



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



MAYUMA DE OLIVEIRA PÉRES COSTA

**INFLUÊNCIA DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS
INFERIORES E SUPERIORES NA RESISTÊNCIA À FORÇA
CORTANTE EM LAJES MACIÇAS**

Uberlândia, 2022

MAYUMA DE OLIVEIRA PÉRES COSTA

**INFLUÊNCIA DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS
INFERIORES E SUPERIORES NA RESISTÊNCIA À FORÇA
CORTANTE EM LAJES MACIÇAS**

Defesa apresentada à Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Estruturas e Construção Civil

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera

Uberlândia, 2022

Ficha Catalográfica Online do Sistema de Bibliotecas da UFU
com dados informados pelo(a) próprio(a) autor(a).

P522 Péres, Mayuma de Oliveira, 1994-
2022 INFLUÊNCIA DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS INFERIORES E
SUPERIORES NA RESISTÊNCIA À FORÇA CORTANTE EM LAJES
MACIÇAS [recurso eletrônico] / Mayuma de Oliveira Péres.
- 2022.

Orientador: RODRIGO GUSTAVO DELALIBERA.
Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de
Uberlândia, Pós-graduação em Engenharia Civil.
Modo de acesso: Internet.
Disponível em: <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.524>
Inclui bibliografia.
Inclui ilustrações.

1. Engenharia civil. I. DELALIBERA, RODRIGO GUSTAVO ,
1976-, (Orient.). II. Universidade Federal de
Uberlândia. Pós-graduação em Engenharia Civil. III.
Título.

CDU: 624

Bibliotecários responsáveis pela estrutura de acordo com o AACR2:
Gizele Cristine Nunes do Couto - CRB6/2091
Nelson Marcos Ferreira - CRB6/3074



UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA
 Coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
 Av. João Naves de Ávila, 2121, Bloco 1Y - Bairro Santa Monica, Uberlândia-MG, CEP 38400-902
 Telefone: 34 3239-4137 - www.feciv.ufu.br/ppgrec - posgradcivil@ufu.br



ATA DE DEFESA - PÓS-GRADUAÇÃO

Programa de Pós-Graduação em:	Engenharia Civil				
Defesa de:	Dissertação de Mestrado Acadêmico, 284, PPGEC				
Data:	31 de agosto de 2022	Hora de início:	10:00 h	Hora de encerramento:	12 : h
Matrícula do Discente:	12012ECV011				
Nome do Discente:	Mayuma de Oliveira Péres Costa				
Título do Trabalho:	Influência das armaduras longitudinais inferiores e superiores na resistência à força cortante em lajes maciças				
Área de concentração:	Construção Civil, Estruturas e Geotecnia				
Linha de pesquisa:	Estruturas e Geotecnia				
Projeto de Pesquisa de vinculação:	Estacas metálicas: análise da ligação das estacas com o bloco				

Reuniu-se, em sessão pública pela plataforma *Google Meet* provida pela Universidade Federal de Uberlândia, na sala virtual <https://meet.google.com/zhs-cshb-cea>, a Banca Examinadora, designada pelo Colegiado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, assim composta pelos Professores Doutores: Felipe Piana Vendramell Ferreira – UFU, André Luis Christoforo - UFSCar e Rodrigo Gustavo Delalibera – UFU orientador do candidato.

Iniciando os trabalhos o presidente da mesa, Rodrigo Gustavo Delalibera, apresentou a Comissão Examinadora e a candidata, agradeceu a presença do público, e concedeu a discente a palavra para a exposição do seu trabalho. A duração da apresentação da discente e o tempo de arguição e resposta foram conforme as normas do Programa.

A seguir o senhor(a) presidente concedeu a palavra, pela ordem sucessivamente, aos(às) examinadores(as), que passaram a arguir o(a) candidato(a). Ultimada a arguição, que se desenvolveu dentro dos termos regimentais, a Banca, em sessão secreta, atribuiu o resultado final, considerando o(a) candidato(a):

Aprovado

Esta defesa faz parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre.

O competente diploma será expedido após cumprimento dos demais requisitos, conforme as normas do Programa, a legislação pertinente e a regulamentação interna da UFU.

Nada mais havendo a tratar foram encerrados os trabalhos. Foi lavrada a presente ata que após lida e achada conforme foi assinada pela Banca Examinadora.



Documento assinado eletronicamente por **Rodrigo Gustavo Delalibera, Professor(a) do Magistério Superior**, em 08/09/2022, às 11:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **Felipe Piana Vendramell Ferreira, Professor(a) do Magistério Superior**, em 08/09/2022, às 11:16, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



Documento assinado eletronicamente por **André Luis Christoforo, Usuário Externo**, em 08/09/2022, às 12:52, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no art. 6º, § 1º, do [Decreto nº 8.539, de 8 de outubro de 2015](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no site https://www.sei.ufu.br/sei/controlador_externo.php?acao=documento_conferir&id_orgao_acesso_externo=0, informando o código verificador **3891677** e o código CRC **3ED9A6E7**.

Dedico esse trabalho aos meus pais, José Alberto e Rosirene.

Meu marido, Gustavo.

Minha irmã, Aryadna.

Aos meus alunos, que nunca deixaram de confiar em mim.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que em Sua bondade e misericórdia me concedeu maneiras de alcançar mais um objetivo na minha vida.

“Para que todos vejam, e saibam, e considerem, e juntamente entendam que a mão do SENHOR fez isto.” Isaias 41:20

Agradeço aos meus pais, José Alberto e Rosirene, por nunca terem medido esforços para me proporcionar educação e conhecimento, mesmo que isso implicasse em sacrifícios pessoais. A minha irmã, Aryadna, que em momentos de preocupação, sempre soube usar as palavras certas para me encorajar a continuar. Ao meu marido, Gustavo, que me apoiou e me incentivou e trocou horas de lazer e momentos juntos em prol da finalização desse trabalho.

Ao professor Rodrigo Delalibera, orientador desse trabalho, pela confiança, horas de dedicação e orientação, e a quem fica minha total admiração, gratidão e quem se tornou uma pessoa inspiradora na minha vida profissional.

Aos funcionários da UFU, em especial a Cristiane, técnica do Laboratório de Estruturas pela ajuda, prestatividade e receptividade, sempre disposta a auxiliar na execução dos ensaios.

Aos amigos que conheci durante essa jornada, que tornaram tudo mais leve e divertido, mesmo em momentos de dificuldade. Em especial a Danielle, com quem pude compartilhar dúvidas e cotidiano e por ter me ajudado tanto durante a jornada.

A Itumbiara Madeiras, pela doação de parte do material necessário para execução dos ensaios.

Aos colegas e funcionários do ILES/ULBRA de Itumbiara, que foram os principais motivadores, mesmo sem saber, para a conclusão desse trabalho. E aos meus alunos, que vibraram com cada passo dado, que me incentivam diariamente e me encorajam.

Ao professor Kevin Mota, pelo incentivo e prestatividade sempre que precisei.

RESUMO

Entre os elementos que compõe uma estrutura, tem-se os elementos de superfície, que são aqueles em que a espessura é muito menor que as outras dimensões. As lajes são exemplos desses elementos. Dentre os diversos esforços que ela deve resistir, está a força cortante, que geram as tensões de cisalhamento no seu domínio. Em algumas peças, essas tensões de cisalhamento são resistidas pelo concreto não fissurado e pela armadura de cisalhamento. Em alguns casos, as peças não apresentam armadura para resistir à força cortante e então essa tensão deve ser resistida por outros fatores. Alguns desses fatores que influenciam na resistência a essa tensão de cisalhamento são altura do elemento, armadura longitudinal, resistência a compressão do concreto, tamanho das fissuras, entre outros. O presente trabalho pretende analisar, experimentalmente, qual é a influência da variação da altura das lajes (8, 11 e 14 cm) e da taxa de armadura. Para isso, foram estudadas 9 (nove) lajes distintas, variadas em função dos parâmetros acima citados. Em relação a variação de altura, conclui-se que o aumento dessa, mesmo com as mesmas taxas de armadura, contribuiu para o aumento da força última resistente. Mantida a altura, o aumento da taxa de armadura, com a inclusão de armadura superior, também resultou num aumento da resistência a força última da peça. Analisando os deslocamentos, notou-se, assim como esperado, que a laje de maior altura apresentou ser mais rígida.

Palavras-chave: armadura, efeito de pino, fissuras, força cortante, laje.

ABSTRACT

Among the elements that composes a structure, we have the surface elements, which are the ones the thickness is smaller than the other dimensions. Slabs are examples of these elements. Amid the many efforts it must resist, there is the shear force, which generates shear stress. In some components, this stress is hold up by uncracked concrete and reinforcements. In some cases, the components do not have reinforcements to resist the shear force and then the stress must be beared through other factors. Some of the factors that influence the resistance to this shear stress are thickness, longitudinal reinforcement, concrete compressive strength, crack size, and others. The present paper analyzes, experimentally, what is the influence in the variation in the height of the pieces (8, 11 e 14 cm) and in the reinforcement in the shear strength. For this, 9 slabs were studied, varied according to the parameters mentioned above. Regarding the height variation, it is concluded that the increase in height, even with the same reinforcement rates, contributed to the increase of the ultimate resistant force. Maintaining the height, increasing the reinforcement ratio, with the inclusion of superior reinforcement, also resulted in an increase in the ultimate strength of the part. Analyzing the displacements, it was noticed that, for the slab with the highest height, the part was the most rigid.

Key words: reinforcement, dowel action, cracks, shear force, slabs.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Exemplificação do Efeito Pino	10
Figura 2 - Elemento de placa	14
Figura 3 - Modelo da treliça clássica	15
Figura 4 - Esquema da treliça generalizada	16
Figura 5 - Mecanismos de transferência de cisalhamento	18
Figura 6 - Efeito de pino em uma barra de armadura	19
Figura 7 - Efeito de pino em uma barra de armadura atravessando as fissuras	19
Figura 8 - Esferas representando os agregados no modelo proposto por Walvaren	21
Figura 9 - Tensões na área de contato entre cimento e agregado	21
Figura 10 - Falha por cisalhamento na zona comprimida de concreto	22
Figura 11 - Efeito de arco em vigas de pequeno porte	22
Figura 12 - relação resistência ao cisalhamento e altura da peça	24
Figura 13 - Mudança de tensões internas devido ao efeito de pino	25
Figura 14 - Tamanho das seções transversais experimentadas	26
Figura 15 - Resultados da Resistência à força cortante	26
Figura 16 - Geometria da laje – medidas em metro	33
Figura 17 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 1	34
Figura 18 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 2	35
Figura 19 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 3	35
Figura 20 - Armazenamento das formas	38
Figura 21 - Laje tipo LC3	39
Figura 22 - Lajes tipo LA1 e LA2	39
Figura 23 - Lajes desformadas	42
Figura 24 - Lajes dispostas aguardando ensaios	42
Figura 25 – Laje LC3 aguardando montagem do ensaio	43
Figura 26 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje LA1	43
Figura 27 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LA2	44
Figura 28 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LA3	44
Figura 29 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje LB1	45
Figura 30 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LB2	45
Figura 31 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LB3	46
Figura 32 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje LC1	46
Figura 33 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LC2	47

Figura 34 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LC3	47
Figura 35 - Extensômetro colado em uma barra de aço	48
Figura 36 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo A	48
Figura 37 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo B	49
Figura 38 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo C	49
Figura 39 - Extensômetros colados no concreto (indicados por setas) da Laje LA2	50
Figura 40 - Modelo de Ensaio para Laje tipo A	51
Figura 41 - Modelo de Ensaio para Laje tipo B	52
Figura 42 - Modelo de Ensaio para Laje tipo C	52
Figura 43 - Previsão de Posicionamento da Laje LC3	53
Figura 44 - Previsão de Posicionamento da Laje LA1	53
Figura 45 - Previsão de Posicionamento da Laje LB2	54
Figura 46 - Proposta de ensaio da laje LC3	54
Figura 47 - Posicionamento de LVDTs da laje LA1 antes do ensaio.....	55
Figura 48 - LAJE LA1 aguardando ensaio	59
Figura 49 - Fissuração Laje LA1 durante ensaio.....	60
Figura 50 - Laje LA1 após rompimento	60
Figura 51 - Panorama de fissuração indicado por setas - Laje LA1 após rompimento	61
Figura 52 - Laje LA2 aguardando ensaio	61
Figura 53 - Fissura aberta na Laje LA2 no ensaio – indicada por seta.....	62
Figura 54 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LA2 após o rompimento	63
Figura 55 - Laje LA3 aguardando ensaio	63
Figura 56 - Fissuras abertas no ensaio da Laje LA3.....	64
Figura 57 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LC3 após rompimento	65
Figura 58 - Laje LB1 aguardando ensaio	66
Figura 59 - Fissuras abertas durante o ensaio.....	66
Figura 60 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LB1 após rompimento	67
Figura 61 - Laje LB2 aguardando ensaio	67
Figura 62 - Fissuração da Laje LB2 no ensaio	68
Figura 63 - Panorama de fissuração – indicado por seta – Laje LB2 após rompimento	69
Figura 64 - Laje LB3 aguardando ensaio	70
Figura 65 - Fissuras abertas ao longo do ensaio.....	70
Figura 66 - Abertura de fissura no meio do vão - laje LB3.....	71
Figura 67 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LB3 após rompimento	71
Figura 68 - Laje LC1 aguardando ensaio	73
Figura 69 - Fissuras abertas ao longo do ensaio.....	73
Figura 70 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LC1 após rompimento	74
Figura 71 - Laje LC2 aguardando ensaio	75
Figura 72 - Fissura aberta durante o ensaio.....	75
Figura 73 - Panorama de Fissuração – Laje LC2 após rompimento	76
Figura 74 – Laje LC3 aguardando ensaio.....	77
Figura 75 - Panorama de Fissuração – indicado por seta – Laje LC3 após rompimento	78
Figura 76 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA1	79
Figura 77 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA2	80
Figura 78 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA3	81
Figura 79 Gráfico Força x Deslocamento da laje LB1	81

Figura 80 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LB2.....	82
Figura 81 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LB3.....	83
Figura 82 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC1.....	83
Figura 83 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC2.....	84
Figura 84 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC3.....	85
Figura 85 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA1.....	86
Figura 86 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA2.....	86
Figura 87 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA3.....	87
Figura 88 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB1.....	88
Figura 89 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB2.....	88
Figura 90 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB3.....	89
Figura 91 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC1.....	89
Figura 92 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC2.....	90
Figura 93 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC3.....	90
Figura 94 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LA1.....	91
Figura 95 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LA2.....	92
Figura 96 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB1.....	92
Figura 97 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB2.....	93
Figura 98 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB3.....	93
Figura 99 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LC2.....	94
Figura 100 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LC3.....	95
Figura 101 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo A.....	96
Figura 102 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo B.....	96
Figura 103 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo C.....	97
Figura 104 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo 1.....	98
Figura 105 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo 3.....	98
Figura 106 - Gráfico Taxa β para as lajes com armadura inferior.....	101
Figura 107 - Gráfico Taxa β para as lajes com armadura inferior.....	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Nomenclatura e distribuição das lajes ensaiadas.....	34
Tabela 2 - Distribuição das armaduras da laje.....	36
Tabela 3 – Resultados os Ensaio de Tração no Aço	37
Tabela 4 - Deformação nos CPs do aço.....	37
Tabela 5 – Resultados do Ensaio de Compressão na data do ensaio.....	40
Tabela 6 – Resultados do Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	41
Tabela 7 – Resultados do Ensaio de Módulo de Elasticidade	41
Tabela 8 - Resistência a Compressão do Concreto com 19 dias	41
Tabela 9 - Valor Normativos de Resistencia ao Cisalhamento	57
Tabela 10 - Comparativo Normas x Valores Experimentais.....	58
Tabela 11 - Valores de Referência para Lajes com Armadura Inferior.....	100
Tabela 12 - Valores de Referência para Lajes Sem Armadura Inferior	101

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

NBR – Norma Brasileira

ACI – Norma Americana

EUROCODE 2 – Norma Europeia

CEB - *FIB Model Code* – Federação Internacional de Concreto Estrutural

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	9
1.1	OBJETIVOS	10
1.1.1	<i>Objetivo Geral</i>	10
1.1.2	<i>Objetivos Específicos</i>	10
1.2	JUSTIFICATIVA	11
1.3	METODOLOGIA	11
1.3.1	<i>Etapas da pesquisa</i>	11
1.4	ESTRUTURA DO TRABALHO	12
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	ELEMENTOS DE PLACA	13
2.1.1	<i>Lajes armadas em uma direção</i>	14
2.2	TENSÃO DE CISALHAMENTO	15
2.3	MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIAS DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO EM PEÇAS SEM ARMADURA DE CISALHAMENTO	17
2.3.1	<i>Efeito de pino (dowel action)</i>	18
2.3.2	<i>Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)</i>	20
2.3.3	<i>Zona de compressão do concreto</i>	21
2.3.4	<i>Efeito de arco (arch action)</i>	22
2.4	PARÂMETROS DE INFLUÊNCIA NA FORÇA CORTANTE	23
2.4.1	<i>Altura do elemento</i>	23
2.4.2	<i>Armadura longitudinal (taxa e diâmetro)</i>	25
2.4.3	<i>Fissuras</i>	27
2.4.5	<i>Resistência à compressão do concreto</i>	27
2.5	RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS	28
2.5.1	<i>ABNT NBR 6118 (2014)</i>	28
2.5.2	<i>ACI 318-19 (2019)</i>	29
2.5.3	<i>Eurocode 2</i>	30
2.5.4	<i>CEB – FIB Model Code</i>	31
3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	33
3.1	MODELOS ENSAIADOS	33
3.1.1	<i>Geometria</i>	33
3.1.2	<i>Armadura</i>	33
3.1.3	<i>Fôrmas</i>	37

3.2	CONCRETAGEM	38
3.2.1	<i>Montagem</i>	38
3.2.2	<i>Moldagem, adensamento e cura</i>	40
3.2.3	<i>Desforma e armazenamento</i>	42
3.3	EXTENSOMETRIA	43
3.3.1	<i>Extensômetros nas barras de aço</i>	43
3.3.2	<i>Extensômetros no concreto</i>	48
4	PROPOSTA DE ENSAIO	51
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	56
5.1	DO TIPO DA LAJE	56
5.2	VALORES NORMATIVOS	56
5.3	ENSAIOS	59
5.3.1	<i>Laje LA1</i>	59
5.3.2	<i>LAJE LA2</i>	61
5.4	GRÁFICOS	78
5.4.1	<i>Gráficos Força X Deslocamento</i>	79
5.4.2	<i>Gráficos Força x Deformação do Concreto</i>	85
5.4.3	<i>Gráficos Força x Deformação do Aço</i>	91
5.4.4	<i>Comparação variando alturas</i>	95
5.4.5	<i>Comparação entre mesmas alturas</i>	97
5.5	ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE E A TAXA DE ARMADURA	99
5.5.1	<i>Comparação entre as lajes com armadura inferior</i>	99
5.5.2	<i>Comparação entre as lajes sem armadura inferior</i>	101
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	103
6.1	DOS RESULTADOS OBTIDOS	103
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	104
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

1 INTRODUÇÃO

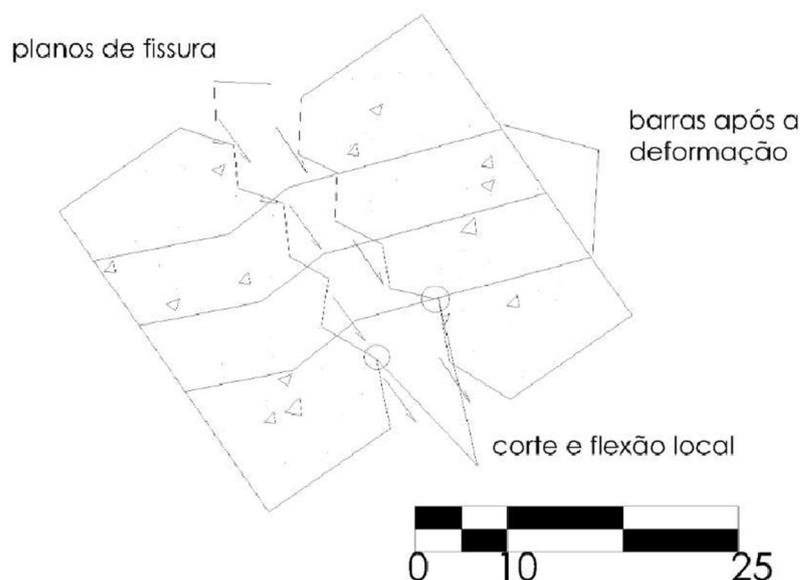
As estruturas de concreto armado têm papel relevante na Engenharia Civil e são objeto de inúmeros estudos. As peças de concreto armado são formadas por concreto e aço que, juntos, resistem aos esforços causados pelos carregamentos acidentais ou permanentes que agem na estrutura. Um desses esforços é a força cortante, que é resistida pelo concreto em sua porção não fissurada e pela armadura transversal, que é dimensionada de modo que resista no mínimo à carga não resistida pelo concreto. Quando não há a presença de armaduras transversais na peça, a força cortante deve ser resistida pelo concreto.

Entre as peças de concreto existentes, tem-se as lajes, objeto de estudo do presente trabalho, consideradas como elementos bidimensionais, ou placa, que possuem largura e comprimento muito maiores que sua espessura. (NBR 6118:2014)

Segundo Cavagnis (2015), as peças de concreto armado, em geral, que não apresentam armadura transversal, ou seja, que a força cortante é resistida apenas pelo concreto, são vistas como potencial modo de falha, em razão de sua ruptura frágil e limitada capacidade de deformação. Os efeitos das forças cortantes em laje ainda trazem questionamento de como a peça se comportará.

Quando o concreto não resiste mais a força cortante atuante na peça, começam a surgir as fissuras. Essa fissuração pode ser prevista e causa perda de resistência e rigidez e pode levar a ruptura da peça. As fissuras que surgem são inclinadas e iniciam da fibra mais tracionada da peça (inferior) em direção à linha neutra e são perpendiculares à trajetória das tensões. Depois do surgimento dessas fissuras, ocorre uma reordenação das tensões atuantes nas peças e essa reordenação depende de fatores como a dimensão dos agregados, o efeito de pino e as espessuras dessas fissuras abertas. Essas fissuras quando atingem as armaduras longitudinais tendem a “cortá-las”, provocando uma flexão localizada e até mesmo o corte da barra, o que caracteriza o efeito de pino (dowel action), conforme exemplifica a Figura 1.

Figura 1 - Exemplificação do Efeito Pino



Fonte: Autor, 2022.

Segundo Nogueira (2011), o efeito de pino é um mecanismo complementar que compõe a resistência a força de cisalhamento através das barras de armadura longitudinal. Esse efeito depende de variáveis em relação a essa armadura longitudinal (taxa, espaçamento) e da qualidade do concreto de cobertura abaixo dessa armadura.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 *Objetivo Geral*

O presente trabalho visa analisar, experimentalmente, qual é a influência das armaduras longitudinais na resistência a força cortante em lajes maciças armadas em uma direção, variando parâmetros como espessura das lajes e taxa de armadura.

1.1.2 *Objetivos Específicos*

Os objetivos específicos deste trabalho são:

- Analisar a influência da variação das alturas das lajes na resistência a força cortante;

- Analisar a influência da variação na taxa de armadura influencia na resistência a força cortante;
- Comparar os valores normativos de cálculo de resistência últimas das lajes do presente estudo com os valores obtidos experimentalmente.

1.2 JUSTIFICATIVA

Sabe-se que o efeito de pino contribui na resistência a força cortante, tal contribuição é até citada em normas como a NBR 6118:2014 e a Eurocode 2:2014, mas não existem muitos estudos sobre qual a parcela de resistência que esse efeito oferece para lajes e se ele é alterado sob influência de fatores como variação de altura de laje, variação de taxa de armadura e posição das armaduras.

A norma brasileira ABNT NBR 6118:2014 menciona que essas variáveis citadas têm influência, através da expressão de cálculo de V_{Rd1} , força cortante resistente de cálculo, referidas pelo coeficiente k , que, ainda segundo a norma, assume valores de 1 para casos em que 50% da armadura inferior não chega ao apoio ou $|1,6 - d|$ para os demais casos, mas deixa vago o quanto isso contribui para a ação do efeito de pino.

1.3 METODOLOGIA

1.3.1 Etapas da pesquisa

A primeira etapa compreende a pesquisa de bibliografias e ensaios.

A segunda etapa envolve o desenvolvimento dos experimentos, no Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia, conforme descrito no Capítulo 3 desse trabalho.

Na terceira etapa, foram ensaiados os modelos.

Para a quarta etapa será elaborada a conclusão e as considerações finais após a avaliação final dos resultados obtidos.

Por último, tem-se a quinta etapa em que será feita a defesa do presente trabalho.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é constituído de cinco capítulos, que serão organizados da seguinte maneira:

– Capítulo 1 – Introdução: na introdução são apresentados o tema, a justificativa e a metodologia utilizada na pesquisa.

– Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: apresenta os principais assuntos sobre o tema da pesquisa, com a presença de estudos experimentais e numéricos já realizados, além das recomendações normativas.

– Capítulo 3 – Programa Experimental: serão apresentados os modelos e descritos como serão feitos os ensaios.

– Capítulo 4 – Proposta de Ensaio: nesse capítulo, serão apresentadas especificidades relacionadas a como o ensaio será executado.

– Capítulo 5 – Resultados e Discussões: serão apresentados os resultados dos ensaios e feitas as análises baseadas nesses resultados.

– Capítulo 6 – Considerações Finais: será apresentado o que se pode concluir de todas as etapas descritas anteriormente.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo traz a revisão bibliográfica em que são abordados: os elementos de superfície, considerações relevantes acerca da tensão de cisalhamento, parâmetros de influência e de redistribuição dessa tensão, estudos já realizados que contribuirão no desenvolvimento desse trabalho. Além disso, foram abordadas as recomendações normativas nacionais e internacionais e outros assuntos necessários para a compreensão da pesquisa.

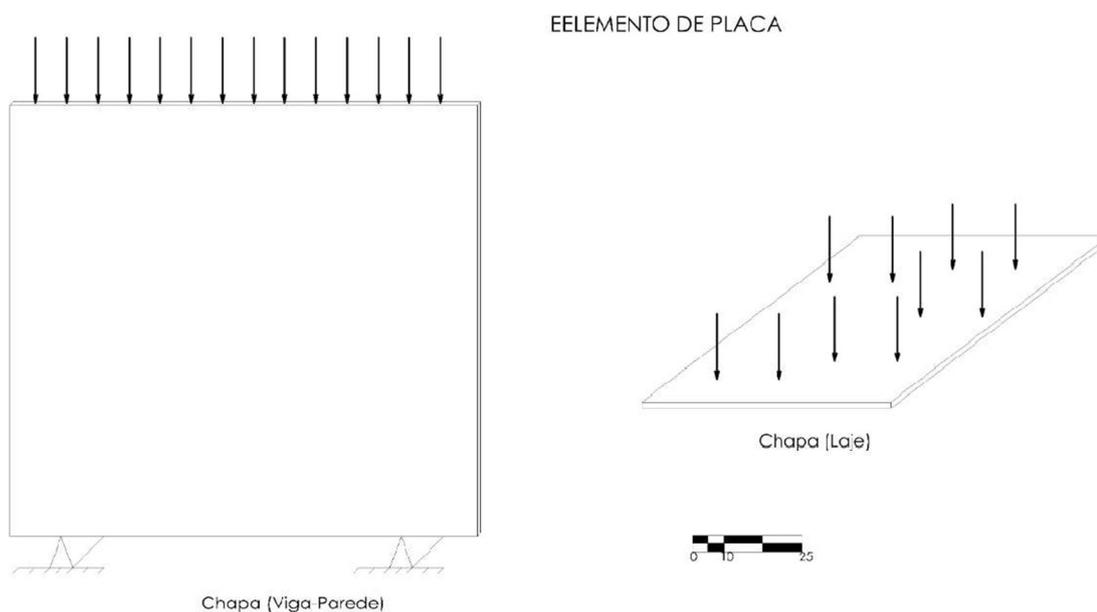
2.1 ELEMENTOS DE PLACA

De modo geral, as estruturas são classificadas de acordo com suas características físicas e o modo que recebem os carregamentos. Os elementos lineares são definidos, de acordo com a NBR 6118:2014, como aqueles que o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal. Já os elementos de superfície são aqueles que a espessura é pequena em relação as demais medidas. Dentro de cada uma dessas especificações, ainda existem outras divisões relacionadas ao modo de recebimento de carga. Para os elementos denominados vigas, sabe-se que a flexão é o carregamento preponderante.

Segundo a NBR 6118:2014, elementos de placa são um tipo de elemento de superfície plana, sujeitos a ações normais, em sua maioria. As placas que são feitas de concreto são denominadas lajes. São elas as responsáveis por receber os carregamentos provenientes do uso cotidiano da edificação e transferi-los as vigas ou pilares.

Para o estudo de lajes, é importante que se tenha conhecido dos seus vãos livres, vãos teóricos e tipos de apoio que ela está submetida. Segundo Costa (2014), é importante a análise também da utilização da laje para que se possa otimizar a peça, com componentes mais resistentes e leves.

Figura 2 - Elemento de placa



Fonte: Autor, 2022.

