



**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM DIFERENTES TIPOS DE ANCORAGEM
PARA A ARMADURA DE CISALHAMENTO**

VICTOR HUGO DALOSTO DE OLIVEIRA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM DIFERENTES TIPOS DE
ANCORAGEM PARA A ARMADURA DE CISALHAMENTO**

VICTOR HUGO DALOSTO DE OLIVEIRA

ORIENTADOR: GUILHERME SALES SOARES DE AZEVEDO MELO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

PUBLICAÇÃO: E.DM – 01A/21
BRASÍLIA/DF: FEVEREIRO - 2021

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

**PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM DIFERENTES TIPOS DE
ANCORAGEM PARA A ARMADURA DE CISALHAMENTO**

VICTOR HUGO DALOSTO DE OLIVEIRA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
E AMBIENTAL DA FACULDADE DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE DE
BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO
CIVIL.

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, PhD (UnB)
(Orientador)

Prof. Rodrigo de Melo Lameiras, Dr (UnB)
(Examinador Interno)

Prof. Túlio Nogueira Bittencourt, PhD (USP)
(Examinador Externo)

BRASÍLIA/DF, 23 DE FEVEREIRO DE 2021

FICHA CATALOGRÁFICA

OLIVEIRA, VICTOR HUGO DALOSTO DE	
Punção em lajes lisas com diferentes tipos de ancoragem para a armadura de cisalhamento. [Brasília, Distrito Federal] 2021.	
xviii, 151p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Estruturas e Construção Civil, 2021).	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.	
1. Punção	2. Lajes lisas
3. Armadura de cisalhamento	4. Ancoragem
5. Estribos	
I. ENC/FT/UnB	II. Título (Mestre)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OLIVEIRA, V. H. D. de (2021). Punção em lajes lisas com diferentes tipos de ancoragem para a armadura de cisalhamento. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM – 01A/21, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Victor Hugo Dalosto de Oliveira

TÍTULO: Punção em lajes lisas com diferentes tipos de ancoragem para a armadura de cisalhamento.

GRAU: Mestre ANO: 2021

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

Victor Hugo Dalosto de Oliveira
Alameda dos Eucaliptos, Quadra 107, Lote 09
71.920-010, Águas Claras, Brasília – DF, Brasil.
e-mail: victordalosto@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço imensamente ao meu orientador Guilherme Sales S. A. Melo pela orientação objetiva ao longo de todo este trabalho e por todo conhecimento transmitido durante este período.

Agradeço aos professores Henrique Jorge e Marcos Honorato pelas orientações e contribuições no desenvolvimento desta dissertação, bem como aos colegas de laboratório: João, Júlia, Renata, George, John e Jonathan.

Agradeço ao PECC pela vaga concedida e aos professores do programa por todos os ensinamentos ao longo do curso.

Agradeço à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) pelo apoio financeiro.

Agradeço aos amigos que fiz ao longo desta jornada e que, de alguma forma, contribuíram na realização deste sonho, em especial: José, Debora, Júlio, Rodolfo, Jordana e Lucas.

Agradeço aos meus pais e a minha avó pelo amor, apoio e incentivo em todos os momentos de minha vida. Vocês são a minha fonte diária e eterna de motivação.

Agradeço a Deus, por tudo.

RESUMO

PUNÇÃO EM LAJES LISAS COM DIFERENTES TIPOS DE ANCORAGEM PARA A ARMADURA DE CISALHAMENTO

Autor: Victor Hugo Dalosto de Oliveira

Orientador: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Programa de Pós-graduação em Estruturas e Construção Civil

Brasília, fevereiro de 2021

Para atender as prescrições normativas e as hipóteses básicas dos modelos de cálculos, as armaduras de cisalhamento precisam estar ancoradas nas armaduras longitudinais, todavia, essa exigência dificulta o processo executivo e inviabiliza o emprego de certas armaduras.

Neste estudo, foi avaliado o uso de diferentes tipos de ancoragem para a armadura de cisalhamento que facilitam o processo construtivo, mas que não atendem as normas. Foram ensaiadas lajes empregando armaduras do tipo estribo ancoradas conforme as normas, comparando a sua eficiência com o uso de estribos envolvendo apenas uma das armaduras longitudinais e com a utilização de módulos de estribos colocados internamente às armaduras longitudinais sem realizar qualquer ancoragem.

O programa experimental conduzido continha cinco lajes lisas de concreto armado com dimensões de 250cm x 250cm, espessura de 18cm, com um pilar interno de 30 x 30 cm², todas com $f_c = 29,9$ MPa e $\rho \cong 0,97$ %. As lajes foram carregadas aplicando-se forças gravitacionais próximo aos bordos com o objetivo de provocar uma ruptura por punção.

Como resultado, verificou-se que as lajes ensaiadas tiveram um acréscimo de 17 a 26 % de resistência em comparação com uma laje de referência sem armadura de punção. Todas as lajes apresentaram comportamentos semelhante, de modo que todas as ancoragens estudadas foram igualmente eficientes no aumento da capacidade resistente à punção. Não foram verificadas alterações nos padrões de fissuração ou de deslocamentos verticais das lajes. Houve uma ligeira influência nos níveis de deformações das armaduras longitudinais e das armaduras de cisalhamento. Foi verificada uma possível delaminação na laje não ancorada na zona comprimida, no entanto, ainda assim a carga última das lajes foram próximas, com variação percentual menor do que 8,0 %.

Palavras Chave: Punção. Lajes lisas. Armadura de cisalhamento. Ancoragem. Estribos.

