência da espessura da capa de concreto, na capacidade portante e rigidez das peças, teve o objetivo de reproduzir o comportamento de lajes lisas nervuradas bidirecionais, submetidas a carregamento pontual na região de ligação entre a laje e o pilar, simulando a porção central de um vão de 8 metros na escala de 1:2, conforme mostrado na Figura 3.1.

Sendo assim, este capítulo é destinado à apresentação da abordagem experimental, das características das lajes ensaiadas, caracterização dos materiais, o plano de instrumentação e o detalhamento do sistema de ensaio.

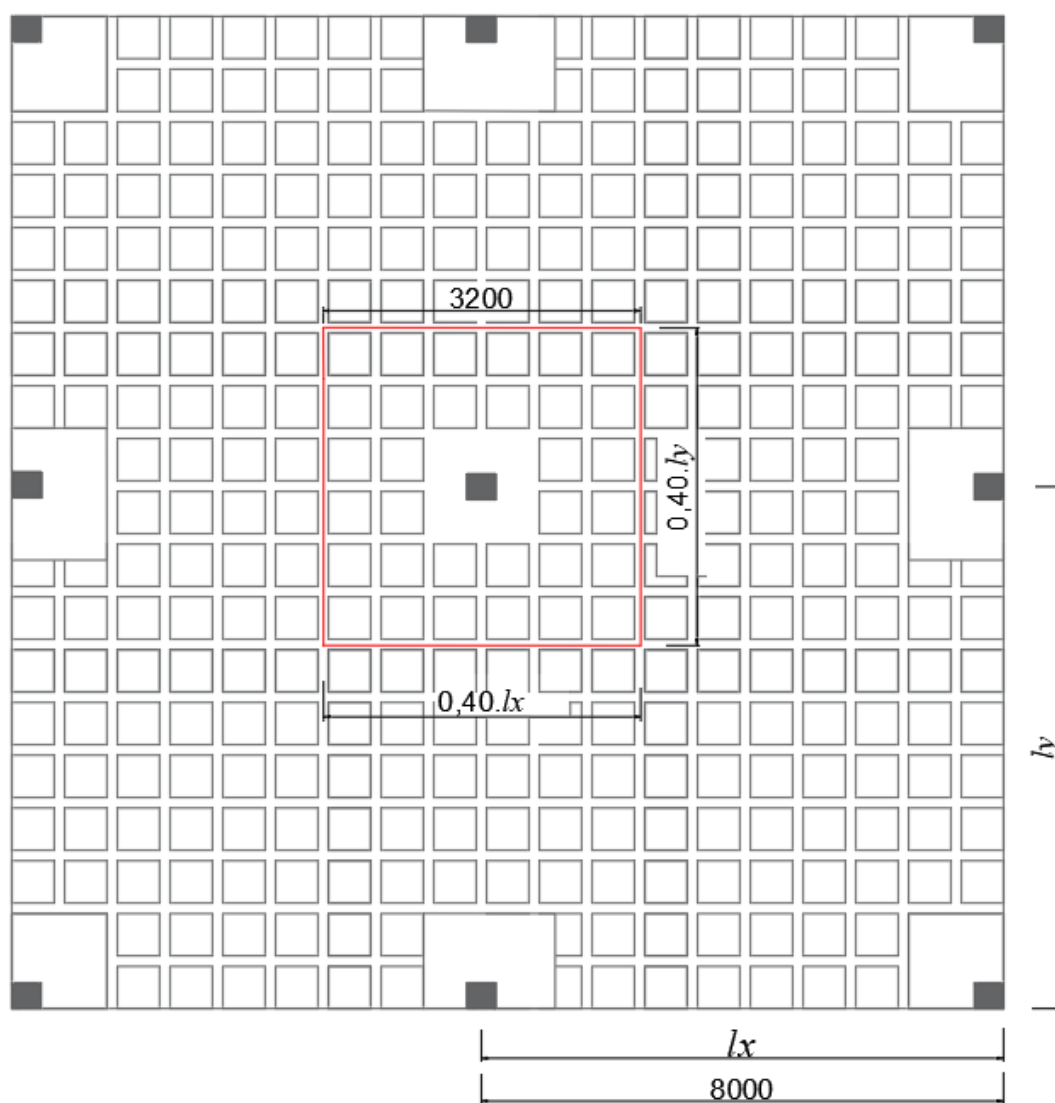


Figura 3.1 – Região da estrutura estudada.

Albuquerque (2009) afirma que embora as condições de contorno dos modelos ensaiados sejam diferentes aos de uma estrutura real, há similaridades suficientes para a aproximação de ensaio, correspondendo, assim, às expectativas de desempenho das lajes para os fins desse tipo de pesquisa.

3.1 Princípio do Ensaio

Conforme evidenciado na revisão bibliográfica, apesar de várias pesquisas baseadas em lajes lisas nervuradas já terem sido executadas, acredita-se que existem algumas situações pouco investigadas experimentalmente, provocando a ausência de procedimentos analíticos de dimensionamento nas recomendações normativas. O princípio destes ensaios consiste, portanto, em caracterizar a espessura das capas de concreto, verificando experimentalmente os efeitos destas variações no comportamento mecânico das lajes.

3.2 Características das Lajes

Foram executados e ensaiados cinco painéis de lajes lisas nervuradas bidirecionais de concreto armado até a ruptura, projetados com variação na espessura das capas de concreto. As principais características dos modelos são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Principais características das lajes propostas.

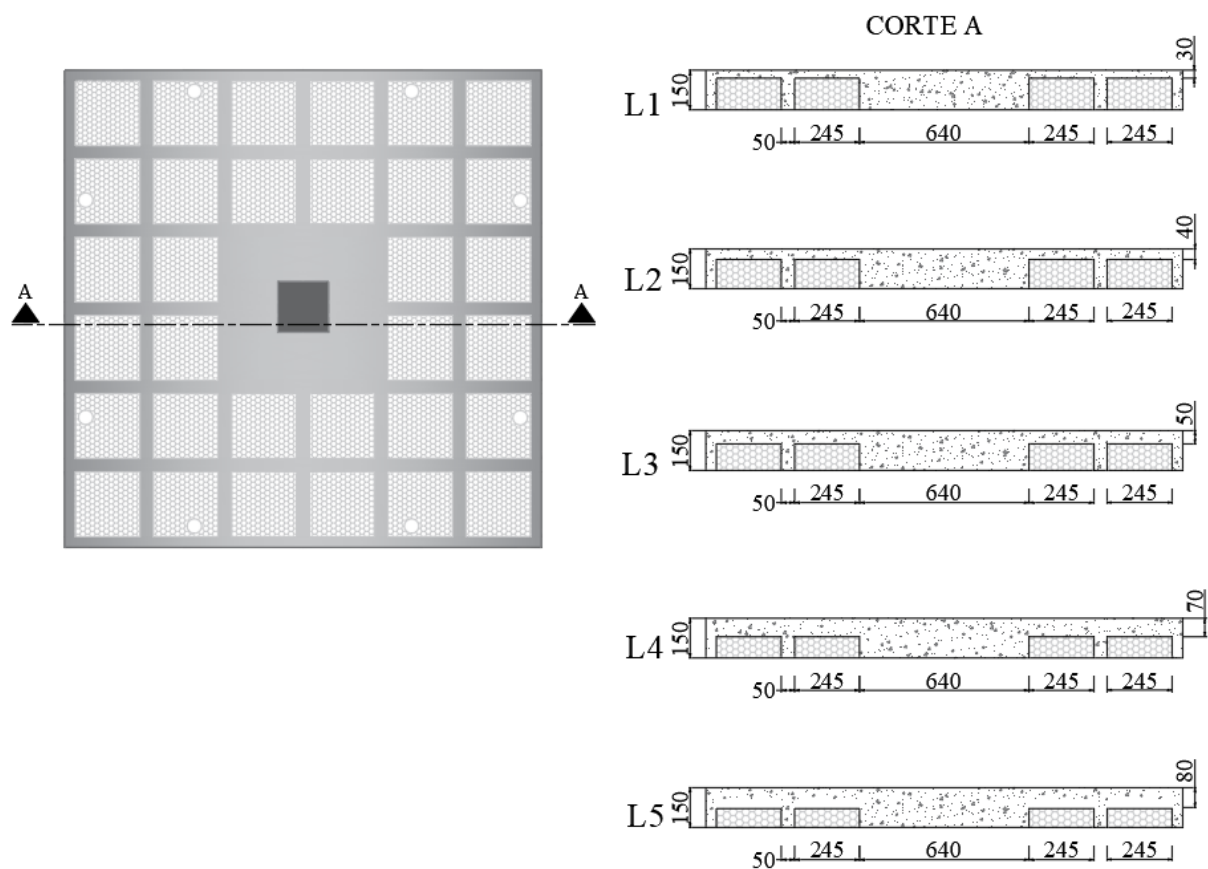
Modelo	h_f (mm)	e (mm)	Região Maciça (mm)	ρ_l (%)	b_w (mm)	d (mm)	P_{flex} (kN)
L1	30	295 x 295	640 x 640				
L2	40	295 x 295	640 x 640				
L3	50	295 x 295	640 x 640	1,1	50	130	574,7
L4	70	295 x 295	640 x 640				
L5	80	295 x 295	640 x 640				

3.3 Características Geométricas

A determinação das dimensões dos painéis, partiu do posicionamento dos furos da laje de reação do laboratório de estruturas e materiais da faculdade de engenharia civil da UFPA, tal laje possui furos, onde serão instalados os tirantes de fixação, espaçados a cada 410 mm nas duas direções horizontais, viabilizando a concepção de painéis quadrados com lados de 1.800

mm de comprimento, altura igual a 150 mm e com capa de concreto variando de 30 a 80 mm de espessura. As nervuras foram dispostas ortogonalmente entre si com largura de 50 mm. Os vazios entre nervuras foram preenchidos por blocos de EPS.

A escolha das dimensões da região maciça central, aconteceram com a intensão de respeitar as condições normativas mínimas, referentes ao perímetro de controle à punção dos códigos ACI 318 (ACI, 2019) e MC10 (FIB, 2011). Visando favorecer a ruptura por cisalhamento os modelos foram projetados com dimensões inferiores às recomendadas por Regan (1986), O autor afirma que para lajes com região maciça de dimensões maiores ou iguais a $2,5 \cdot d$ para cada lado a partir da face do pilar, a estrutura pode dispensar armadura de combate a punção. O pilar foi locado de forma centralizada no eixo do painel da laje, sendo simulado por uma placa de aço de dimensões: 200x200x50 mm³ instalado na parte inferior da laje. A Figura 3.2 mostra as características geométricas das peças.



3.4 Armadura de Flexão

Como o objetivo principal da pesquisa é entender a influência das variáveis estudadas no comportamento das lajes submetidas ao fenômeno do cisalhamento, a ruptura por flexão seria indesejável, pois impossibilitaria o desenvolvimento completo dos mecanismos referentes a falha por esforço cortante. Dessa forma, o critério para a escolha da taxa de armadura à flexão, foi definido para que a resistência à flexão das lajes ensaiadas, seja em média cinco vezes maior que a resistência ao cisalhamento nas nervuras, sendo o valor da capacidade de carga a flexão estipulada pela teoria das linhas de ruptura e a resistência ao cisalhamento conforme as normas estudadas na presente pesquisa.

Para a taxa geométrica da armadura longitudinal de tração adotou-se 1,1%, equivalente a dezesseis barras com diâmetro de 10 mm, (Fig. 3.4). As barras foram posicionadas na capa de concreto das lajes, nas direções x e y, pretendendo-se manter a perfeita disposição das armaduras, foram utilizadas barras dobradas em forma de gancho (Fig. 3.3).

Adotou-se cobrimento de 10 mm para as armaduras e as extremidades das armaduras negativas de flexão serão dobradas a 90°. Em decorrência da sobreposição da malha gerada por essas armaduras, a altura útil nominal dos modelos será de 130 mm. Com o intuito de atribuir maior similaridade dos modelos ensaiados ao de uma estrutura real, para as nervuras, foi adotada a taxa de armação mínima de 0,15%, em relação às armaduras longitudinais positivas, conforme preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2023). Pois, usualmente nos projetos, as armaduras longitudinais de combate aos momentos fletores positivos, estendem-se para a região de momentos fletores negativos e como evidenciado na revisão bibliográfica, contribuem na resistência à força cortante através do mecanismo conhecido como efeito pino.



Figura 3.3 – Detalhe da locação da armadura constitutiva do tipo caranguejo.

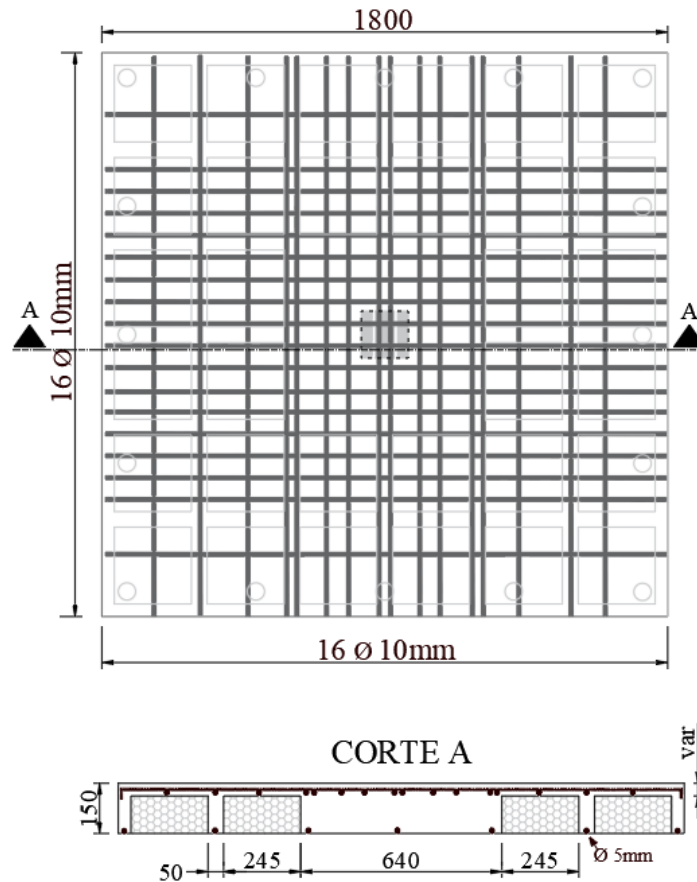


Figura 3.4 – Detalhe das armações das lajes ensaiadas.