2.1.1 Lajes armadas em uma direção

As lajes podem ser classificadas como armadas em uma ou duas direções de acordo com o valor de λ (Equação 1), que depende dos vãos teóricos da laje.

O vão teórico da laje é a distância entre os centros dos apoios em lajes apoiadas ou nas lajes em balanço, o vão teórico é o comprimento da extremidade até o centro do apoio. Considera-se l_x o menor vão da laje e l_y o maior vão da laje.

Para calcular o valor de λ , utiliza-se a seguinte fórmula:

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (1)$$

Se:

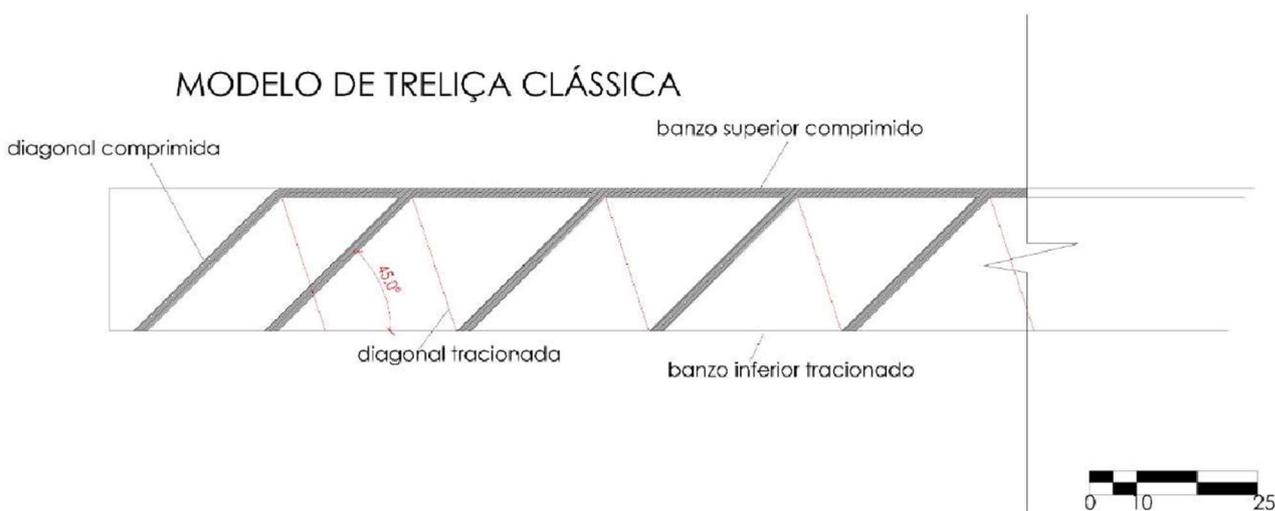
$\lambda \leq 2$, laje armada em duas direções;

$\lambda > 2$, laje armada em uma direção.

2.2 TENSÃO DE CISALHAMENTO

O modelo de treliça proposto por Ritter (1899) e posteriormente melhorado por Morsch, faz uma comparação de uma viga de concreto armado fissurada com o comportamento de uma treliça. Admite-se que cada barra da treliça se assemelhe a uma parte de uma viga, banzo inferior representa a armadura de tração, o banzo superior é o concreto comprimido pela flexão, as diagonais de 45° se assemelham ao concreto comprimido entre as fissuras e as diagonais tracionadas as armaduras de cisalhamento. Esse é o modelo clássico da treliça e não considera a resistência do concreto a tração no elemento, além de considerar o mesmo ângulo de 45° das diagonais de compressão mesmo após a fissuração. (Bastos, 2008) Assim, o modelo clássico foi considerado conservador quando comparado aos experimentos.

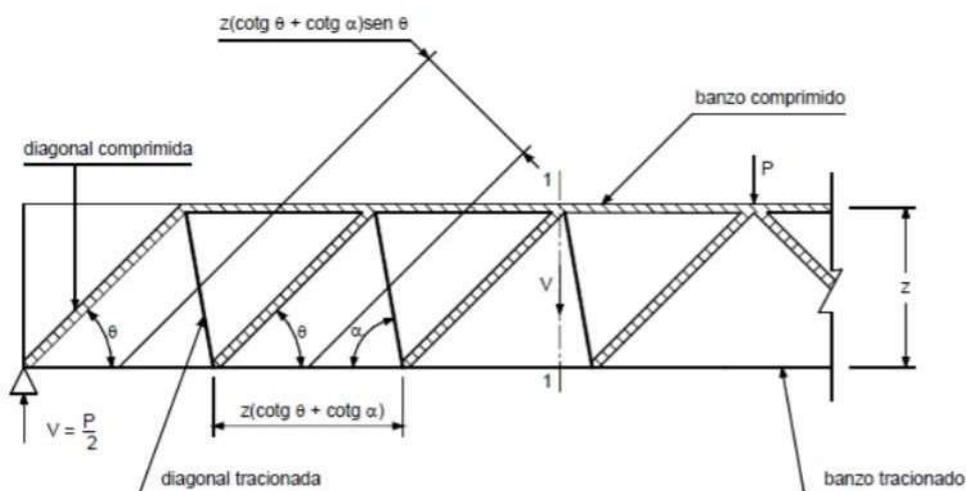
Figura 3 - Modelo da treliça clássica



Fonte: Autor, 2022.

Para propor um modelo mais evoluído, adaptações no modelo clássico deram origem ao modelo generalizado. As diferenças estão na consideração das inclinações das fissuras com ângulos menores que 45° no modelo generalizado e, por isso, as bielas de compressão também teriam inclinações menores. (Bastos, 2008)

Figura 4 - Esquema da treliça generalizada



Fonte: Bastos, 2008.

Para efeitos de dimensionamento, os modelos de treliça deram origem a equações para calcular de forma segura e econômica a quantidade de armadura para resistir a força cortante. Na NBR 6118:2014, as condições básicas para satisfazer a resistência à força cortante em uma peça estrutural são:

$$V_{sd} \leq V_{rd2} \quad (1)$$

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_{sw} \quad (2)$$

Onde:

V_{sd} é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{rd2} é a força resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas;

V_{rd3} é a força resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares aos da treliça e V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal.

As rupturas por cisalhamento em peças de concreto armado acontecem de forma súbita, com poucos avisos prévios, diferentemente das rupturas por flexão que podem ser percebidas pelo comportamento da peça antes de acontecer. (Souza, 2010)

Em peças com características lineares, como vigas, para se trabalhar a favor da segurança e a fim de que se evite o colapso não avisado decorrente da ruptura do concreto a tração, as armaduras transversais são obrigatórias, mesmo que com uma taxa mínima. Já em

casos de lajes, não se faz obrigatório o uso de tais armaduras visto que a fissuração é menos concentrada que nas vigas. Para essas peças, a ruptura da peça por força cortante se dá apenas quando surge a fissura crítica, que é a primeira fissura inclinada na peça. (Fusco, 2008).

De acordo com Fusco (2008), quando o carregamento na peça chega a um valor que pode formar a fissura crítica, o aumento do carregamento na peça só pode ser realizado no caso de instalação do mecanismo de treliça, que exigiria da peça uma armadura de cisalhamento. Nas peças que não possuem tal armadura, o valor da força cortante que provoca o aparecimento da fissura diagonal é associado a ruptura. (Furlan Jr, 1995).

O estudo do comportamento e da resistência à força cortante em peças de concreto ainda não é bem entendido devido aos múltiplos mecanismos de resistência e transferências dessa força. Como dito anteriormente, a força cortante é resistida inicialmente pela parte não fissurada do concreto e depois das fissuras abertas, a força cortante é transmitida entre essas fissuras por alguns mecanismos como a interação dos agregados e o efeito de pino. (MAEKAWA, 1997)

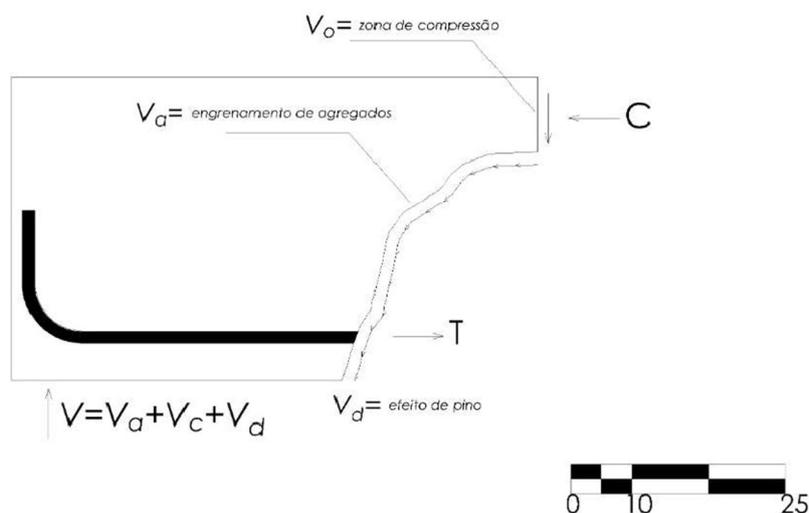
2.3 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIAS DE ESFORÇOS DE CISALHAMENTO EM PEÇAS SEM ARMADURA DE CISALHAMENTO

Muitos estudos e pesquisas já culminam no fato de que a existência de mecanismos de transferência de cisalhamentos compõe uma parcela de resistência ao cisalhamento das peças. Para cada um dos mecanismos existentes, principalmente o efeito de pino e o engrenamento dos agregados, já foram propostos diversos modelos para suas participações, tanto numérica quanto experimentalmente. Todos esses modelos e os experimentos relacionados ao tema mostram a importância da consideração dos mecanismos no comportamento das peças de concreto armado. (Nogueira, 2010)

Apesar de muito estudado e pesquisado, ainda não existe um modelo matemático preciso para descrever com precisão os mecanismos de transferência de tensões em elementos de concreto armado. (Nogueira, 2011)

Figura 5 - Mecanismos de transferência de cisalhamento

MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CISALHAMENTO



Fonte: Autor, 2022.

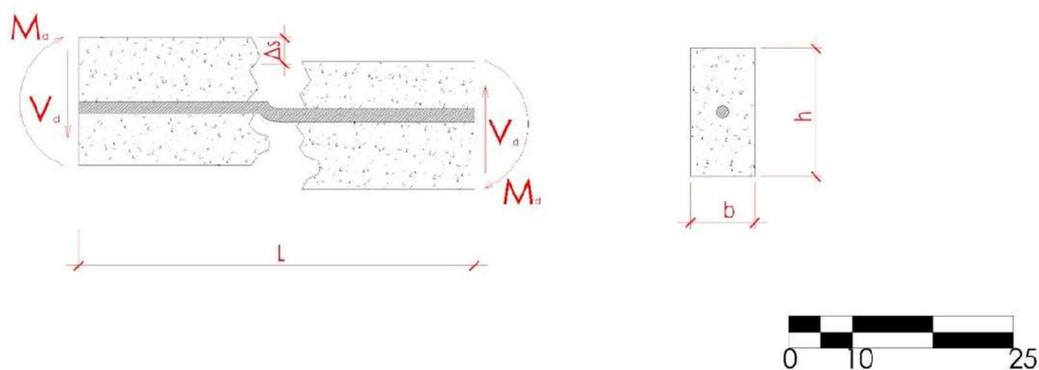
Em peças de concreto armado sem armadura de cisalhamento, essa transferência de tensões de cisalhamento dá-se principalmente pela zona de compressão do concreto, pelo engrenamentos dos agregados e pelo efeito de pino na armadura longitudinal, de acordo com Samora (2015).

2.3.1 Efeito de pino (dowel action)

O efeito de pino é caracterizado como a resistência de uma barra a esforços perpendiculares ao seu eixo longitudinal. Tal interação ocorre nas fissuras abertas do concreto. (FRÉNAIJ, 1989 apud SAMORA, 2015)

Figura 6 - Efeito de pino em uma barra de armadura

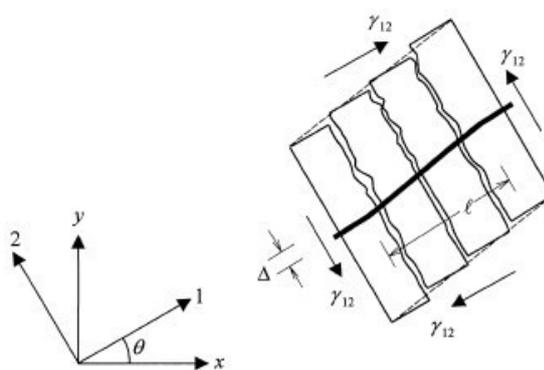
EFEITO DE PINO EM UMA BARRA DE ARMADURA



Fonte: Autor, 2022.

De acordo com Nogueira (2010), esse mecanismo acontece pelo surgimento de uma força resultante da tentativa de corte e flexão das barras da armadura da peça estrutural, quando as fissuras a atingem. As fissuras tendem a sofrer um deslizamento por conta das tensões nas suas faces, ocasionando um deslocamento nas barras de armadura.

Figura 7 - Efeito de pino em uma barra de armadura atravessando as fissuras



Fonte: He e Kwan (2011).

Apesar da modelagem do efeito pino ser conhecida para os estudiosos, a modelagem e o estudo dedicado e exclusivo a essa modelagem ainda não foram bem difundidos, mesmo sabendo que tem uma importante contribuição na transferência da força cortante nas peças. (EL ARRIS, 2006). Para He e Kwan (2001), muitos detalhes acerca do efeito de pino ainda não foram investigados. Em uma modelagem numérica, para uma análise efetiva do efeito de pino,

isoladamente, as barras precisam ser modeladas individualmente com uma malha específica para o concreto que cerca essas barras. Além disso, como o efeito de pino é mais significativo perto dos estágios de pico e pós pico de carga, os experimentos e as modelagens se tornam um pouco mais difíceis.

Em um estudo de Zarrimpou e Chao (2017) foram testadas 12 vigas com altura variando entre 305 e 1220 mm e obteve-se como resultado, com vigas com 0,75% de fibras, o efeito de pino contribuiu de 10 a 35% da capacidade total de resistência a força cortante.

Liberati (2014), afirma que o efeito de pino ainda pode ser afetado por alguns fatores como posição das armaduras, cobertura de concreto da peça, rigidez do concreto e armadura transversal.

2.3.2 *Engrenamento dos agregados (aggregate interlock)*

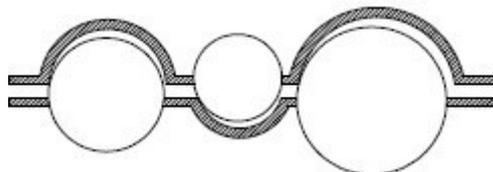
De acordo com Kim (1996), o efeito de engrenamentos dos agregados é influenciado diretamente pela espessura das fissuras abertas na peça e pela resistência do concreto utilizado.

Segundo Aure (2015), resulta da interação mecânica das partículas de agregado com a aspereza da mistura do concreto, influenciado também pelas dimensões e distribuição dessas partículas, dentre outros parâmetros que tornam o fenômeno complexo. Nogueira (2010), caracteriza o mecanismo como uma oposição a propagação das fissuras, que proporcionam um acréscimo na resistência do cisalhamento.

Revisitando dados do estudo conduzido por Walraven (1981), que buscava investigar o comportamento das partículas de agregados, Aure (2015) conclui que a tensão de cisalhamento é mais influente do que o estresse normal nas interfaces do agregado com a pasta de cimento. Quanto maior o agregado, mais rígida a tensão de cisalhamento versus o deslocamento de cisalhamento, especialmente em grandes fissuras iniciais.

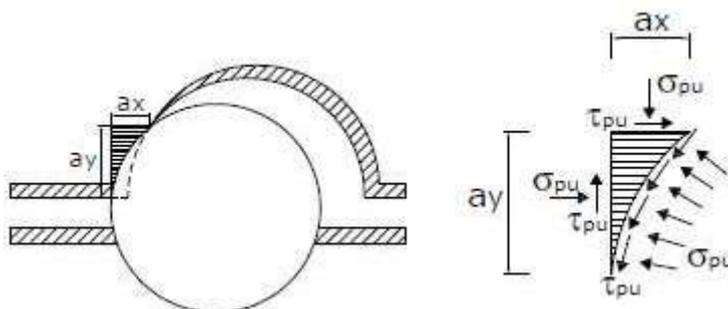
Ainda sobre o tema, Nogueira (2010), analisando o estudo realizado por Laible et al. (1977), descreve o modelo gerado a partir da consideração do mecanismo de engrenamento dos agregados como uma contribuição de atrito global e local, nas faces das fissuras. O atrito local é resultado do engrenamentos dos agregados miúdos e o global, dos graúdos. Walvaren (1981 apud Nogueira, 2010) sugere que o mecanismo pode ser representado pelos agregados e pela matriz de cimento, que podem ser modelados como uma distribuição de esferas de diferentes tamanhos, distribuídas em profundidades variáveis, representando os agregados. Tal sugestão considera que as tensões de cisalhamento e tensões de compressão surjam na interface dessas esferas a medida que as fissuras se abram e deslizem de suas faces.

Figura 8 - Esferas representando os agregados no modelo proposto por Walvaren.



Fonte: Nogueira, 2010.

Figura 9 - Tensões na área de contato entre cimento e agregado



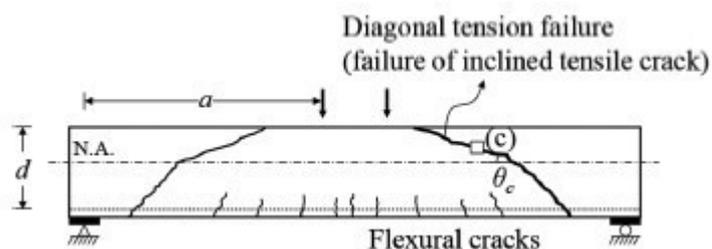
Fonte: Nogueira, 2010.

Depois, Millard e Johnson (1984) validaram o modelo proposto por Walraven (1981), concluindo que foi o que apresentou a melhor previsão em relação ao comportamento do mecanismo.

2.3.3 Zona de compressão do concreto

Segundo Choi et al. (2016), em vigas esbeltas de seção retangular com a/d maior que 2,5, as fissuras originadas da flexão ocorrem na zona tracionada. Quando os carregamentos são aumentados, as fissuras de flexão se propagam por toda a seção transversal da viga e gera uma macro fissura na zona comprimida do concreto. Tal fissura faz com que a zona comprimida não tenha mais continuidade e passa a não resistir a força de compressão causada pelo momento fletor. Portanto, o equilíbrio de forças passa a não ser satisfeito na seção e então tem-se a falha por cisalhamento.

Figura 10 - Falha por cisalhamento na zona comprimida de concreto



Fonte: Choi et al. (2016)

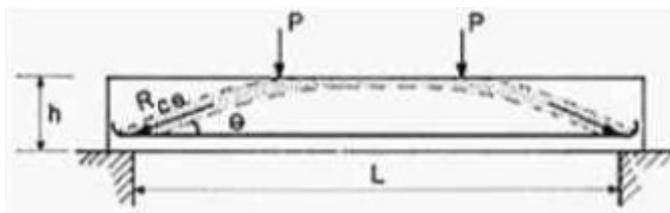
Onde a é o vão de cisalhamento e d é a altura útil da viga.

Então, em vigas de concreto que já estão fissuradas, devido a flexão, a resistência ao cisalhamento do concreto é assegurada pela zona de compressão do concreto intacto. (Choi *et al*, 2016).

2.3.4 Efeito de arco (arch action)

De acordo com Fusco (2008), em vigas de pequeno porte, simplesmente apoiadas, com altura relativamente grande em relação a seu vão, as cargas externas podem ser transmitidas aos apoios pelo efeito de arco, como observado na figura 11 a seguir:

Figura 11 - Efeito de arco em vigas de pequeno porte



Fonte: adaptado de Fusco (2018).

Segundo Kim (1996), o efeito de arco pode ser influenciado por fatores como a relação entre vão e altura do arco análogo e a resistência de suporte a compressão, que está ligado a resistência à compressão do concreto e à barra de aço.

Nos experimentos realizados em doze vigas de concreto armadura com reforço de fibras de aço e alturas variáveis, por Zarrimpou e Chao (2017), não houve evidências de que o efeito de arco contribuiu para a resistência a força cortante.

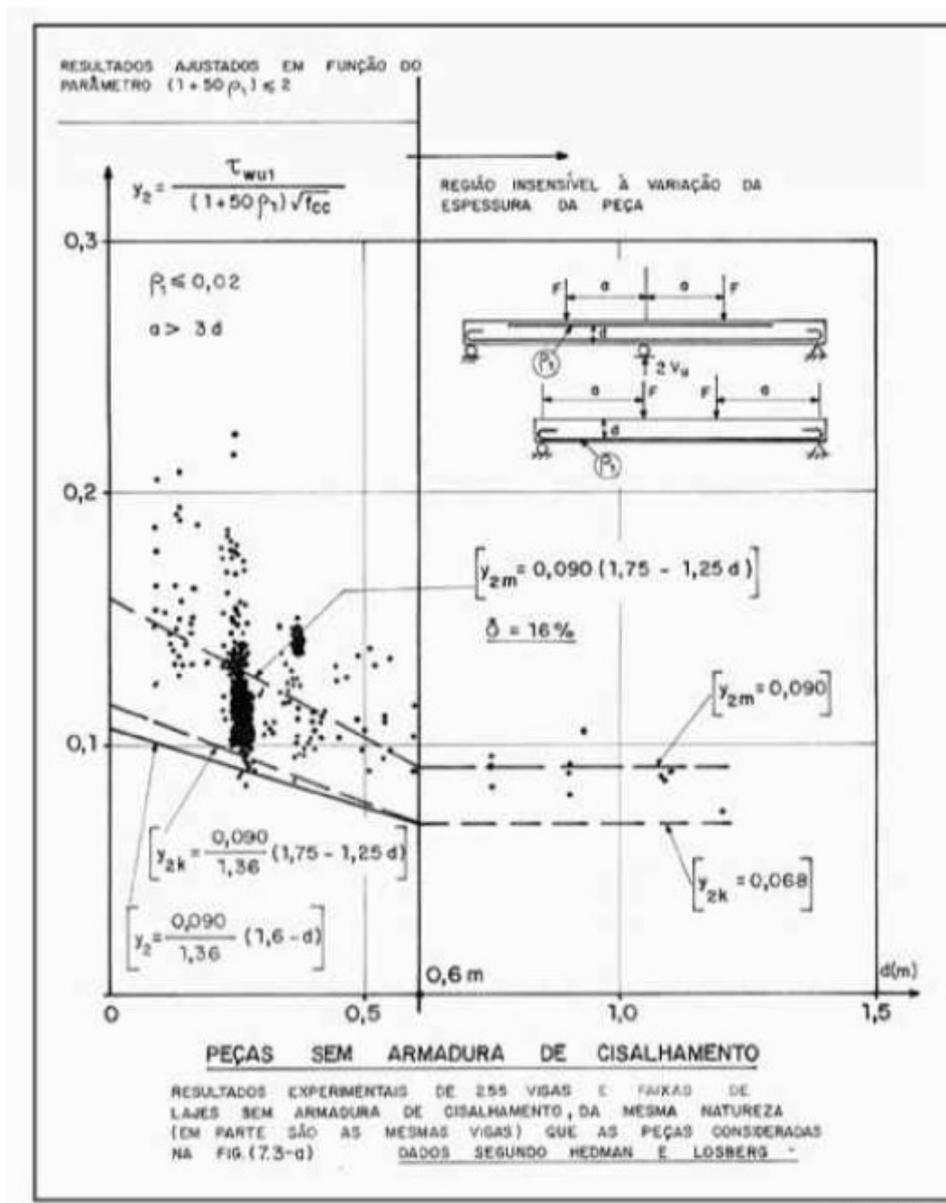
2.4 PARÂMETROS DE INFLUÊNCIA NA FORÇA CORTANTE

De acordo com Oliveira Filho (2019), em sua análise numérica com 27 modelos de lajes, variando altura, fck e taxa de armadura, e conclui que, para tensão de cisalhamento, os parâmetros que mais influenciam são altura da peça, resistência do concreto e área de armadura, de modo geral.

2.4.1 *Altura do elemento*

Furlan Junior (1995), menciona, seu trabalho a relação entre a altura das vigas e o valor da abertura de fissuras, que influencia também no efeito de pino e no atrito nas fissuras. Ele relata que para vigas de altura elevada, o controle de fissuras é menos eficiente, mas que essa variação nas fissuras deixa de ser significativa para peças com alturas maiores que 60 cm. Analogamente, Leonhardt (2008), baseado dos experimentos de Stuttgart (1995) e Toronto (1996), em vigas sem armadura de cisalhamento e com o mesmo percentual de armadura longitudinal, descreve a relação entre o aumento da altura d de uma viga e a diminuição da resistência a força cortante. Fusco (2008) ainda contribui com a ideia, mostrando que o controle das fissuras, que é feito para armadura de flexão, perde a eficiência com o aumento da espessura da peça visto que a armadura fica cada vez mais distante dos trechos altos da seção transversal da peça.

Figura 12 - Relação resistência ao cisalhamento e altura da peça



Fonte: adaptado de Fusco (2008).

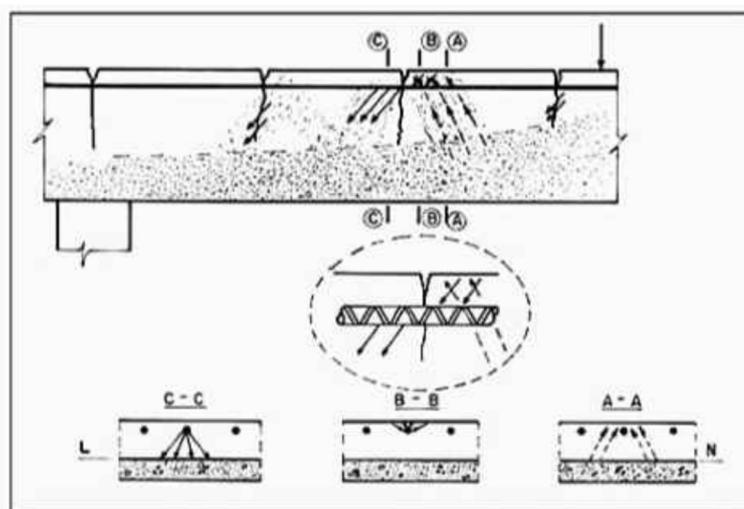
A figura 12 acima ainda frisa que, por esse fenômeno, a variação na altura da peça deixa de ser significativa a partir de 60cm.

Zarrimpour e Chao (2017) experimentaram doze vigas de concreto armado, com e sem reforços de fibras de aço, com alturas variáveis e chegaram a conclusão que as menores contribuições do efeito de pino nas peças para a resistência à força cortante final estavam relacionadas aos aumentos na altura das vigas.

2.4.2 Armadura longitudinal (taxa e diâmetro)

De acordo com Fusco (2008), a influência da armadura longitudinal na resistência a força cortante se dá por essa armadura permitir a transferência de esforços diagonais através das fissuras, devido ao efeito de pino, conforme figura 13 abaixo.

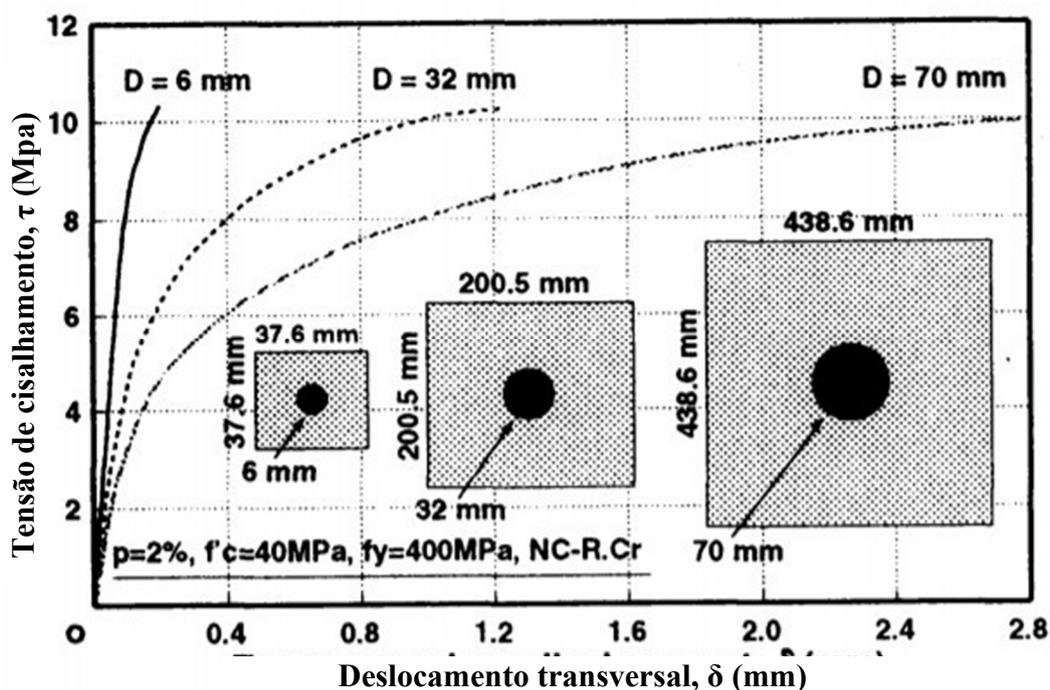
Figura 13 - Mudança de tensões internas devido ao efeito de pino.