ABSTRACT

PUNCHING IN FLAT SLABS WITH DIFFERENT TYPES OF ANCHORAGE FOR THE SHEAR REINFORCEMENT

Author: Victor Hugo Dalosto de Oliveira

Supervisor: Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo

Postgraduate Program in Structures and Civil Construction

Brasília, February of 2021

The shear reinforcements must be anchored on longitudinal reinforcements to meet the normative requirements and the hypothesis in calculation models. However, this requirement hinders the executive process and makes the use of specific reinforcements unfeasible.

This study assessed the use of different anchorage types for the shear reinforcement that facilitates the construction process but does not meet the codes. Shear reinforcements of the stirrup type anchored according to the codes are analyzed, comparing their efficiency with the use of stirrups involving only one of the longitudinal reinforcements and also with the use of stirrup modules placed internally to the longitudinal reinforcements without performing any anchoring.

An experimental study was carried out with five flat slabs of reinforced concrete with dimensions of 250cm x 250cm and 18cm of thickness, with an internal pillar of 30cm x 30cm, all with $f_c = 29.9$ MPa and $\rho \cong 0.97$ %. The slabs were loaded by applying gravitational forces close to the edges to cause a punching shear rupture.

The tested slabs had an increase of 17-26 % in strength resistance compared to a reference slab. All the slabs showed similar behavior, in such a way that all the connections studied were equally efficient in increasing the punching resistance. There were no changes in cracking patterns or vertical slab displacements. There was a slight influence on the deformation levels of longitudinal and shear reinforcement. Possible delamination was observed in the slab not anchored in the compressed zone, the region in which forms the critical crack. However, the ultimate load of the slabs was close, with a percentage variation less than 8.0%.

Keywords: Punching. Flat Slab. Shear reinforcement. Anchorage. Stirrup.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. JUSTIFICATIVA	4
1.3. OBJETIVOS	4
1.4. METODOLOGIA	5
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO	7
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1. PUNÇÃO	8
2.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA.....	12
2.2.1. Resistência do concreto	12
2.2.2. Taxa de armadura longitudinal de tração	13
2.2.3. Dimensões e geometria dos pilares	14
2.2.4. Altura útil e size effect.....	15
2.2.5. Armadura de cisalhamento	16
2.3. TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	18
2.4. ANCORAGEM DA ARMADURA DE CISALHAMENTO.....	20
2.5. PESQUISAS RELACIONADAS À ANCORAGEM	24
2.5.1. Andrade (1999).....	24
2.5.2. Trautwein (2001)	26
2.5.3. Trautwein (2006)	28
2.5.4. Caldentey <i>et al.</i> (2013)	31
2.5.5. Lima (2021), Souza (2018) e Palhares (2018).....	34
2.6. PRESCRIÇÕES PARA A ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO.....	37
2.6.1. ABNT NBR 6118 (2014)	39
2.6.2. Eurocode 2 (2004)	41
2.6.3. ACI 318 (2019).....	43
2.6.4. Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC	45
2.6.5. Model Code (2010).....	49
2.7. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES.....	53
2.7.1. Momento resistente	53
2.7.2. Carga resistente à flexão.....	55

3.	PROGRAMA EXPERIMENTAL	57
3.1.	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	57
3.2.	CARACTERÍSTICAS DAS LAJES ENSAIADAS	58
3.3.	DETALHAMENTO DAS ARMADURAS	60
3.3.1.	Armaduras de cisalhamento	60
3.3.2.	Armaduras longitudinais	66
3.3.3.	Armaduras dos pilares	68
3.4.	FABRICAÇÃO DOS MODELOS LOCAIS	69
3.4.1.	Fôrmas	69
3.4.2.	Concretagem	70
3.5.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	72
3.5.1.	Concreto	72
3.5.2.	Aço	73
3.6.	INSTRUMENTAÇÃO	74
3.6.1.	Deslocamentos verticais	74
3.6.2.	Deformações nas armaduras	76
3.6.3.	Deformações no concreto	80
3.7.	SISTEMA DE ENSAIO	81
4.	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE	85
4.1.	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	85
4.2.	FISSURAS	86
4.3.	SUPERFÍCIE DE RUPTURA	90
4.4.	CARGA DE RUPTURA	97
4.5.	DESLOCAMENTOS VERTICAIS	100
4.6.	DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO	107
4.7.	DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO	112
4.8.	DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO	120
5.	RESULTADOS E ANÁLISE DOS MODELOS TEÓRICOS	126
5.1.	RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	126
5.1.1.	Resultados pela NBR 6118 (2014)	127
5.1.2.	Resultados pelo Eurocode 2 (2004)	128
5.1.3.	Resultados pelo ACI 318 (2019)	129

5.1.4.	Resultados pelo Model Code (2010)	130
5.1.5.	Resultados pela Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC	133
5.1.6.	Resumo dos resultados para punção	135
5.2.	RESISTÊNCIA À FLEXÃO E MODO DE RUPTURA.....	136
5.3.	ROTAÇÃO	138
6.	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	141
6.1.	CONCLUSÕES	141
6.2.	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	142
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	143
	ANEXO A – CARACTERÍSTICAS DAS LAJES.....	151