3.5 Processo Executivo

Para preencher os vazios entre as nervuras na região abaixo das capas de concreto, as formas dos painéis das lajes nervuradas foram preenchidas com blocos de EPS utilizados como material inerte (Fig 3.5), adquiridos nas dimensões (245 x 245) mm² e altura variável, totalizando aproximadamente 160 unidades para os cinco modelos. Os blocos foram adquiridos consoante as especificações adotadas para as dimensões das nervuras, organizados previamente nas formas, marcadas nas posições estabelecidas para efetuar a colagem após limpeza superficial. Uma vez que permaneceram incorporados às lajes, com o propósito de permitir a visualização da fissuração das lajes, os blocos de EPS serão retirados posteriormente, durante a preparação dos ensaios.

Para a passagem dos tirantes foram inseridos na forma tubos de PVC de 50 mm de diâmetro com 150 mm de comprimento (Fig 3.5). Dessa maneira os furos nas lajes foram realizados em pontos estratégicos a partir do encaixe dos tubos de PVC, prendendo o melhor desempenho dos

ensaios. Após a limpeza da forma foi aplicado desmoldante de maneira uniforme por meio de broxas, para impedir a aderência entre concreto e o substrato, a fim de facilitar a desforma e evitar danos a superfície e arestas do concreto.



Figura 3.5 – Forma da laje L1.

A extensômetria ocorreu simultaneamente a etapa anterior, onde cada ponto identificado foi marcado e recebeu um prévio preparo à colagem para remoção das irregularidades superficiais das barras e posterior uniformização manual com lixa e lima. Após a limpeza superficial, os extensômetros foram instalados com o adesivo à base de epóxi e após a realização da soldagem dos terminais de conexão aos fios dos cabos, foram protegidos com resina também à base de epóxi para posteriormente serem envolvidos por fita isolante (Fig 3.6). Os extensômetros conectados aos cabos foram identificados através de numeração.

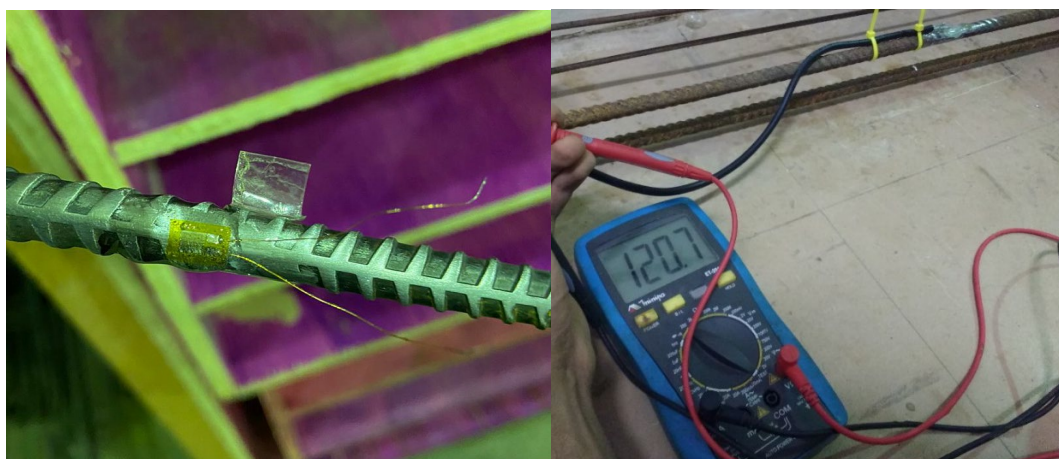


Figura 3.6 – Instrumentação das barras de aço.

Na etapa seguinte aconteceu a montagem e instalação das armaduras, iniciou-se o corte das barras longitudinais nos comprimentos e quantidades anteriormente definidos, procedendo-se

sua dobra e amarração. Para tal, foi preparado um gabarito com a finalidade de agilizar o processo. Com a armadura pré-executada, as barras instrumentadas foram dispostas em suas respectivas posições. Após o transporte da armadura e seu devido posicionamento nas formas, executou-se a amarração de um suporte tipo gancho à malha negativa, com o objetivo manter a altura útil constante em todas as lajes.

A concretagem das lajes foi realizada com concreto usinado fornecido comercialmente, cuja resistência à compressão foi determinada em 27 MPa aos 28 dias. Foi utilizado um volume aproximado de 2 m³, suficiente para executar os painéis e os corpos-de-prova. Conforme mostrado nas figuras 3.7 e 3.8, o transporte do concreto até o local de lançamento foi realizado por meio de caminhão betoneira e as superfícies das lajes regularizadas com o auxílio de régua de alumínio.

A finalização desta etapa sucedeu com a regularização da superfície e retirada do excesso de material, a fim de auxiliar na desforma. Simultaneamente à concretagem das lajes, foram moldados nove corpos-de-prova cilíndricos de dimensões (150x300) mm², afim, que sejam realizados ensaios das propriedades mecânicas. A desforma foi procedida ao fim do quinto dia após a concretagem. No período próximo aos ensaios dos painéis, ocorreu a retirada dos blocos de EPS, objetivando possibilitar a visualização das fissuras na superfície inferior (capa e nervuras).



Figura 3.7 – Lançamento do concreto.



Figura 3.8 – Regularização da superfície das lajes.

3.6 Sistema de Ensaio

O sistema de ensaio teve o propósito de simular de forma prática o comportamento da ligação entre uma laje lisa nervurada e um pilar interno, submetida a carregamento simétrico. O sistema foi adaptado do trabalho de Neto (2013). Os elementos básicos que compõem o sistema são: (1) tirantes de aço com 25 mm de diâmetro; (2) Chapas de aço de 100x100 mm² e espessura de 20 mm, usadas como apoio; (3) Chapa de aço 200x200 mm², utilizada para simular o pilar; (4) roletes metálicos de 150 mm de diâmetro e espessura de 10 mm, utilizados como suporte para a montagem do sistema e retirados depois do ajuste do embolo do cilindro hidráulico; (5) régua de alumínio e (6) cavaletes metálicos, utilizados para a montagem da estrutura de fixação dos LVDT's. Os elementos citados anteriormente são apresentados nas figuras 3.9 e 3.10.

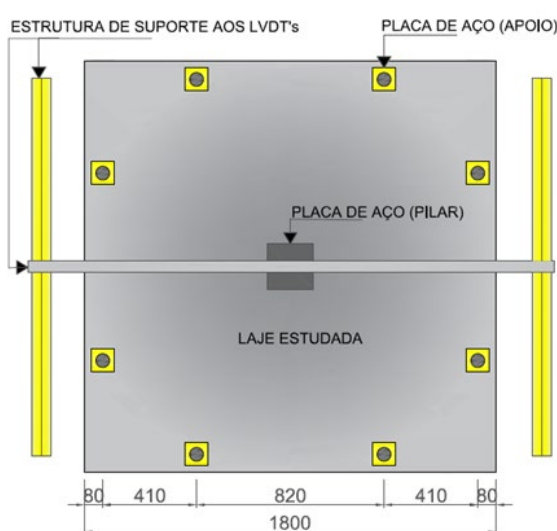


Figura 3.9 – Apresentação do sistema de ensaio.

As lajes ensaiadas foram apoiadas nas bordas utilizando-se tirantes e chapas de aço instaladas circularmente com comprimento de raio igual à 820 mm e o eixo coincidindo com o centro da laje. O carregamento foi aplicado na direção contrária a gravidade (de baixo para cima), no meio do vão, na face inferior da região maciça, por uma chapa metálica com dimensões (200 x 200 x 50) mm³, a peça simula um pilar. O dispositivo de carregamento consiste em um cilindro hidráulico de comando manual com capacidade de carga de 1000 kN, acoplado a uma bomba hidráulica que o aciona e este demanda uma célula de carga com capacidade igual à do cilindro e precisão de 0,5 kN.

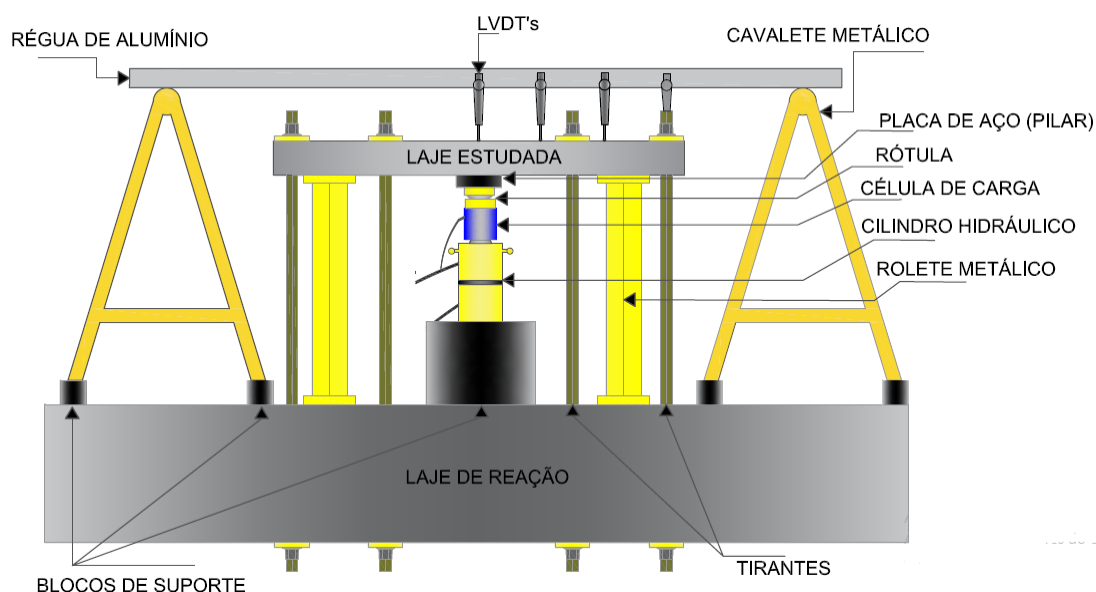


Figura 3.10 – vista do sistema de ensaio.

3.6.1 Instrumentação

A instrumentação tencionou a coleta de informações referentes ao estudo experimental, para permitir a análise do desempenho das lajes. Os painéis serão instrumentados de forma similar, utilizando-se 03 extensômetros elétricos no aço, 02 extensômetros elétricos no concreto e 04 LVDTs, *Linear Variable Differential Transformer*, por laje, para a observação discreta da evolução do comportamento que conduziu ao estado limite último das peças. Dessa maneira, os extensômetros serão localizados em pontos apropriados da armadura negativa de flexão e da face inferior do concreto, enquanto as medições de deslocamentos foram obtidas a partir dos LVDTs colocados na parte superior da laje.

3.6.2 Deslocamentos

As flechas foram determinadas com o auxílio dos LVDTs da marca Digimess, esses possuem precisão de $0,01\text{ mm}$ e capacidade de leitura máxima de 100 mm . Conforme mostra a Figura 3.11, foram distribuídos na superfície tracionada das lajes em uma direção e espaçados uniformemente, aos múltiplos de 283 mm. O deflectometro 01 registrou o deslocamento central da laje (região de deslocamento mais acentuado), os deflectômetros 02, 03 registraram a flexa no meio do vão entre o ponto de aplicação da carga e a linha de apoio e o deflectometro 04 monitorou o deslocamento na linha de apoio. Os deflectomentros foram apoiados em estruturas metálicas auxiliares, sem vínculos à estrutura de ensaio, presos pelas bases magnéticas e devidamente calibrados.

3.6.3 Deformações

3.6.3.1 Medições das deformações no aço

O monitoramento das deformações na armadura negativa de flexão foi executado utilizando-se extensômetros elétricos de resistência (EERs). Os mesmos, foram instalados extensômetros na superfície superior da barra mais próxima à superfície tracionada da laje, posicionados em pontos estratégicos, dispostos segundo a numeração indicada na Figura 3.12. A quantidade de sensores instalados foram três para cada laje e a sequência de numeração foi determinada conforme o posicionamento na malha, crescente à medida que se afasta do eixo do pilar.

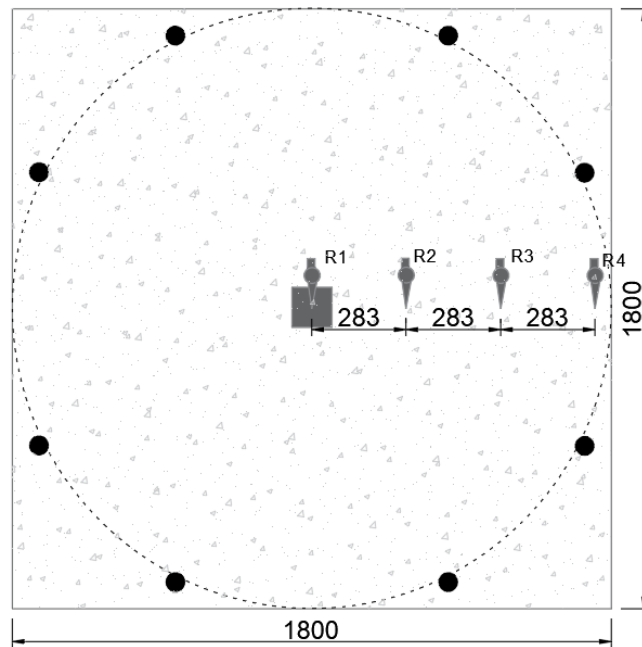


Figura 3.11 – Posicionamento dos deflectômetros.

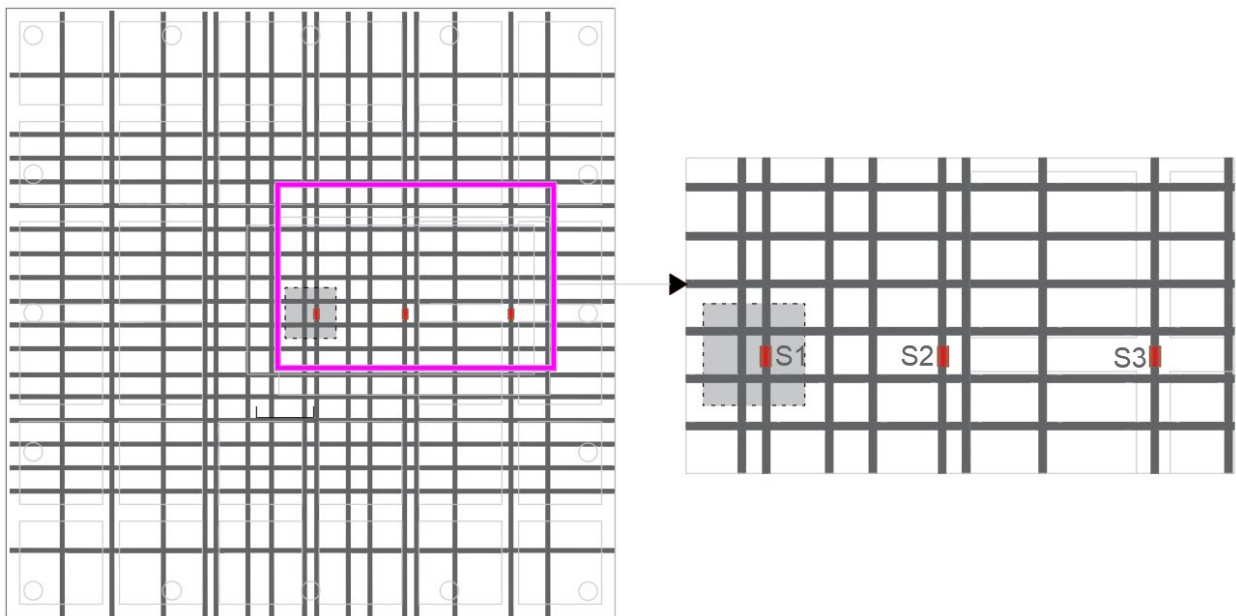


Figura 3.12 – posicionamento dos extensômetros instalados nas armaduras.