Fonte: adaptado de Fusco, 2008.

Maekawa (1997) estudou peças de concreto armado com resistências de 40MPa para concreto e 400MPa para aço sob análise de transferências de tensão devido a engrenamento dos agregados e o efeito de pino, oportunidade em que concluíram que os dois efeitos poderiam ser tratados unificadamente por ter a mesma origem de tensão. Foram usadas peças com seção transversais em que o aço representava 2% da seção total, conforme mostra a Figura 14. Nesse estudo, foi possível chegar à conclusão que, para o efeito de pino, as barras de aço com maior diâmetro ofereciam maior resistência a força cortante. Para uma análise unificada dos dois efeitos, as seções com barras de aço de menores tamanhos apresentaram uma resistência a tensões ligeiramente maiores.

Figura 14 - Tamanho das seções transversais experimentadas



Fonte: adaptada de Maekawa (1997)

Samora (2015) concluiu, depois de experimentação realizada em seu trabalho, que um aumento da taxa de armadura para concretos de mesma resistência, ocasionou uma diminuição da resistência à força cortante, conforme podemos observar na figura 15. Além disso, ele aponta que há um aumento na resistência dos mecanismos que combatem o cisalhamento, quando mantida a menor taxa de armadura longitudinal (1,32%) que se dá devido ao fato de, com essa armadura, as barras de aço apresentam maior rigidez e proporcionam maior efeito de pino.

Figura 15 - Resultados da Resistência à força cortante

Pórticos	$F/2 = V_u$ (kN)	$\Delta\%$
21,60 MPa - 1,32%	67,80	15,05
21,60 MPa - 1,55%	58,93	
40,50 MPa - 1,32%	101,32	21,91
40,50 MPa - 1,55%	83,11	

Fonte: Samora, 2015.

Nogueira (2010), em seu trabalho, levanta o questionamento sobre qual parâmetro seria mais importante, diâmetro ou área total da armadura, visto que o diâmetro poderia influenciar na flexão da barra quando o efeito de pino acontece, mas mostra um estudo de Jélic (1999, apud Nogueira, 2010) que afirmam que o efeito de pino na verdade depende da área de armadura como um todo. Millard e Johnson (1984 apud Nogueira, 2010) ensaiaram vigas de concreto armado para estudar o comportamento do efeito de pino e sua contribuição na resistência ao cisalhamento e como resultado, observaram que para maiores diâmetros de armadura longitudinal, foi observado um aumento de rigidez e tensão cisalhante última. Para esse caso específico, ainda há o relato que a ruína da peça ocorreu por esmagamento de concreto ao redor da armadura longitudinal, não por fendilhamento.

Kani (1996 *apud* Souza, 2010) em seu estudo de 133 vigas sem armadura de cisalhamento, concluiu que a taxa de armadura é um parâmetro notável na resistência ao cisalhamento, visto que o aumento dela aumenta a zona de compressão, diminui a largura das fissuras, fatores que colaboram com a resistência ao cisalhamento.

2.4.3 *Fissuras*

De acordo com Furlan Junior (1995), a ruptura por cisalhamento em uma peça de concreto armado seria dada pelo esgotamento da capacidade de transferência da força cortante pelo atrito nas fissuras e pelo efeito de pino. De acordo com o experimento de nove vigas de concreto armado com estribo, feito por Watsein e Mathey (1958 apud Diab, 2015), pode-se dizer que o efeito de pino diminui a medida que a fissura de cisalhamento aumenta e pode chegar a zero de contribuição na ruptura.

No mecanismo de engrenamentos dos agregados, a relação com as aberturas também existe. De acordo com Nogueira (2010), tal mecanismo começa contribuir com a resistência ao cisalhamento no mesmo em que as fissuras atingem os agregados. Assim, quanto maiores as aberturas das fissuras, menor a contribuição do mecanismo na resistência.

2.4.5 *Resistência à compressão do concreto*

Fernandes (1992, apud Samora, 2015) realizou um estudo sobre cisalhamento em vigas de concreto de alta resistência, com resistência a compressão de 60 MPa e 30MPa, com taxa de armadura longitudinal constante e sem armadura de cisalhamento. Obteve-se um aumento de 40% de resistências nas vigas ensaiadas, quando a resistência a compressão foi aumentada.

2.5 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

2.5.1 ABNT NBR 6118 (2014)

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, Norma Brasileira que estabelece requisitos mínimos para projetos de estruturas de concreto armado, protendido ou simples, em seu item 19.4 – Lajes sem armadura para força cortante, as lajes maciças ou nervuradas, com largura da seção (b_w) maior ou igual a altura útil (d), podem dispensar a armadura transversal quando a força cortante solicitante (V_{sd}), a uma distância ‘ d ’ do apoio, seja igual ou menor que a força cortante resistente (V_{rd1}).

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (3)$$

Para o cálculo da força resistente, utiliza-se a seguinte equação:

$$V_{rd1} = [\tau_{rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (4)$$

Onde k um coeficiente relacionado ao efeito de pino e que pode apresentar os seguintes valores:

[1], caso 50% da armadura inferior não chegue até o apoio, desconsiderando o efeito de pino $|1,6 - d|$, não menor que 1 nos demais casos, com d em metros, considerando o efeito de pino

Sendo:

$$\tau_{rd} = 0,25 f_{ctd}; \quad (5)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \quad (6)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}; \quad (7)$$

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}; \quad (8)$$

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{(b_w \cdot d)} \leq |0,02|; \quad (9)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}. \quad (10)$$

Em que τ_{rd} é a tensão de cisalhamento resistente de cálculo, f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, A_{s1} é a área de armadura de tração, b_w é a menor

largura da seção ao longo da altura útil d , N_{sd} é a força longitudinal na seção, A_c é a área de concreto da seção transversal.

Para lajes submetidas a punção, a Norma recomenda a utilização de um roteiro que verifica a tensão compressão diagonal do concreto na zona de contorno C; verifica a tensão resistente a punção, na zona de contorno C', localizada a $2d$ do pilar ou da carga normal aplicada, considerando a armadura transversal e verifica a tensão resistente a punção, dessa vez sem a presença da armadura transversal, no contorno C'', caso seja necessária a colocação da armadura transversal. Para esse caso de lajes, não se considera o efeito de pino.

Para a norma brasileira, pode-se observar que não há consideração do engrenamentos dos agregados nas formulações apresentadas, mas considera-se um ganho de resistência a força cortante, levando em consideração o efeito de pino, em aumento de taxas de armadura longitudinais.

2.5.2 ACI 318-19 (2019)

Para a norma norte-americana, a parcela correspondente à resistência de cisalhamento fornecida pelo concreto (V_c), é calculada por:

$$V_c = 0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d \quad (11)$$

Em que:

V_c é a resistência nominal do cisalhamento do concreto;

f_c é a resistência do concreto à compressão, em MPa;

b_w é a largura da seção transversal;

d é a altura útil;

λ é um fator de modificação que considera as propriedades do concreto, sendo 1 para concretos de peso normal.

Para cálculos mais detalhados, a ACI (2019), determina as seguintes equações:

$$V_c = \left(0,17 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} + \frac{N_u}{6A_g} \right) \cdot b_w \cdot d \quad (12)$$

$$V_c = (0,66 \cdot \lambda_w \cdot \rho_w^{1/3} \cdot \sqrt{f'_c + \frac{N_u}{6A_g}}) \cdot b_w \cdot d \quad (13)$$

$$V_c = (0,66 \cdot \lambda_s \cdot \lambda_w \cdot \rho_w^{1/3} \cdot \sqrt{f'_c + \frac{N_u}{6A_g}}) \cdot b_w \cdot d \quad (14)$$

Onde

λ_s é o fator responsável por modificar a resistência ao cisalhamento considerando o “size effect” ou efeito de escala;

ρ_w é a taxa de armadura longitudinal;

N_u é a carga axial, positiva para compressão.

A norma relata que, através de resultados de testes em peças sem armadura de cisalhamento, é possível dizer que a força cortante atribuída ao concreto não é proporcional ao aumento de espessura da peça, fenômeno chamado de “size effect”, ou efeito de escala.

Assim como na norma brasileira anteriormente citada, a norma norte americana não considera o efeito do engrenamento dos agregados. Além disso, de uma forma conservadora, a norma também não considera ganho de resistência devido ao efeito de pino.

2.5.3 Eurocode 2 (2004)

De acordo com a EUROCODE 2 (2014), norma europeia, a resistência ao cisalhamento em lajes de concreto armado sem armadura transversal é calculada pela seguinte equação:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k_p \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \quad (15)$$

Onde k_p é uma constante relacionada ao efeito de pino, k_1 é um coeficiente com valor recomendado pela norma e v_{min} é o valor mínimo da tensão de cisalhamento, que podem ser calculados com as seguintes equações:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}; \quad (16)$$

$$k_p = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2, \text{ com } d \text{ em mm}; \quad (17)$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} + \rho_{lz}} \leq 0,02; \quad (18)$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{sl,y}}{b_w \cdot d}; \quad (19)$$

$$\rho_{lz} = \frac{A_{sl,z}}{b_w \cdot d} ; \quad (20)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}, \text{ com } f_{ck} \text{ em Mpa.} \quad (21)$$

Em que γ_c é um coeficiente de minoração da resistência do concreto, ρ_{ly} e ρ_{lz} são referentes às taxas geométricas de armadura longitudinal de tração, nas direções y e z, b_w deve ser considerado igual a largura do pilar acrescido de 3d para cada lado.

Sendo σ_{cp} a tensão normal do concreto devido à força longitudinal, pode ser calculado segundo a equação:

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2} ; \quad (22)$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} ; \quad (23)$$

$$\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}} ; \quad (24)$$

Em que σ_{cy} e σ_{cz} são tensões normais no concreto devido á força longitudinal na seção nas direções y e z; $N_{Ed,z}$ e $N_{Ed,y}$ são forças longitudinais nas faixas da laje quando se tem pilares internos ou forças longitudinais na seção crítica e A_{cy} e A_{cz} , áreas da seção transversal de concreto nas direções y e z.

Nessa norma, assim como na norma brasileira, não é considerado o efeito do engrenamento dos agregados. Em relação ao efeito de pino, a taxa de armadura longitudinal é considerada na norma europeia, assim, o aumento da resistência devido ao efeito de pino também é levado em consideração ao se determinar à resistência a força do elemento.

2.5.4 CEB – FIB Model Code (2010)

De acordo com a norma CEB – 2010, a resistência ao cisalhamento é determinada por:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed} \quad (25)$$

Onde:

V_R é a força cortante,

$V_{Rd,c}$ é a parcela de força cortante atribuída ao concreto,

$V_{Rd,s}$ é a parcela de resistência garantida pela armadura

V_{Ed} é a força cortante de projeto.

Ainda para a norma CEB (1990), a resistência ao cisalhamento de peças sem armadura de cisalhamento pode ser influenciada por alguns fatores, como a resistência cisalhamento na zona de compressão, a parcela de resistência cisalhamento devido ao contato de concreto nas fissuras, e a parcela de resistência devido ao efeito de pino.

Apesar de não fornecer uma equação precisa, a Norma usa a equação que levanta a questão de a resistência ao cisalhamento depender do tipo do agregado usado e suas características:

$$V_{Rd1} = 0,12\xi(100\rho f_{ck})^{1/3}b_{red}d \quad (26)$$

Sendo,

$$\xi = 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d}\right)}, \text{ com valor de } d \text{ em mm;} \quad (27)$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (28)$$

b_{red} a largura da peça menos a soma dos diâmetros das barras de aço.

Assim, pode-se observar que essa norma leva em consideração o engrenamento dos agregados e o efeito de pino, com uma formulação aproximada.

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

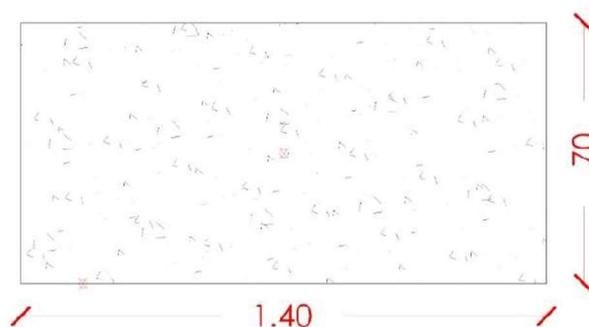
O presente trabalho visa analisar o comportamento das placas submetidas à força cortante, variando parâmetros como altura da peça, posição da armadura e taxa de armadura. Nos próximos tópicos, serão apresentadas as especificidades dos modelos de estudo.

3.1 MODELOS ENSAIADOS

3.1.1 Geometria

Todos os modelos que foram ensaiados e serão descritos a seguir foram executados com dimensões, em planta de 70 cm de largura e 140 cm de comprimento, conforme planta mostrada na Figura 16, com alturas que variam em 8cm, 11 cm e 14 cm. Para o melhor entendimento do trabalho, as lajes foram nomeadas em tipos A, B e C, sendo as lajes tipo A referentes a altura de 8 cm, as lajes tipo B a altura de 11 cm e as lajes tipo C referentes à altura de 14 cm.

Figura 16 - Geometria da laje – medidas em metro



Fonte: Autor, 2022

3.1.2 Armadura

No total, serão 9 (nove) lajes armadas em uma direção, com distribuição e taxas de armadura variáveis. A Tabela 1 abaixo apresenta como foi feita a distribuição das armaduras para cada tipo de laje. Assim como em razão da variação de altura, as lajes foram separadas em tipos A, B e C, dentro de cada tipo, de acordo com a distribuição e posicionamento da armadura, elas foram divididas em tipo 1, 2 e 3, conforme tabela 1 abaixo:

Tabela 1 - Nomenclatura e distribuição das lajes ensaiadas

Modelo	H (cm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Distribuição da armadura
LA1	8	1,2	Armadura inferior
LA2	8	1,2	Armadura superior + armadura inferior p/ transporte
LA3	8	1,2	Armadura superior + armadura inferior
LB1	11	1,65	Armadura inferior
LB2	11	1,65	Armadura superior + armadura inferior p/ transporte
LB3	11	1,65	Armadura superior + armadura inferior
LC1	14	2,1	Armadura inferior
LC2	14	2,1	Armadura superior + armadura inferior p/ transporte
LC3	14	2,1	Armadura superior + armadura inferior

Fonte: Autor, 2021.

Para melhor entendimento da distribuição das armaduras, as Figuras 17 a 19 mostram o esquema das armaduras.

Figura 17 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 1



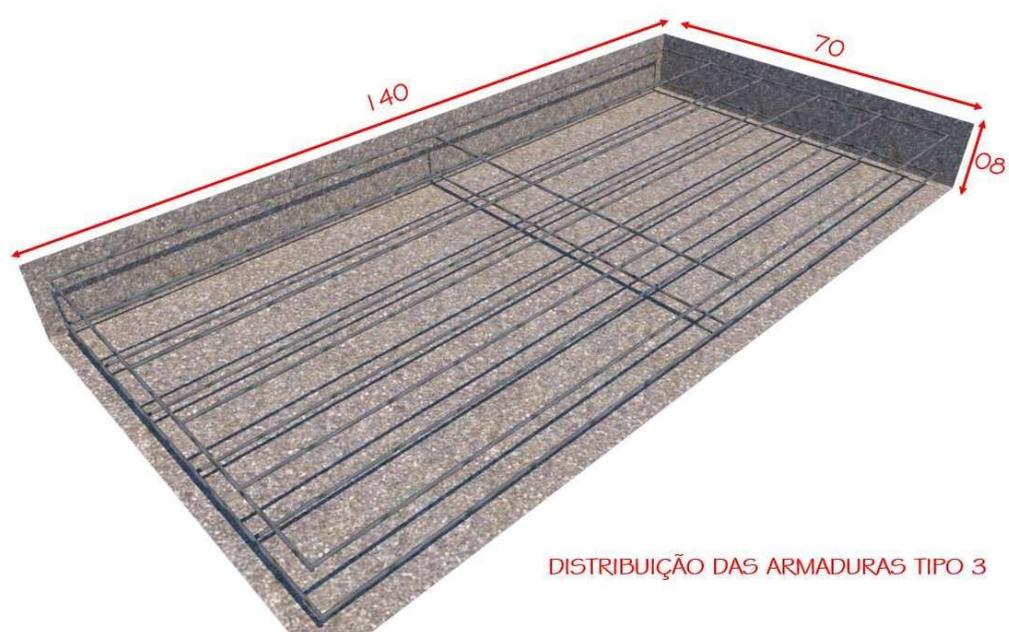
Fonte: Autor, 2021.

Figura 18 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 2



Fonte: Autor, 2021.

Figura 19 - Representação da distribuição das armaduras do tipo 3



Fonte: Autor, 2021.

O tamanho, espaçamento e área de aço para cada tipo de laje estão demonstrados na tabela 2.

Tabela 2 - Distribuição das armaduras nas lajes.

Laje	H (cm)	$A_{s,min}$ (cm ²)	Distribuição da armadura inferior	Distribuição da armadura superior	$A_{s,calc}$ (cm ²)
LA1	8	1,2	6 Φ 5mm c/ 13 cm	-	1,2
LA2	8	1,2	6 Φ 5mm c/ 13 cm	6 Φ 5mm c/ 13 cm	1,2
LA3	8	1,2	6 Φ 5mm c/ 13 cm	6 Φ 5mm c/ 13 cm	2,35
LB1	11	1,65	9 Φ 5mm c/ 8 cm	-	1,76
LB2	11	1,65	9 Φ 5mm c/ 8 cm	9 Φ 5mm c/ 8 cm	1,76
LB3	11	1,65	9 Φ 5mm c/ 8 cm	9 Φ 5mm c/ 8 cm	3,53
LC1	14	2,1	11 Φ 5mm c/ 6,5 cm	-	2,16
LC2	14	2,1	11 Φ 5mm c/ 6,5 cm	11 Φ 5mm c/ 6,5 cm	2,16
LC3	14	2,1	11 Φ 5mm c/ 6,5 cm	11 Φ 5mm c/ 6,5 cm	4,31

Fonte: Autor, 2021.

As lajes com a distribuição do tipo 2, contam com a armadura superior e uma armadura chamada “armadura para transporte”. Essa armadura possui comprimento menor que as armaduras longitudinais; enquanto as armaduras longitudinal tem 135 cm de comprimento, as de transporte foram confeccionadas com 70 cm de comprimento cada e foram posicionadas de modo que não interfiram na resistência ao cisalhamento, mas fundamentais para deslocar as lajes, depois de pronta, dentro do laboratório, caso necessário.

Os ensaios para determinação da resistência a tração das barras utilizadas no ensaio foram realizados juntamente com os ensaios nas lajes, feitos de acordo com a ABNT NBT 6892:2013 e apresentaram os seguintes resultados:

Tabela 3 – Resultados dos ensaios de tração no aço

CORPOS DE PROVA	DE	ÁREA (mm ²)	Tensão Máxima (MPa)	Tensão de escoamento (MPa)
CP1		19,82	488,75	444,99
CP2		20,46	579,82	533,72
CP3		19,69	507,17	462,08
CP4		19,82	541,37	500,84
CP5		19,90	563,28	518,70
<i>Média</i>		<i>19,94</i>	<i>536,08</i>	<i>492,07</i>

Fonte: Autor, 2022.

Da tensão de escoamento, é possível se calcular a deformação nas barras de aço através da equação:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (29)$$

Considerando o Módulo de Elasticidade do aço igual a 210Gpa, valor de referência, tem-se:

Tabela 4 - Deformação nos CPs do aço

CORPO DE PROVA	ε (‰)
CP1	0,002
CP2	0,003
CP3	0,002
CP4	0,002
CP5	0,002
<i>Média</i>	<i>0,002</i>

Fonte: Autor, 2022

3.1.3 Fôrmas

As lajes foram concretadas em formas de madeira de medida interna de 70x140 cm e alturas correspondentes às especificações. Elas foram confeccionadas na cidade de Itumbiara-GO e transportadas, depois de prontas, para o Laboratório de Estruturas da UFU, onde aconteceu a concretagem. As formas foram travadas com sarrafos para que resistissem ao traslado e ao momento da concretagem. A figura 20 abaixo mostra as formas armazenadas, ainda na cidade de Itumbiara – GO.

Figura 20 - Armazenamento das formas



Fonte: Autor, 2021.

As lajes foram concretadas de uma só vez, por isso foram usadas 9 fôrmas, quantidade total de modelos.

3.2 CONCRETAGEM

3.2.1 Montagem

As armaduras que foram posicionadas dentro das lajes, antes da concretagem, foram montadas na cidade de Itumbiara – GO e transportadas até o Laboratório de Estruturas da Universidade Federal de Uberlândia. Foram utilizados espaçadores a fim de garantir o cobrimento necessário de 2,5cm das armaduras. Apesar de esse trabalho estudar as formas armadas em uma direção, foi necessária uma armadura na menor direção por questões construtivas e a fim de garantir o posicionamento e espaçamento correto das barras.

Após o transporte e com todo material disposto no laboratório, foi feito o posicionamento das armaduras dentro das formas de madeira para posterior concretagem. Essa etapa foi realizada no dia da concretagem, conforme figuras 21 e 22 abaixo.

Figura 21 - Laje tipo LC3



Fonte: Autor, 2021.

Figura 22 - Lajes tipo LA1 e LA2.



Fonte: Autor, 2021.

Não se fez necessário o uso de desmoldante na forma, vistos que elas não tinham sido utilizadas anteriormente e elas foram posicionadas em cima de uma lona preta, para facilitar na desmoldagem.

3.2.2 Moldagem, adensamento e cura

A concretagem aconteceu no mesmo espaço onde as formas foram montadas, no dia 14 de junho de 2021. O concreto usinado foi entregue pela concreteira, com traço não informado, resistência solicitada de 20 MPa e Slump Teste 10 ± 2 cm. O Slump Test foi realizado no momento da chegada do caminhão betoneira e estava dentro do previsto. No momento da concretagem, a temperatura era de 24°C e umidade do ar em torno de 55%.

O concreto foi lançado nas formas com o auxílio de carrinhos de mão e nivelado de acordo com a altura das peças. Foram moldados 9 corpos de prova, que foram ensaiados a compressão (3), a tração por compressão diametral (3) e para obter o Módulo de Elasticidade (3) na data de ensaio das lajes. Os ensaios foram feitos de acordo com a ABNT NBR 5739:2018. A cura dos corpos de prova moldados foi feita submersa da datada concretagem até a data do ensaio.

Os resultados obtidos nos ensaios dos corpos de prova estão descritos nas Tabelas 5, 6 e 7 a seguir:

Tabela 5 – Resultados do ensaio de compressão na data do ensaio

Corpos de Prova	Tensão Máxima (MPa)
CP1	29,35
CP2	27,59
CP3	31,48
<i>Valor Médio</i>	<i>29,47</i>

Fonte: Autor, 2022

Tabela 6 – Resultados do Ensaio de Tração por Compressão Diametral

CORPOS DE PROVA	Tensão Máxima (MPa)
CP1	1,54
CP2	1,79
CP3	1,44
<i>Valor Médio</i>	<i>1,59</i>

Fonte: Autor, 2022.

Tabela 7 – Resultados do Ensaio de Módulo de Elasticidade

CORPOS DE PROVA	Ec (GPa)
CP1	33,4
CP2	35,2
CP3	35,9
<i>Valor médio</i>	<i>34,83</i>

Fonte: Autor, 2022.

Além dos dados obtidos pelos ensaios feitos na data da concretagem, também foram obtidos resultados referentes ao mesmo concreto utilizado nas lajes da pesquisa de Silva (2021), na idade de 19 dias, para análise de valor perto a data de 28 dias. Os valores estão descritos na Tabela 7 a seguir:

Tabela 8 - Resistência a Compressão do Concreto com 19 dias

Corpos de Prova	Tensão Máxima (MPa)
CP1	21,59
CP2	25,73
CP3	25,82
<i>Valor Médio</i>	<i>24,38</i>

Fonte: Silva, 2021.

3.2.3 Desforma e armazenamento

As lajes foram desformadas no dia 06 de julho e, posteriormente, no dia 16 de setembro de 2021 foram transportadas para outro local, ainda dentro do Laboratório de Estruturas da UFU, onde ficaram armazenadas até a data dos ensaios, que aconteceram dos dias 7 a 11 de fevereiro de 2022.

Figura 23 - Lajes desformadas



Fonte: Autor, 2021.

Figura 24 - Lajes prontas para os ensaios



Fonte: Autor, 2021.

Figura 25 – Laje LC3 antes da montagem do ensaio.



Fonte: Autor, 2022.

3.3 EXTENSOMETRIA

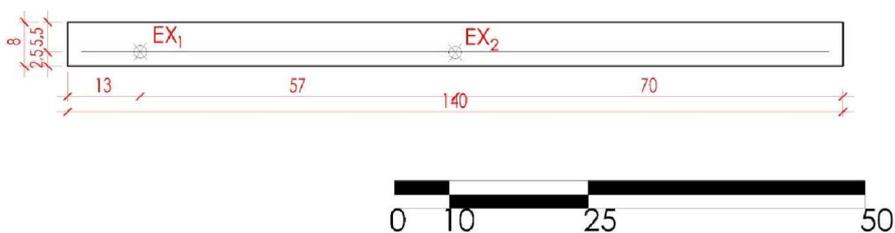
3.3.1 Extensômetros nas barras de aço

Os extensômetros utilizados nas barras de aço foram do tipo PA-06-125AA-120-L, com F.S. igual a 2,13. Eles foram instalados nas barras de aço centrais das armaduras. Nas armaduras de transporte, os extensômetros foram posicionados no meio do vão. Para as demais armaduras superiores e inferiores, dois extensômetros foram instalados; um no meio do vão e outro a 45° da distância de 5 cm da face lateral da laje, onde será aplicada a carga, fazendo com que essa segunda distância varie de acordo com a altura da laje, como mostram as figuras de 26 a 34 a seguir:

Figura 26 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje

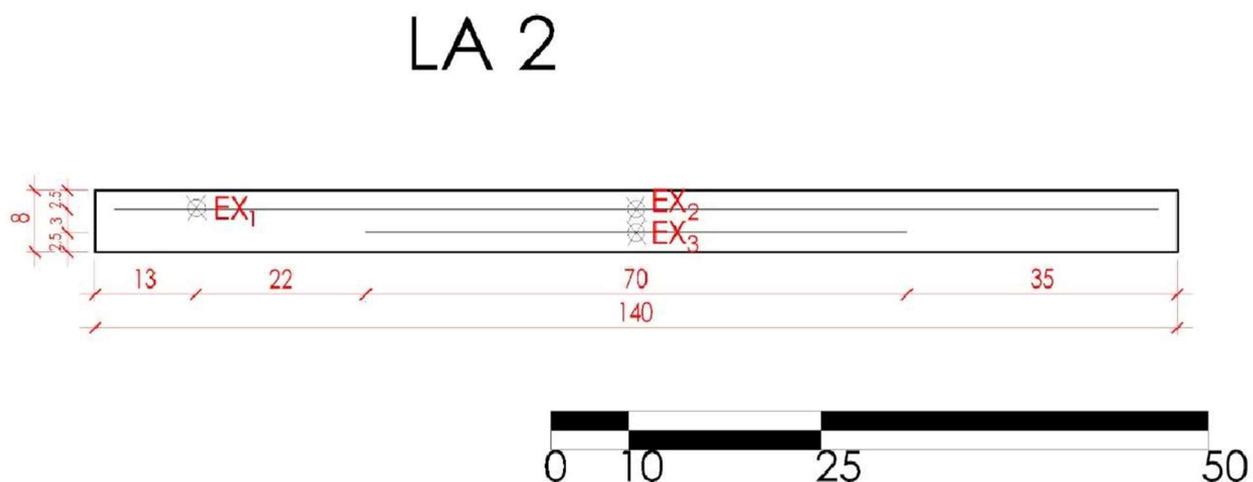
LA1

LA 1



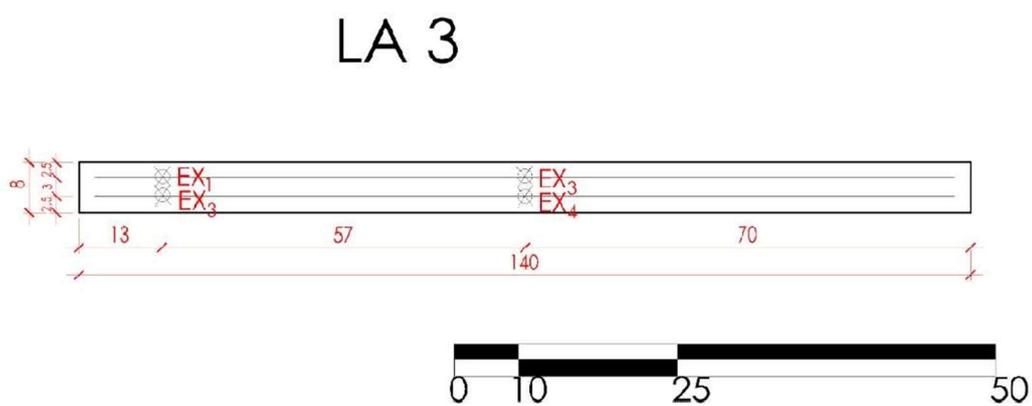
Fonte: Autor, 2022.