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1 – Principais características das lajes da linha de pesquisa de Lima (2021)....	6
Tabela 2.1 - Descrição das lajes ensaiadas por Andrade (1999)	25
Tabela 2.2 – Resultados de cargas de ruptura e estimativas (Trautwein, 2011).....	27
Tabela 2.3 - Detalhes e resultados de carga última das lajes de Trautwein (2006).....	29
Tabela 2.4 - Descrição das lajes do ensaio de punção	33
Tabela 2.5 - Resultados das lajes ensaiadas por Souza (2018) e Palhares (2018).....	36
Tabela 3.1 – Principais características das lajes analisadas.....	59
Tabela 3.2 – Quantitativo de materiais referente a 1 m ³ de concreto.	72
Tabela 4.1 – Principais características das lajes analisadas.....	85
Tabela 4.2 –Propriedades mecânicas dos aços	85
Tabela 4.3 – Identificação das primeiras fissuras radiais e tangenciais	86
Tabela 4.4 – Inclinação da superfície de ruptura.....	96
Tabela 4.5 – Resultados de carga última para as lajes ensaiadas	97
Tabela 4.6 – Deformações específicas das armaduras de cisalhamento na ruptura	111
Tabela 4.7 – Deformações específicas das barras de flexão no instante da ruptura.....	118
Tabela 5.1 – Comparação entre carga última experimental e estimativas da NBR 6118	127
Tabela 5.2 – Comparação entre carga última experimental e estimativas do Eurocode 2	128
Tabela 5.3 – Comparação entre carga última experimental e estimativas do Eurocode 2	129
Tabela 5.4 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível I.....	130
Tabela 5.5 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível II.....	130
Tabela 5.6 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível III	130
Tabela 5.7 – Comparação entre carga experimental e estimativas de resistência da TFCC	133
Tabela 5.8 – Comparação entre resultados experimentais e estimativas de resistência	135
Tabela 5.9 – Momento resistente das lajes	136
Tabela 5.10 – Máxima carga <i>Vflex</i> das lajes	136

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Ruptura por punção na ligação laje-pilar - (TASSINARI, 2011)	1
Figura 1.2 - Soluções estruturais em lajes lisas (Adaptado de Sacramento <i>et al.</i> , 2014) .	2
Figura 1.3 – Representação do processo construtivo executado em módulos.....	3
Figura 2.1 – Seção de uma ruptura por punção (Adaptado de CEB - FIP, 1990)	8
Figura 2.2 – Mecanismos que exercem influência na resistência à punção	9
Figura 2.3 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas	11
Figura 2.4 – Influência da resistência do concreto (Ferreira, 2010).....	12
Figura 2.5 – Análise de tensões de Von Mises em pilares de diferentes dimensões.....	14
Figura 2.6 – Relação de carga e deformação entre duas lajes (Ruiz e Muttoni, 2010) ..	16
Figura 2.7 – Tipos de armaduras de cisalhamento em lajes-lisas.....	19
Figura 2.8 – Detalhamento da ancoragem dos estribos segundo as normas.....	20
Figura 2.9 – Detalhamento da ancoragem da armadura tipo estribo	21
Figura 2.10 – Efeitos relacionados à ancoragem da armadura de cisalhamento	22
Figura 2.11 – Modo de ruptura por delaminação	23
Figura 2.12 – Propriedades das armaduras de cisalhamento de Andrade (1999).....	25
Figura 2.13 – Superfícies de ruptura das lajes ensaiadas por Andrade (1999) (Adaptado de Trautwein, 2001).....	26
Figura 2.14 – Detalhe da armadura de cisalhamento (Trautwein, 2001)	26
Figura 2.15 – Superfícies de ruptura das lajes ensaiadas (Adaptado de Trautwein, 2001)	27
Figura 2.16 – Esquemático com a posição da armadura (Adaptado de Trautwein, 2006)	28
Figura 2.17 – Superfícies de ruptura nas lajes do grupo I (Adaptado de Trautwein, 2006)	30
Figura 2.18 – Representação do sistema de ensaio, com unidades em milímetros (Adaptado de Caldentey <i>et al.</i> , 2013)	31
Figura 2.19 – Disposição das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas (Adaptado de Caldentey <i>et al.</i> , 2013).....	32
Figura 2.20 – Relação Cargas x deslocamento (Adaptado de Caldentey <i>et al.</i> , 2013)...	33
Figura 2.21 – Esquemático do programa de ensaio (Adaptado de Palhares, 2018)	34
Figura 2.22 – Resumo das características das lajes (Adaptado de Palhares, 2018)	35
Figura 2.23 – Esquema de esforços em uma ligação laje pilar (Adaptado de Santos, 2018).....	37
Figura 2.24 – Vista em planta dos perímetros críticos definidos pela NBR 6118 (2014)	39
Figura 2.25 – Vista em planta dos perímetros críticos do Eurocode 2 (2004)	41

Figura 2.26 – Vista em planta dos perímetros críticos definidos pelo ACI 318 (2019).	43
Figura 2.27 – Elementos da Teoria da fissura crítica de Cisalhamento – TFCC (Adaptado de Muttoni, 2008)	45
Figura 2.28 – Diagramas momento curvatura – quadrilinear e bilinear (Muttoni, 2008)	47
Figura 2.29 – Determinação da carga última a punção (Adaptado de Muttoni, 2008) ..	48
Figura 2.30 – Vista em planta dos perímetros críticos do Model Code (2010).....	49
Figura 2.31 – Definição das alturas úteis segundo o Model Code (2010).....	49
Figura 2.32 – Distribuições de deformações e tensões na seção transversal.....	53
Figura 2.33 – Linhas de ruptura com o mecanismo considerado para a laje.....	55
Figura 2.34 – Modelagem da laje em ambiente SAP 2000	56
Figura 3.1 – Representação dos modelos locais estudados	57
Figura 3.2 – Dimensões dos modelos locais ensaiados (unidades em mm).....	58
Figura 3.3 – Distribuição da armadura de cisalhamento (unidades em mm)	60
Figura 3.4 – Detalhamento da conexão das armaduras de cisalhamento	61
Figura 3.5 – Detalhamento dos estribos da laje FA-05 (unidades em mm)	62
Figura 3.6 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje FA-05	62
Figura 3.7 – Detalhamento dos estribos da laje CA-05 (unidades em mm).....	63
Figura 3.8 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje CA-05.....	63
Figura 3.9 – Detalhamento dos estribos da laje TA-05 (unidades em mm).....	64
Figura 3.10 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje TA-05.....	64
Figura 3.11 – Detalhamento dos estribos da laje NA-05 (unidades em mm).....	65
Figura 3.12 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje NA-05.....	65
Figura 3.13 - Detalhamento das armaduras longitudinais (unidades em mm)	66
Figura 3.14 - Detalhamento das armaduras longitudinais em perspectiva (unidades em mm).....	67
Figura 3.15 - Detalhamento dos ganchos em perspectiva (unidades em mm)	67
Figura 3.16 - Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos pilares (unidades em mm)	68
Figura 3.17 – Sistema de fôrmas das lajes ensaiadas.	69
Figura 3.18 – Etapas da concretagem das lajes	71
Figura 3.19 – Ensaio de caracterização do concreto.....	73
Figura 3.20 – Ensaio de caracterização do aço.....	73
Figura 3.21 – Disposição dos LVDT's sobre a laje (unidades em mm).....	74
Figura 3.22 – Detalhe do posicionamento do LVDT	75
Figura 3.23 – Disposição dos LVDT's sobre a laje.....	75