3.6.3.2 Medições das deformações no concreto

Para todos os modelos, as deformações no concreto foram medidas com o auxílio de extensômetros elétricos de resistência (EER) da marca EXCEL, modelo PA-06-201BA-120L, de dimensões (51,1 x 2,03) mm². Denominados C1 e C2, os extensômetros foram instalados na superfície comprimida dos modelos, sendo o extensômetro C1 (direção tangencial) locado a 80 mm do limite da região carregada e C2 (direção radial) posicionado no eixo de uma das nervuras, próximo à zona de transição entre a área maciça e nervurada, para C1 a posição foi considerada no perímetro crítico e C2 instalado onde há uma possível variação de rigidez, a sequência de numeração foi determinada segundo o posicionamento do pilar, crescente à medida que se afasta do eixo do pilar. A Figura 3.13 mostra o posicionamento dos sensores em relação à aplicação da carga (medidas em mm).

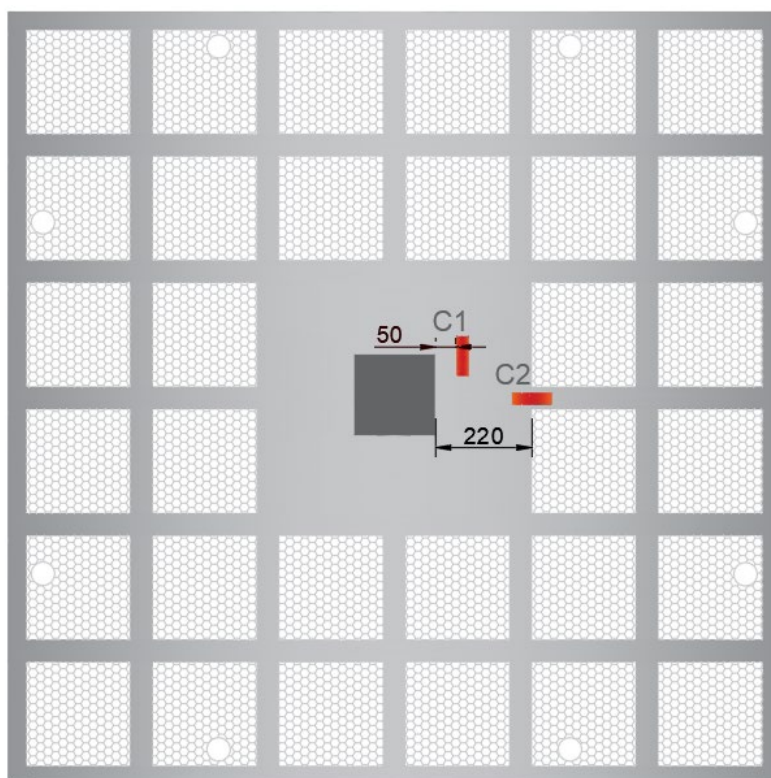


Figura 3.13 – posicionamento dos extensômetros instalados no concreto.

3.7 Aquisição de Dados

A aquisição de dados foi concebida com a utilização do sistema DiDaq-B2 (Fig. 3.14), toda leitura, manipulação e registros dos dados foram realizados por meio de uma interface capaz de apresentar os valores de forma numérica e gráfica simultânea.

O programa permite a leitura da célula de carga, responsável por medir a carga aplicada, dos extensômetros, instalados no aço e no concreto, e dos LVDTs utilizados para medir os deslocamentos das peças e quando desejado, as leituras dos canais são salvas em um arquivo do tipo CSV.

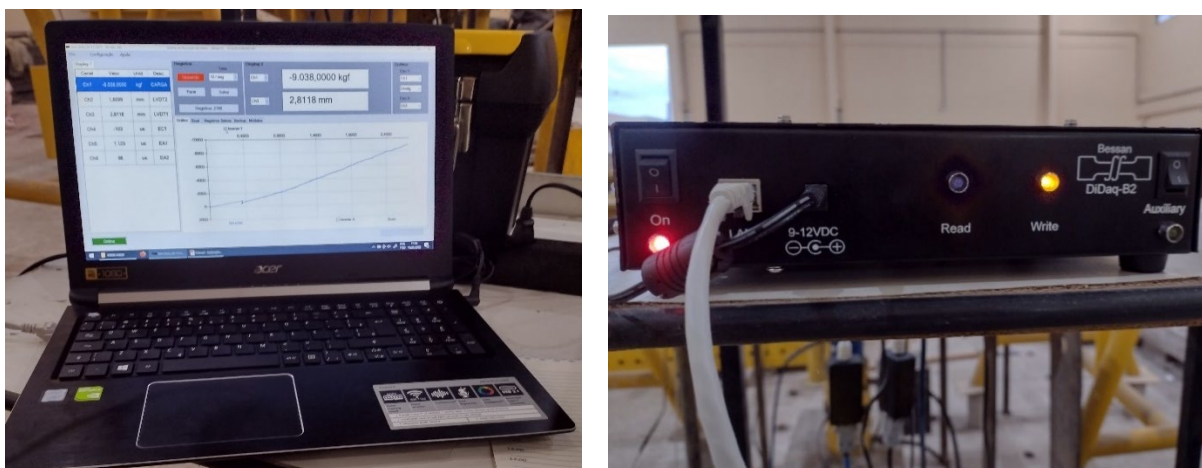


Figura 3.14 – Sistema de aquisição de dados.

3.8 Materiais

3.8.1 Concreto

O concreto utilizado foi do tipo usinado, fornecido pela empresa Polimix, o valor para a resistência característica do concreto (f_{ck}) foi determinado em 27 MPa aos 28 dias com a dimensão máxima característica do agregado gráudo determinada em 19 mm e abatimento (*slump*) de 10 ± 2 mm. Foi realizado ensaio de abatimento consoante as determinações da NBR 7223 (1992). A Tabela 3.2 mostra a quantidade e o tipo dos materiais utilizados.

Tabela 3.2 – Identificação e consumo dos materiais.

Descrição de material	Consumo (Kg/m³)
Cimento Portland CP II - F	361
Brita 1 (agregado gráudo)	916
Areia média (agregado miúdo)	853
Aditivo Mira Set 63	5,4
Água	191

Durante a concretagem das lajes, foram retiradas amostras para moldagem de nove corpos-de-prova cilíndricos de (150 x 300) mm, destinados aos ensaios para a determinação das características mecânicas do concreto e caracterizados quando atingiram a mesma idade de ensaio das lajes.



Figura 3.15 – Ensaio de resistência à compressão.

As propriedades mecânicas do concreto foram determinadas a partir dos ensaios de resistência à compressão axial (Fig. 3.15), compressão diametral e módulo de elasticidade. Três corpos de prova cilíndricos de (150 x 300) mm, foram destinados para cada ensaio. Os ensaios de compressão axial, compressão diametral e módulo de elasticidade, obedeceram às normas NBR 5739 (ABNT, 2007), NBR 7222 (ABNT, 2011) e NBR 8522 (ABNT, 2017), respectivamente. Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados na Tabela 3.3. Vale ressaltar que os valores apresentados são uma média para cada grupo de amostra.

Tabela 3.3 – Propriedades Mecânicas do concreto.

Corpo de prova	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
Serie 01	26,9	2,7	29,7
Serie 02	27,6	2,8	30,4
Serie 03	26,5	2,6	29,5
Média	27,0	2,7	29,9

3.8.2 Aço

A fim de caracterizar mecanicamente as armaduras de flexão usadas nas lajes, foram realizados ensaios de tração no aço fabricado pela empresa pela Arcelor Mital. Para isso foram utilizados seis corpos-de-prova, com 10 mm de diâmetro e 600 mm de comprimento, com o intuito de determinar propriedades como: resistência à tração, módulo de elasticidade, tensão de escoamento e de ruptura. A máquina utilizada foi a universal de ensaio do Laboratório de Engenharia Civil da UFPA e o procedimento utilizado foi o ensaio de tração axial seguindo as recomendações da norma NBR 6892 (ABNT, 2002).

Para a determinação dos parâmetros característicos das barras, foram utilizadas as médias dos resultados dos ensaios. Durante o procedimento, notou-se que todas as barras apresentaram boa definição nos patamares de escoamento. A Figura 3.16 mostra o gráfico com as curvas tensão-deformação e a Tabela 3.4 apresenta os resultados das propriedades mecânicas das armaduras.

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço.

\varnothing (mm)	f_{ys} (MPa)	ϵ_{ys} (‰)	E_{ys} (GPa)
10,0	570,0	2,33	248,0

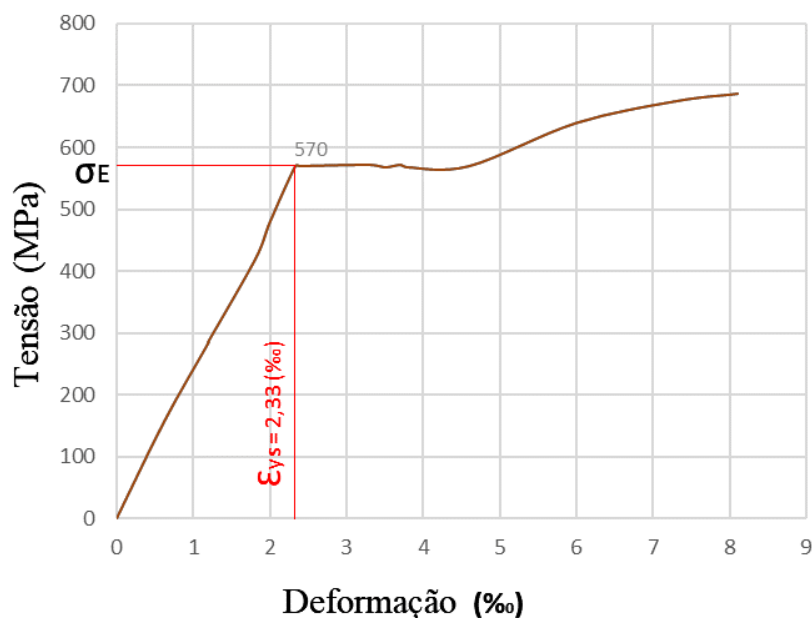


Figura 3.16 – Curvas tensão x deformação das armaduras de flexão.

4 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Cinco lajes lisas nervuradas foram submetidas a ensaio experimental e nas seções seguintes serão discutidas as informações coletadas sobre as cargas últimas, modos de ruína, deslocamentos verticais, deformações nas armaduras de flexão e no concreto e por fim são apresentados os mapas de fissuração de cada laje.

4.1 Cargas Últimas e Modos de Ruptura

Todas as lajes romperam de forma brusca com escoamento da armadura de flexão a partir do Modelo L3. A laje L5 apresentou maior carga de ruptura, 151 kN, já as lajes L1, L2, L3 e L4 romperam com 116 kN, 127 kN, 132 kN e 144 kN, respectivamente, o que representou um incremento de resistência de 30% quando comparada a laje com a capa de concreto mais espessa (L5) com a laje de capa mais delgada (L1).

Os resultados obtidos neste estudo corroboram com as pesquisas de Lau e Clark (2007) e Souza et. al (2014), evidenciando a influência das capas de concreto na resistência ao corte de lajes nervuradas. A relação das variações das espessuras das capas com as cargas de ruptura é mostrada na Figura 4.1.

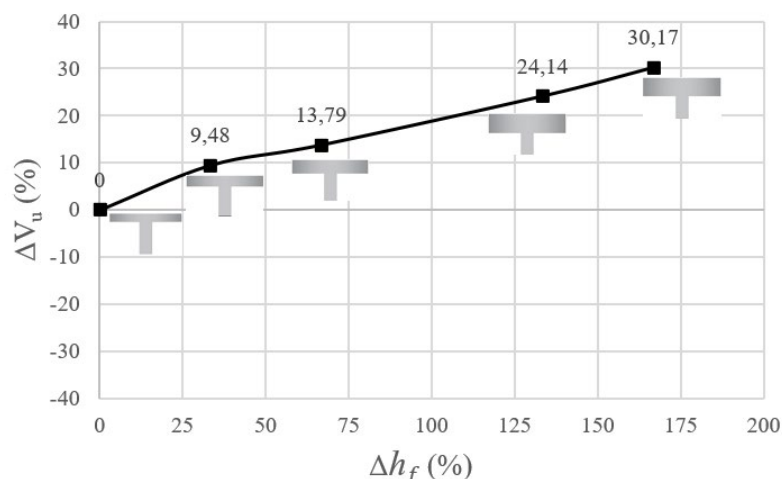


Figura 4.1 – Relação entre o incremento das cargas de ruptura e a variação da espessura da capa de concreto.

Com a variação das espessuras das capas de concreto, o momento de inércia das lajes variou, a Figura 4.2, mostra a relação entre o momento de inércia e os incrementos das cargas últimas em relação ao modelo L1.

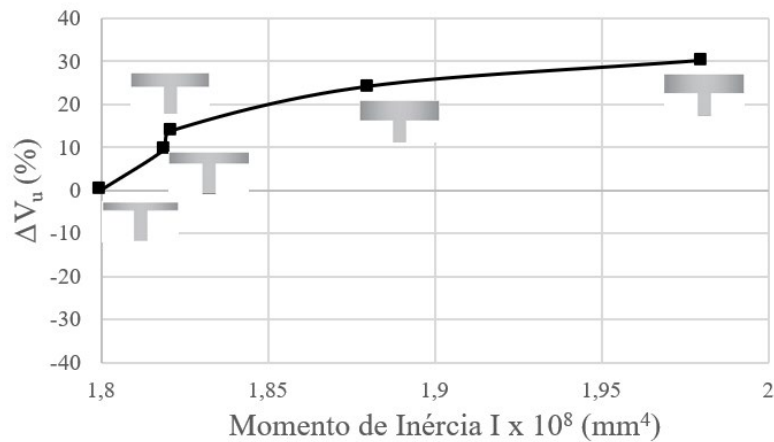


Figura 4.2 – Relação entre o incremento das cargas de ruptura e o momento de inércia das lajes.