Figura 27 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LA2



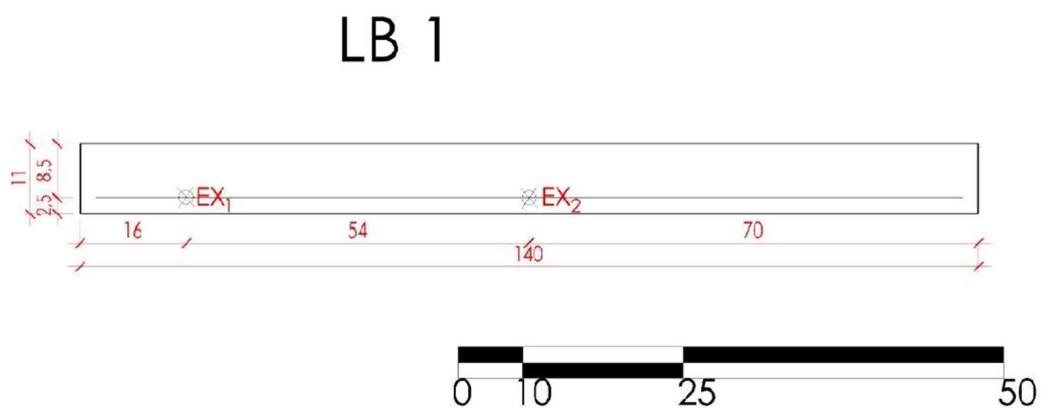
Fonte: Autor, 2022.

Figura 28 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LA3



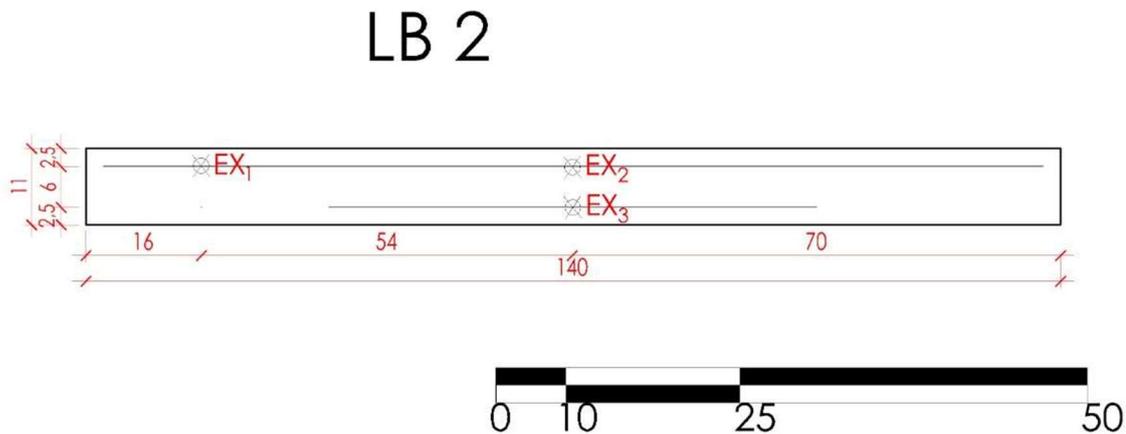
Fonte: Autor, 2022.

Figura 29 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje LB1



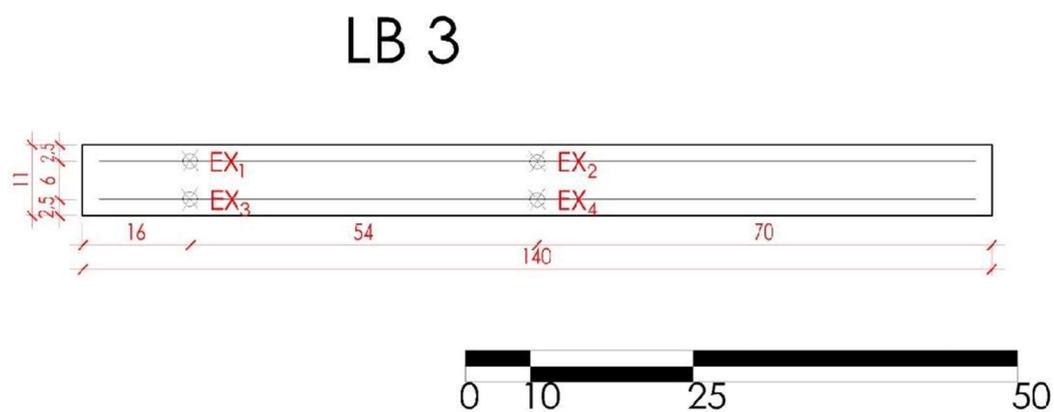
Fonte: Autor, 2022.

Figura 30 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LB2



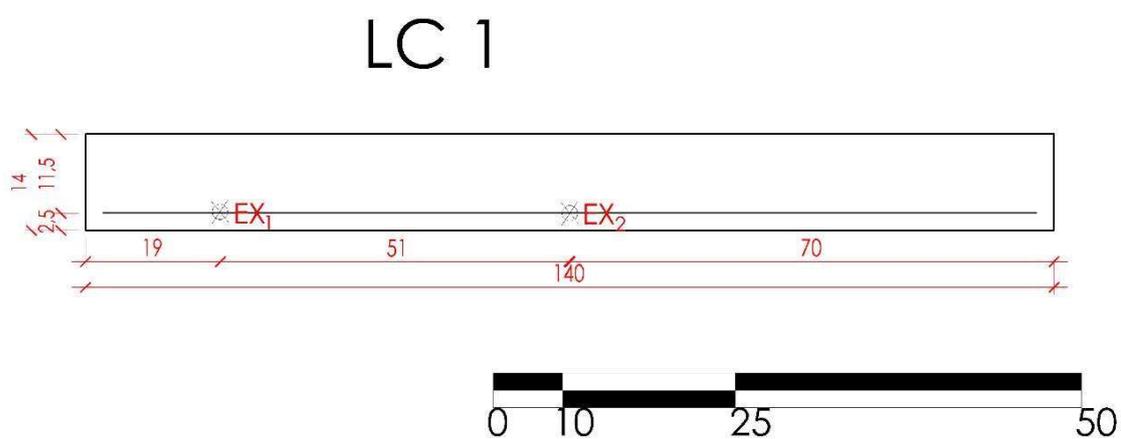
Fonte: Autor, 2021.

Figura 31 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LB3



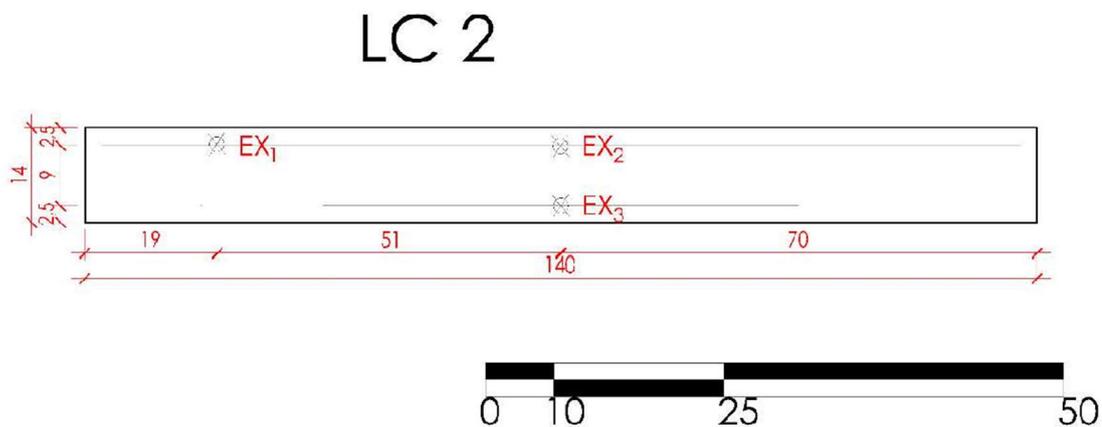
Fonte: Autor, 2022.

Figura 32 - Posição dos extensômetros nas barras de aço da armadura longitudinal da laje LC1



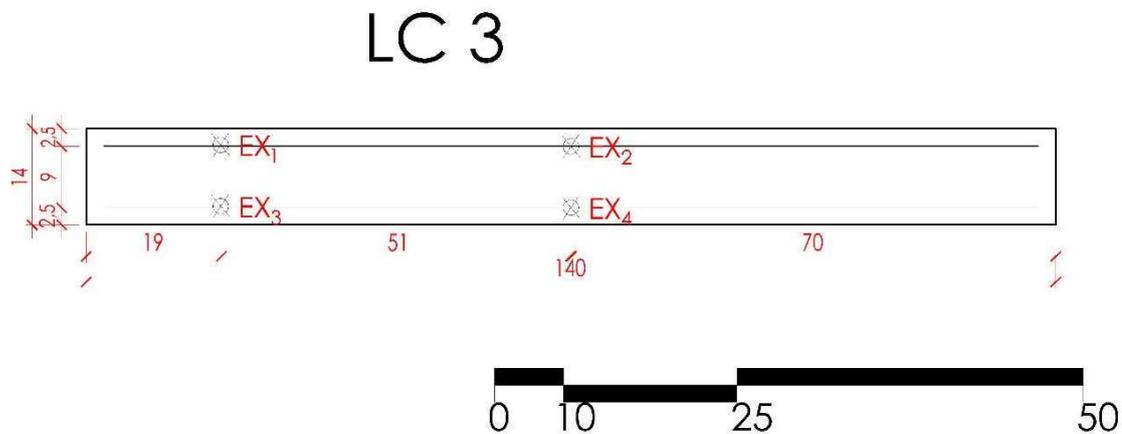
Fonte: Autor, 2022.

Figura 33 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinal e de transporte da laje LC2



Fonte: Autor, 2022.

Figura 34 - Posição dos extensômetros nas barras de aço das armaduras longitudinais da laje LC3



Fonte: Autor, 2022.

A Figura 35 mostra o extensômetro fixado na barra de aço.

Figura 35 - Extensômetro colado em uma barra de aço

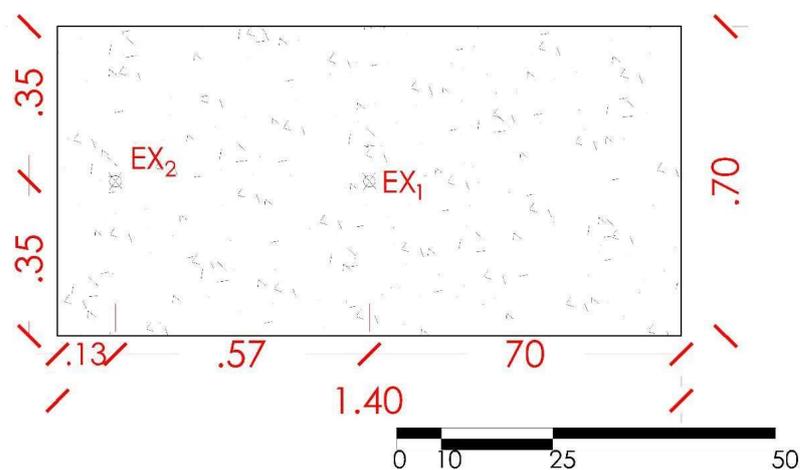


Fonte: Autor, 2021.

3.3.2 Extensômetros no concreto

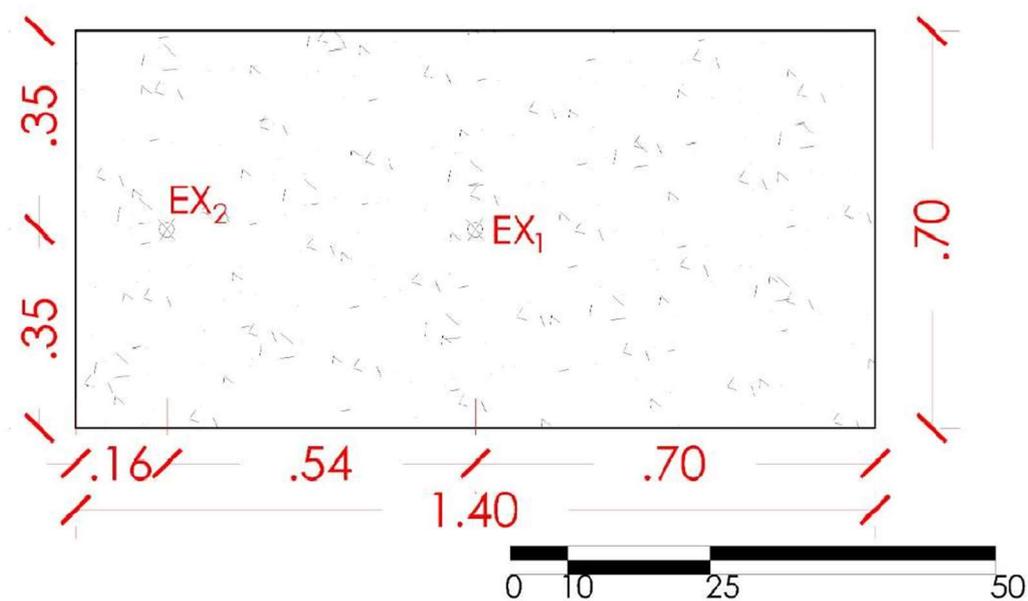
Os extensômetros do concreto, foram colocados no centro das placas e a 45° dos 5 cm de apoio da face lateral da placa, conforme Figuras 36 a 38 abaixo.

Figura 36 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo A



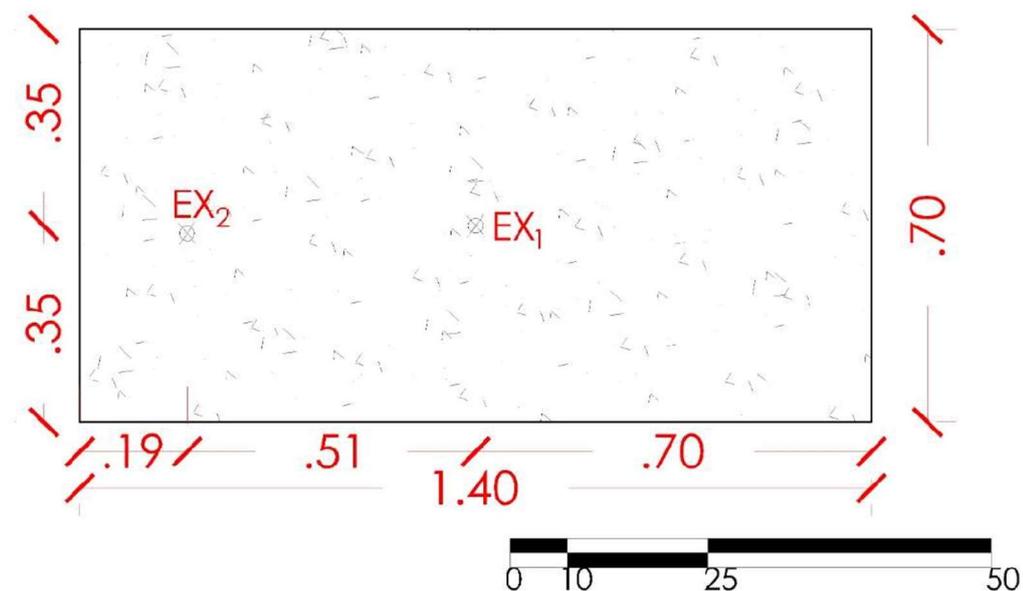
Fonte: Autor, 2022

Figura 37 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo B



Fonte: Autor, 2022

Figura 38 - Extensômetros do Concreto nas lajes tipo C

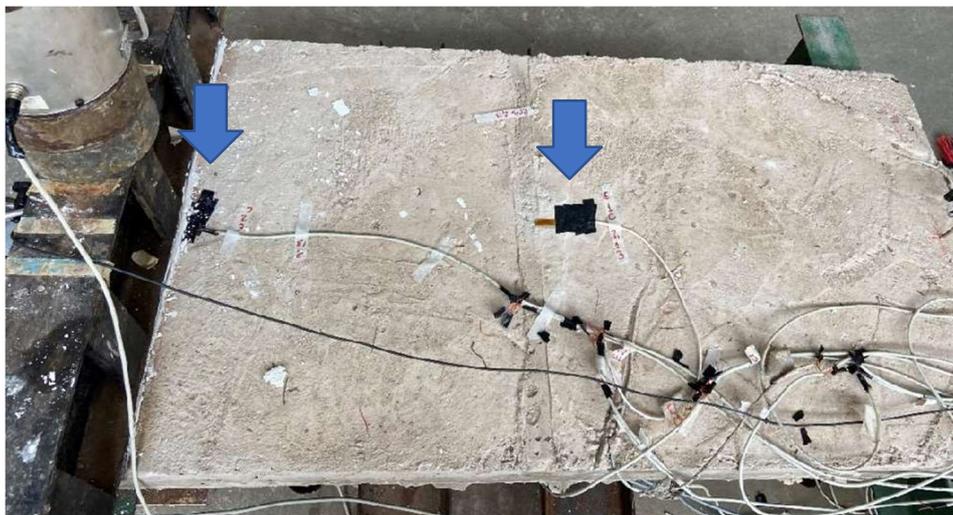


Fonte: Autor, 2022

Portanto, para as lajes de altura 8 cm, havia extensômetros de concreto no centro da placa e a 13 cm de uma das faces laterais da placa. Nas lajes de 11 cm, havia extensômetros

de concreto no meio das placas e a 16 cm de uma das faces laterais. Da mesma forma, para as lajes de 14 cm, um extensômetro foi colado no meio da placa e a 19 cm de uma das faces laterais.

Figura 39 - Extensômetros colados no concreto (indicados por setas) da Laje LA2.



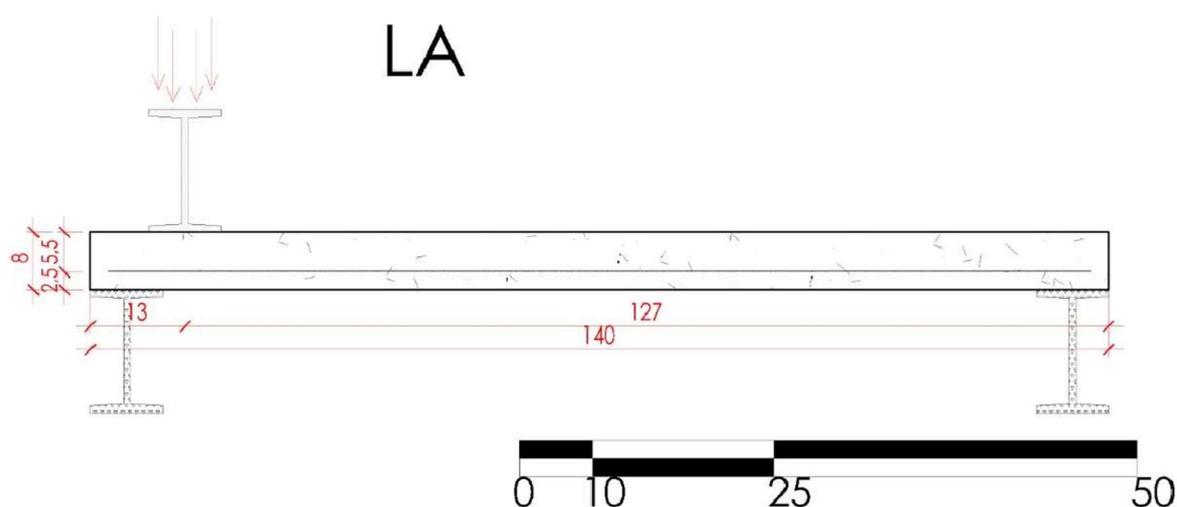
Fonte: Autor, 2022.

4 PROPOSTA DE ENSAIO

O programa experimental desse trabalho tem enfoque em ensaiar as lajes em relação a resistência a força cortante. Para que a ruptura por cisalhamento aconteça antes da ruptura por flexão, a posição de aplicação de carga deve ser analisada. (Cavalcanti, 2011). O ensaio foi feito aplicando carga a distância maior que $3d$, sendo d a altura útil, dos apoios, visto que Cavalcanti (2011) indica que para distâncias menores que essas, há contribuição do efeito de arco, que poderia mascarar resultados. A partir dessa distância, a resistência à força cortante é influenciada pelo efeito de pino, engrenamentos dos agregados e pelas propriedades do concreto.

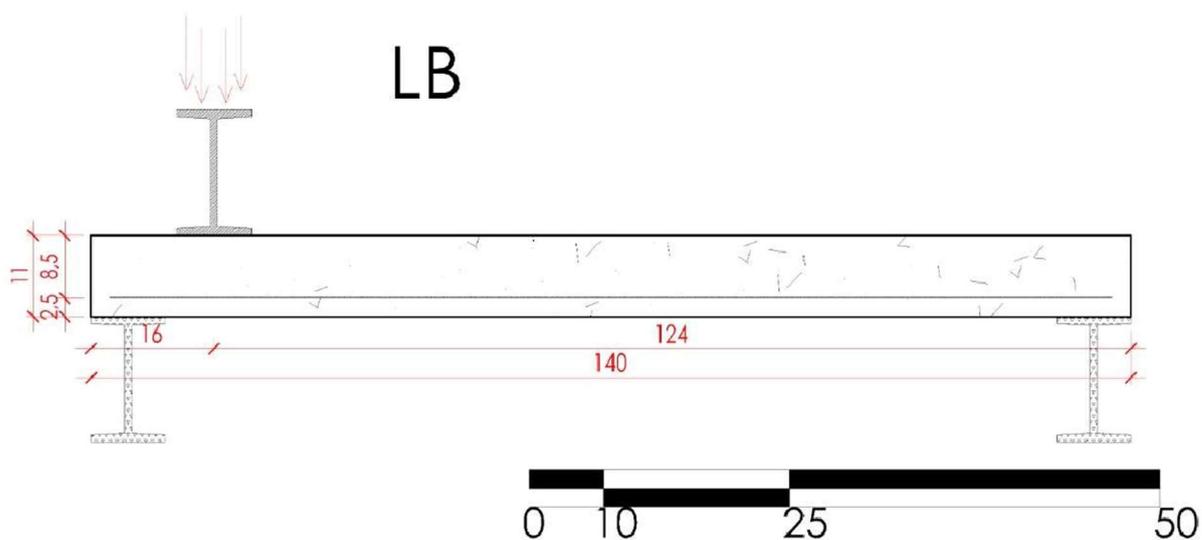
O modelo de ensaio teve a mesma caracterização para as nove lajes, com diferenças de posicionamento devido a angulação proposta. A proposta consiste em aplicar a carga a 45° da distância média do apoio para cada laje. Os apoios usados para a realização do ensaio mediam 10 cm, portanto o local de aplicação de carga era diferente para cada grupo de lajes com alturas diferentes. A previsão de execução dos ensaios foi feitas de acordo com cada tipo de laje (A, B ou C) e está representada nas Figuras 40 a 42 abaixo.

Figura 40 - Modelo de Ensaio para laje tipo A



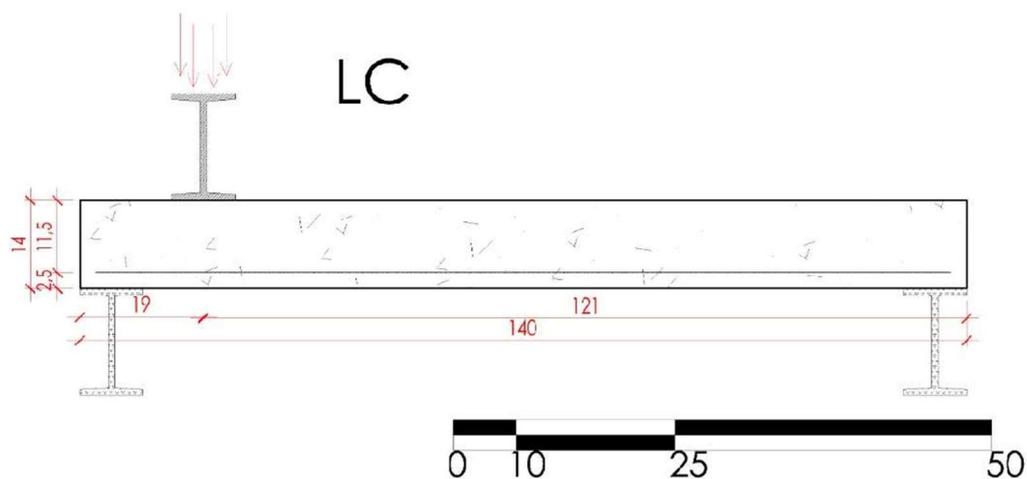
Fonte: Autor, 2022.

Figura 41 - Modelo de Ensaio para Laje tipo B



Fonte: Autor, 2022

Figura 42 - Modelo de Ensaio para Laje tipo C

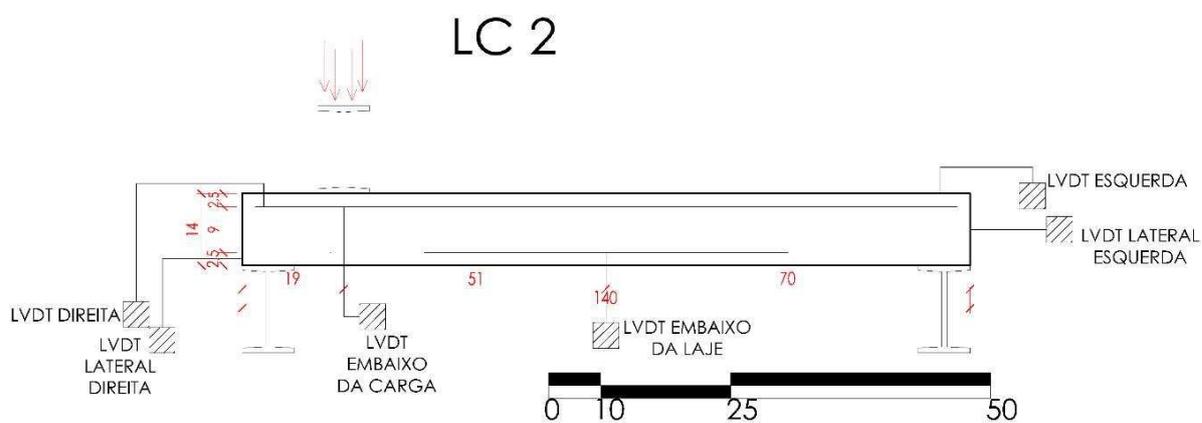


Fonte: Autor, 2022

Para instrumentação do ensaio, foram utilizados 6 LVDTs para que pudesse observar o deslocamento e as movimentações das lajes em sentidos que eram importantes para a pesquisa, e posteriormente, construir os gráficos Força x Deslocamento para cada peça e fazer uma análise do comportamento da peça.

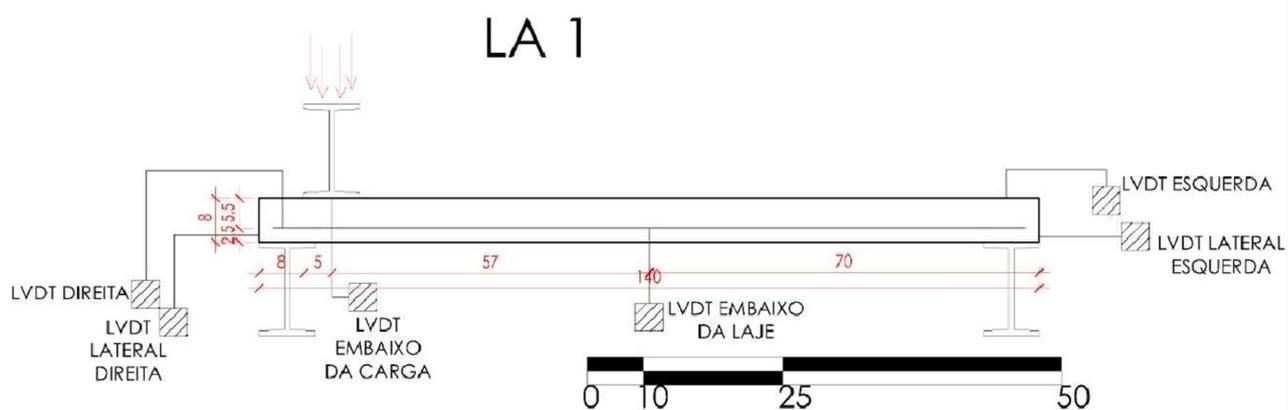
A previsão de posicionamento dos LVDTs foi feita de acordo com as Figuras 43 a 45 a seguir.