Figura 3.24 – Extensômetro elétrico de resistência (https://www.kyowa-ei.com).....	76
Figura 3.25 – Processo de instrumentação das armaduras	77
Figura 3.26 – Extensômetros na armadura de cisalhamento	78
Figura 3.27 – Extensômetros das armaduras longitudinais tracionadas.....	79
Figura 3.28 – Posição dos extensômetros na região inferior da laje (unidades em mm)	80
Figura 3.29 – Posição dos extensômetros na região inferior da laje	80
Figura 3.30 – Esquema de ensaio no pórtico de reação (unidades em mm).....	82
Figura 3.31 - Vista do pórtico metálico de reação.....	84
Figura 3.32 - Vista lateral do pórtico de reação	84
Figura 4.1 – Mapa de fissuração da laje RS	87
Figura 4.2 – Mapa de fissuração da laje FA-05.....	87
Figura 4.3 – Mapa de fissuração da laje CA-05	88
Figura 4.4 – Mapa de fissuração da laje TA-05	88
Figura 4.5 – Mapa de fissuração da laje NA-05	89
Figura 4.6 – Posição do corte no quadrante Noroeste da laje	90
Figura 4.7 – Corte e retirada do quadrante Noroeste da laje	90
Figura 4.8 – Superfície de ruptura da laje RS.....	91
Figura 4.9 – Superfície de ruptura da laje FA-05	92
Figura 4.10 – Superfície de ruptura da laje CA-05.....	93
Figura 4.11 – Superfície de ruptura da laje TA-05.....	94
Figura 4.12 – Superfície de ruptura da laje NA-05	95
Figura 4.13 – Curvas com as relações carga x leitura para as lajes ensaiadas	99
Figura 4.14 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje RS	100
Figura 4.15 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje RS.....	100
Figura 4.16 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje FA-05.....	101
Figura 4.17 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje FA-05	101
Figura 4.18 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje CA-05	102
Figura 4.19 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje CA-05.....	102
Figura 4.20 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje TA-05.....	103
Figura 4.21 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje TA-05.....	103
Figura 4.22 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje NA-05	104
Figura 4.23 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje NA-05.....	104
Figura 4.24 – Deslocamentos verticais médios dos LVDT nas extremidades das lajes	105
Figura 4.25 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje FA-05.....	107
Figura 4.26 – Relação carga x deformação dos estribos da laje FA-05	107

Figura 4.27 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje CA-05	108
Figura 4.28 – Relação carga x deformação dos estribos da laje CA-05	108
Figura 4.29 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje TA-05	109
Figura 4.30 – Relação carga x deformação dos estribos da laje TA-05	109
Figura 4.31 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje NA-05	110
Figura 4.32 – Relação carga x deformação dos estribos da laje NA-05	110
Figura 4.33 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje RS	113
Figura 4.34 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje RS	113
Figura 4.35 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje FA-05	114
Figura 4.36 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje FA-05	114
Figura 4.37 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje CA-05	115
Figura 4.38 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje CA-05 ...	115
Figura 4.39 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje TA-05	116
Figura 4.40 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje TA-05 ...	116
Figura 4.41 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje NA-05	117
Figura 4.42 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje NA-05 ...	117
Figura 4.43 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje RS	120
Figura 4.44 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje FA-05	121
Figura 4.45 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje CA-05	121
Figura 4.46 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje TA-05	122
Figura 4.47 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje NA-05	122
Figura 4.48 - Deformações radiais máximas dos extensômetros de todas as lajes	123
Figura 4.49 - Deformações tangenciais máximas dos extensômetros de todas as lajes	123
Figura 4.50 – Esquema de biela e tirantes após a formação da fissura crítica	125
Figura 5.1 – Relação carga x rotação experimental e teórica para o Model Code	131
Figura 5.2 – Relação carga x rotação experimental e teórica para a TFCC	134
Figura 5.3 – Relação entre carga experimental e carga teórica para todas as lajes	135
Figura 5.4 – Esquemático com a rotação da laje	138
Figura 5.5 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje RS	139
Figura 5.6 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje FA-05	139
Figura 5.7 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje CA-05	139
Figura 5.8 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje TA-05	140
Figura 5.9 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje NA-05	140

LISTA DE SÍMBOLOS

Encontram-se, nesta seção, os significados referentes às simbologias utilizadas;