Com a finalização dos ensaios foi utilizada uma serra com disco diamantado com a finalidade de seccionar as lajes. As fissuras diagonais, observadas durante os ensaios, que levaram os painéis à ruína, foi o critério para a escolha do plano de corte. A Figura 4.3 mostra o processo de corte das lajes.

Com o processo de corte finalizado, pode-se observar a inclinação das fissuras diagonais das lajes na direção investigada. É possível afirmar que o incremento das espessuras das capas de concreto influenciou na inclinação das fissuras. Para a laje L5 em comparação com a L1, houve um aumento de 17° para 36° , respectivamente.



Figura 4.3 – Plano e processo de corte das lajes.

Foi notado também que para lajes com capas mais espessas, modelos L4 e L5, a fissura diagonal, responsável pela ruína das peças, tiveram início na vizinhança do ponto de aplicação do carregamento. Enquanto para a capas mais delgadas, L1 e L2, a fissura inclinada iniciou a partir da transição da área maciça para a nervurada. As figuras 4.4 a 4.8 mostram as superfícies de ruptura das lajes.

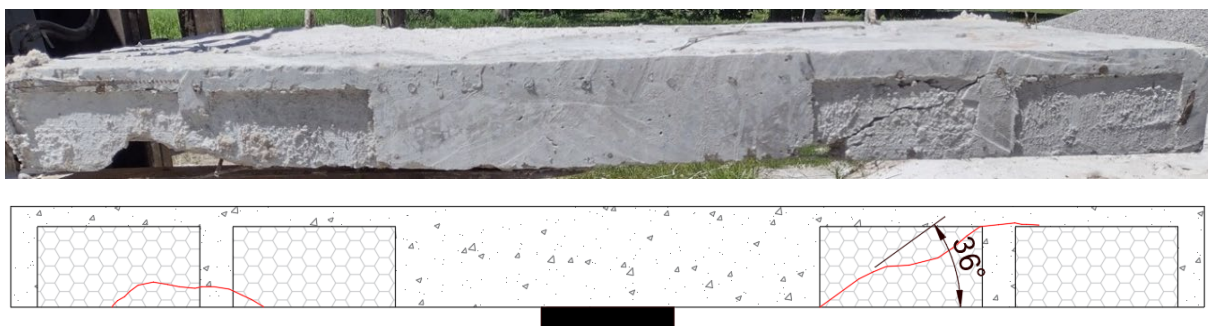


Figura 4.4 – Superfície de ruptura da laje L1.

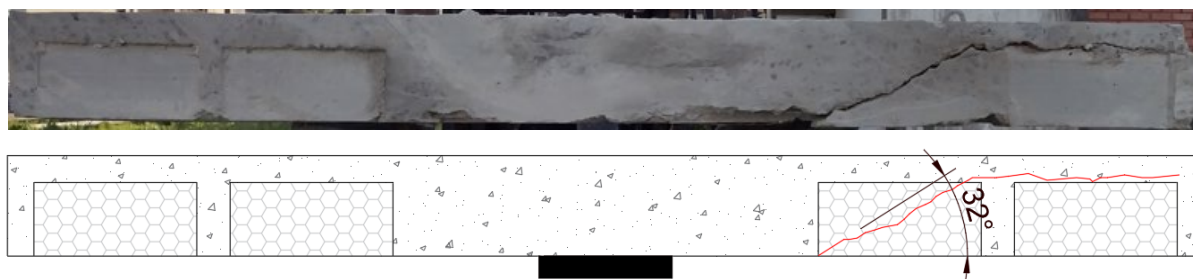


Figura 4.5 – Superfície de ruptura da laje L2.

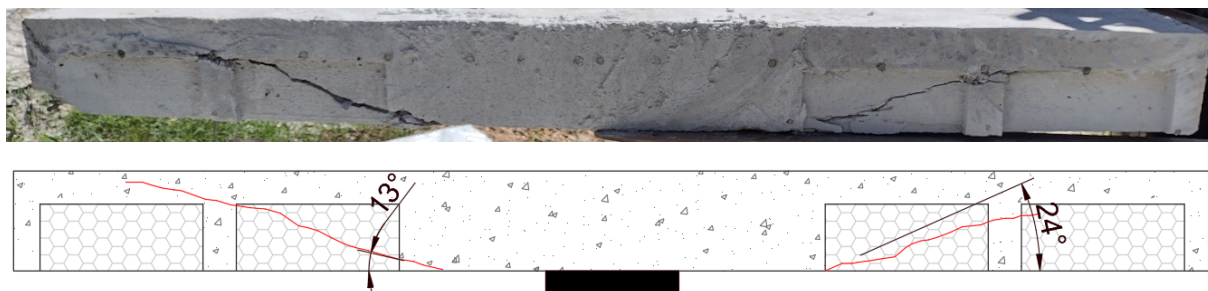


Figura 4.6 – Superfície de ruptura da laje L3.

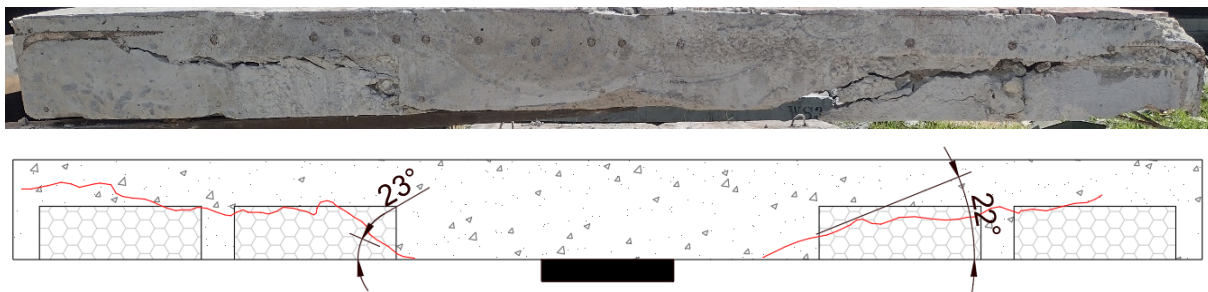


Figura 4.7 – Superfície de ruptura da laje L4.

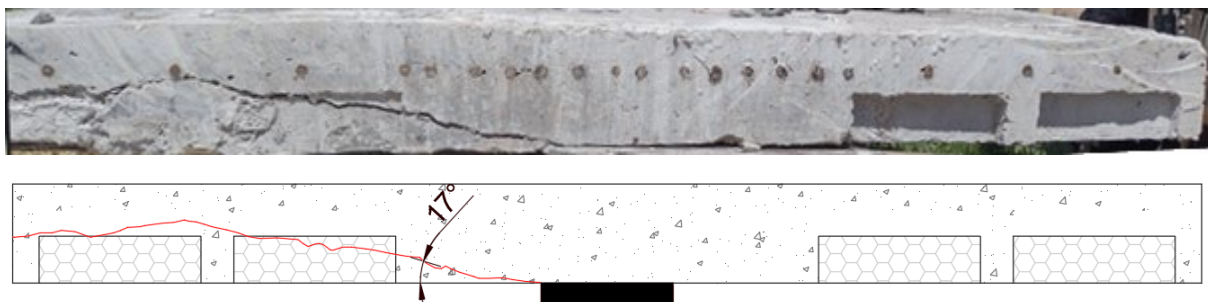


Figura 4.8 – Superfície de ruptura da laje L5.

Lajes lisas nervuradas podem ter seus modos de ruína classificados como flexão, puncionamento, flexo-puncionamento e cisalhamento na nervura. Alguns autores como, Aguiar (2019), Souza (2014) e Albuquerque (2009), evidenciam esses tipos de ruínas em seus trabalhos.

A ruína por flexão é uma forma de colapso considerado dúctil e ocorre quando há o escoamento das armaduras de flexão, com elevadas deformações nas barras e/ou esmagamento do concreto na região comprimida, nesse cenário, também são registrados elevados níveis de fissuração e deslocamentos verticais da peça.

O flexo-puncionamento é um modo de ruína intermediário, a laje apresenta bastante fissuração, porém o cone de puncionamento fica evidente. No que concerne ao puncionamento é observado quando a laje não mostra elevados níveis de fissuração e deslocamentos, tornando sua ruína brusca e sem um aviso.

Por fim, o colapso por cisalhamento na nervura é caracterizado por fissuras inclinadas que se iniciam no limite da região maciça pela face inferior da laje e seguem inclinadas até os apoios, nessa fase, a laje pode ou não apresentar fissuras de flexão, sendo que as fissuras nas nervuras se abrem até que suas resistências acabem e a ruína ocorra bruscamente.

Diante do exposto acima, os modos de ruína das lajes foram classificados de acordo com:

- a) deformações das armaduras instrumentadas: para as lajes L1 e L2 não houve escoamento das armaduras de flexão e nos outros modelos, ocorreu escoamento apenas na armadura acima da região carregada, o que não caracteriza uma ruptura por flexão;
- b) mapas de fissuração: não foi possível observar nas lajes L1, L2, L3 e L4, a superfície de colapso provocada pelo destacamento do sólido tronco-piramidal, característica da punção;
- c) deslocamentos verticais: as lajes ensaiadas nesse estudo não apresentaram elevadas taxas de deslocamentos;
- d) deformações da superfície comprimida: nenhuma laje aqui estudada atingiu o limite de deformação para o concreto comprimido, conforme preconiza a NBR 6118 (ABNT, 2023);
- e) normas: os códigos utilizados nesse estudo indicam que as lajes ensaiadas tendem a alcançar o modo de ruptura por cisalhamento nas nervuras, em média; o esgotamento da capacidade resistente à punção é 123% superior;
- f) com as observações visuais realizadas durante os ensaios.

Quando comparadas às superfícies de ruína das lajes, é possível observar uma tendência devido ao incremento da espessura de (h_f). A fissura diagonal se aproxima da área de aplicação do carregamento até que no modelo L5 a ruptura ocorre por punção, embora os códigos estimassem a ruína por cisalhamento nas nervuras. Ressalta-se que outros autores que estudaram lajes lisas nervuradas, Albuquerque (2009) e Aguiar (2019), também observaram formas de ruína diferentes do indicado nas normas. Contudo, a Tabela 4.1 apresenta os modos de ruína observados nas lajes.

Tabela 4.1 – Síntese das inclinações das fissuras de cisalhamento.

Laje	h_f (mm)	P_u (kN)	Ângulo da fissura (°)	Modo de ruptura observado
L1	30	116,0	36	Cisalhamento nas nervuras
L2	40	127,0	32	Cisalhamento nas nervuras
L3	50	132,0	13	Cisalhamento nas nervuras
L4	70	144,0	23	Cisalhamento nas nervuras
L5	80	151,0	17	Punção

4.2 Deslocamentos Verticais

Os maiores deslocamentos foram registrados no centro das lajes (R1), ponto de aplicação de carga e ao ponto que os LVDT's se afastaram do eixo o deslocamento diminuiu até se aproximar de zero no ponto de apoio (R4), tal comportamento revela a coerência dos ensaios denotando uma distribuição simétrica dos esforços. A Figura 4.9 mostra as flechas verificadas nos cinco painéis para o estágio de carga de 90 kN, fase na qual as lajes apresentaram um acréscimo de fissuração, foi possível observar que com o aumento na espessura das capas de concreto os modelos obtiveram incremento na rigidez, comportamento semelhante ao ocorrido na pesquisa de Al-Bayat (2015), quando analisados os efeitos dos incrementos do momento de inércia em relação aos deslocamentos. Comparando a laje mais delgada (L1) a mais espessa (L5), o acréscimo foi de 66%.

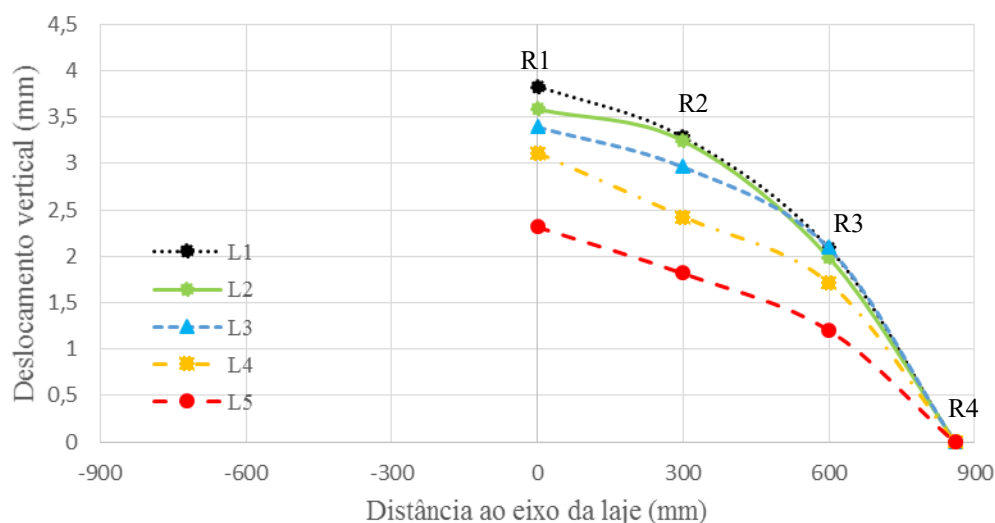


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais das lajes para a carga de 90 kN.

As curvas, carga x deslocamento, foram concebidas considerando o LVDT posicionado no centro da laje e é possível observar que com o acréscimo na espessura da capa de concreto, as lajes desenvolveram ganho de ductibilidade, demandando mais carga para maiores deslocamentos, comparando-as aos painéis com capas de espessuras inferiores, conforme mostrado na Figura 4.10. Comparando os incrementos de resistência final das lajes L2, L3, L4 e L5 com a laje de espessura inferior mais próxima às diferenças foram de 9,4%, 4,5%, 8,5% e 4,2%, respectivamente.

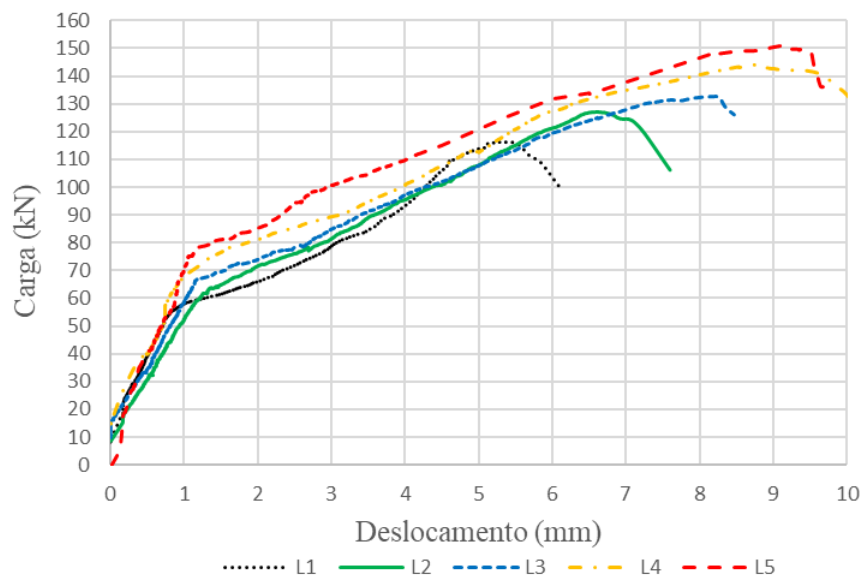


Figura 4.10 – Deslocamentos verticais máximos no ponto central (R1).