Figura 43 - Previsão de Posicionamento da Laje LC2



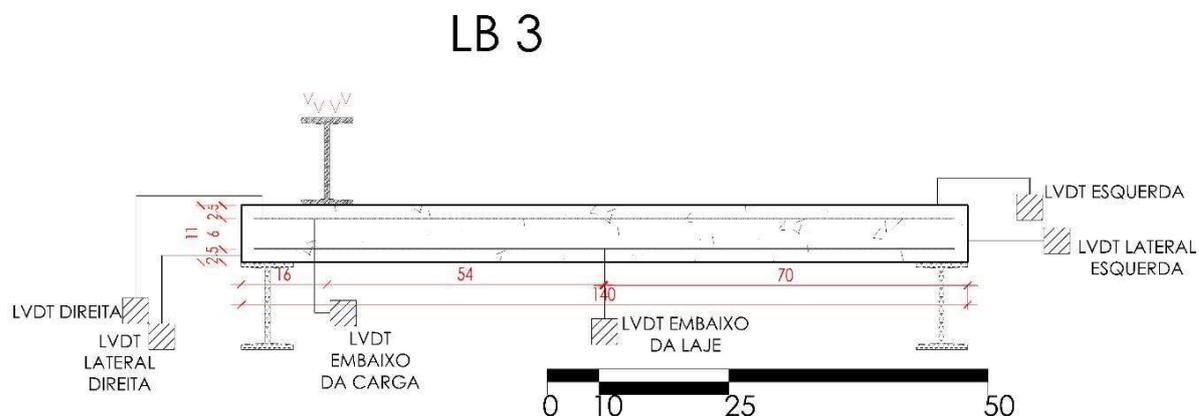
Fonte: Autor, 2022

Figura 44 - Previsão de Posicionamento da Laje LA1



Fonte: Autor, 2022.

Figura 45 - Previsão de Posicionamento da Laje LB3



Para a laje LC3, primeiro ensaio realizado, havia apenas 5 LVDTs posicionados na laje, conforme Figura 46 a seguir. O LVDT abaixo do ponto de aplicação de carga foi posicionado a partir do segundo ensaio.

Figura 46 - Proposta de ensaio da laje LC3



Para os demais, os 6 LVDTs estavam posicionados e instalados, conforme figura 47 a seguir, que mostra a laje LA1 antes do ensaio.

Figura 47 - Posicionamento de LVDTs da laje LA1 antes do ensaio



Fonte: Autor, 2022

Os resultados obtidos serão apresentados no Capítulo 5 dessa dissertação, juntamente com a análise desses.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Nesse capítulo serão apresentados os resultados obtidos por meio dos ensaios.

5.1 DO TIPO DA LAJE

A verificação do tipo de armadura que a laje deveria receber foi feita de acordo com a Equação 1 apresentada no capítulo 2 desse trabalho.

$$\lambda = \frac{L_y}{L_x} \quad (30)$$

As medidas totais das lajes eram 140 cm x 70 cm, o apoio foi feito no maior vão da laje, 140 cm, com 10 cm de apoio em cada lado. Dessa forma, o vão teórico da laje seria calculado por:

$$L_y = 140 - 10/2 - 10/2 = 130 \text{ cm}$$

Sendo L_x o menor vão da laje, $L_x = 70\text{cm}$.

Temos

$$\lambda = 130 / 70$$

$$\lambda = 1,86$$

Se:

$\lambda < 2$, laje armada em duas direções;

$\lambda \geq 2$, laje armada em uma direção.

Portanto, as lajes foram armadas em uma direção como apresentado no capítulo 3 desse trabalho.

5.2 VALORES NORMATIVOS

Foram feitos os cálculos dos valores de resistência ao cisalhamento de acordo com as Normas Brasileira (ABNT NBR), Americana (ACI) e Europeias (EUROCODE e CEB) e apresentados os valores de ruptura das lajes ensaiadas.

Os valores denominados $V_{rk,d}$ são referentes a Resistência ao cisalhamento correlacionadas a altura útil (d) das peças. Os valores apresentados não apresentam nenhum coeficiente de segurança.

Tabela 9 - Valor Normativos de Resistencia ao Cisalhamento

NBR 6118:2014								ACI:2014	
Lajes	h (cm)	d (cm)	K	$\rho_{l,d}$	Vrk,d (kN)	$\rho_{l,h}$	Vrk,h (kN)	Vrk,d (kN)	Vrk,h (kN)
LA1	8,00	5,25	1,55	0,003	37,80	0,002	55,65	59,04	77,96
LA2	8,00	5,25	1,00	0,000	22,03	0,000	33,57	31,47	47,96
LA3	8,00	5,25	1,55	0,006	41,35	0,004	59,21	90,38	106,71
LB1	11,00	8,25	1,52	0,003	57,86	0,002	75,37	92,77	109,95
LB2	11,00	8,25	1,00	0,000	34,61	0,000	46,15	49,46	65,95
LB3	11,00	8,25	1,52	0,006	63,23	0,005	80,74	132,91	154,20
LC1	14,00	11,25	1,49	0,003	76,63	0,002	93,80	126,51	137,93
LC2	14,00	11,25	1,00	0,000	47,20	0,000	58,74	67,45	83,93
LC3	14,00	11,25	1,49	0,005	83,02	0,004	100,19	175,44	191,68

EUROCODE 2:2004				CEB - FIB:2010			Experimental
K	Vmín (kN)	Vrk,d (kN)	Vrk,h (kN)	K	Vrk,d (kN)	Vrk,h (kN)	Vrk1 (kN)
2,000	85,97	27,36	37,26	1,278	11,66	15,88	99,80
1,000	30,39	0,00	0,00	1,000	0,00	0,00	41,36
2,000	85,97	35,24	46,62	1,278	15,02	19,87	122,77
2,000	85,97	42,99	52,35	1,222	17,51	21,33	111,10
1,000	30,39	0,00	0,00	1,000	0,00	0,00	44,13
2,000	85,97	53,49	66,02	1,222	21,79	26,89	134,00
2,000	85,97	58,62	65,83	1,190	23,26	26,12	138,34
1,000	30,39	0,00	0,00	1,000	0,00	0,00	56,70
2,000	85,97	71,68	82,87	1,190	28,44	32,88	198,25

Fonte: Autor, 2022.

Pela Norma EUROCODE e CEB, as lajes do tipo 2 apresentaram os valores de resistência igual a 0, tanto para a altura útil quanto para a altura total. Isso acontece porque no cálculo, prevê-se a taxa de armadura presente na peça e, apesar de as lajes tipo 2 serem armadas, as armaduras são somente superiores, o que não entra, pela especificidade dessas Normas, no cálculo da resistência.

Para os valores experimentais, o resultado ocorre dentro do esperado pelos tipos de laje e armadura, aumentando a resistência quando aumentamos a taxa de armadura na peça e, da mesma forma, quando aumentamos a altura da peça. Essa tendência, para os valores calculados, só não foi observada no modelo numérico da Norma EUROCODE, que para lajes de mesma altura, o acréscimo na taxa de armadura não produz aumento de resistência de cálculo.

Na tabela 10, estão os valores correlacionados a razão entre os valores normativos e o valor obtido experimentalmente.

Tabela 10 - Comparativo Normas x Valores Experimentais

NBR 6118:2014			ACI:2019	
	Vrk,d/Ve	Vrk,h/Ve	Vrk,d/Ve	Vrk,h/Ve
LA1	0,38	0,56	0,59	0,78
LA2	0,53	0,81	0,76	1,16
LA3	0,34	0,48	0,74	0,87
LB1	0,52	0,68	0,84	0,99
LB2	0,78	1,05	1,12	1,49
LB3	0,47	0,60	0,99	1,15
LC1	0,55	0,68	0,91	1,00
LC2	0,83	1,04	1,19	1,48
LC3	0,42	0,51	0,88	0,97
EUROCODE:2014			CEB:2010	
	Vrk,d/Ve	Vrk,h/Ve	Vrk,d/Ve	Vrk,h/Ve
LA1	0,27	0,37	0,12	0,16
LA2	0,00	0,00	0,00	0,00
LA3	0,29	0,38	0,12	0,16
LB1	0,39	0,47	0,16	0,19
LB2	0,00	0,00	0,00	0,00
LB3	0,40	0,49	0,16	0,20
LC1	0,42	0,48	0,17	0,19
LC2	0,00	0,00	0,00	0,00
LC3	0,36	0,42	0,14	0,17

Fonte: Autor, 2022.

Para a relação $Vrk,d/Ve$, que considera a resistência última levando em conta a altura útil, d , apenas a norma ACI, lajes tipo 2 com 11 cm e 14 cm de altura tem resultados numéricos maiores que o experimental obtido, ou seja, contra a segurança. A Norma ACI não considera o fator k referente a armaduras, apenas a taxa.

Para as relações que consideram a resistência última em função da altura total da laje, observa-se que a NBR e a ACI tem valores calculados que excedem os valores obtidos em ensaio, contra a segurança da peça.

As Normas EUROCODE e CEB se mostram muito conservadoras em relação aos resultados obtidos experimentalmente nesses ensaios, especialmente para as lajes que tem armadura superior.

5.3 ENSAIOS

Serão apresentados, a seguir, o ensaio de cada laje, com seus detalhes.

5.3.1 Laje LA1

A laje do tipo LA1 possuía armadura inferior, como já descrita anteriormente. Por esse motivo, não era esperado que a primeira fissura rompesse a peça. Na figura 48 a seguir, podemos ver a laje antes do ensaio, já com os equipamentos montados e posicionados.

Figura 48 - LAJE LA1 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Começado o ensaio, foi registrada a primeira fissura com 40kN de carga. As fissuras continuaram a surgir e a laje rompeu com uma carga de 99kN. O maior deslocamento registrado foi no LVDT posicionado embaixo da carga, com 6,77 mm. As fissuras abertas durante o ensaio se deram abaixo da carga, como mostra a Figura 49 abaixo:

Figura 49 - Fissuração Laje LA1 durante ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A laje LA1 não ruiu, manteve-se visualmente íntegra após o rompimento, como mostra a figura 50 a seguir, com fissuras apenas embaixo do local de aplicação de carga, que não se estenderam até o meio do vão da laje.

Figura 50 - Laje LA1 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

No panorama de fissuração visto na face inferior da laje, após o ensaio, pode-se perceber a existência de fissuras apenas na parte que se encontrava abaixo da carga, como na figura 51 a seguir:

Figura 51 - Panorama de fissuração indicado por setas - Laje LA1 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

5.3.2 LAJE LA2

A laje LA2 tinha apenas a armadura superior, com a mesma taxa de armadura da laje tipo LA1. A figura 52 a seguir mostra a laje já com os equipamentos montados e posicionados.

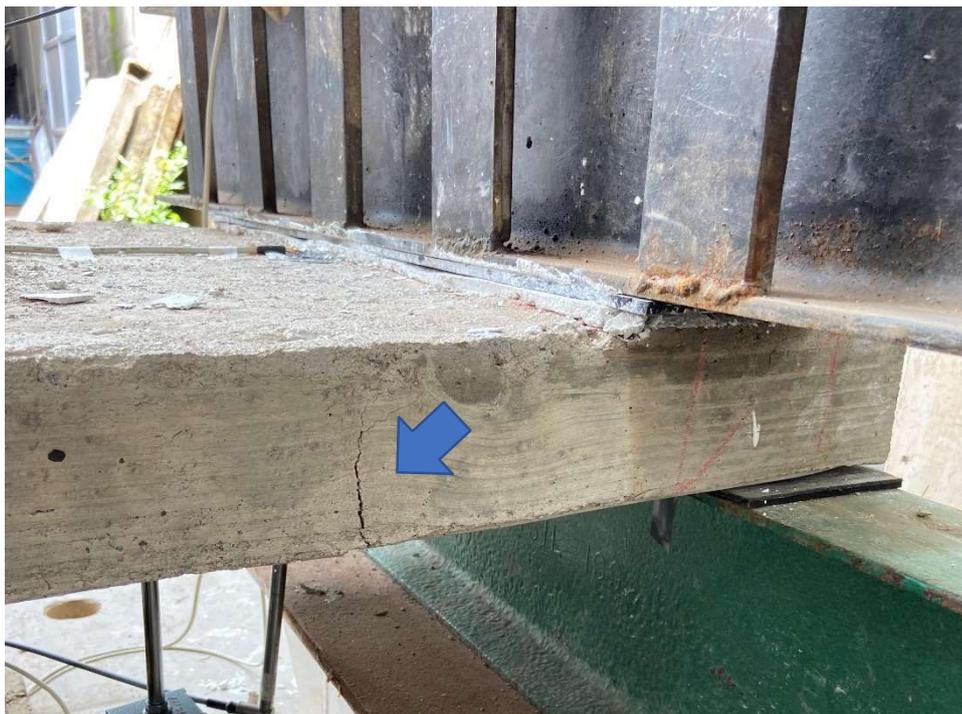
Figura 52 - Laje LA2 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Por conta da posição da armadura, era esperado que a primeira fissura aberta já rompesse a peça. Foi o que aconteceu e a ruptura se deu na abertura da primeira fissura, com carga 41,36KN. Para esse ensaio, o LVDT posicionado abaixo da carga registrou o maior deslocamento da peça, com 3,53 mm. A Figura 53 abaixo mostra a fissura aberta na peça durante o ensaio.

Figura 53 - Fissura aberta na Laje LA2 no ensaio – indicada por seta



Fonte: Autor, 2022.

O panorama de fissuração na face inferior da laje mostra que a fissura que ocasionou a ruptura está posicionada abaixo da posição de aplicação da carga, conforme Figura 54.

Figura 54 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LA2 após o rompimento



Fonte: Autor, 2022.

3.3.1 LAJE LA3

A laje LA3 tinha armadura superior e inferior (duas vezes a taxa de armadura das outras lajes com a mesma altura). Por isso, era esperado que, além da primeira fissura aberta não romper a peça, a carga última fosse maior que a laje que possuía apenas a armadura inferior. A figura 55 abaixo mostra a laje com todos os equipamentos montados, antes do ensaio começar.

Figura 55 - Laje LA3 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Como esperado, a primeira fissura aberta na peça se deu com carga de 60kN, abaixo da carga. A ruptura aconteceu com carga de 122kN e até lá novas fissuras se abriram, como mostra a figura 56. As fissuras para essa peça se estenderam até o meio da laje, que abriram com carga mais elevadas, 70 kN e 80 kN.

Figura 56 - Fissuras abertas no ensaio da Laje LA3



Fonte: Autor, 2022.

Para a laje LA3, o maior deslocamento foi registrado pelo LVDT posicionado centralizado abaixo da laje, com 6,97mm.

O panorama de fissuração da face inferior da laje está apresentado na Figura 57 a seguir. Nele, é possível ver as fissuras estendidas até a face inferior da laje apenas abaixo do local de aplicação de carga. As fissuras abertas no meio do vão não se estenderam.

Figura 57 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LC3 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

3.3.2 LAJE LB1

Da mesma forma da laje tipo 1 do modelo anterior, a laje LB1 também tinha armadura inferior, mas contava com uma mudança de altura. Nesse caso, a taxa de armadura também não variou, já que, apesar de ter mais barras de aço, o volume da peça era maior. Mantida a taxa e variada a altura, era esperado que a primeira fissura aberta não rompesse a peça. A Figura 58 a seguir mostra a peça aguardando ensaio, com os equipamentos montados e instalados.

Figura 58 - Laje LB1 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A laje LB1 apresentou a abertura da primeira fissura com 60KN de carga e essas continuaram a aumentar a espessura e abrir outras, até a ruptura, com 111,95KN. O maior deslocamento da laje LB1 foi registrado pelo LVDT posicionado abaixo do ponto de aplicação da carga com valor de 7,35 mm. A Figura 59 abaixo mostra as fissuras abertas durante o ensaio.

Figura 59 - Fissuras abertas durante o ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Para essa peça, não foram observadas fissuras abertas no meio do vão da laje, apenas abaixo do local de aplicação de carga. O panorama de fissuração da peça mostra uma fissura estendida até a face inferior, na região de aplicação da carga, como mostra a Figura 60 a seguir.

Figura 60 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LB1 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

3.3.3 LAJE LB2

A laje LB2 também apresentou a mesma taxa de armadura da laje LA2, com variação de altura da peça. Por esse motivo, também era esperado que a laje rompesse assim que a primeira fissura fosse aberta. A Figura 61 a seguir mostra a laje com os equipamentos montados e posicionados para proceder o ensaio.

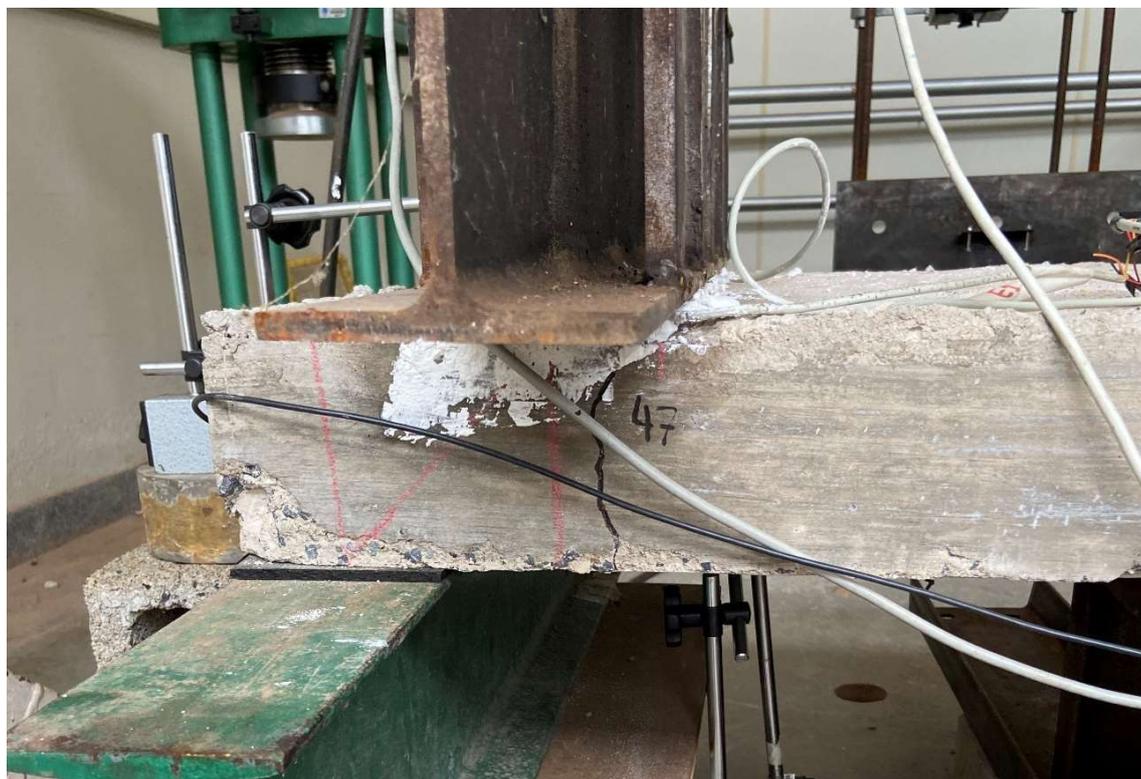
Figura 61 - Laje LB2 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A ruptura aconteceu assim que se formou a primeira fissura, com carga de 47KN. O maior deslocamento da peça foi registrado pelo LVDT posicionado na lateral esquerda da peça, com valor de 0,79mm. A Figura 62 a seguir mostra a fissura aberta durante o ensaio.

Figura 62 - Fissuração da Laje LB2 no ensaio



Fonte: Autor, 2022.

O plano de fissuração da laje LB2, mostrado na Figura 63 a seguir, mostra que essa fissura aberta se estendeu até a face inferior da peça.

Figura 63 - Panorama de fissuração – indicada por seta – Laje LB2 após rompimento.



Fonte: Autor, 2022.

3.3.4 LAJE LB3

A laje LB3 apresentava taxa de armadura igual a taxa da laje LA3, mas diferentes das lajes LB1 E LB2, que somente apresentavam taxa de armadura mínima. Nessa laje, seguiu-se a disposição de armadura inferior e superior. A Figura 64 abaixo mostra a peça com os equipamentos montados e aguardando ensaio.

Figura 64 - Laje LB3 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A laje LB3 rompeu com carga 134KN, sendo que a primeira fissura foi aberta com carga de 45KN. A Figura 65 a seguir mostra uma das faces laterais da laje com as fissuras abertas no decorrer do ensaio.

Figura 65 - Fissuras abertas ao longo do ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Nesse ensaio, também foi observado a abertura de uma fissura no meio do vão da laje, conforme Figura 66 a seguir:

Figura 66 - Abertura de fissura no meio do vão - laje LB3



Fonte: Autor, 2022.

Para essa peça, o LVDT que registrou maior deslocamento foi o posicionado abaixo do local de aplicação da carga, mostrando 7,05 mm.

O plano de fissuração da face inferior da laje mostra que a fissura que ocasionou o rompimento da peça estava localizada na região da aplicação da carga, conforme Figura 67 a seguir. A fissura observada no meio do vão da laje não se estendeu até a face inferior da peça.

Figura 67 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LB3 após rompimento.



Fonte: Autor, 2022.

3.3.5 LAJE LC1

A laje LC1 apresentava taxa de armadura mínima, com armadura inferior e altura de 14cm. Entre todas as lajes do tipo 1, a maior carga era esperada para a laje tipo C, em função de apresentar a maior altura. A Figura 68 a seguir mostra a laje antes do ensaio.

Figura 68 - Laje LC1 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A laje abriu sua primeira fissura com 90kN de carga e rompeu com 138kN de carga, o que era esperado visto que a laje contava com armadura inferior. As fissuras abertas ao longo do ensaio estão mostradas na Figura 69 abaixo. As fissuras dessa peça, apesar de estarem localizadas um pouco mais distantes do ponto de aplicação de carga, não chegaram até o meio do vão da laje.

Figura 69 - Fissuras abertas ao longo do ensaio



Fonte: Autor, 2022.

Nesse ensaio, o maior deslocamento foi de 5,17 mm registrado pelo LVDT posicionado abaixo do local de aplicação de carga.

O panorama de fissuração da laje, após ensaio, mostra que a fissura que ocasionou o rompimento se estendeu até a face inferior da peça, bem como as fissuras que se distanciaram do ponto de aplicação de carga, essas marcadas com tinta preta na foto para ser evidenciada, conforme Figura 70.

Figura 70 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LC1 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

3.3.6 LAJE LC2

A laje LC2 apresentava taxa de armadura mínima com armadura posicionada na parte superior da peça. A ruptura brusca era esperada visto que ela não contava com armadura inferior. A Figura 71 a seguir mostra a peça aguardando ensaio.

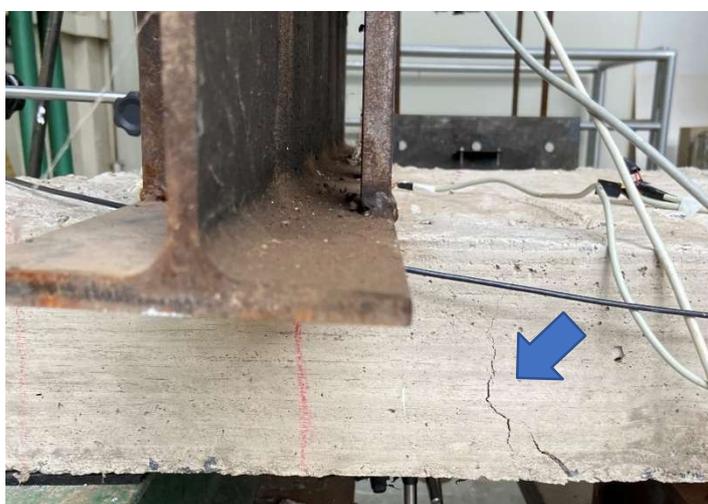
Figura 71 - Laje LC2 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

A primeira fissura aberta na laje LC2 ocasionou ruptura da peça, com 53,48KN, conforme Figura 72 a seguir.

Figura 72 - Fissura aberta durante o ensaio



Fonte: Autor, 2022.

O maior deslocamento da peça foi registrado pelo LVDT posicionado centralizado embaixo da peça, com um valor de 0,77 mm.

A fissura se estendeu até a face inferior da peça, conforme mostrado na Figura 73 a seguir.

Figura 73 - Panorama de Fissuração – Laje LC2 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

3.3.7 LAJE LC3

A laje LC3 apresentou ruptura com carga de 198KN, apresentava taxa de armadura maior que as outras lajes do tipo C, porém a mesma taxa das outras lajes tipo 3. Além disso, a

armadura era posicionada superior e inferior. A primeira fissura surgiu com 20kN de carga. A Figura 74 seguir mostra a laje antes do ensaio, com os equipamentos montados. Não foram feitos registros das faces laterais da laje após o rompimento, porém nos relatos tem a informação de que as fissuras abertas durante o ensaio se estenderam até o meio do vão da laje. O maior deslocamento registrado foi de 5,12 mm, no LVDT posicionado centralizado embaixo da carga.

O ensaio da Laje LC3 foi o primeiro a ser realizado, por isso não havia, ainda, o LVDT posicionado abaixo do local de aplicação de carga. A carga correspondente ao rompimento foi de 198 kN.

Figura 74 – Laje LC3 aguardando ensaio



Fonte: Autor, 2022.

O panorama de fissuração da laje após ensaio mostra que a fissura que ocasionou a ruptura se estendeu até a face inferior da peça, como mostra a Figura 75 a seguir. As fissuras abertas no meio do vão da laje não se estenderam até a face inferior da laje.

Figura 75 - Panorama de Fissuração – indicada por seta – Laje LC3 após rompimento



Fonte: Autor, 2022.

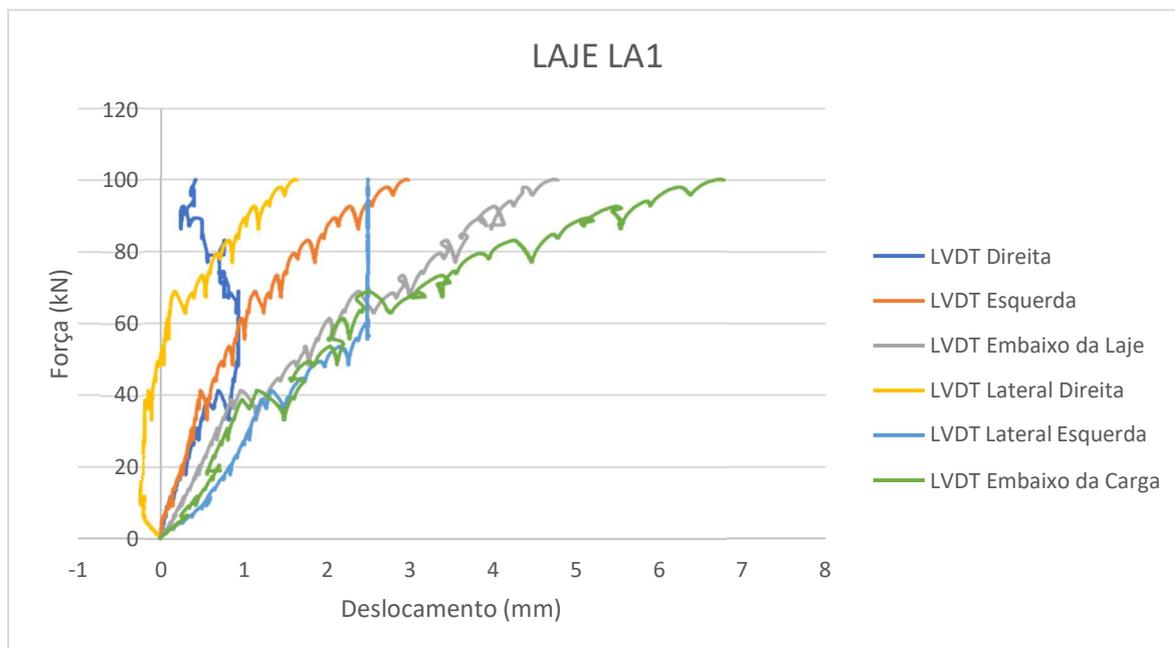
5.4 GRÁFICOS

Nesse tópico, serão apresentados os gráficos resultantes dos dados obtidos durante os ensaios das lajes. Os gráficos correlacionam força, deslocamento e deformação dos elementos citados.

5.4.1 Gráfico Força X Deslocamento

Os gráficos apresentados abaixo correlacionam o deslocamento medido nos LVDTs mostrados e esquematizados no Capítulo 4 desta dissertação com a força aplicada durante os ensaios.

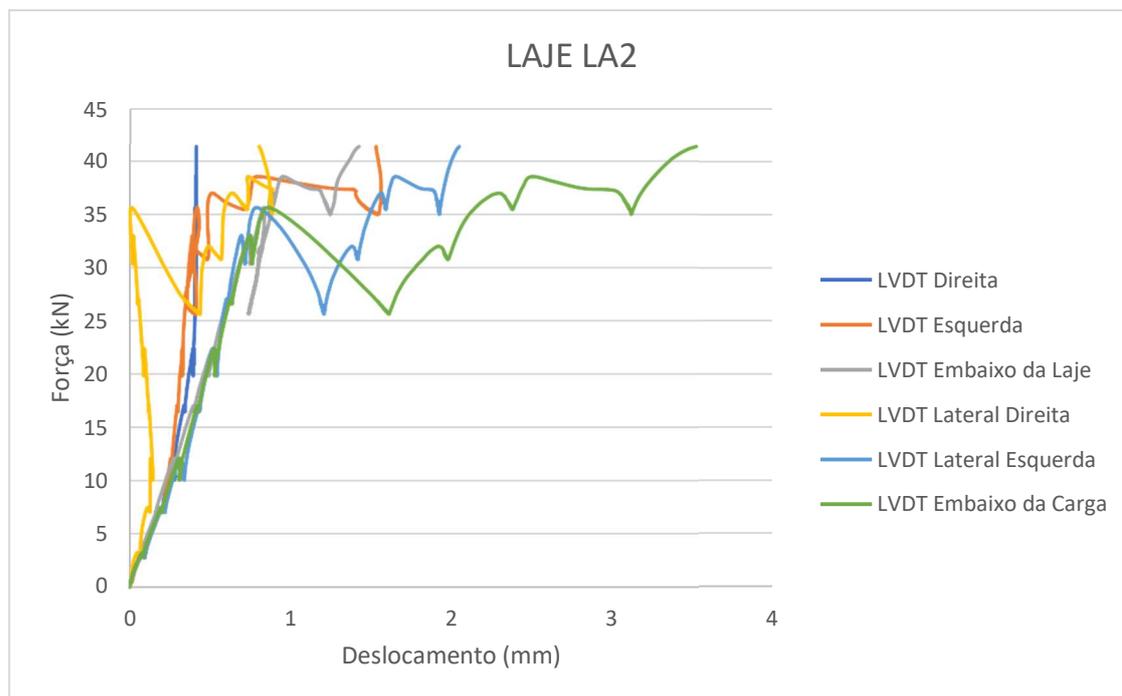
Figura 76 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA1



Fonte: Autor, 2022.