Símbolo	Significado
α_{cc}	- Coeficiente que leva em consideração os efeitos de longa duração na resistência à compressão do concreto;
A_s	- Área de aço da armadura longitudinal de flexão tracionada;
A_s'	- Área de aço da armadura longitudinal complementar na parte comprimida;
A_{sw}	- Área total de aço das armaduras de cisalhamento dentro de um perímetro;
A_{sw}/laje	- Área total de aço de todas as camadas de armaduras de cisalhamento da laje;
b_w	- Largura da faixa de laje utilizado no cálculo do momento resistente;
b_s	- Largura da faixa de laje na face do pilar utilizado para o cálculo de punção;
β	- Razão entre a maior e a menor dimensão do pilar;
B	- Dimensão em planta da laje;
B_x	- Dimensão em planta da laje na direção x;
B_y	- Dimensão em planta da laje na direção y;
c	- Dimensão em planta do pilar;
c_v	- Cobrimento de concreto das armaduras de cisalhamento;
d	- Altura útil da laje;
d_g	- Diâmetro máximo do agregado utilizado no concreto;
d_{g0}	- Diâmetro de referência com valor igual a 16,0mm;
d_v	- Distância do centroide das armaduras longitudinais até a região de apoio;
$d_{v,out}$	- Altura útil reduzida;
E	- Módulo de elasticidade;
E_c	- Módulo de elasticidade do concreto;
E_s	- Módulo de Elasticidade do aço;
E_{ys}	- Módulo de Elasticidade do aço da armadura de flexão tracionada;
E_{ys}'	- Módulo de Elasticidade do aço da armadura complementar;
E_{yw}	- Módulo de Elasticidade do aço da armadura de cisalhamento;

- EI_0 - Rigidez da seção de concreto não fissurado;
- EI_1 - Rigidez da seção de concreto fissurada no estágio II;
- ε - Deformação específica;
- ε_c - Deformação específica do concreto;
- ε_s - Deformação específica do aço da armadura de flexão tracionada;
- ε_s' - Deformação específica do aço da armadura complementar na parte comprimida;
- ε_{yw} - Deformação específica de escoamento do aço da armadura de cisalhamento;
- f_b - Tensão de aderência do concreto;
- f_c - Resistência à compressão do concreto;
- f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão;
- f_{ct} - Resistência à tração do concreto;
- $f_{ct,sp}$ - Resistência do concreto à tração indireta;
- f_s - Tensão do aço;
- f_{sw} - Tensão do aço da armadura de cisalhamento;
- f_{ys} - Resistência ao escoamento do aço da armadura de flexão tracionada;
- f_{yw} - Resistência ao escoamento do aço da armadura de cisalhamento;
- \emptyset - Diâmetro da armadura;
- \emptyset_w - Diâmetro da armadura de cisalhamento;
- k - Fator de escala ou size effect;
- λ - Fator relacionado às propriedades mecânicas do concreto;
- λ_{max} - Fator relacionado à ruptura por compressão diagonal do concreto;
- λ_s - Coeficiente associado ao size effect;
- m_s - Momento solicitante;
- m_{cr} - Momento de fissuração;
- m_r - Momento radial;
- m_R - Momento resistente;
- ρ - Taxa de armadura longitudinal de flexão tracionada;
- ρ_w - Taxa de armadura de cisalhamento relacionado a um perímetro;

- r_0 - Raio contendo o perímetro de onde se forma a fissura crítica de cisalhamento;
- r_q - Raio com o perímetro dos pontos de aplicação de carga;
- S_0 - Distância entre a face do pilar e a primeira camada de armadura de cisalhamento;
- S_r - Distância entre eixos de camadas de armaduras de cisalhamento;
- u - Perímetro crítico de referência utilizado no cálculo da punção;
- u - Perímetro crítico de referência utilizado no cálculo da punção;
- u_0 - Perímetro crítico definido no perímetro do pilar;
- u_1 - Perímetro crítico definido em uma região de referência externa ao pilar;
- u_{out} - Perímetro crítico em uma região externas às armaduras de cisalhamento;
- τ_{Rd} - Tensão de cisalhamento resistente de cálculo;
- τ_{Rk} - Tensão de cisalhamento resistente nominal;
- V_{Rd} - Carga resistente de projeto à ruptura por punção;
- V_{Rk} - Carga resistente característica à ruptura por punção;
- V_u - Carga última obtida experimentalmente;
- V_{flex} - Carga máxima resistente associada à capacidade de flexão da laje;
- $V_{R,max}$ - Carga resistente relacionada à ruptura da biela comprimida;
- $V_{R,c}$ - Carga resistente relacionada à ruptura por tração diagonal do concreto;
- $V_{R,cs}$ - Carga resistente à ruptura por tração diagonal em lajes com armaduras de punção;
- $V_{R,out}$ - Carga resistente à ruptura por tração diagonal fora da zona das armaduras;
- V_{ACI} - Estimativa da carga resistente à punção segundo o modelo teórico do ACI 318;
- V_{EC} - Estimativa da carga resistente à punção segundo o modelo teórico do Eurocode 2;
- V_{NBR} - Estimativa da carga resistente à punção segundo o modelo teórico da NBR 6118;
- V_{MC} - Estimativa da carga resistente à punção segundo o modelo teórico do Model Code;
- V_{TFCC} - Estimativa da carga resistente segundo a teoria da fissura crítica de cisalhamento;
- ψ - Rotação da laje;
- χ_{TS} - Contribuição do tension stiffening na rigidez da seção;
- x - Posição da linha neutra da seção, obtida a partir do equilíbrio estático da seção;
- \bar{x} - Ponto de aplicação da resultante de compressão do concreto no equilíbrio estático;

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Lajes lisas não possuem vigas e são apoiadas diretamente em pilares. Devido aos benefícios construtivos e arquitetônicos proporcionados por esse sistema, é crescente o seu uso na construção civil.

Dentre as vantagens proporcionadas pelo uso de lajes lisas, destacam-se: simplificação na execução de fôrmas; praticidade na execução de armaduras; facilidade nos processos de lançamento, adensamento e desforma do concreto; e maior flexibilidade na definição do layout do pavimento.