4.3 Deformações na Superfície do Concreto

As deformações no concreto provocadas pelos esforços de compressão foram registradas com o auxílio de extensômetros elétricos de resistência (EER), posicionados nas superfícies inferiores das lajes. As lajes apresentaram deformação máxima de 1,51‰, resultado obtido no modelo L4 (Fig. 4.6), portanto não atingiram o limite preconizado pela NBR 6118 (ABNT, 2023), para o esmagamento do concreto ($\epsilon_c \geq 3,50\text{‰}$).

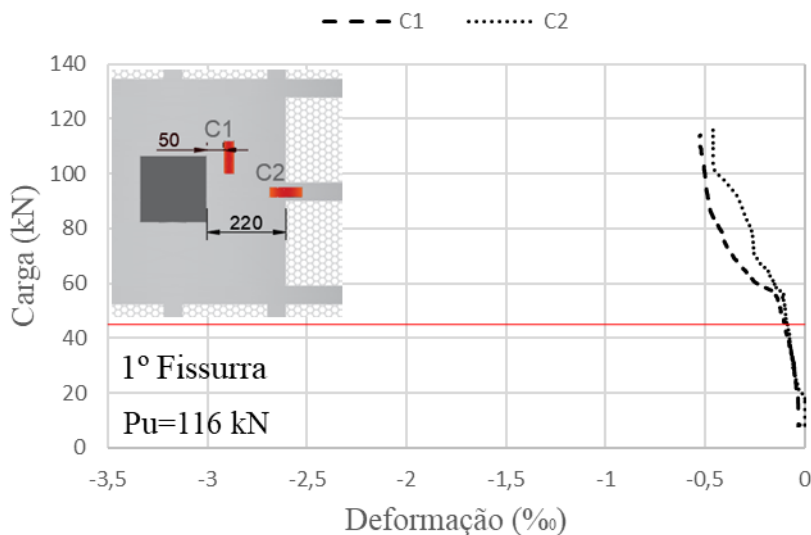


Figura 4.11 – Deformações na superfície do concreto da laje L1.

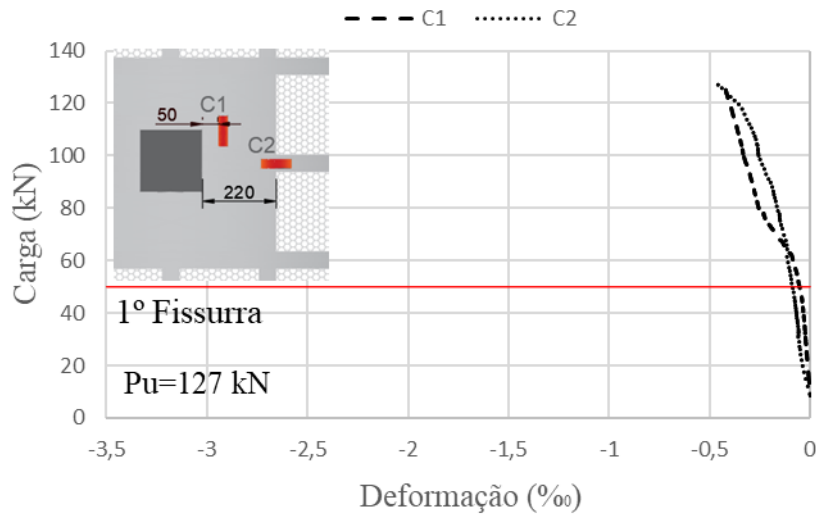


Figura 4.12 – Deformações na superfície do concreto da laje L2.

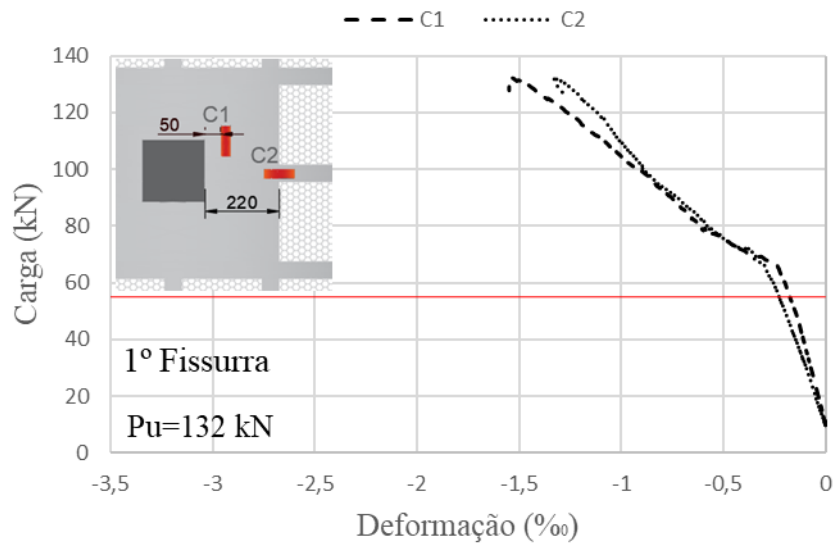


Figura 4.13 – Deformações na superfície do concreto da laje L3.

De modo geral, os extensômetros localizados na posição C1, área maciça, registraram deformações muito próximas aos extensômetros C2 posicionados na região nervurada, fato que não demonstra a diferença de rigidez entre as duas áreas. Com o aumento de espessura das capas de concreto, a partir do modelo L3 (fig. 4.5) para o modelo L2 (fig. 4.4), houve um incremento de aproximadamente 352% de deformação na área comprimida. Os resultados obtidos em todas as lajes são apresentados nas figuras 4.11 a 4.15.

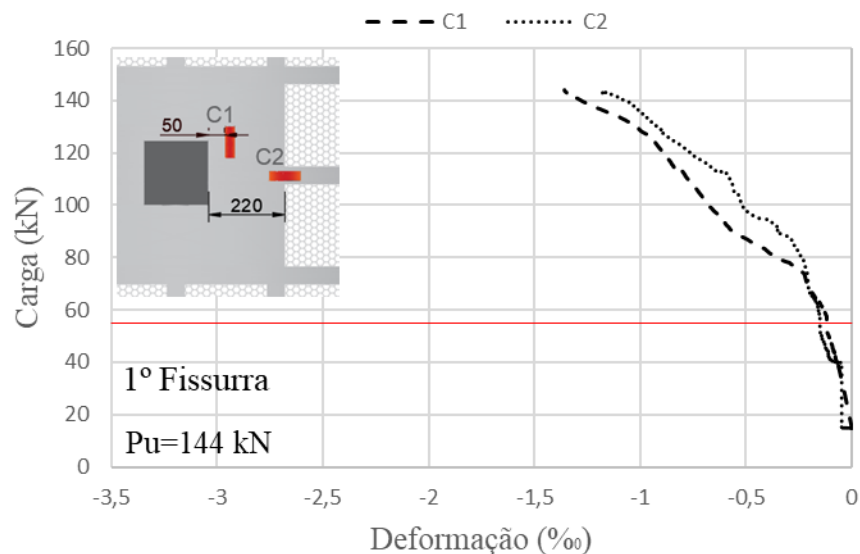


Figura 4.14 – Deformações na superfície do concreto da laje L4.

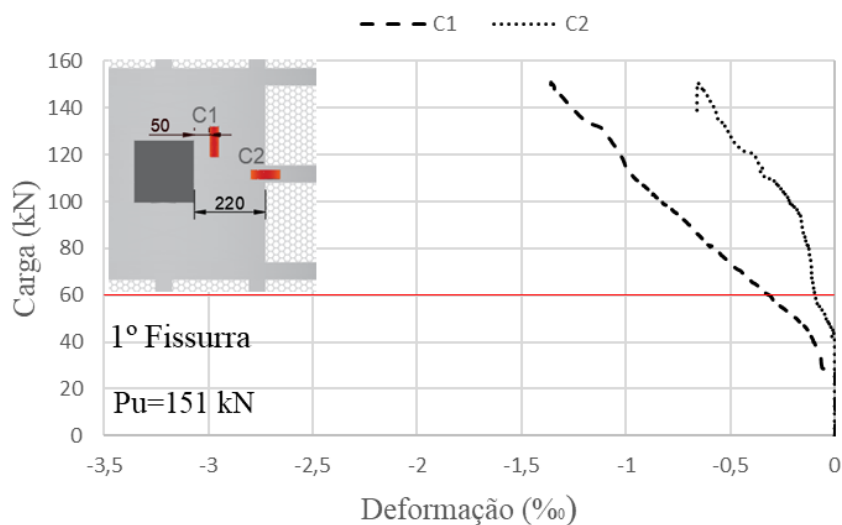


Figura 4.15 – Deformações na superfície do concreto da laje L5.

4.4 Deformações das Armaduras de Flexão

Os extensômetros instalados nas armaduras de flexão registaram maiores deformações na posição S3, 1,39‰, 1,66‰, 3,18‰, 1,20‰ e 1,20‰ lajes L1, L2, L3, L4 e L5, respectivamente. Em relação aos modelos L4 e L5, houve uma interrupção na leitura dos extensômetros (S3) a partir da aplicação da carga equivalente a 90 kN. Os extensômetros da posição S2 apresentaram respectivas deformações para L1, L2, L3, L4 e L5: 1,07‰, 1,11‰, 1,37‰, 1,51‰ e 1,48‰,

inferiores aos posicionados no ponto de aplicação da carga (S3). Os extensômetros locados na posição S1, em média, obtiveram deformações próximas aos extensômetros (S2), houve um incremento de 12% e para a laje L1 não foi possível registrar a leitura na barra por uma possível falha no extensômetro.

A variação das espessuras das capas de concreto influenciou na deformação das barras instrumentadas, com o aumento na altura das capas as barras apresentaram maiores deformações, comportamento semelhante ao ocorrido nos ensaios de Souza (2014). Para o extensômetro locado na posição S1 a laje L3 apresentou uma deformação 19% superior à L2 e para a laje L5 houve um incremento de 3% em relação ao modelo L4. As lajes L2, L3 e L4 registraram os seguintes incrementos: 4%, 23%, 10%, para o extensômetro S2, comparando ao modelo com capa de espessura inferior mais próxima. O modelo L5 apresentou deformação semelhante à L4.

Os extensômetros locados no ponto de aplicação da carga, posição S3, apresentaram as maiores deformações nas armaduras de flexão, o modelo L2 apresentou um acréscimo de 19% em comparação a L1, a laje L3 atingiu o limite de escoamento e obteve um incremento de 96% em comparação a laje L2. As deformações registradas para cada laje são apresentadas nas Figuras 4.16 a 4.20.

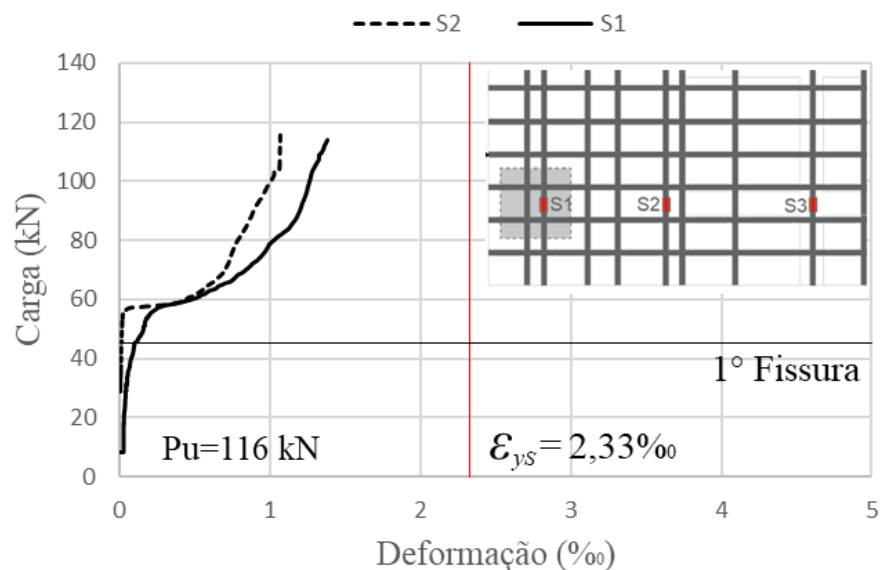


Figura 4.16 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L1.

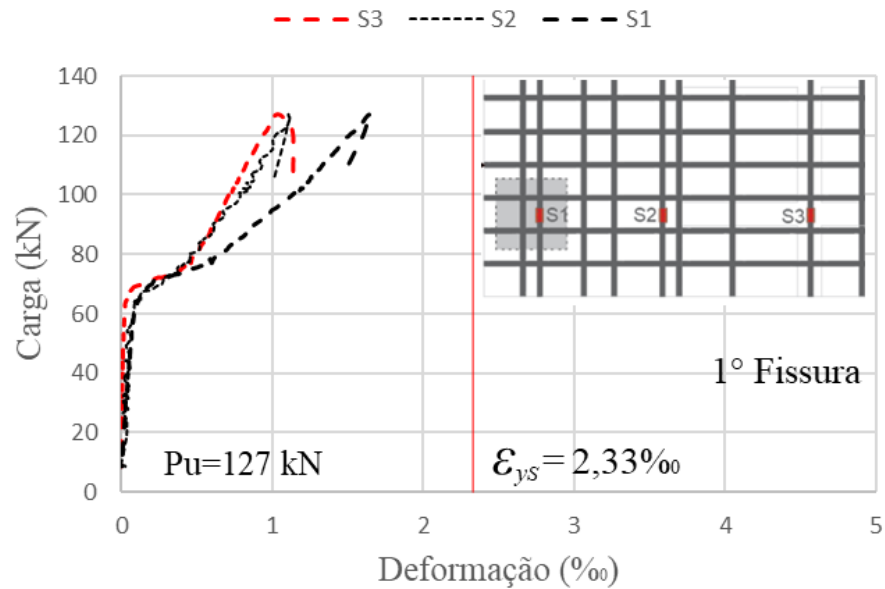


Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L2.