Durante o ensaio da laje LA1 pode-se observar que o LVDT da Lateral Esquerda parou de marcar o deslocamento pouco antes de a carga atingir 60kN. Esse fato se deu pelo tamanho da haste do medidor do LVDT, que não foi suficientemente comprida para acompanhar o ensaio. Percebe-se o maior deslocamento no LVDT posicionado embaixo da carga. A primeira fissura aberta registrada para essa laje, foi aos 40kN, antes disso, percebe-se uma certa tendência de linearidade nas medidas dos LVDTs, a partir dessa abertura, temos algumas mudanças no panorama de deslocamentos apresentados pelo gráfico.

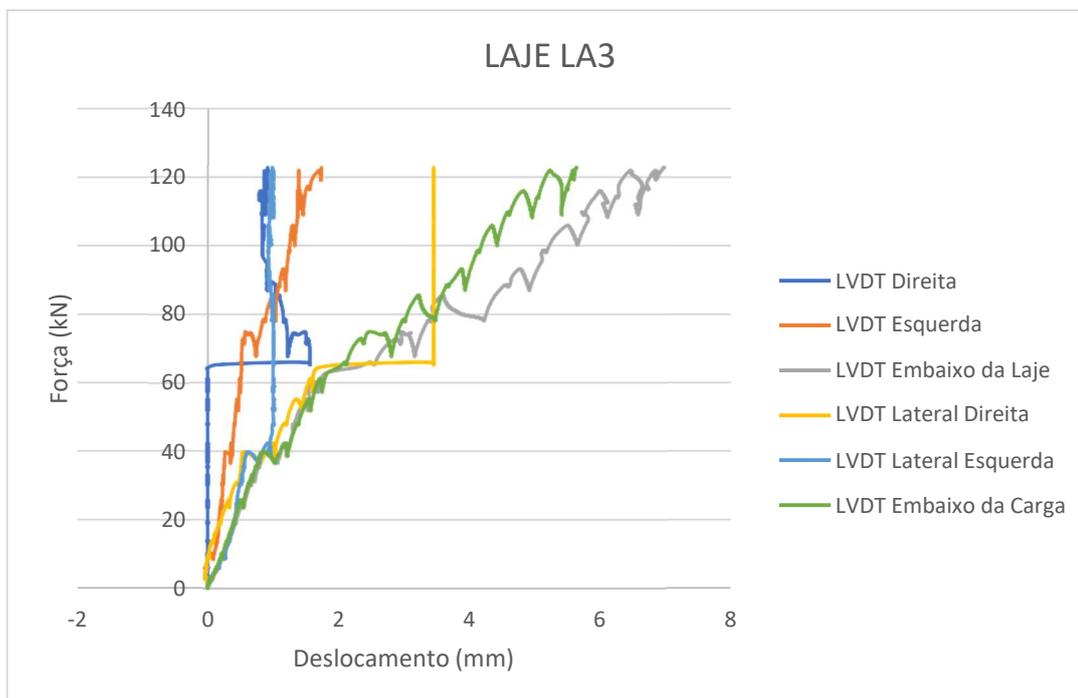
Figura 77 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA2



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LA2, o LVDT posicionado na face superior direita (LVDT Direita), para de marcar o deslocamento perto da carga de 25k. Os demais LVDTs seguem por todo o ensaio. Como a laje LA2 rompeu bruscamente, a primeira fissura já foi responsável pelo rompimento da peça, portanto não há como analisar o comportamento do panorama de deslocamentos após a fissura. O maior deslocamento foi registrado pelo LVDT embaixo do local de aplicação da carga.

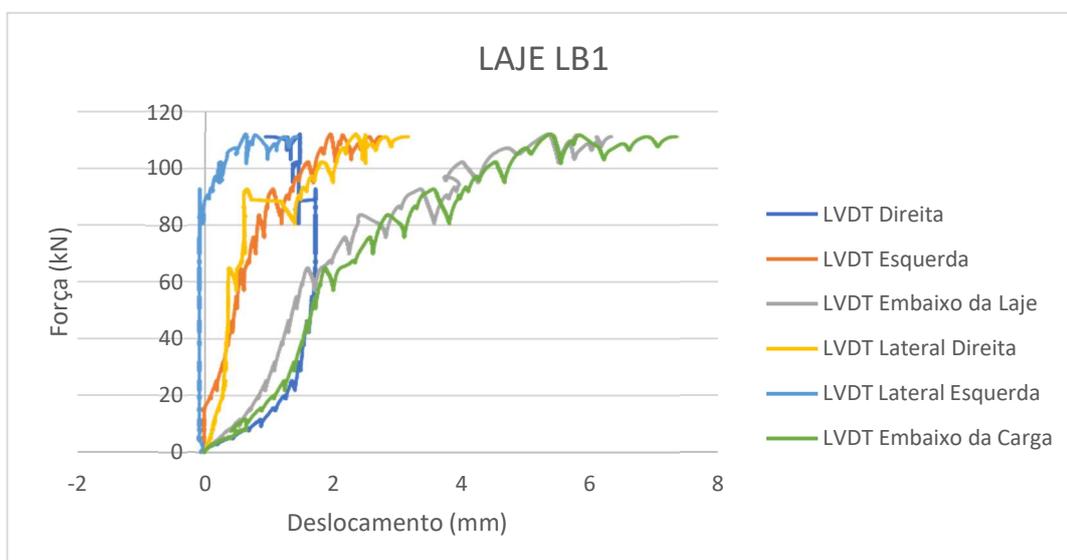
Figura 78 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LA3



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LA3 os LVDTs posicionados na lateral direita e na face superior direita sofrem um grande deslocamento após a carga de 60kN ser aplicada, que é o valor de carga correspondente a abertura da primeira fissura na peça. Logo após, o LVDT da lateral direita para de marcar o deslocamento. O maior deslocamento medido é correspondente ao meio do vão da laje, seguido pelo LVDT embaixo do local de aplicação da carga.

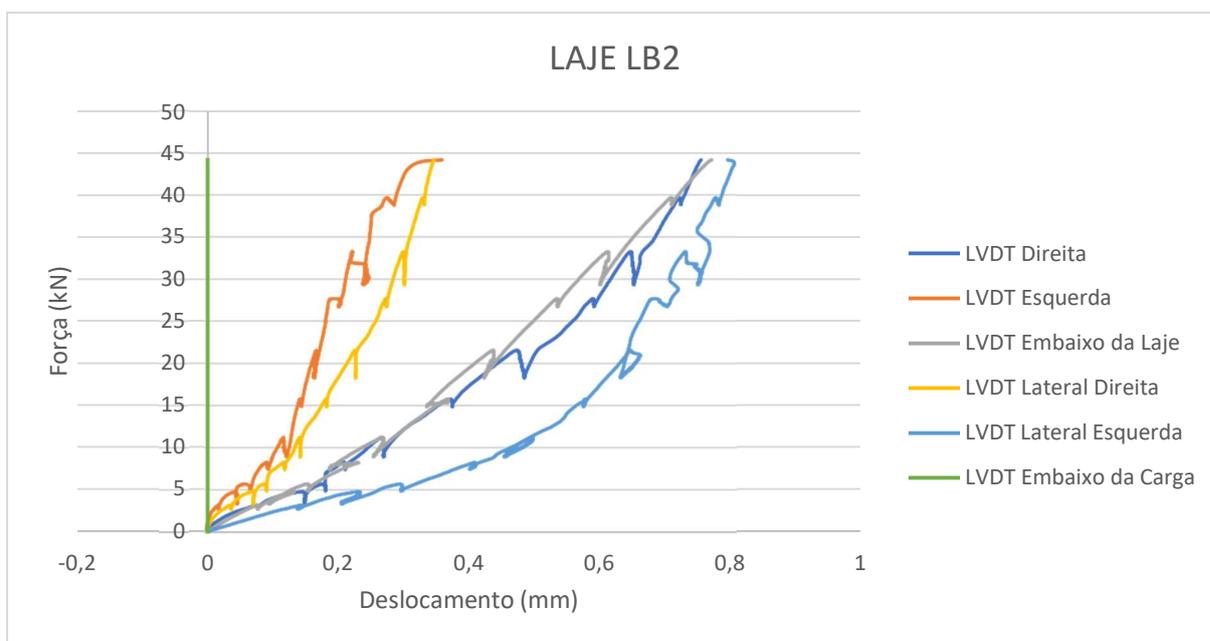
Figura 79 Gráfico Força x Deslocamento da laje LB1



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LB1, observa-se a abertura da primeira fissura aos 60 kN de carga aplicados na peça. Analisando o gráfico, observa-se algumas mudanças no panorama de deslocamentos após a indicação dessa carga. O maior deslocamento, para esse ensaio, é do LVDT posicionado embaixo do local de aplicação da carga.

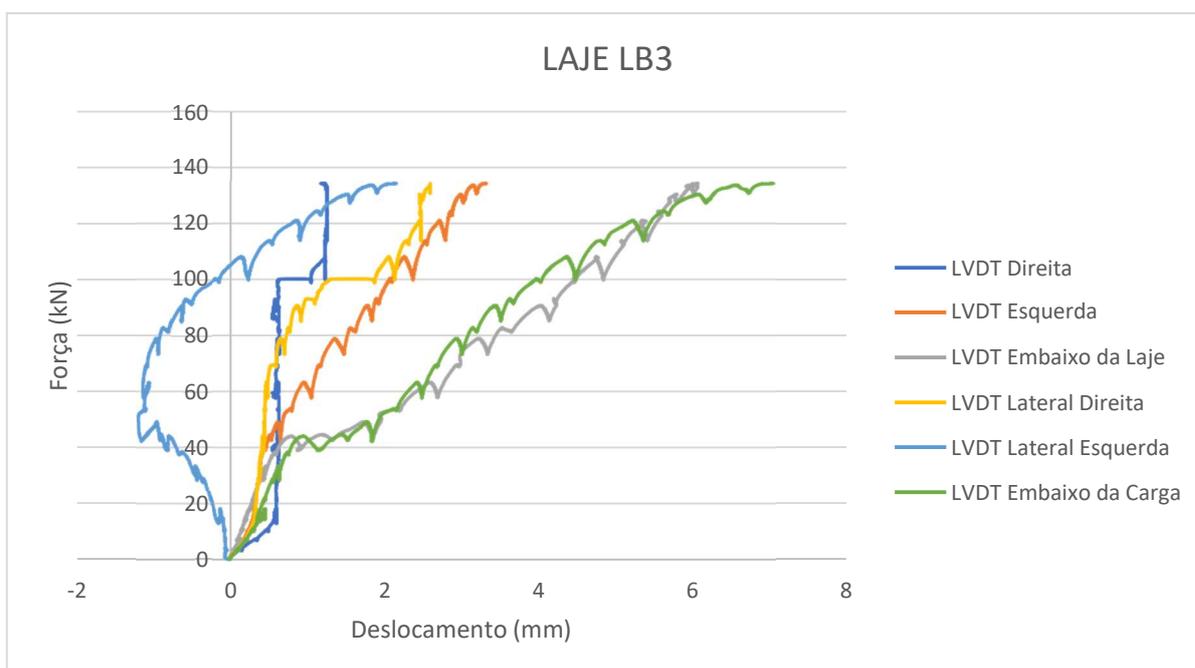
Figura 80 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LB2



Fonte: Autor, 2022.

Para o ensaio da laje LB2, é possível observar um deslocamento muito pequeno do LVDT posicionado embaixo da carga em relação aos demais LVDTs posicionados. Esse fato não era esperado para o ensaio. Apesar de ser esperado uma ruptura brusca, como de fato se deu, os deslocamentos esperados seriam parecidos com os demais ensaios. A ruptura brusca, assim como na laje LA2, não permite uma análise dos deslocamentos após a abertura da primeira fissura, já que a mesma é responsável pela ruptura da peça.

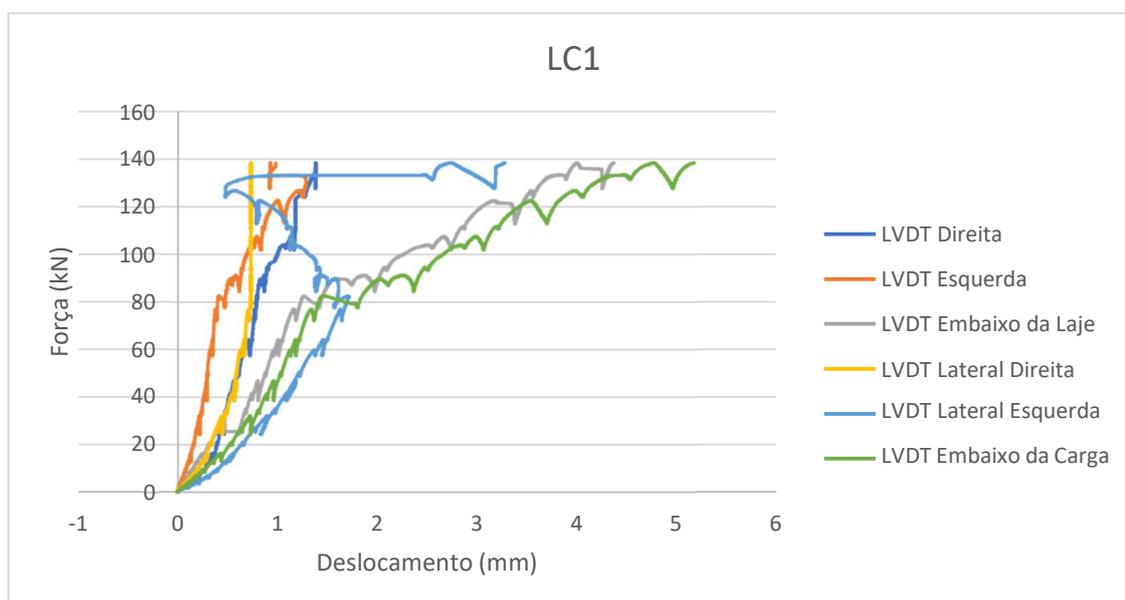
Figura 81 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LB3



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LB3, a primeira fissura foi registrada na aplicação de carga próxima a 45 kN. Observando o gráfico, pode-se notar uma pequena mudança na continuidade dos deslocamentos nessa região. Novas fissuras foram registradas na aplicação de cerca de 100 kN de carga. Mais uma vez, observando-se o gráfico, pode-se observar uma pequena mudança de comportamento dos deslocamentos também nessa região. O maior deslocamento registrado é da região embaixo da aplicação de carga.

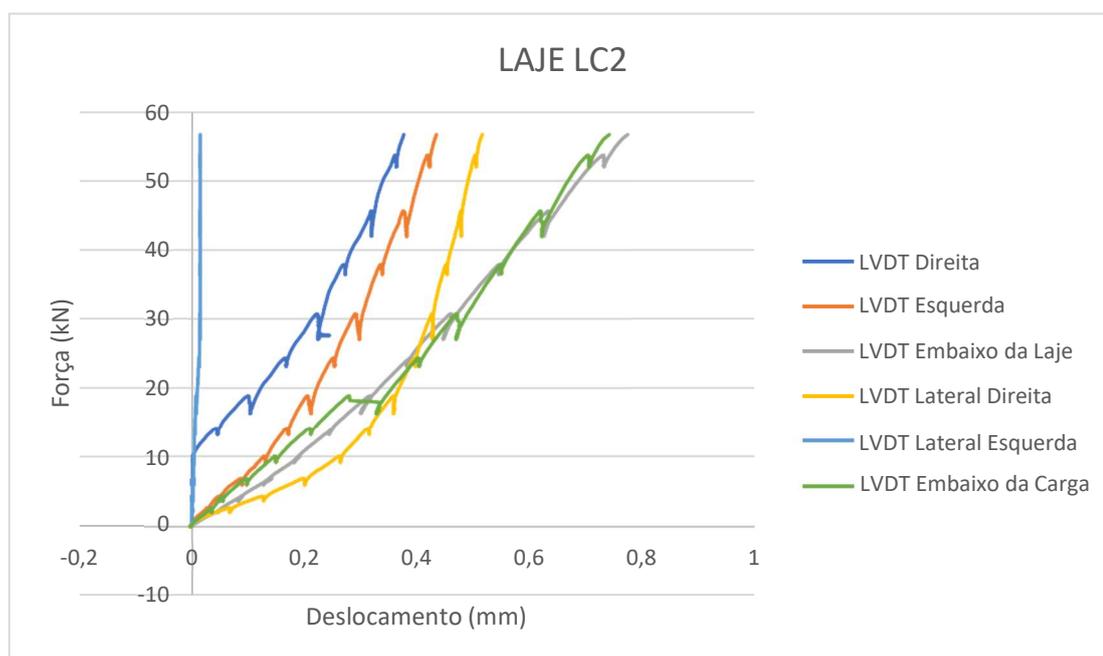
Figura 82 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC1



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LC1, observa-se o maior deslocamento do LVDT embaixo da região de aplicação de carga. A primeira fissura registrada para essa peça foi na aplicação de 90 kN de carga, região que se pode observar uma mudança nas linhas de deslocamento. De maneira análoga, nas regiões entre 120 e 140 kN também são vistas mudanças no comportamento das linhas de deslocamentos, e foram registradas novas fissuras abertas.

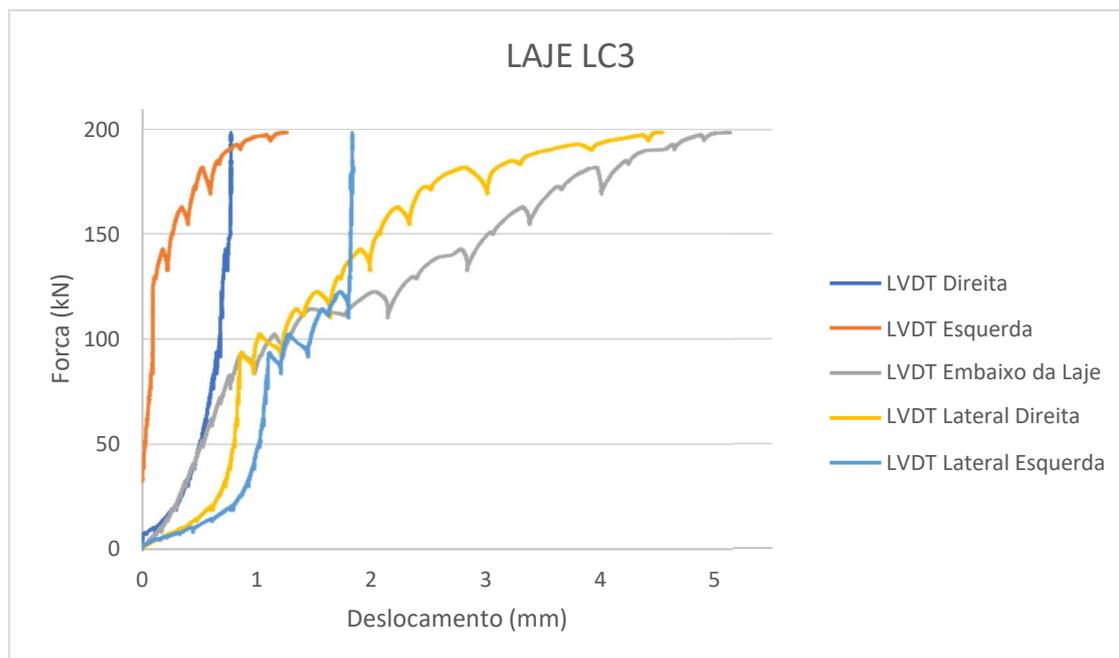
Figura 83 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC2



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LC2, o LVDT posicionado na lateral esquerda da peça mostra deslocamento muito menores que o restante dos LVDTs, fato que não era esperado. Como é uma laje sem armadura inferior, a ruptura se deu bruscamente, na primeira abertura de fissura, o que não permite a análise das linhas de deslocamento pós fissuração. O maior deslocamento é registrado para o LVDT no vão da laje, seguido pelo LVDT posicionado abaixo da aplicação de carga.

Figura 84 - Gráfico Força x Deslocamento da laje LC3



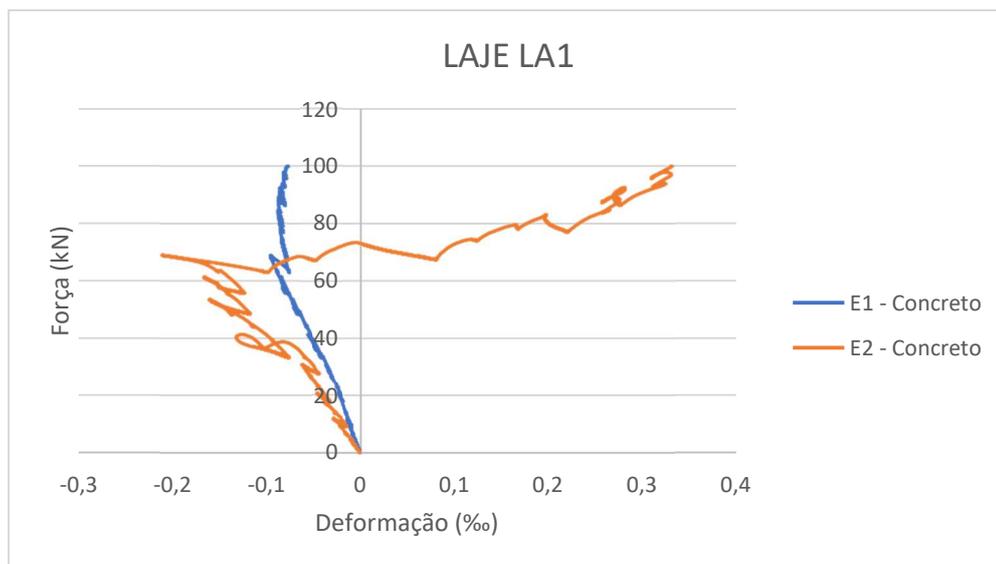
Fonte: Autor, 2022.

O ensaio da laje LC3 foi o primeiro ensaio realizado. Por esse motivo, ainda não tinha sido instalado o LVDT embaixo do ponto de aplicação de carga. Assim, temos apenas cinco medições para a peça. A primeira fissura é registrada aos 20 kN de carga, onde já começa a se observar pequenas mudanças no deslocamento da peça. Novas fissuras são registradas na região entre 120 kN e 140 kN de aplicação de carga, região do gráfico onde, novamente, pode-se observar mudanças na direção das linhas de deslocamento. Para esse ensaio, o LVDT que registra o maior deslocamento foi o posicionado no meio do vão da laje. Além disso, o LVDT na região da face superior à direita da laje para de marcar o deslocamento nessa direção após 100 kN de carga aplicada.

5.4.2 Gráficos Força x Deformação do Concreto

Abaixo, estão apresentados os gráficos correlacionados aos extensômetros E1 e E2 posicionados no concreto das lajes ensaiadas conforme representação no Capítulo 3.

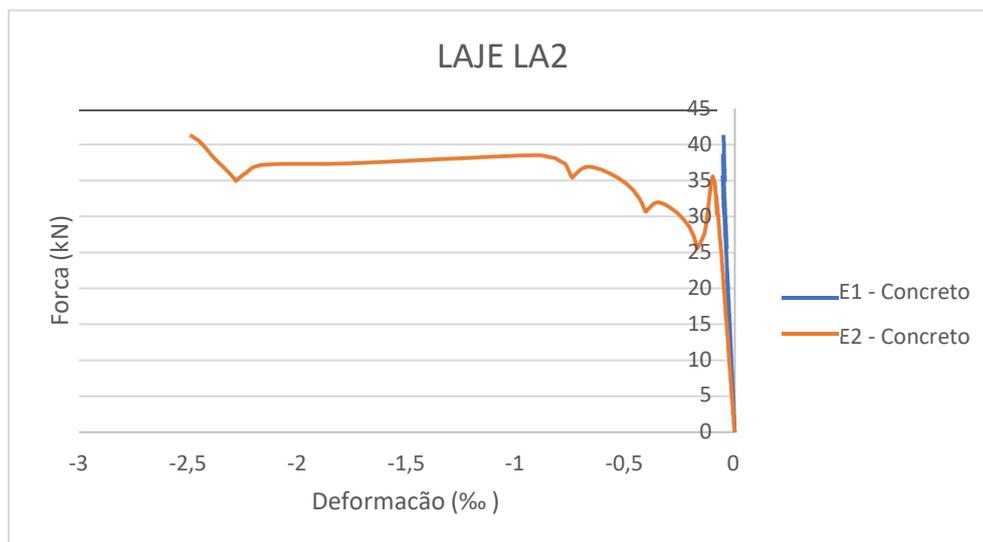
Figura 85 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA1



Fonte: Autor, 2022.

Como era esperado, o extensômetro E2, posicionado abaixo da aplicação de carga, foi o que mais sofreu deformação. Porém era esperado uma deformação para o E2 entre 2‰ e 3‰, que são os valores de deformação a ruptura por compressão do concreto no ELU (Estado Limite Último). Tal situação pode estar relacionada a algum mau funcionamento dos extensômetros.

Figura 86 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA2

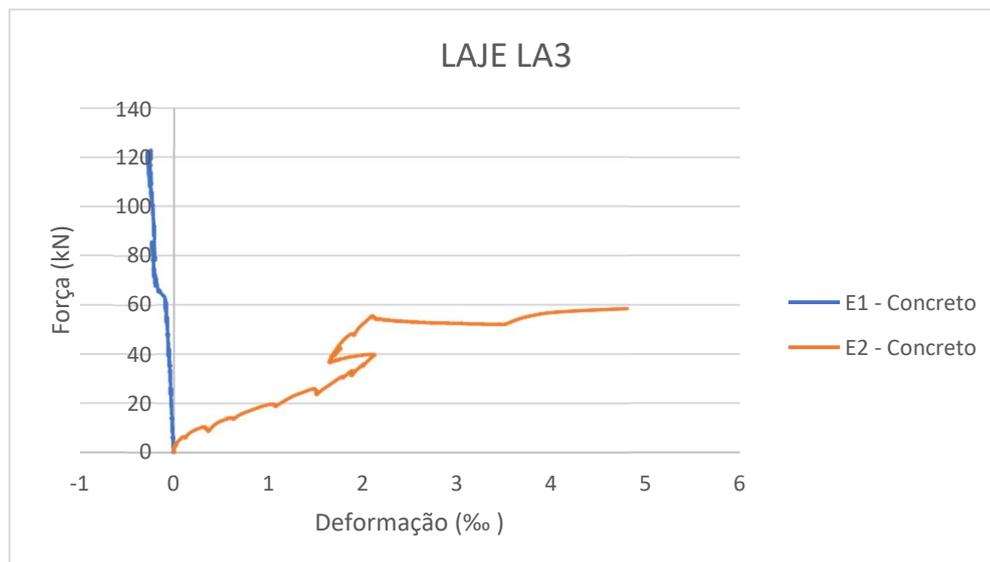


Fonte: Autor, 2022.

Mais uma vez, o extensômetro E2 foi o mais deformado, por estar situado embaixo do ponto de aplicação de carga, o que sugere que o concreto será mais solicitado. Para esse gráfico,

a deformação se deu com pouco mais de 2,5‰, como sugere a literatura, deformação característica do concreto a compressão no ELU.

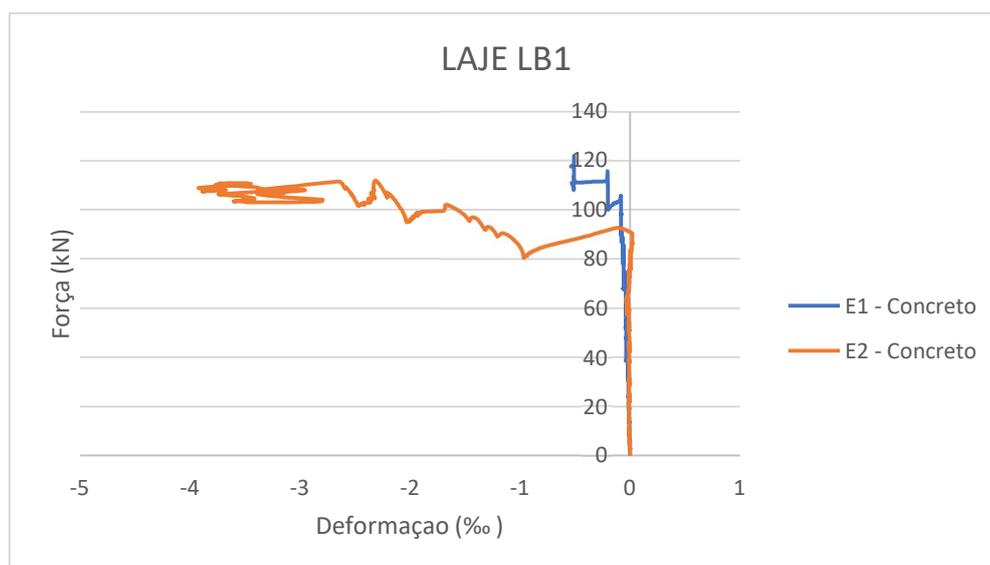
Figura 87 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LA3



Fonte: Autor, 2022.