Entretanto, devido à inexistência de vigas, esse sistema estrutural apresenta algumas desvantagens, como a redução da rigidez da estrutura, necessitando de um maior controle nos deslocamentos transversais da laje e nos parâmetros de estabilidade do edifício. Além disso, uma vez que as lajes se apoiam diretamente sobre os pilares, surge a possibilidade de ruptura localizada devido à punção.

Punção é um fenômeno que pode ser entendido como a tendência de perfuração de uma placa devido à atuação de forças concentradas ou forças que atuam em uma região pequena, que geram elevadas tensões de cisalhamentos.

Essa ruptura geralmente é de natureza frágil, apresentando apenas pequenos avisos antes do colapso, e é caracterizada pela formação de uma superfície de tronco de cone, acompanhada do desligamento da ligação laje-pilar, conforme está ilustrado na Figura 1.1.

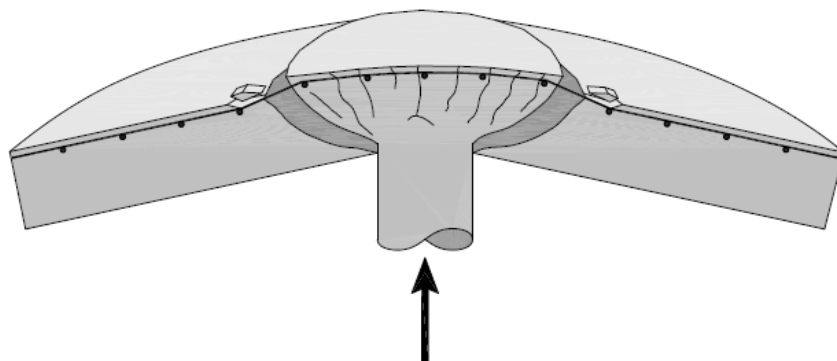


Figura 1.1 – Ruptura por punção na ligação laje-pilar - (TASSINARI, 2011)

Conforme será discutido na revisão bibliográfica, os principais parâmetros que influenciam a resistência das lajes em relação ao fenômeno da punção são: a resistência do concreto (f_c), a taxa de armadura longitudinal de tração (ρ), as dimensões e geometria dos pilares, o fator de escala ou size effect (k), a altura útil da laje (d) e a presença de armadura de cisalhamento.

Sendo assim, como forma de evitar a ruptura por punção, o projetista pode manipular os parâmetros que exercem influência em sua resistência, entretanto, alguns destes não são convenientes do ponto de vista executivo, arquitetônico ou econômico.

Empregar um concreto com maior resistência em toda a laje muitas vezes não é suficiente ou econômico. Do mesmo modo, um aumento da taxa de armadura longitudinal de tração, além de não ser o mais eficiente, pode gerar dificuldades na concretagem em consequência de grandes concentrações de armadura na região do pilar, assim como aumentar a seção do pilar pode gerar conflitos no layout do pavimento.

Outra forma de evitar a punção é aumentando a espessura da laje, entretanto, ao realizar esse processo em toda sua espessura, também se aumenta o peso próprio de toda a estrutura. O ideal é o aumento da seção apenas na região da ligação laje-pilar, configurando o emprego dos capitéis ou drop-panels, conforme ilustrado na Figura 1.2

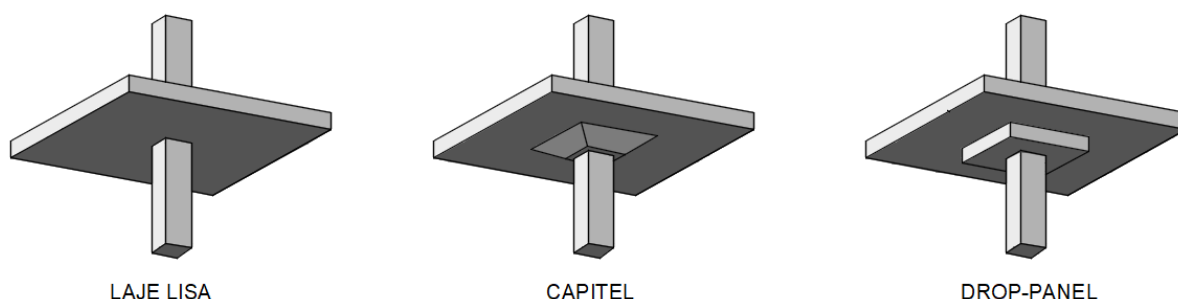


Figura 1.2 - Soluções estruturais em lajes lisas (Adaptado de Sacramento *et al.*, 2014)

Apesar de eficiente, o aumento da seção é uma solução que pode sofrer impedimento por questões arquitetônicas, devido à perda de regularidade da laje, ou pelo fato de sua utilização dificultar o processo executivo com relação à elaboração e execução de fôrmas.

Portanto, a forma mais adequada de se evitar o puncionamento é com o emprego de armaduras de cisalhamento, pois, além de manter o teto plano, aumentam a resistência da ligação laje-pilar e a sua capacidade de deformação, garantindo que a ruptura ocorra com avisos.

É importante também considerar que, caso a punção seja o fenômeno que governe o dimensionamento, é possível diminuir a espessura da laje ou as dimensões dos pilares por meio do emprego da armadura de cisalhamento. Tais medidas podem trazer reduções significativas no peso próprio e nos custos da edificação.

No tocante às armaduras de cisalhamento, estudos como os de Einpaul *et al.* (2016) têm demonstrado que o desempenho e a resistência das lajes lisas à punção estão altamente relacionados ao tipo de armadura utilizada. No entanto, além dos parâmetros de resistência, critérios relacionados à facilidade executiva também devem ser levados em consideração na escolha do tipo de armadura.