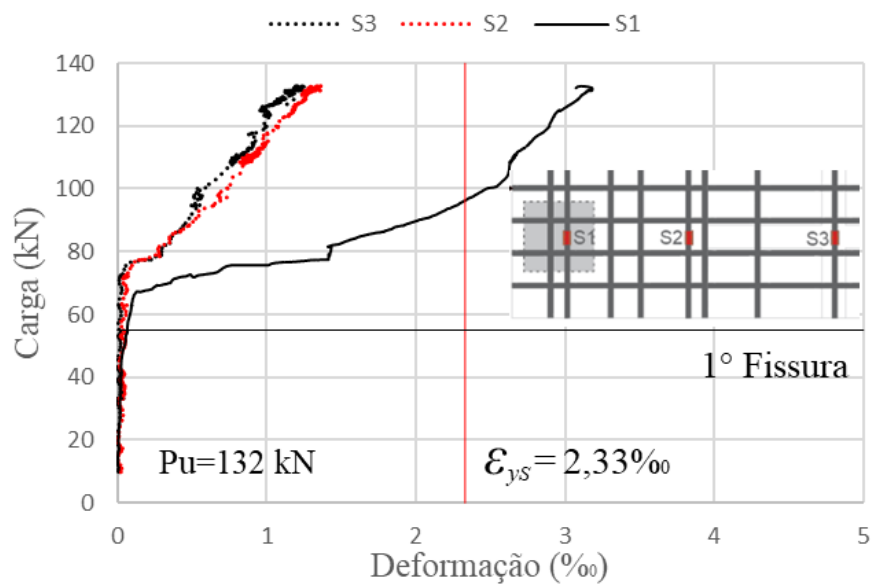


Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L3.

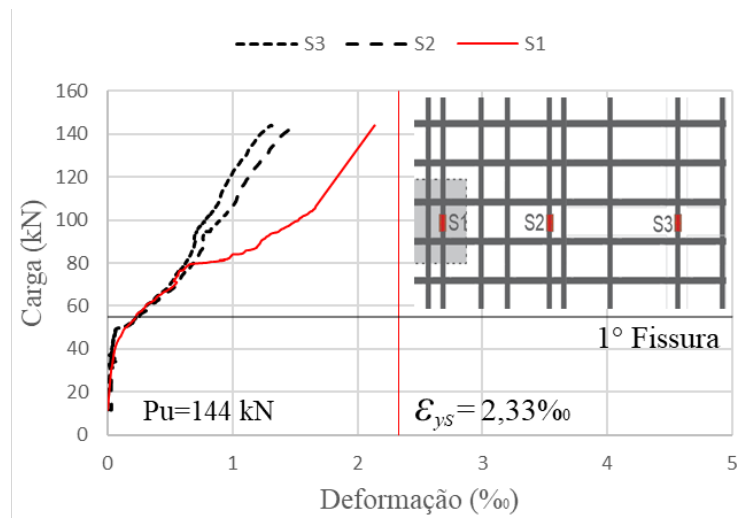


Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L4.

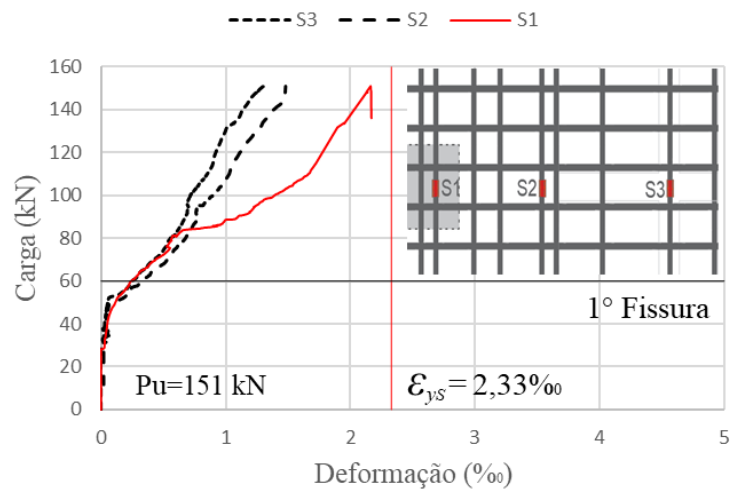


Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de flexão da laje L5.

4.5 Mapas de Fissuração

O surgimento e as progressões das fissuras radiais e tangenciais, foram acompanhadas a cada incremento de 5 kN de carga e demarcadas com o auxílio de marcadores permanentes na superfície das lajes. Diferente do padrão de fissuração que ocorre em lajes maciças onde as primeiras fissuras aparecem tangencialmente à região carregada, Neto (2013). Em todas as lajes ensaiadas nesta pesquisa, as fissuras radiais foram as primeiras a surgir, iniciando a partir da área de encontro das nervuras com a região maciça e seguiram em direção aos apoios, logo depois apareceram as fissuras tangenciais, nessa mesma região.

É importante destacar que fissuras tangenciais também surgiram no perímetro da região carregada e as fissuras radiais, embora não tenham iniciado nesse ponto, com a aplicação da carga estenderam-se em direção ao carregamento. Esse padrão foi possível observar nos modelos L4 e L5.

As lajes L1, L2, L3, L4 e L5 apresentaram as primeiras fissuras com 39%, 39%, 42%, 38% e 40%, respectivamente, da carga última (P_u) e as fissuras tangenciais apareceram com 86%, 78%, 83%, 76% e 86% de (P_u), respectivamente. A Tabela 4.2, apresenta, em síntese, as relações entre as cargas de primeira fissura, fissuras tangenciais e ruína das lajes. A variação da espessura das capas de concreto influenciou na fissuração das superfícies. Com o incremento da espessura as lajes apresentaram uma quantidade maior de fissuras, como mostram as figuras 4.21 a 4.25.

Tabela 4.2 – Síntese das relações entre as cargas de primeira fissura e cargas de ruína das lajes.

Laje	h_f (mm)	P_1 (kN)	$\frac{P_1}{P_u}$ (%)	P_{tang} (kN)	$\frac{P_{tang}}{P_u}$ (%)	P_u (kN)
L1	30	45	39	100	86	116
L2	40	50	39	100	78	127
L3	50	55	42	110	83	132
L4	70	55	38	115	76	144
L5	80	60	40	130	86	151



Figura 4.21 – Padrão de fissuração da laje L1.

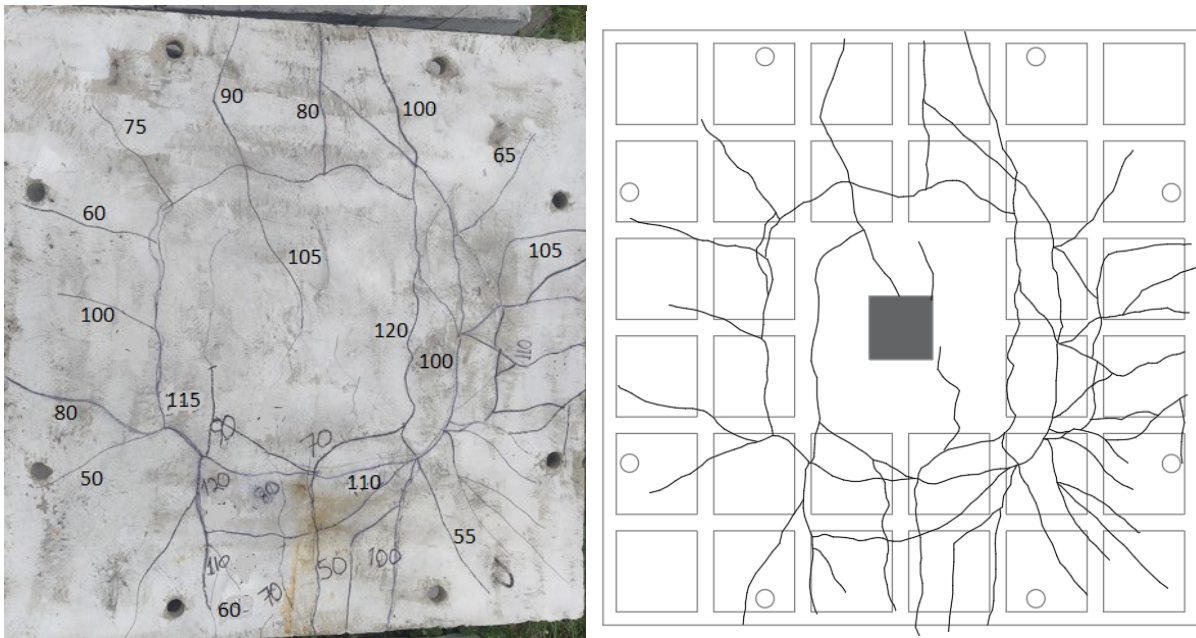


Figura 4.22 – Padrão de fissuração da laje L2.

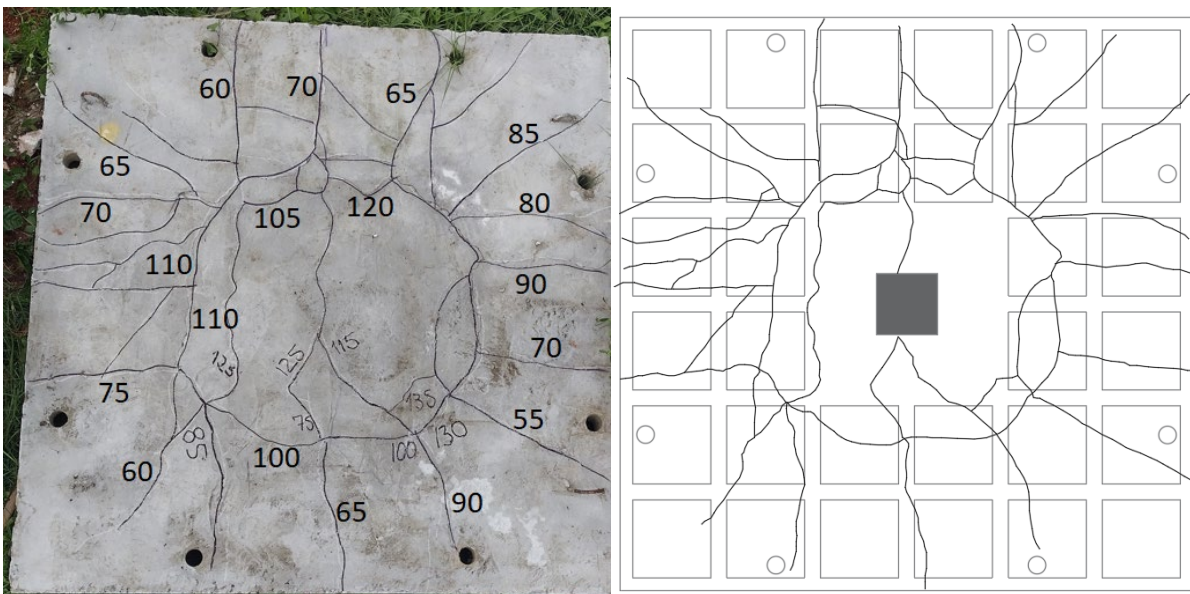


Figura 4.23 – Padrão de fissuração da laje L3.

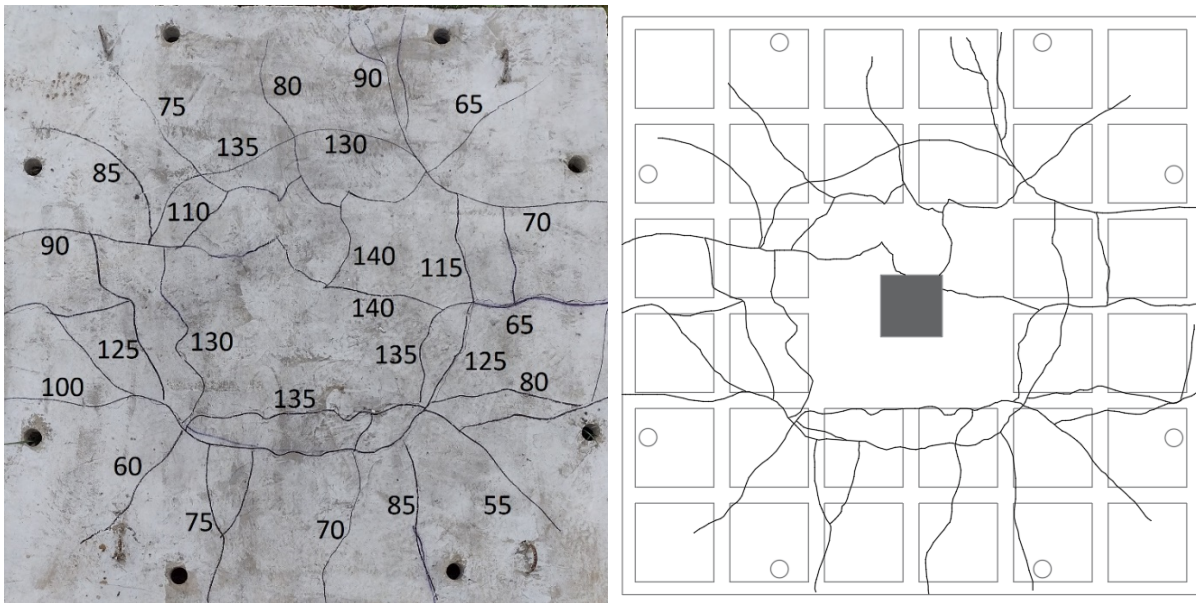


Figura 4.24 – Padrão de fissuração da laje L4.

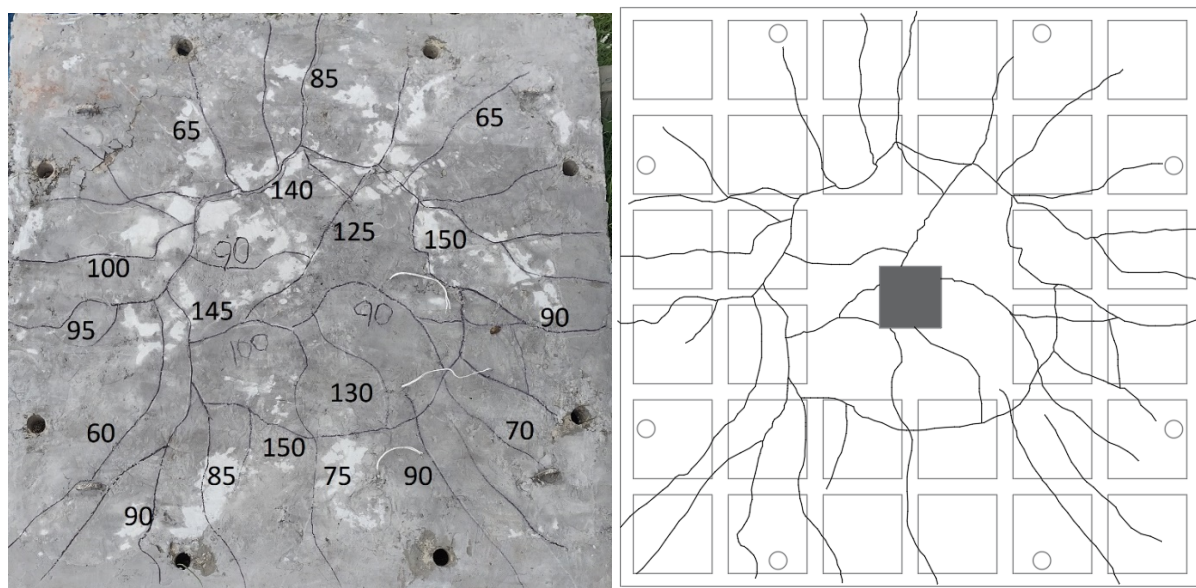


Figura 4.25 – Padrão de fissuração da laje L5.