Para a laje LA3, da mesma forma que as anteriores, o extensômetro abaixo do local de aplicação de carga, E2, mostra que o concreto nessa região foi mais solicitado. A deformação desse extensômetro, porém, foi maior que os 3‰ que está relacionado a ruptura por compressão do concreto, chegando a um valor de 4,8‰, antes de parar de funcionar, perto de 60 kN de carga, o que sugere um esmagamento do concreto nessa região. Apesar disso, a laje ainda continua ganhando resistência, o que pode mostrar que as armaduras estão trabalhando efetivamente para a resistência da peça.

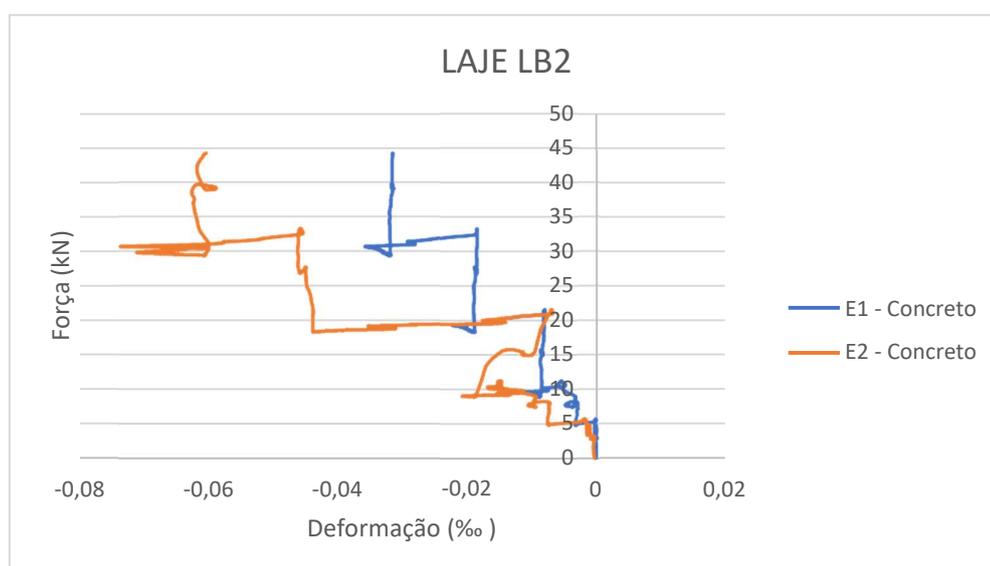
Figura 88 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB1



Fonte: Autor, 2022.

As deformações dos extensômetros presentes na laje LB1, mostra que o extensômetro 2, como esperado, também é o que mais se deforma, também passando dos 3,5‰, o que sugere que a armadura está trabalhando efetivamente, mesmo depois do esmagamento do concreto.

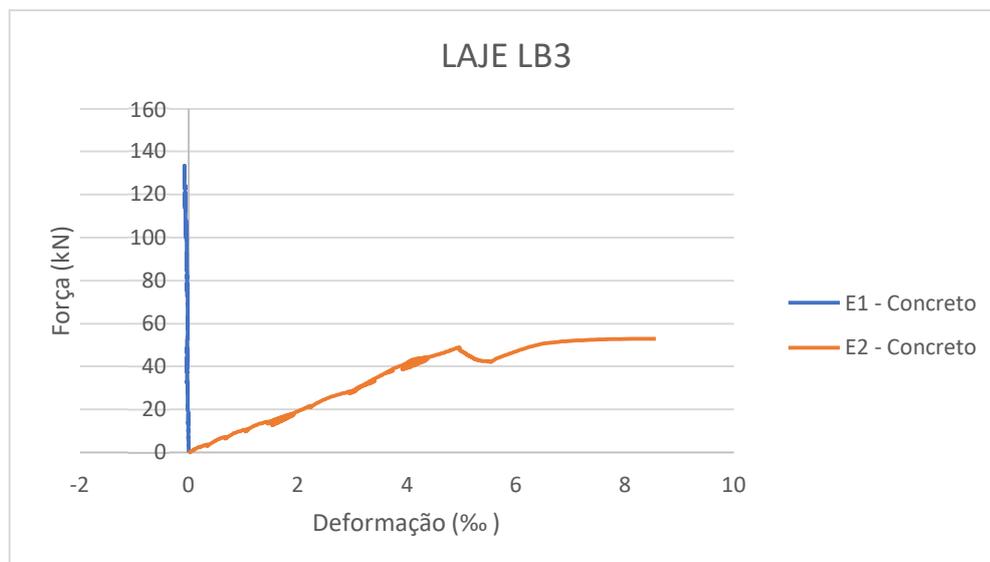
Figura 89 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB2



Fonte: Autor, 2022.

Na laje LB2, mesmo o extensômetro 2 deformando mais que o extensômetro 1, a deformação ainda não chega aos 2,5‰, como era esperado.

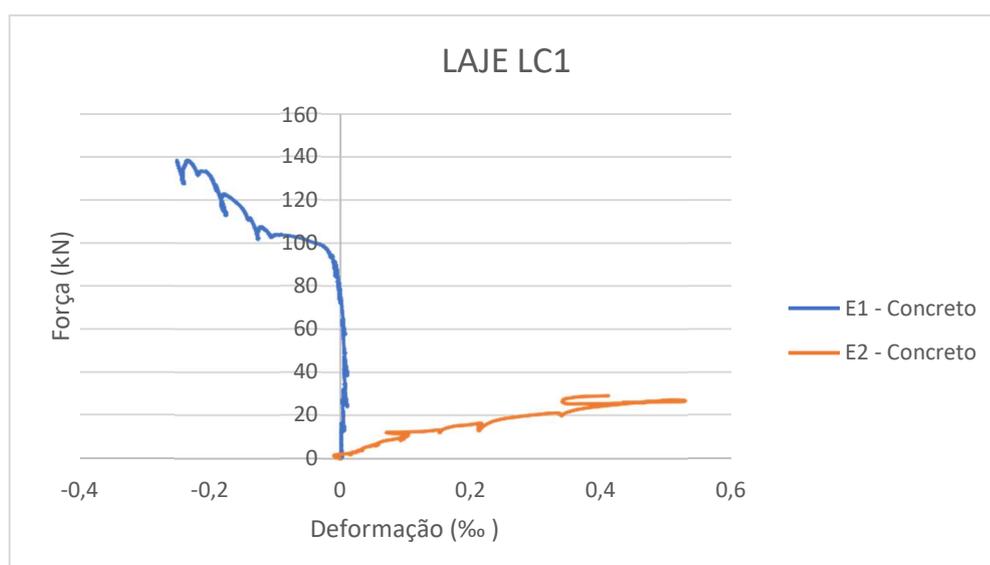
Figura 90 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LB3



Fonte: Autor, 2022.

Na laje LB3, o extensômetro 2 ainda apresenta mais deformação que o extensômetro 1. O E2 também deforma mais que os 3,5‰ antes de parar de funcionar, o que acontece pouco após a aplicação de 50 kN de força, o que sugere que as armaduras estão trabalhando efetivamente para que a peça continue ganhando resistência. O E1 ainda funciona até o fim do ensaio, mas com deformações menores, o que pode ser explicado pelo fato de que o concreto no meio do vão, em sua face superior, não ser tão solicitado pela aplicação de carga.

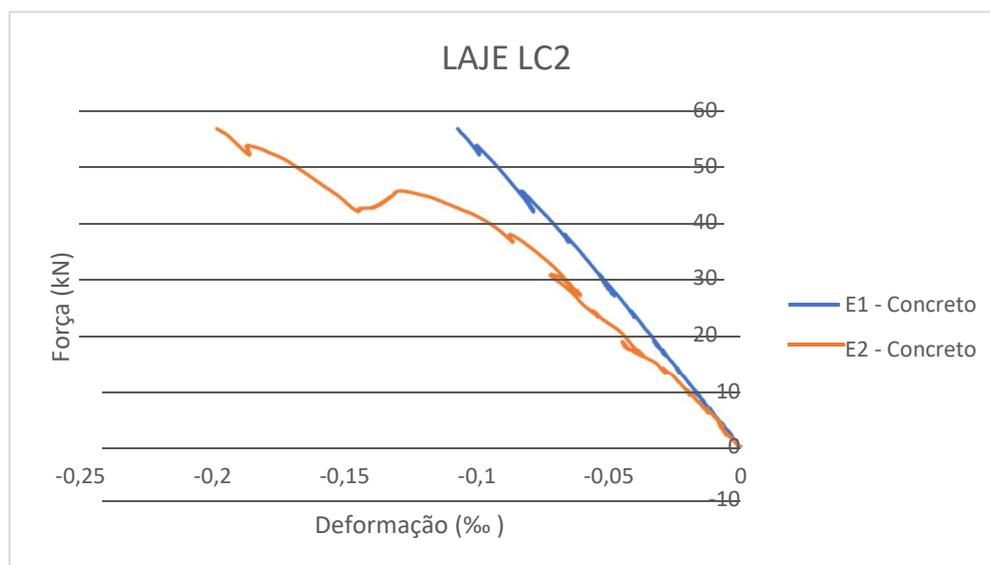
Figura 91 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC1



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LC1, o extensômetro E2, que nos outros ensaios era o mais solicitado, deixa de funcionar perto de 30 kN de carga, com deformação ainda baixa, o que não permite análise quanto a deformação final dele. O extensômetro E1 funciona até o final do ensaio, com deformações mais baixas, como já era esperado, visto que o concreto na face superior no meio do vão da laje não é tão solicitado.

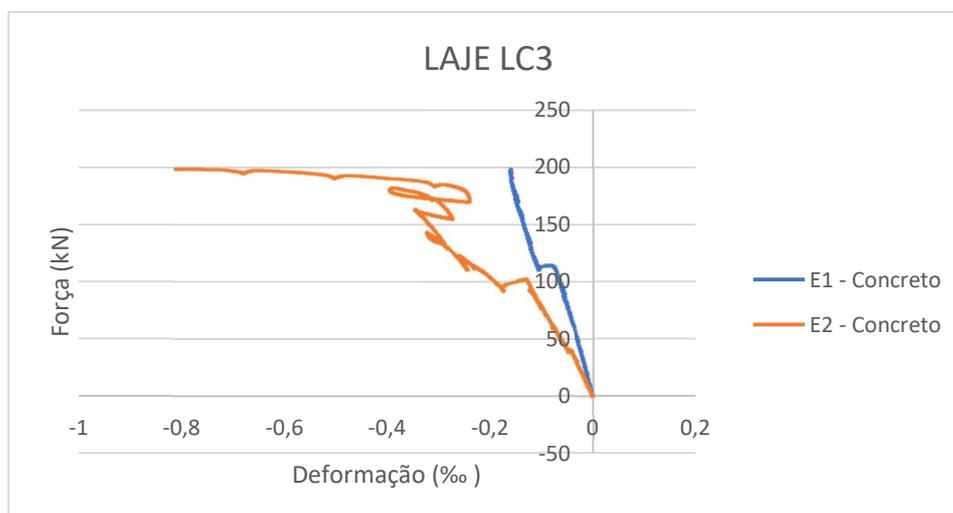
Figura 92 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC2



Fonte: Autor, 2022

No ensaio da laje LC2, observamos a deformação maior do concreto pelo extensômetro E2 em relação ao E1. Mesmo o extensômetro mais deformado ainda não chega a 2,5‰ de deformação, que sugere que, pelo menos no ponto de medição, o concreto não chegou ao ELU.

Figura 93 - Gráfico Força x Deformação do Concreto da Laje LC3



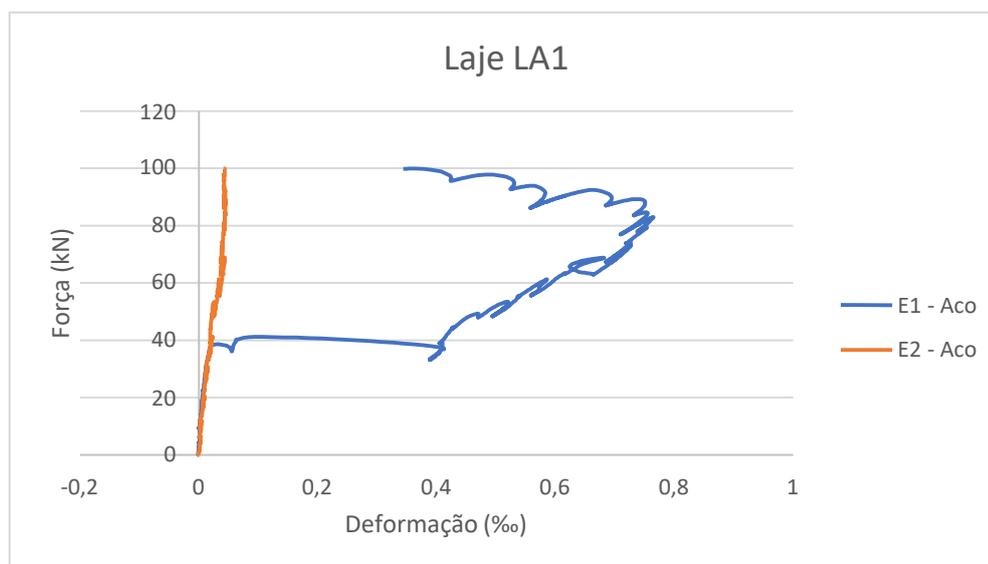
Fonte: Autor, 2022.

Para o ensaio da laje LC3, semelhantemente ao ensaio da laje LC2, o extensômetro E2, mesmo sofrendo mais deformação que o E1, ainda chega a faixa de valor que sugere que o concreto está trabalhando no ELU. Ambos extensômetros funcionam até o fim do ensaio.

5.4.3 Gráficos Força x Deformação do Aço

A seguir estão representados os gráficos Força x Deformação no Aço obtidos dos resultados dos ensaios. Os valores são correspondentes a deformação dos extensômetros fixados nas barras de aço. Em razão da concretagem, alguns extensômetros foram perdidos, os gráficos mostram quais são os extensômetros que funcionaram. A posição desses extensômetros estão esquematizadas no Capítulo 3 desta dissertação.

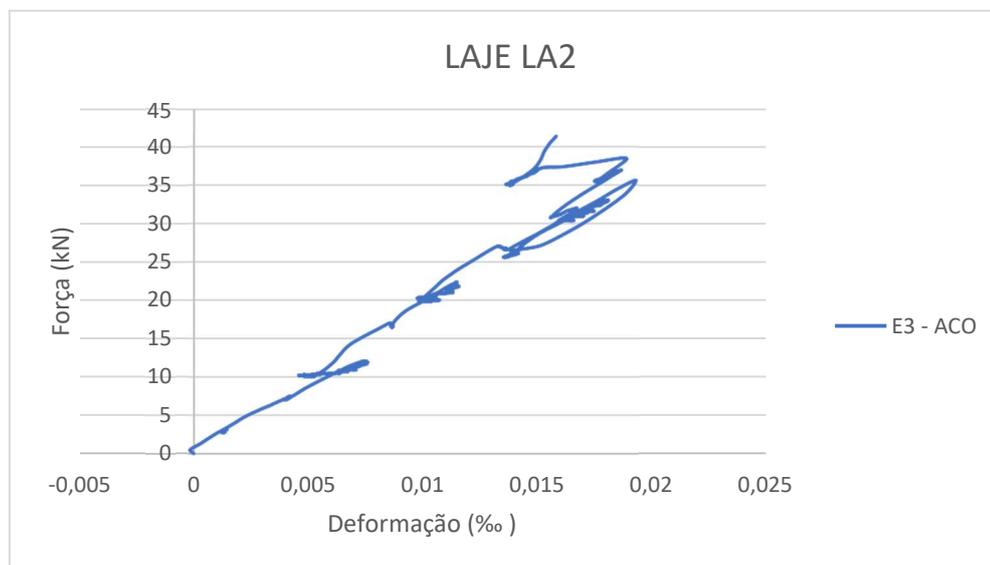
Figura 94 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LA1



Fonte: Autor, 2022.

Na Laje LA1, os dois extensômetros presentes na laje funcionaram até o fim do ensaio. Pelo gráfico, pode-se analisar que ao abrir a primeira fissura, com 40 kN, o comportamento do extensômetro E1, posicionado abaixo do local de aplicação da carga, sofre uma deformação sem nenhum acréscimo de carga, o que pode sugerir que a armadura esteja sendo solicitada, visto que agora ali existe uma fissura, e que o concreto, então, não resiste mais aos esforços de tração.

Figura 95 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LA2

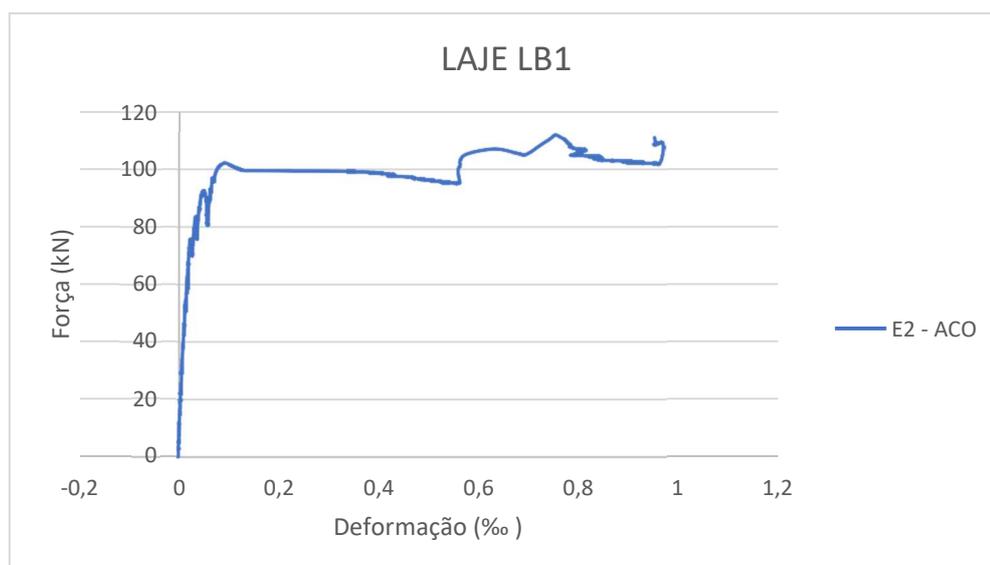


Fonte: Autor, 2022.

Na laje LA2, apesar de termos 3 extensômetros, apenas o E3 estava em funcionamento. Esse extensômetro estava posicionado na armadura de transporte, posicionada na parte inferior da laje, com comprimento diminuído, o que explica as deformações baixas medidas.

A laje LA3, apesar de ter 4 extensômetros fixados nas barras de aço, não apresentou sinal de medição em nenhum deles e, portanto, não houve gráfico para representá-la.

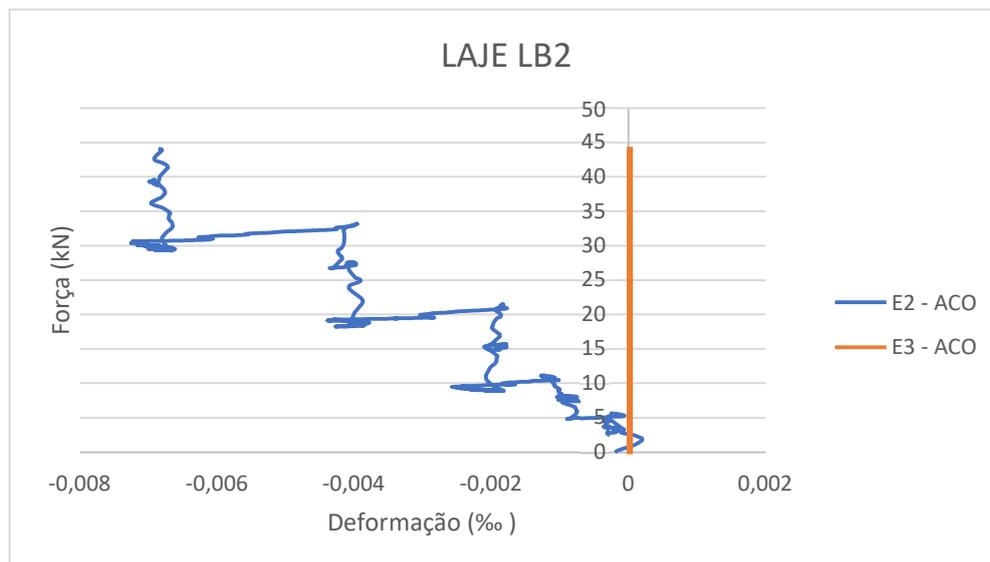
Figura 96 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB1



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LB1, apenas o extensômetro E2 que estava funcionando, ele mostrou uma deformação menor que 1‰ no ponto em que ele foi fixado (meio do vão).

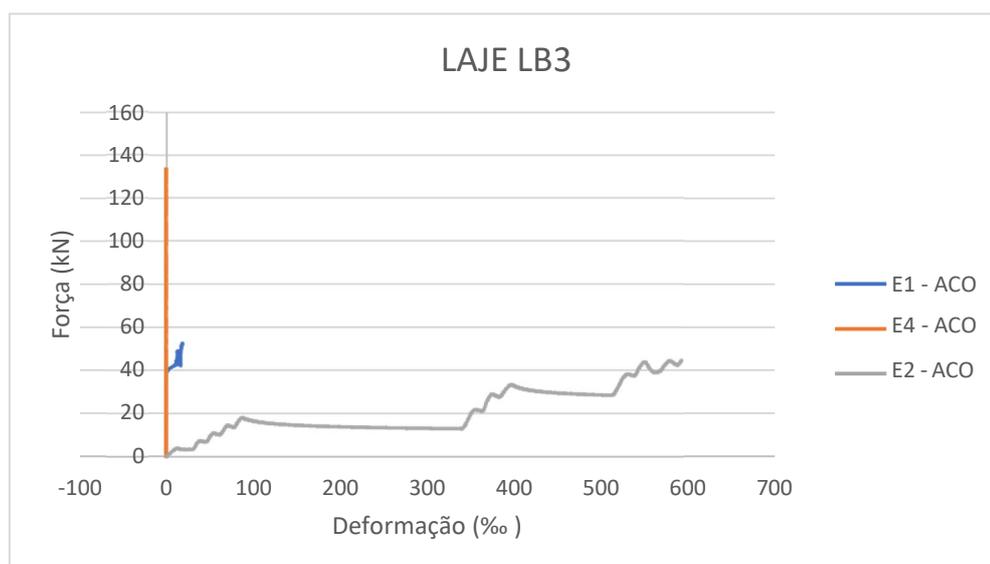
Figura 97 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB2



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LB2, os dois extensômetros que funcionaram durante o ensaio foram o E2 e o E3, posicionados ambos nas barras de aço superior e inferior no meio do vão. As deformações baixas podem ter sido causadas por esse mesmo fator, visto que essa laje contava apenas com armadura superior e de transporte.

Figura 98 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LB3

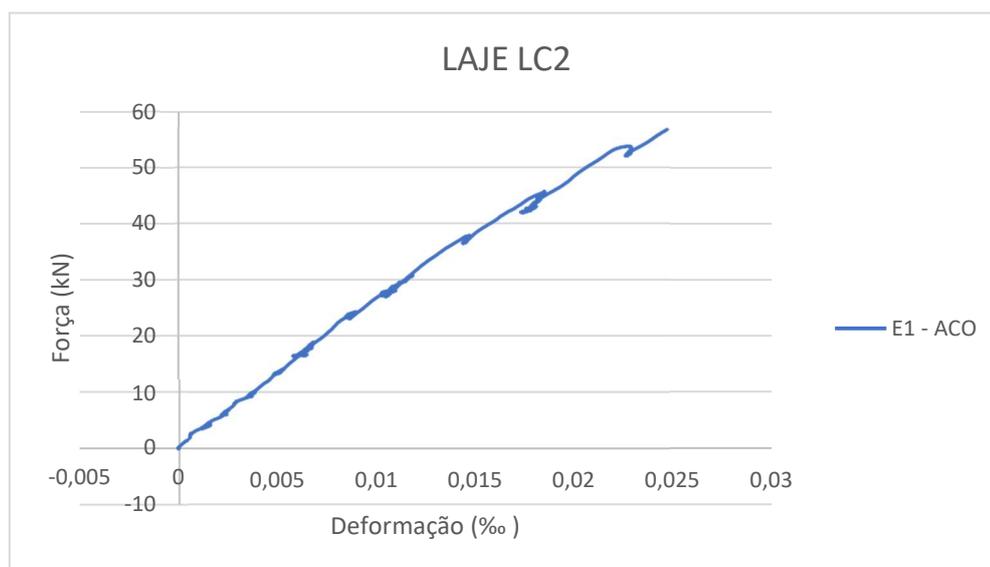


Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LB3, o extensômetro E4 funcionou até o fim do ensaio, mostrando deformações baixas. Já os extensômetros E1 e E2, posicionados na armadura superior da laje, pararam de funcionar aos 50 kN de carga aplicada. O E2 mostrou deformações muito grandes.

No ensaio da laje LC1, os extensômetros E1 e E2 fixados nas barras de aço não apresentaram nenhuma medição, portanto, não há gráfico para analisar.

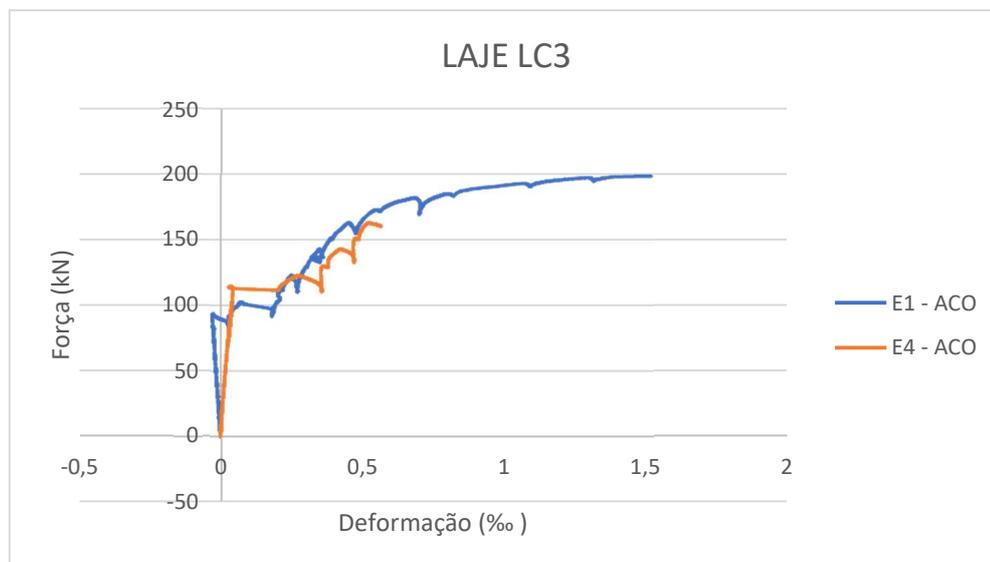
Figura 99 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LC2



Fonte: Autor, 2022.

No ensaio da laje LC2, dos três extensômetros fixados, apenas o E1 funcionou, mostrando baixas deformações, mesmo que o extensômetro em questão fosse o posicionado abaixo da aplicação de carga. Uma das hipóteses levantadas é que, pelo fato da armadura a qual o extensômetro foi fixado ser a armadura superior, a deformação na barra de aço não seria tão elevada.

Figura 100 - Gráfico Força x Deformação do Aço da Laje LC3



Fonte: Autor, 2022.