Para atender os critérios normativos, as armaduras de cisalhamento necessitam ser devidamente ancoradas.

Imposta essa condição, nota-se que existe uma dificuldade construtiva na execução da ancoragem de certas armaduras, como as do tipo estribo fechado, uma vez que estas precisam envolver as armaduras longitudinais por meio de dobras ou ganchos. Esse problema é ainda agravado em lajes que apresentam pequena espessura e uma alta concentração de barras.

Nesse cenário, esta dissertação propõe avaliar o desempenho das lajes lisas com a utilização de armaduras de cisalhamento que não envolvem, ou envolvem apenas parcialmente, as armaduras longitudinais.

Essa metodologia viabiliza a utilização de barras e fios como armadura de cisalhamento, oferece maior praticidade na montagem, garantindo maior facilidade e agilidade na obra, além de permitir que o processo construtivo seja organizado por meio de módulos, de forma que os elementos possam ser colocados em etapas e a armadura de cisalhamento possa servir como “caranguejo” para a armadura superior, conforme Figura 1.3.

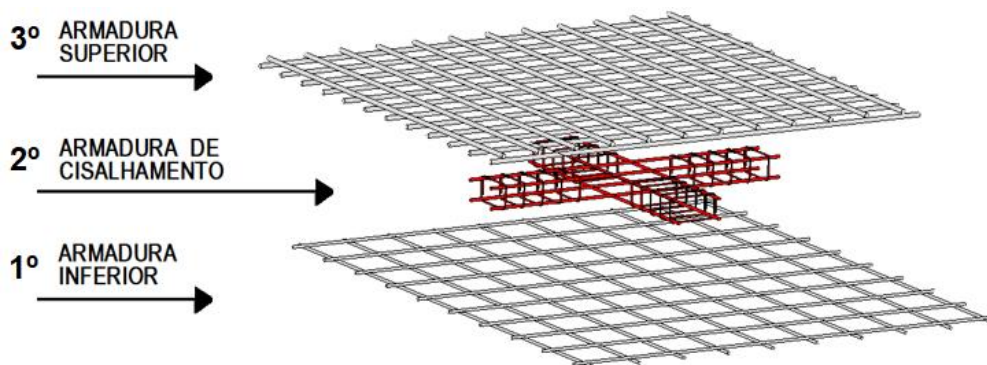


Figura 1.3 – Representação do processo construtivo executado em módulos

1.2. JUSTIFICATIVA

Do ponto de vista executivo, tem-se interesse em armaduras de cisalhamento que sejam práticas de ancorarem, ou que não necessitem realizar a sua ancoragem, uma vez que, em determinados casos, essa tarefa é uma das etapas mais trabalhosas no sistema construtivo.

Além disso, apesar de as normas especificarem as exigências da ancoragem da armadura de cisalhamento, devido às dificuldades práticas, há relatos em que elas são utilizadas sem envolver as barras longitudinais ou são inseridas internamente, sem envolvê-las. Todavia, são poucos os estudos no meio científico abordando essa temática e comprovando sua eficácia.

Dessa forma, o presente trabalho traz contribuições ao tema com resultados de ensaios experimentais que envolvem aspectos da ancoragem das armaduras de cisalhamento, avaliando a sua influência no comportamento das lajes-lisas em relação à punção quando são violadas prescrições normativas e uma das principais hipóteses dos modelos de cálculo.

1.3. OBJETIVOS

Esta pesquisa tem por objetivo, determinar experimentalmente o desempenho e a resistência à punção de lajes-lisas de concreto armado com diferentes condições de ancoragem da armadura de cisalhamento do tipo estribo fechado.

Para cumprir com este objetivo, foram confeccionadas quatro lajes lisas retangulares, todas submetidas a carregamentos gravitacionais simétricos, simulando as condições de um pilar interno sujeito ao fenômeno da punção.

Como objetivos específicos, esta pesquisa propõe:

- Analisar a resistência e a capacidade de deformação das lajes com os diferentes tipos de ancoragem e comparar seus resultados com uma laje de referência sem armadura de cisalhamento;
- Comparar os resultados experimentais com as estimativas de resistência à punção obtidas com as seguintes normas e modelos: ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2004), Model Code (2010) e com a teoria da fissura crítica de cisalhamento – TFCC.

1.4. METODOLOGIA

Esta pesquisa traz uma análise experimental e numérica a respeito da resistência à punção de lajes lisas, submetidas a carregamentos simétricos, avaliando a eficiência das armaduras de cisalhamento do tipo estribo quando são feitas variações em sua forma de ancoragem.

A pesquisa experimental dessa dissertação fez parte da mesma linha de estudo dos autores Souza (2018) e Palhares (2018). Todas essas pesquisas compuseram a tese de Lima (2021). O Trabalho de conclusão de curso de Souza (2018) fez parte da primeira série (01) de ensaio, a dissertação de Palhares (2018) fez parte da terceira série (03) de ensaio, enquanto que a parte experimental dessa dissertação fez parte da quinta série (05) de ensaio de Lima (2021).

A parte experimental dessa linha de pesquisa consistiu na ruptura à punção de modelos locais de lajes lisas, com dimensões para a laje de 2500mm x 2500mm x 180mm, todas com pilares internos de 300mm x 300mm e taxa de armadura longitudinal de $\rho \cong 0,92\%$. O objetivo principal foi avaliar a resistência à punção das lajes ao se variar o tipo de ancoragem utilizado para a armadura de cisalhamento do tipo estribo fechado.

A linha de pesquisa foi dividida em cinco séries de ensaios, cada série contendo quatro formas diferentes de ancoragem para os estribos. Essa armadura de cisalhamento consistiu na utilização de estribos fechados, distribuída simetricamente em forma de cruz nas quatro direções do pilar central.