5 AVALIAÇÃO DAS ESTIMATIVAS DAS NORMAS

Neste capítulo serão apresentadas as estimativas de cargas para as rupturas das lajes conforme as normas ACI 318 (ACI, 2019), NBR 6118 (ABNT, 2023) e MC10 (FIB, 2010). A comparação das normas com as cargas observadas durante os ensaios é um importante parâmetro que embasará a análise dos resultados. Com essa finalidade, foram utilizadas as características das lajes nervuradas apresentadas na Tabela 3.1.

As normas avaliadas no presente estudo apresentam formulações que consideram a taxa de amadurecimento de flexão, as características de inércia das peças e as propriedades mecânicas do concreto. Ressalta-se que a variação da espessura da mesa de concreto, não é considerada para a elaboração das equações de cisalhamento ou punção nas normas apresentadas neste trabalho, a Tabela 5.1 resume os principais parâmetros considerados nas equações de cisalhamento nas nervuras.

Tabela 5.1 – resumo dos parâmetros considerados nas estimativas ao cisalhamento

Parâmetro	NBR 6118	ACI 318	MC 10
Efeito da altura (Size effect)	$k = (1,6 - d) \geq 1$	Não considera	Não considera
Dimensão do agregado graúdo	Não considera	Não considera	$K_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75$
Tensão do concreto	$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ct,d}$	$\sqrt{f'_c + 17 \cdot \rho_w}$	$\sqrt{f_{ck}}$
Taxa de armadura longitudinal	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$	$\rho_w = \frac{A_s}{b_w d}$	Não considera

5.1 Estimativas de Resistência ao Cisalhamento

As estimativas ao cisalhamento das lajes nervuradas foram procedidas consoante as recomendações apresentadas no Capítulo 2 deste estudo, considerando a resistência nas nervuras. A Tabela 5.2 apresenta a relação entre as cargas últimas e as estimadas para ruptura por cisalhamento.

A norma ACI 318 (ACI, 2019) apresentou resultados conservadores para as lajes com espessura de mesa de concreto mais espessas (L4 e L5), 32% e 38%, respectivamente. Entretanto, para as

lajes com capas mais delgadas os resultados foram mais assertivos, subestimando em 6% e 16%, para as lajes L1 e L2, respectivamente.

Tabela 5.2 – Relação entre as cargas últimas e as estimativas ao cisalhamento.

Laje	h_f (mm)	V_u (kN)	$V_{u,ACI}$ (kN)	$\frac{V_u}{V_{u,ACI}}$	$V_{u,MC10}$ (kN)	$\frac{V_u}{V_{u,MC10}}$	$V_{u,NBR}$ (kN) vigas	$\frac{V_u}{V_{u,NBR}}$ vigas	$V_{u,NBR}$ (kN) lajes	$\frac{V_u}{V_{u,NBR}}$ lajes
L1	30	116		1,06		1,11	124,7	0,93		0,78
L2	40	127		1,16		1,21	113,7	1,12		0,86
L3	50	132	109,0	1,21	104,6	1,26	102,0	1,29	148,0	0,89
L4	70	144		1,32		1,38	79,38	1,81		0,97
L5	80	151		1,38		1,44	68,04	2,21		1,02
Média				1,21		1,26		1,29		0,89
Desvio padrão				0,12		0,13		0,52		0,09

A análise da norma do MC10 (FIB 2010), apresentou resultados mais conservadores entre as três normas estudadas, 11%, 21%, 26%, 38% e 44% para as lajes L1, L2, L3, L4 e L5, respectivamente. Ressalta-se que esta norma, diferente das outras estudadas aqui, considera o efeito do engrenamento dos agregados, porém, não considera o efeito pino provocado pelas armaduras de flexão.

A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2023), quando utilizado o critério de análise de lajes maciças, apresentou resultados desfavoráveis à segurança, a previsão para a carga última das lajes L1, L2 e L3, em média, superestimou os resultados observados nos ensaios em 16%. Apenas nos modelos L4 e L5, lajes com (h_f) elevados, a formulação foi assertiva. Na análise das peças com o cisalhamento sendo resistido pelas nervuras como vigas, pelo motivo da norma não considerar a espessura das capas, os resultados foram mais conservadores para as lajes com capas mais espessas.

A discrepância nas estimativas em relação ao experimental, pode ser explicado pelo fato da NBR 6118 (ABNT, 2023), considerando os critérios de lajes, atribuir aproximadamente 27% da resistência ao cisalhamento à armadura de flexão da laje, enquanto na norma americana, essa armadura só representou 4% da resistência estimada, relativo às lajes apresentadas neste estudo.

5.2 Estimativa de Resistência à Flexão

Neste tópico foi utilizada a teoria das linhas de ruptura, Oliveira (2003), com o intuito de determinar as estimativas de ruptura à flexão (P_{flex}) das lajes ensaiadas. Devido à intenção do estudo ser a análise da resistência ao cisalhamento, a previsão de carga de ruptura por flexão é, em média, mais de cinco vezes superior à ruptura estimada por cisalhamento nas nervuras. Como a única variável entre lajes é a espessura das mesas de concreto e essa característica não ser considerada nas formulações, todas as lajes apresentaram o mesmo valor para P_{flex} . A Tabela 5.3 apresenta os resultados estimados para resistência última à flexão e a Figura 5.1 mostra a configuração das linhas de ruptura adotada.

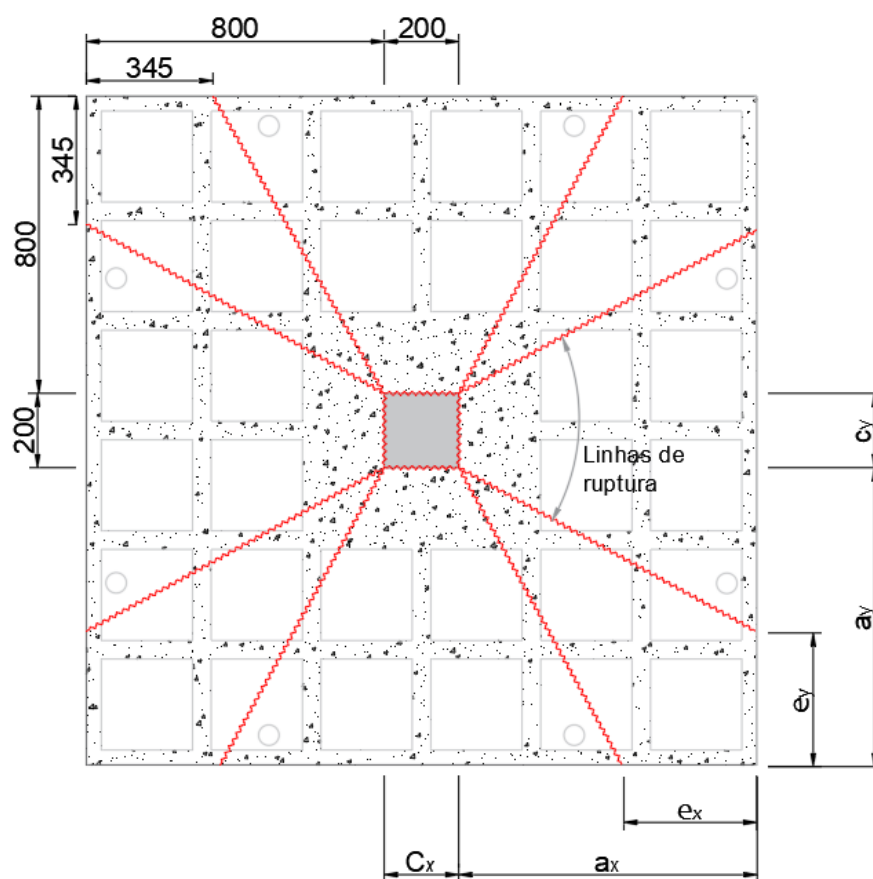


Figura 5.1 – Configurações adotadas para as linhas de ruptura - adaptado de Oliveira (2003).

Como pode ser observado na Tabela 5.3, as estimativas à flexão ficaram superiores às cargas de ruptura observadas. A adoção das linhas de ruptura, apresentada na Figura 5.1, mostrou-se eficaz nos ensaios de outros autores.

Tabela 5.3 – Relação entre as cargas últimas e as estimadas por flexão

Laje	h_f (mm)	ρ (%)	b_w (mm)	d (mm)	V_u (kN)	P_{flex} (kN)	$\frac{V_u}{P_{flex}}$
L1	30				116,0		0,24
L2	40				127,0		0,27
L3	50	1,1	50	130	132,0	468,6	0,28
L4	70				144,0		0,31
L5	80				151,0		0,32

5.3 Estimativas de Resistência à Punção

Foram feitas estimativas de resistência ao puncionamento, utilizando as nomas apresentadas no Capítulo 2 desse estudo. A Tabela 5.4 apresenta a relação entre as cargas últimas e as estimadas para ruptura à punção. As normas estudadas adotam em suas formulações características como a taxa de armadura longitudinal, a geometria das peças e a resistência do concreto, no tocante a variação das espessuras da capa de concreto, as normas não consideram essa característica em seus cálculos.

Os resultados experimentais ficaram, em média, 55% menores do que as formulações apresentaram, corroborando com a conclusão do modo de ruptura por cisalhamento nas nervuras, apresentada no Capítulo 4.

Tabela 5.4 – Relação entre as cargas últimas e as estimadas para o puncionamento.

Laje	h_f (mm)	ρ (%)	b_w (mm)	d (mm)	V_u (kN)	$V_{u,ACI}$ (kN)	$\frac{V_u}{V_{u,ACI}}$	$P_{u,MC10}$ (kN)	$\frac{V_u}{P_{u,MC10}}$	$V_{u,NBR}$ (kN)	$\frac{V_u}{V_{u,NBR}}$
L1	30				116,0		0,39		0,39		0,34
L2	40				127,0		0,43		0,43		0,38
L3	50	1,1	50	130	132,0	294,2	0,45	298,2	0,44	337,7	0,39
L4	70				144,0		0,49		0,48		0,43
L5	80				151,0		0,51		0,51		0,45

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.

6.1 Conclusões.

Esta pesquisa, experimentalmente, propicia a investigação do comportamento estrutural na região de momentos fletores negativos em lajes lisas nervuradas bidirecionais, apoiadas diretamente sobre pilares. Embora muitos estudos já terem sido produzidos com esse tipo de estrutura, a variação da espessura da capa de concreto, ainda é pouco investigada. Nesse sentido são considerados fatores importantes no desenvolvimento deste estudo.

- As dimensões e as condições de contorno que simularam, na escala de $\frac{1}{2}$, a região de momentos fletores negativos em lajes lisas, um ponto crítico em projetos de estruturas reais, foram consideradas adequadas a fim de representar lajes nervuradas com a variação da espessura das capas de concreto.
- Os deslocamentos verificados possibilitam inferir que com o incremento das espessuras das capas de concreto, a rigidez das peças ensaiadas foi influenciada e as lajes tornaram-se mais dúcteis com a capacidade de absorverem mais carga para um deslocamento final maior. Em média, a cada incremento de 10 mm de espessura as lajes apresentaram um incremento de 11% de ductibilidade.
- As deformações observadas na região maciça e nervurada do concreto, registaram valores baixos em relação ao limite de deformação (3,50‰), corroborando com a forma de ruptura observada, de cisalhamento na diagonal tracionada. Quanto as deformações registradas no aço é possível concluir que com o aumento das espessuras das mesas, as armaduras de flexão foram mais solicitadas e alcançaram o limite de deformação (2,23‰) para o modelo L3. Para as lajes L4 e L5 os extensômetros mais solicitados (S3) registraram leituras próximas a 2,16‰.
- A fissuração observada nas lajes ensaiadas destoou da forma como ocorrem em lajes lisas maciças, conforme a revisão bibliográfica apresentada nesta pesquisa, as primeiras fissuras aparecem tangencial ao ponto de aplicação da carga. Pode se inferir que nas lajes lisas nervuradas L1, L2 e L3, as primeiras fissuras que apareceram foram as radiais, iniciando na transição da área maciça para a nervurada, entretanto, para os modelos L4

e L5, lajes com a mesa mais espessa, as primeiras que ocorreram também foram as radiais, mas nessas lajes, iniciaram próximo ao ponto aplicação da carga.

No tocante a fissura diagonal, responsável pelo cisalhamento nas nervuras, pode se concluir que a espessura das mesas influenciou diretamente na inclinação e no início da propagação dessas fissuras, quanto a proximidade da carga aplicada.

- Nos modelos L1, L2, L3 e L4 o modo de ruptura das lajes ocorreu por cisalhamento nas nervuras, com a fissuração por flexão ficando restritas as superfícies tracionadas. Pode-se afirmar que a variação de espessura das capas de concreto, influenciou na inclinação da fissura diagonal (responsável pela área de ruína) e na proximidade com o ponto de aplicação da carga. As lajes com as capas mais delgadas apresentaram fissuras mais inclinadas e com início na zona de transição entre as áreas maciças e nervuradas.

Na laje L5 a fissura diagonal, responsável pela maior parte da superfície de ruína, iniciou no perímetro da região carregada, sendo possível observar o destacamento do sólido tronco-piramidal. Este modo de ruptura foi definido como punção e a mudança da forma de ruína de cisalhamento nas nervuras para punção é atribuída ao incremento da espessura da capa de concreto.

- Os códigos normativos apresentaram resultados divergentes entre si, sendo a norma MC10 (FIB, 2010) a que apresentou resultados mais conservadores. A NBR 6118 (ABNT, 2023) mostrou resultados desfavoráveis à segurança (critérios de lajes), para as lajes com mesas mais delgadas (L1, L2 e L3). O código ACI 318 (ACI, 2019) foi a norma mais assertiva, porém, em média, subestimou os resultados experimentais em 21%, para os modelos que alcançaram o colapso por cisalhamento nas nervuras.

Em relação à laje L5, todas as normas superestimaram a resistência à punção e a perda de área na região nervurada e uma explicação para esse fato. Pois, a área onde aconteceu o destacamento do sólido não ficou restrita à região maciça e as normas não consideraram esta perda de seção.