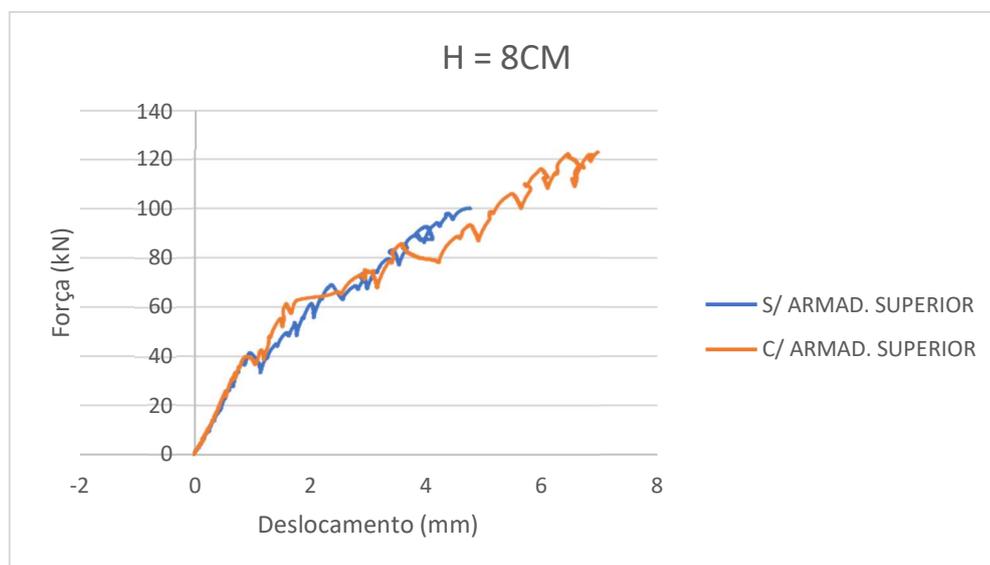
Dos 4 extensômetros fixados nas barras de aço da laje LC3, apenas 2 funcionaram, E1 e E4. O E4 parou de funcionar logo após a aplicação de 150 kN de carga, com uma deformação ainda baixa, 0,5%. O E1 funcionou até o fim do ensaio, apresentando deformação de cerca de 1,5%.

5.4.4 Comparação variando alturas

Assim, foi feita uma parametrização Força x Deslocamento comparando, tendo fixa a altura da laje, o deslocamento registrado pelo LVDT centralizado abaixo da laje. A seguir estão os resultados:

Figura 101 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo

A

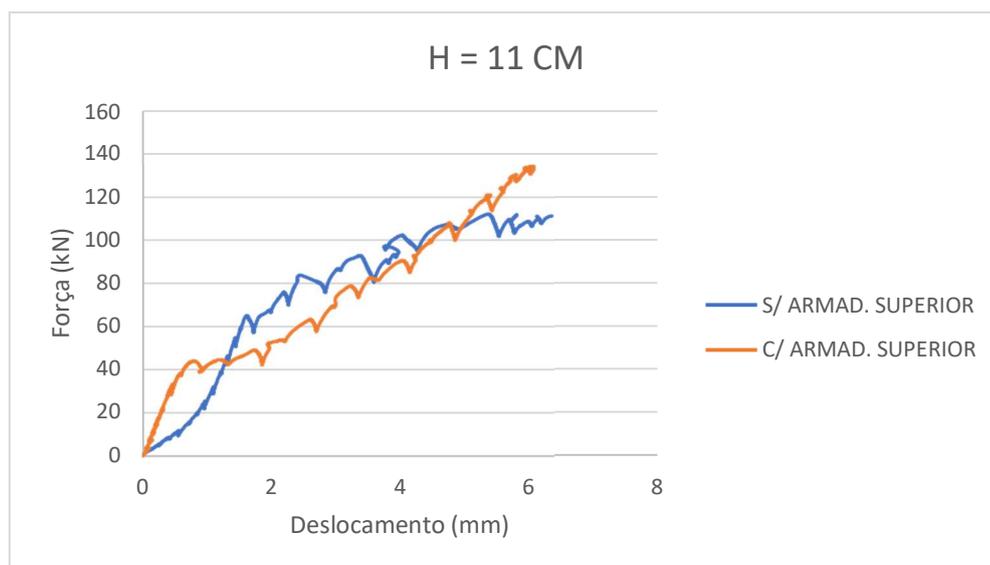


Fonte: Autor, 2022.

Para a laje tipo A, com altura de 8 cm, a inclusão da armadura superior provocou um deslocamento quase duas vezes maior que na laje sem armadura superior, mesmo o valor último de carga aumentado apenas 23% da laje sem armadura para a laje com armadura.

Figura 102 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo

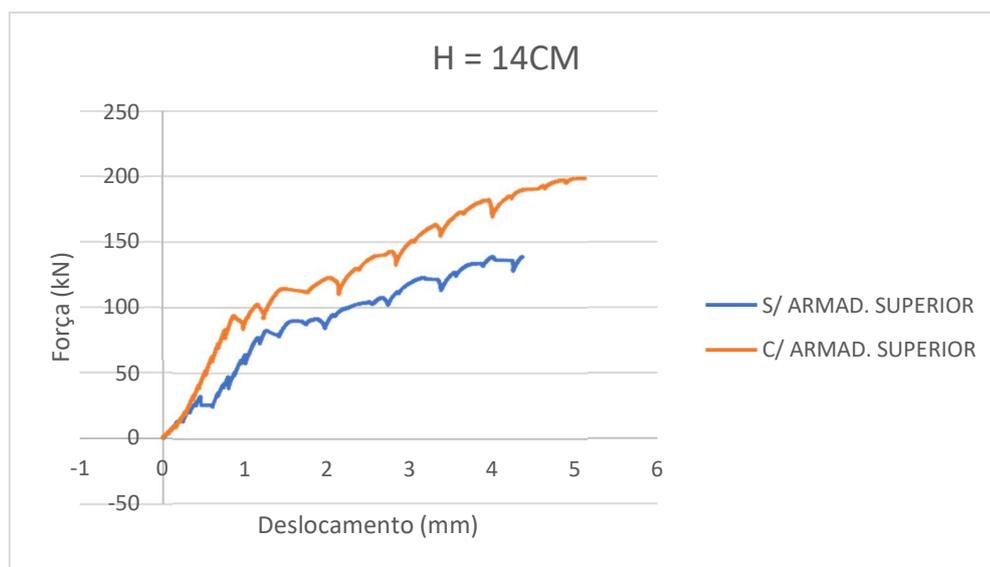
B



Fonte: Autor, 2022.

Para as lajes tipo B, com 11 cm de altura, a inclusão da armadura superior quase não mostra diferença no deslocamento. A carga última, porém, aumenta de 112 kN sem a armadura superior para 134 kN com armadura superior.

Figura 103 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo C



Fonte: Autor, 2022.

Para a maior altura, lajes tipos C, com 14 cm, o aumento da armadura provoca um maior deslocamento da peça. A carga, da mesma forma, também é aumentada de 138 kN para 198 kN.

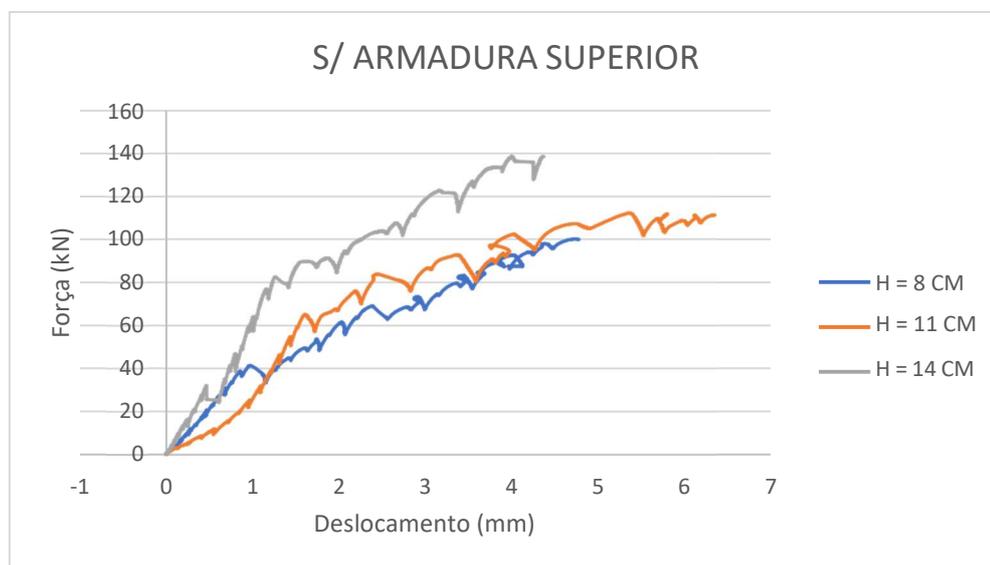
De uma maneira geral, a inclusão da armadura superior, no caso específico dessa pesquisa, que dobra a área de aço presente na peça, provoca maior deslocamento das peças e aumenta sua resistência. Esse aumento de deslocamento foi observado em maior proporção na laje de menor altura. Porém não há como estabelecer um parâmetro porque para as outras alturas, 11 cm e 14 cm, não foi possível observar o mesmo aumento no deslocamento, mesmo com a área de aço sendo acrescida igual.

5.4.5 Comparação entre mesmas alturas

A fim de prosseguir com os resultados, também foi realizado um estudo observando o deslocamento medido pelo LVDT centralizado abaixo da carga nas lajes sem e com armadura superior, variando as alturas.

Figura 104 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo

1

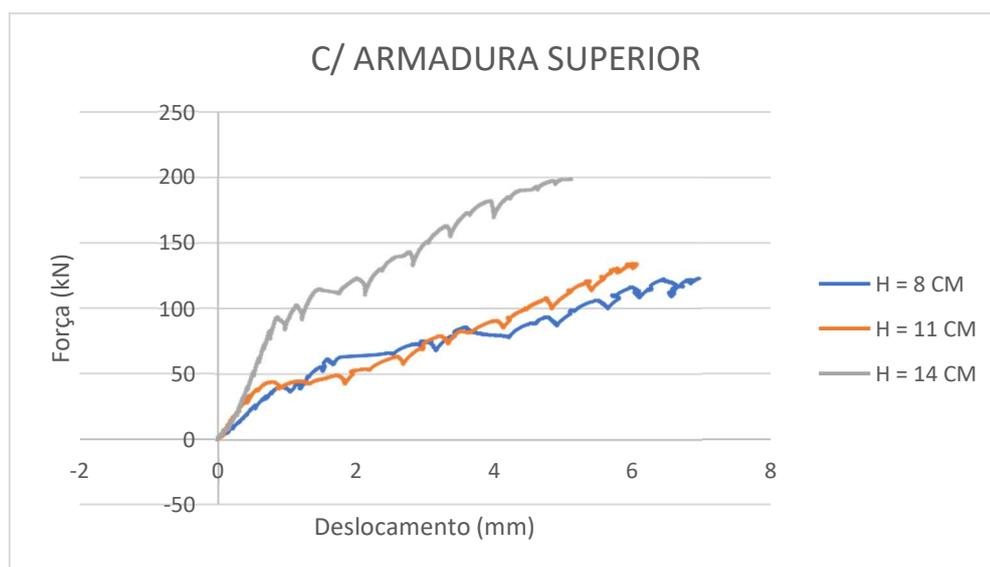


Fonte: Autor, 2022.

Para as lajes tipo 1, sem armadura superior, observa-se que o maior deslocamento não acontece na laje de maior altura. A laje que mais se desloca é a laje com 11 cm de altura. Também é possível notar que a laje com altura de 14 cm, maior altura entre as lajes ensaiadas é a que menos sofre deslocamento, ou seja, apresenta maior rigidez.

Figura 105 - Gráfico Força x Deslocamento - LVDT Centralizado abaixo da Laje – Laje tipo

3



Fonte: Autor, 2022.

Para as lajes do tipo 3, com adição de armadura superior, o que faz a área de aço total duplicar em relação as demais lajes ensaiadas, o maior deslocamento se deu para a laje com menor altura, 8 cm. Da mesma maneira que nas lajes sem armadura superior, a laje com maior altura também apresentou maior rigidez, ou seja, menor deslocamento com a maior carga aplicada.

5.5 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA ALTURA DA LAJE E DA TAXA DE ARMADURA

A fim de tentar mensurar e estabelecer um possível parâmetro para a relação entre altura da laje e a taxa de armadura na resistência ao cisalhamento, foram comparadas as seguintes situações descritas nos próximos tópicos.

5.5.1 Comparação entre as lajes com armadura inferior

As lajes do tipo L1 e L3 possuem armaduras inferiores, mas as Lajes L1 não tem armadura superior e as lajes L3, tem. Por esse motivo, a área de aço total da laje também sofre alteração. Apesar de as armaduras serem as mesmas dentro dos tipos A, B ou C, nos tipos 3 a área de aço dobra, em virtude da presença dessa armadura superior. Assim, estudou-se qual seria a correlação entre esse aumento de área de aço na peça e a sua resistência última, em um fator denominado “taxa β ”, já que foi observado pelo ensaio experimental que a força última resistente sofria um aumento, mesmo nas lajes com a mesma altura.

Essa taxa foi calculada pela seguinte equação:

$$\beta = \frac{Vu_2 \times b_w}{Vu_1 \times A_{s,c}^2} \quad (31)$$

Onde,

Vu_2 é a força última das lajes tipo 3;

Vu_1 é a força última das lajes tipo 1;

b_w é a largura da laje, e

$A_{s,c}$ é a área de aço da armadura superior.

Essa fórmula foi obtida inicialmente da equação:

$$Vu_1 \times \frac{A_{s,c}}{h_{LAJE} \times b_w} \times \alpha = Vu_2 \quad (32)$$

A Equação 32 gerava um valor de α , já que todos os outros valores já eram conhecidos. Desse valor α , temos:

$$\beta = \frac{\alpha}{A_{s,c} \times b_w} \quad (33)$$

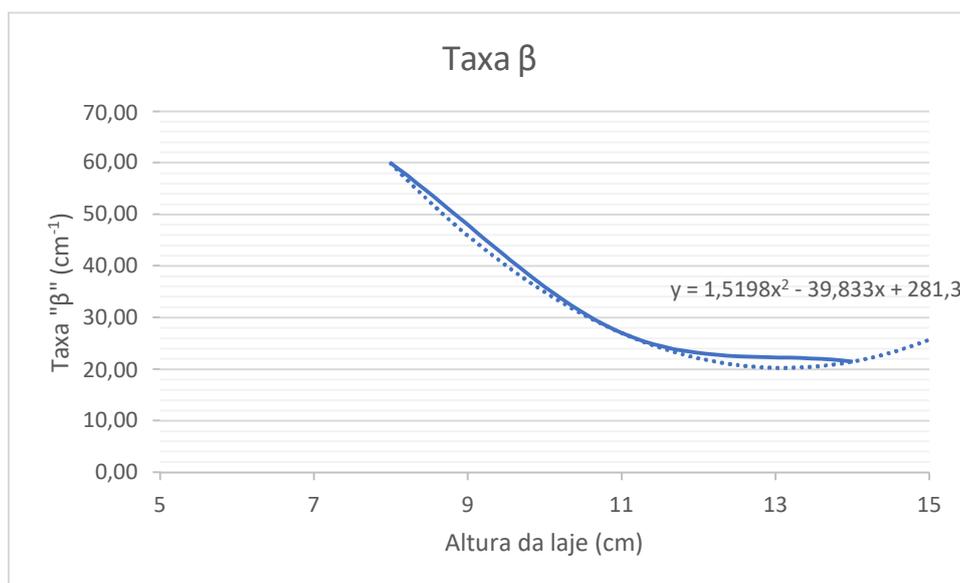
Para os ensaios realizados obteve-se os seguintes resultados:

Tabela 11 - Valores de Referência para Lajes com Armadura Inferior

LAJES COM E SEM ARMADURA SUPERIOR - COM ARMADURA INFERIOR						
TIPO LAJE	H _{LAJE} (cm)	A _{s,c} (cm ²)	B _w (cm)	V _{u1} (kN)	V _{u2} (kN)	Taxa "β" (cm ⁻¹)
LA	8	1,2	70	99	122	59,90
LB	11	1,76	70	112	134	27,04
LC	14	2,16	70	138	198	21,53

Fonte: Autor, 2022.

Com os valores calculados, foi possível plotar um gráfico Altura x Taxa β para as lajes ensaiadas:

Figura 106 - Gráfico Taxa β para as lajes com armadura inferior

Fonte: Autor, 2022.

Esse gráfico nos mostra que, quanto maior a altura da laje, menor é a taxa β encontrada, ou seja, menor é a razão entre a força última da peça e a área de aço da armadura superior utilizada.

5.5.2 Comparação entre as lajes sem armadura inferior

Os ensaios realizados contavam com tipos de armadura 1, 2 e 3, nenhum desses modelos previam lajes sem nenhuma armadura. Oliveira Filho (2019), em sua pesquisa, ensaiou, para os mesmos valores de dimensão (comprimento, largura e altura), lajes sem nenhuma armadura. Com os valores obtidos por ele, foi possível correlacionar com os modelos de armadura apenas superior (tipo 2) da presente pesquisa e, através das mesmas formulações, chegar aos seguintes resultados:

Tabela 12 - Valores de Referência para Lajes Sem Armadura Inferior

LAJES COM E SEM ARMADURA SUPERIOR - SEM ARMADURA INFERIOR							
TIPO LAJE	H _{LAJE} (cm)	A _{s,c} (cm ²)	B _w (cm)	V _{ul} (kN)	V _{ul} - corrigido (kN)	V _{u2} (kN)	Taxa " β " (cm ⁻¹)
LA	8	1,2	70	6,95	4,24	41,36	474,68
LB	11	1,76	70	12,73	7,76	47	136,90
LC	14	2,16	70	26,81	16,34	53,48	49,11

Fonte: Autor, 2022.

Os valores de V_{u1} foram obtidos do trabalho de Oliveira Filho (2019). A correção foi feita porque o f_{ck} do concreto utilizado no ensaio era diferente do utilizado nesse ensaio, portanto foi utilizado o seguinte método:

$$V_{u1, \text{corrigido}} = \frac{f_{ck,1} \times V_{u1}}{f_{ck,2}} \quad (34)$$

Onde:

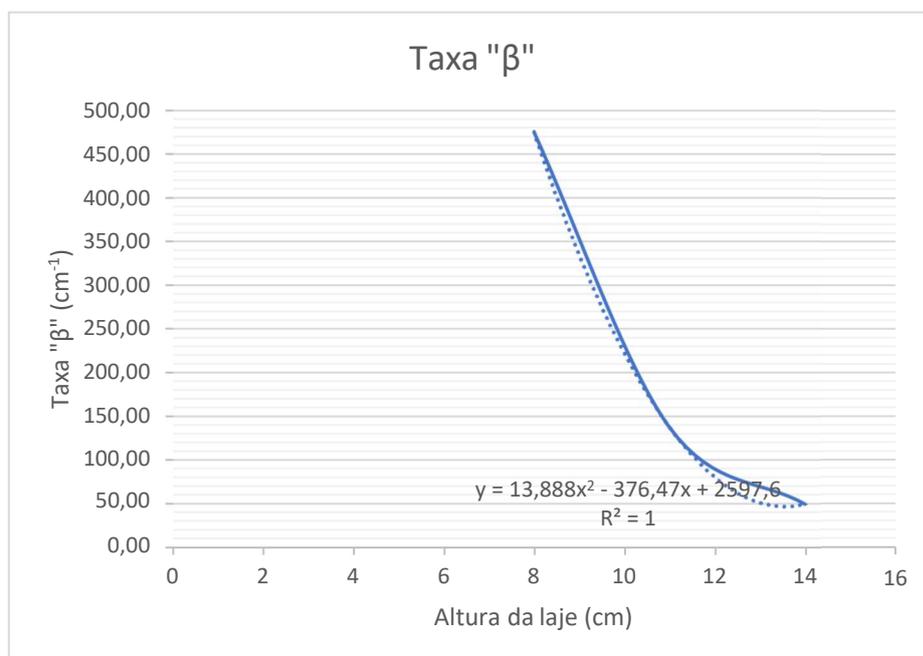
$f_{ck,1}$ é o valor de f_{ck} referente ao trabalho de Oliveira Filho (2019);

$f_{ck,2}$ é o f_{ck} dessa pesquisa.

O f_{ck} do trabalho de Oliveira Filho (2019) foi de 17,96 MPa, e o dessa pesquisa, 29,47MPa, média dos três corpos de prova ensaiados na data dos ensaios.

Com esses valores, foi possível chegar ao seguinte resultado:

Figura 107 - Gráfico Taxa β para as lajes com armadura inferior



Fonte: Autor, 2022.

Da mesma forma que o resultado obtido nas lajes com armadura inferior, as lajes sem armadura inferior também estabelecem a relação de maior altura e menor taxa β encontrada.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 DOS RESULTADOS OBTIDOS

Foi realizado nesse trabalho um estudo de 9 (nove) lajes, variando alguns parâmetros pré-estabelecidos já citados no decorrer do texto, para apresentar ao meio técnico, através dos ensaios realizados, uma análise para a resistência a força cortante em lajes maciças armadas em uma direção.

Foram analisados os deslocamentos, as deformações no concreto e no aço e estabelecido possíveis correlações que podem ajudar no estudo e no melhoramento do dimensionamento de peças estruturais ao cisalhamento.

O aumento da taxa de armadura nas peças mostrou que para as lajes com altura 8 cm e 14 cm, o deslocamento da peça também aumentava. Para as lajes de altura 11 cm, o deslocamento da peça se mostra estável mesmo com o aumento. Ao se comparar as lajes com e sem armadura superior, a laje com altura 14 cm foi a que se mostrou mais rígida, com o menor deslocamento e maior resistência.

As deformações observadas nas peças, medidas pelos extensômetros mostram que tanto o concreto quanto o aço foram mais exigidos nos locais embaixo da aplicação de carga do que no centro da laje, fato que era esperado. Também foi possível observar que, assim que o concreto atingia o esmagamento, fato que se deu em algumas lajes, ela ainda continuava ganhando resistência, o que mostra que o aço trabalhou de maneira efetiva para a resistência das peças.

Em razão da perda de muitos extensômetros das barras de aço antes do ensaio começar, não foi possível fazer uma análise detalhada e um panorama geral de comportamento, mas pode-se dizer que os extensômetros fixados na parte central da laje mostraram deformações pequenas,

o que já era esperado visto que as maiores deformações eram esperadas para as regiões fissuradas, abaixo do local de aplicação da carga.

Quanto ao panorama de fissuração das peças, observou-se que, quanto maior a taxa de armadura, maiores eram os números de fissuras abertas nas peças. Nas peças com somente armadura superior, apenas uma fissura era aberta e já ocorria a ruptura. Nas peças com armadura superior e inferior, as fissuras se estendiam até o meio do vão, mesmo não chegando à face inferior da laje. Mesmo com número mais elevado de fissuras, a resistência também foi maior.

Em relação aos valores normativos, a NBR mostrou-se contra a segurança para as lajes sem armadura inferior. Para as lajes tipo 1 e 3, pode-se considerar que a Norma mostrou resultados próximos, visto que o cálculo foi feito sem o coeficiente de segurança. A Norma Americana, ACI:2019, mostrou-se contra a segurança na maioria dos cálculos envolvendo a altura total da laje, exceto para as lajes LA1, LA3, LB1 e LC3. Para o cálculo usando a altura útil da peça, apenas as lajes LB2 e LC2 se mostraram contra a segurança. As Normas Europeias, EUROCODE:2004 e CEB:2010, de uma forma geral se mostraram conservadoras em relação aos valores obtidos experimentalmente.

Os valores encontrados para a correlação entre aumento força última com o acréscimo da armadura na peça foram tidos através de uma função obtida através de um gráfico com valores de uma taxa denominada taxa “ β ” com a altura da peça. Esses valores são referentes aos ensaios feitos nesse trabalho.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para trabalhos futuros, sugere-se que seja feito um estudo mudando o fck do concreto utilizado nas mesmas condições de geometria e armadura, para avaliar qual a mudança de comportamento.

Da mesma forma, conduzir os ensaios propostos com mudança no espaçamento das barras de aço utilizadas na armadura.

Continuar a pesquisa, mudando valores de diâmetro de barras, altura da peça e taxa de armadura e analisar os resultados, tentando otimizar a curva polinomial de resposta ao parâmetro definido no item 5.5 desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). **NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto** – Procedimento. Rio de Janeiro.

American Concrete Institute ACI Committee 318, **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-2019)** and Commentary, Farmington Hills, MI, 2019.

AURE, Temesgen W.; IOANNIDES, Anastasios M. **Fracture analysis of aggregate interlock jointed slabs-on-grade**. Construction and Building Materials: v. 77, p. 340-348, 2014, 9 f. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.086>.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **DIMENSIONAMENTO DE VIGAS DE CONCRETO ARMADO À FORÇA CORTANTE**. Estruturas de Concreto II – Notas de aula, 2008.

CAVALCANTI, P. S. P. **Investigação experimental da fadiga ao cisalhamento em lajes de pontes com pré lajes**. Dissertação, 226 páginas, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica, 2011.

CAVAGNIS, Francesco; RUIZ, Miguel Fernández; MUTTONI, Aurelio. **Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results**. Engineering Structures: v. 103, p. 157–173, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2015.09.015>.

CHOI, Kyoung-Kyu; KIM, Jong-Chan; PARK, Hong-Gun. **Shear Strength Model of Concrete Beams Based on Compression Zone Failure Mechanism**. ACI Structural Journal, n. 113-S94, v. 113, n. 5, 2016, 26 f. <https://doi.org/10.14359/51689032>.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. CEB-FIP Model Code 2010: Final Draft. Switzerland: FIB, 2012.

COSTA, D. I. G. **Nova formulação do método dos elementos de contorno para associação de placas espessas**. Tese, 133 páginas, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – DECEE-UFRS. Fev, 2014. <http://dx.doi.org/10.26512/2014.11.T.18172>.

Diab, Muhammad Ahmad Muhammad, "**Behaviour of Helical Pile connectors for New Foundations**" (2015). Electronic Thesis and Dissertation Repository. 3289. <https://ir.lib.uwo.ca/etd/3289>.

EL-ARISS, B. **Behavior of beams with dowel action**. Engineering Structures, v.29, p.899-903, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2006.07.008>.

EUROCODE 2 - Comité Europeen de Normalisation, **CEN EN 1992-1-1.– Projeto de estruturas de betão** – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, 2004.

FURLAN JÚNIOR, Sydney. **Vigas de concreto com taxas reduzidas de armadura de cisalhamento: Influência do emprego de CEB-FIPras curtas e de protensão**. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo, 386 f, 1995.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações tangenciais**. São Paulo: Editora Pini, Ltda, 324p., 2008.

HE, X. G.; KWAN, A. K. H. **Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures**. Computers and Structures, v.79, p.569-604, may. 2001. [https://doi.org/10.1016/S0045-7949\(00\)00158-9](https://doi.org/10.1016/S0045-7949(00)00158-9).

ISHIHARA, Ronaldo. **Análise de ensaios experimentais de cisalhamento em vigas de concreto armado sem armadura transversal à luz das normas**. 2017. Dissertação (Mestrado), 259 páginas, Universidade Estadual de Campinas, 2017.

KIM, Jin-Keun; PARK, Yon-Dong. **Prediction of Shear Strength of Reinforced Concrete Beams without Web Reinforcement**. ACI Materials Journal, 1996, 10 f.

LIBERATI, E. A.P.; NOGUEIRA, C. G.; LEONEL, E. D.; CHATEAUNEUF, A. **Nonlinear formulation based on FEM, Mazars damage criterion and Fick's law applied to failure assessment of reinforced concrete structures subjected to chloride ingress and reinforcements corrosion**. Engineering Failure Analysis. V. 46, P 247-268, 2014. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2014.09.006>.

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro: Interciência, v.1, 2008.

MAEKAWA, K.; QURESHI, J. **Stress transfer across interfaces in reinforced concrete due to aggregate interlock and dowel action**. J. Materials, Conc. Struct., Pavements, JSCE, v.34, p.159-172, feb. 1997. https://doi.org/10.2208/jscej.1997.557_159.

NOGUEIRA, C. G. **Desenvolvimento de modelos mecânicos, de confiabilidade e de otimização para aplicação em estruturas de concreto armado**. Tese, 353 páginas, Universidade de São Paulo. Maio, 2010.

NOGUEIRA, C. G.; CODA H. B.; VENTURINI, W.S. **Mecanismos de resistência ao cisalhamento em estruturas de concreto armado: uma abordagem via método dos elementos finitos unidimensionais**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v. 4, n. 1, p.111-122, mar. 2011. <https://doi.org/10.1590/S1983-41952011000100006>.

OLIVEIRA, Jackeline Santos de. **Análise numérica dos parâmetros que exercem influência sobre resistência à força cortante em lajes maciças de concreto armadas em duas direções**. 2021. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia. 2022. DOI <http://doi.org/10.14393/ufu.di.2022.5001>.

OLIVEIRA FILHO, Márcio Alves de. **Análise numérica e experimental do efeito de pino em lajes maciças de concreto armado**. 2019. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2019. <http://dx.doi.org/10.14393/ufu.di.2019.70>.

SAMORA, Mario Sergio. **Evaluation of mechanisms resistant shear beams without transverse reinforcement**. 2015. 141 f. Dissertação (Mestrado em Engenharias) -

Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2015.
<https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/14220>.

SILVA, Jean Carlos Gonçalves. **Análise experimental da influência da armadura principal de tração em blocos sobre estacas constituídas de perfis metálicos.** 2021. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Uberlândia, 2021. DOI <https://doi.org/10.14393/ufu.di.2021.495>.

SOUZA, F. M. N. **Proposta para utilização da simulação computacional em sistema de gestão, análise de risco e avaliação de desempenho ambientais.** Dissertação, 184 páginas, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Dezembro, 2010. <https://doi.org/10.6008/ESS2179-6858.2011.002.0003>.

ZARRINPOUR, M. R.; CHAO, S. H. **Shear Strength Enhancement Mechanisms of Steel Fiber- Reinforced Concrete Slender Beams.** ACI structural journal. Title No. 114-S59. p.729, 2017. <https://doi.org/10.14359/51689449>.