- Os resultados dos poucos estudos sobre a resistência à força cortante das nervuras de lajes lisas bidirecionais sem armadura transversal que apresentaram ruptura por força cortante, é um fator que pode explicar os resultados diversos fornecidos pelos códigos normativos, mesmo as lajes tendo apresentado fissuras de flexão antes da sua ruptura. É possível inferir que a variação das espessuras das capas de concreto influenciou

diretamente nos resultados variados entre as normas e o experimento, indicando que estas precisam ser atualizadas.

6.2 Sugestões Para Futuros Trabalhos

Ensaio de lajes lisas nervuradas com outras variáveis como: concreto com fibra de aço, o espaçamento entre as nervuras e lajes protendidas, também são desejáveis, já que, essas variáveis poderiam influenciar na resistência ao cisalhamento em lajes nervuradas sem armadura transversal.

Portanto, sugerem-se para trabalhos futuros a inclusão de:

- Ensaio de lajes lisas nervuradas com variação do distanciamento entre os eixos das nervuras, respeitando o distanciamento máximo que as normas consideram em suas prescrições;
- Ensaio de lajes lisas nervuradas protendidas, com a intenção de verificar o efeito benéfico da protensão na resistência à força cortante das nervuras sem armadura transversal;
- Investigar o comportamento de lajes lisas nervuradas de concretos com fibras de aço e autoadensáveis, pois as fibras favorecem a resistência à força cortante e os concretos autoadensáveis tendem a levar a menor resistência à força cortante.
- Investigar o desempenho de lajes lisas nervuradas com a variação da dimensão dos maciços e a utilização de concreto com fibras de aço apenas nos maciços, visando entender a influência que a tensão residual que as fibras proporcionam ao concreto no desempenho mecânico das peças.

REFERÊNCIAS

AL-BAYATI, A. F; LAU T. L. AND CLARK L. A. **Concentric Punching Shear of Waffle Slab**. ACI Materials Journal, v. 112, p. 533–42, 2015.

AGUIAR, A. J. O. **Análise Experimental de Lajes Lisas Nervuradas Bidirecionais de Concreto Armado Com Furos Adjacentes ao Pilar**. Tese de Doutorado. Instituto de Tecnologia/UFPA, Belém, PA, Brasil, 2019.

ALBUQUERQUE, N. G. **Análise Experimental de Lajes Lisas Nervuradas de Concreto Armado com Região Maciça de Geometria Variável ao Puncionamento**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia/UFPA, Belém, PA, Brasil, 2009.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **ACI 318-19: Building Code Requirements for Structural Concrete**. Farmington Hills, Michigan, 2019.

ARAÚJO, J. M. **Considerações sobre a rigidez à torção das lajes nervuradas de concreto armado**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.7, p.1-8, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 6118:2023: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, Brasil, 2023

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, **ABNT NBR 14724:2011: Informação e documentação – Trabalhos acadêmicos**. Rio de Janeiro, Brasil, 2011.

CEB-FIP. **MODEL CODE 2010: Final draft**. Model Code Prepared by Special Activity Group 5. Lausanne, 2011.

COLLINS, M.P.; BENTZ, E.C; SHERWOOD, E.G. **Where is Shear Reinforcement Required? Review of Research Results and Design Procedures**. ACI Structural Journal/September-October, 2008.

COUTO, J. A. S; CARMINATTI, R. L; NUNES, R. R. A; MOURA, R. C. A. **O concreto como material de construção**. Cadernos de Graduação - Ciências Exatas e Tecnológicas. Volume 7, Número 4, p. 49-58. ISSN: 1980 – 1777. Sergipe, 2013.

EN 1992-1-1, “**Eurocode 2—Design of Concrete Structures – Part 1:General Rules and Rules for Buildings,**” European Committee for Standardization, 225 pp. Brussels, Belgium, 2004, 225 pp.

FUSCO, P. B, **Estruturas de concreto: Solicitações tangenciais.** Editora PINI Ltda. 328 P, São Paulo, 2008.

ISHIHARA, R. **Avaliação de ensaios experimentais de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal à luz das normas.** Dissertação de mestrado em Estruturas e Geotécnica, Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura e Urbanismo, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2017.

K. N. Rahal and Y. T. Alrefaei, "**Shear strength of longitudinally reinforced recycled aggregate concrete beams,**" Eng. Struct., vol. 145, pp. 273–282, 2017.

KANI, G. N. J. – **How safe are our large reinforced concrete Beams?** – ACI Journal, v.64, n.3, p. 128-141, March,1967.

KAEFER, L. F, **A Evolução do Concreto Armado.** Notas de aula, Escola Politécnica de São Paulo, São Carlos, 1998.

LAU, T. L.; CLARK, L. A. **Shear transfer between ribbed slab and internal column.** Magazine of Concrete Research, v. 59, n. 7, p. 507-516, 2007.

LEONHARDT, F.; MÖNIG, E., **Construções de concreto: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado.** 1. ed. Rio de Janeiro, Interciência, v. 2, 1978.

MACGREGOR, J. G, Wight, J. K. **Reinforced Concrete: Mechanics and Design.** New Jersey, Prentice-Hall; Sixth Edition, 255p.; 2012.

MONTOYA, P. J.; MESEGUER, A. G.; CABRE, F. M., **Hormigón Armado.** 7 ed. Barcelona, Gustavo Gili, v. 1, 1974.

MUTTONI, A., RUIZ, M. F. **Shear Strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width.** ACI Structural Journal. Technical paper, v. 105, nº 1, pp.163-172, 2008.

NETO, B. N. M. **Comportamento à punção de lajes lisas em concreto reforçado com fibras de aço sob carregamento simétrico.** Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2013.

OLIVEIRA, D. R. C. **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Pilares Retangulares.** Tese de doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, 2003.

REGAN, P. E. **Behavior of reinforced concrete flat slabs.** Construction Industry Research and Information Association - CIRIA Report R89, 1981.

REGAN, P. E. “**Symmetric punching of reinforced concrete slabs**”, Magazine of Concrete Research, v. 38, n. 136, pp. 115-128, 1986.

SAMORA, M. S; SANTOS, A. C; TRAUTWEIN, L. M; MARQUES, M. G. **Análise experimental da contribuição do concreto na resistência ao cisalhamento em vigas sem armadura transversal.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 10, nº 1, 2017.

SOUZA, W. M. CAETANO T. R. G. FERREIRA M. P. OLIVEIRA D. R. C. **Resistência ao cisalhamento de lajes nervuradas unidirecionais de concreto armado.** Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON) Revista, Volume 7, Número 4, p. 648-684 • ISSN 1983-4195, agosto, 2014.

SOUZA, A. M. D; EL DEBS, M. K. **Análise de resistência à força cortante em lajes sem armadura transversal sob cargas parcialmente distribuídas segundo a ABNT NBR 6118:2014.** Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 12, nº 3, 2019.

SOUZA, S.S. M. **Resistência à Força Cortante de Lajes Lisas Nervuradas de Concreto Armado no Entorno da Região Maciça.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

SOUZA, S.S. M; SHEHATA I. A. M; SHEHATA, L. C. D. **Shear resistance of reinforced concrete waffle flat slabs around the solid panel.** Materials and Structures, DOI 10.1617/s11527-015-0582-x, 2015.

TENÓRIO, D. A; GOMES, P. C. C; BARBOSA, A. S. R; UCHÔA, E. L. M. **Aspectos técnicos e econômicos de lajes nervuradas unidirecionais e bidirecionais.** Anais do 51º Congresso Brasileiro do Concreto, IBRACON, Curitiba, 2009.

ANEXO A

Aplicação da Teoria das Linhas de Ruptura

Memória de cálculo para obtenção da carga máxima de flexão:

$$\begin{aligned} m_u &= \rho \cdot f_{ys} \cdot d^2 \left(1 - 0,5 \cdot \rho \cdot \frac{f_{ys}}{f_c} \right) = 0,011 \cdot 580 \cdot 108^2 \left(1 - 0,5 \cdot 0,013 \cdot \frac{585}{27} \right) \\ &= 63.998,03 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

Sendo;

$$f_x = \frac{e_y}{a_y} \cdot \frac{\frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)}{1 + \frac{e_x}{a_x} \cdot \left(\frac{a_y}{e_y} - 1 \right)} = \frac{345}{800} \cdot \frac{\frac{345}{800} \cdot \left(\frac{800}{345} - 1 \right)}{1 + \frac{345}{800} \cdot \left(\frac{800}{345} - 1 \right)} = 0,156$$

$$f_y = \frac{e_x}{a_x} \cdot \frac{\frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)}{1 + \frac{e_y}{a_y} \cdot \left(\frac{a_x}{e_x} - 1 \right)} = \frac{345}{800} \cdot \frac{\frac{345}{800} \cdot \left(\frac{800}{345} - 1 \right)}{1 + \frac{345}{800} \cdot \left(\frac{800}{345} - 1 \right)} = 0,156$$

Obtém-se:

$$\begin{aligned} P_{flex} &= 2 \cdot m_u \cdot \left[\frac{l_x}{a_x} + \frac{l_y}{a_y} - 2 \cdot \left(\frac{a_y}{a_x} \cdot f_x + \frac{a_x}{a_y} \cdot f_y \right) \right] \\ &= 2 \cdot 63.998,03 \cdot \left[\frac{1800}{840} + \frac{1800}{840} - 2 \cdot \left(\frac{840}{840} \cdot 0,156 + \frac{840}{840} \cdot 0,156 \right) \right] \\ &= 468,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

ANEXO B

Verificação ao cisalhamento nas nervuras

Dados: $d = 130 \text{ mm}$; $\rho_l = \rho_w = 0,011$; $b_w = 50 \text{ mm}$; $f_c = 27 \text{ MPa}$; $Q.Nervuras = 10$
NBR 6118 (2023):

- Critério de laje

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_l) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ct}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{1} = 0,7 \cdot (0,3 \cdot f_c^{2/3})$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} = 0,25 \cdot 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}$$

$$\tau_{Rd} = 0,0525 \cdot 28^{2/3} = 0,48 \text{ MPa}$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,13 = 1,47$$

$$V_{Rd1} = [0,47 \cdot 1,47 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,011)] \cdot 50 \cdot 130$$

$$V_{Rd1} = 7.418,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{Rd1} = 74,18 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{Rd1} \cdot 2 = 148,36 \text{ kN}$$

- Critério de viga: (L1)

$$V_{C0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{C0} = 0,6 \cdot (0,7 \cdot (0,3 \cdot 27^{2/3})) \cdot 50 \cdot 110$$

$$V_{C0} = 6.237,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{C0} = 62,37 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{C0} \cdot 2 = 124,7 \text{ kN}$$

- Critério de viga: (L2)

$$V_{C0} = 0,6 \cdot (0,7 \cdot (0,3 \cdot 27^{2/3})) \cdot 50 \cdot 100$$

$$V_{C0} = 5.670,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{C0} = 56,70 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{C0} \cdot 2 = 113,7 \text{ kN}$$

- Critério de viga: (L3)

$$V_{C0} = 0,6 \cdot (0,7 \cdot (0,3 \cdot 27^{2/3})) \cdot 50 \cdot 90$$

$$V_{C0} = 5.100,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{C0} = 51,00 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{c0} \cdot 2 = 102,00 \text{ kN}$$

- Critério de viga: (L4)

$$V_{c0} = 0,6 \cdot (0,7 \cdot (0,3 \cdot 27^{2/3}) \cdot 50 \cdot 70$$

$$V_{c0} = 3.969,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{c0} = 39,69 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{c0} \cdot 2 = 79,38 \text{ kN}$$

- Critério de viga: (L5)

$$V_{c0} = 0,6 \cdot (0,7 \cdot (0,3 \cdot 27^{2/3}) \cdot 50 \cdot 60$$

$$V_{c0} = 3.402,0 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_{c0} = 34,02 \text{ kN}$$

$$V_u = V_{c0} \cdot 2 = 68,04 \text{ kN}$$

ACI 318 (2019):

$$V_c = \left(0,66 \cdot \lambda \cdot \lambda_s \cdot (\rho_w)^{\frac{1}{3}} \sqrt{f'_c} \right) \cdot b_w \cdot d$$

$$V_c = \left(0,66 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (1,1)^{\frac{1}{3}} \sqrt{27} \right) \cdot 50 \cdot 130$$

$$V_c = 4.960,00 \text{ N}$$

$$V_R = 4.960,00 \text{ N} \cdot 1,1 \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_R = 54,50 \text{ kN}$$

$$V_u = V_R \cdot 2 = 109,00 \text{ kN}$$

MC10 (2010):

$$V_R = K_V \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \cdot z \cdot b_w$$

$$K_V = \frac{180}{1000 + 1,25 \cdot 130} = 0,15$$

$$V_R = 0,15 \cdot \frac{\sqrt{27}}{1} \cdot 130 \cdot 50$$

$$V_R = 5.230,00 \text{ N} \cdot 10 \text{ nervuras}$$

$$V_R = 52,30 \text{ kN}$$

$$V_u = V_R \cdot 2 = 104,60 \text{ kN}$$

ANEXO C

Verificação à Punção.

Dados: $r_s = 396 \text{ mm}$; $k_{dg} = 1$; $b_0 = 1320 \text{ mm}$; $f_{yd} = 585 \text{ MPa}$; $U = 1320 \text{ mm}$;

$$E_s = 210 \text{ GPa}$$

NBR 6118 (2023):

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{U \cdot d} \quad F_{Sd} = \tau_{Rd1} \cdot U \cdot d$$

$$\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{200/d}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{200/130}\right) \cdot (100 \cdot 0,011 \cdot 27)^{\frac{1}{3}} = 0,90 \text{ MPa}$$

$$F_{Sd} = \tau_{Rd1} \cdot U \cdot d$$

$$F_{Sd} = 0,90 \cdot 2880 \cdot 130 = 3.376,80 \text{ N}$$

$$F_{Sd} = P_U = 337,68 \text{ kN}$$

ACI 318 (2019):

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

$$P_u = 0,33 \cdot 1320 \cdot 1320 \cdot \sqrt{27}$$

$$P_u = 294,24 \text{ kN}$$

MC10 (2010):

$$V_{Rd,c} = k_\psi \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v$$

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,90 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d} = \frac{1}{1,5 + 0,90 \cdot 1 \cdot 0,012 \cdot 130} = 0,334 \leq 0,6$$

$$\psi = 1,5 \cdot \frac{r_s}{d} \cdot \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,5 \cdot \frac{396}{130} \cdot \frac{585}{210000} = 0,012$$

$$V_{Rd,c} = k_\psi \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot b_0 \cdot d_v = 0,334 \cdot \frac{27}{1} \cdot 1320 \cdot 130 = 2.982,80 \text{ N}$$

$$V_{Rd,c} = P_U = 298,28 \text{ kN}$$