A primeira laje é a *Reference Slab* (RS), a laje de referência sem armadura de punção. Dentro de cada série de estudos, tem-se o grupo de lajes *Fully Anchored* (FA), que utilizava estribos ancorados nas armaduras longitudinais nas regiões comprimidas e tracionada, sendo essa o único grupo contendo uma forma de ancoragem que seguia as prescrições normativas. As lajes *Compression Anchored* (CA) tinha estribos ancorados apenas na parte comprimida. As lajes *Tension Anchored* (TS) tinha ancoragem apenas nas armaduras de flexão tracionada. As lajes *Not Anchored* (NA) não apresentava nenhuma forma de ancoragem dos estribos e era posicionada internamente às armaduras longitudinais, sem envolvê-las.

Dentro da pesquisa, houve uma alteração na forma de detalhamento dos estribos para as lajes das séries 01, 02 e 03 para as lajes das séries 04 e 05. Enquanto que nas primeiras séries os estribos possuíam uma largura maior que o espaçamento das armaduras de flexão e tinha armaduras construtivas na região das dobras, a partir das séries 04 e 05, os estribos foram reduzidos em largura, envolvendo as armaduras longitudinais diretamente em sua dobra.

As principais características da laje e as formas de detalhamentos dos estribos estão apresentadas na Tabela 1.1. Uma explicação mais detalhada a respeito da forma de ancoragem também está apresentada no item 3 - Programa experimental dessa dissertação.

Tabela 1.1 – Principais características das lajes da linha de pesquisa de Lima (2021)

Série	Laje	d (mm)	f _c (MPa)	Armadura de cisalhamento			Tipos de ancoragem para o estribo	
				Nº Camadas	φ (mm)	So e Sr (mm)		
-	RS	148	30	-	-	-	Sem armadura de cisalhamento	
01	FA-01	147	30	5	8,0	80	FA	CA
	CA-01	148						
	NA-01	148						
02	FA-02	145	15	5	5,0	72	TA	NA
	CA-02	148						
	TA-02	144						
	NA-02	147						
03	FA-03	146	30	5	5,0	72	TA	NA
	CA-03	148						
	TA-03	147						
	NA-03	148						
04	FA-04	147	30	8	8,0	65	FA	CA
	CA-04	147						
	TA-04	148						
	NA-04	148						
05	FA-05	143	30	5	5,0	72	TA	NA
	CA-05	142						
	TA-05	143						
	NA-05	144						

Cabe ressaltar que as lajes moldadas para essa dissertação (Série 05), são similares as lajes de Palhares (Série 03), com alteração apenas no detalhamento da ancoragem dos estribos.

A parte numérica dessa dissertação consistiu em comparar os resultados obtidos experimentalmente de carga e modo de ruptura, com as estimativas de resistências à punção pelas normas NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004), ACI 318 (2019), Model Code (2010) e com a teoria da fissura crítica de cisalhamento. Paralelamente, também foi avaliada a relação dos valores experimentais com as estimativas de resistência à flexão e o seu comportamento de rotação da laje durante toda a fase de carregamento.

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

Para avaliar a influência da ancoragem da armadura de cisalhamento, é importante desenvolver uma compreensão dos aspectos relevantes que envolvem o fenômeno da punção, incluindo os parâmetros de resistência relacionados à armadura de cisalhamento.

Para abordar esse assunto e apresentar o estudo a respeito da ancoragem, esta dissertação está dividida em cinco capítulos, mais as referências bibliográficas.

O presente *capítulo 1* apresenta o fenômeno da punção, a importância da utilização da armadura de cisalhamento e as justificativas para o estudo de uma ancoragem deficiente. Ao final, é discutida a metodologia que foi utilizada nessa pesquisa.

No *capítulo 2* é apresentada uma revisão a respeito da punção mencionando os primeiros estudos relacionados ao tema. Também é exposta as abordagens que as normas adotam para avaliar as diferentes formas de ruptura e os principais parâmetros de resistência à punção. Em seguida, são apontadas a importância da ancoragem da armadura de cisalhamento, as exigências que as normas trazem com relação ao assunto, e os principais estudos experimentais já realizados abordando a utilização de uma ancoragem deficiente. Ao final do capítulo, são apresentadas as especificações normativas para o cálculo da resistência das lajes à punção dadas pelas seguintes normas: ABNT NBR 6118 (2014), ACI 318 (2019), Eurocode 2 (2004) e Model Code (2010).

O *capítulo 3* apresenta o programa experimental, detalhando as características das lajes estudadas, a caracterização dos materiais, o processo de instrumentação e o sistema de ensaio.

No *capítulo 4* são apresentados e discutidos os resultados experimentais de carga última, tipo de ruptura, mapa de fissuração, flechas e deformações da armadura e do concreto. Também há discussão a respeito da conformidade dos resultados obtidos com as estimativas de resistência das normas.

No *capítulo 5* são feitas as considerações finais relacionadas a influência da ancoragem nos resultados. Por fim, são feitas sugestões a trabalhos futuros que podem contribuir com o assunto estudado para a formulação de conclusões positivas e definitivas a respeito de armaduras sem ancoragem.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. PUNÇÃO

Apesar do grande número de pesquisas na área e dos significativos avanços computacionais, não temos ainda um entendimento completo a respeito do comportamento do concreto sob tensões cisalhantes.

Segundo Walraven (1980), grande parte desse problema se deve à grande não-linearidade do concreto, tanto pela imprevisibilidade e as formas de propagação de fissuras, quanto pela complexidade dos mecanismos de transferência de esforços entre essas aberturas.

Conforme Park e Gamble (2000), no que se refere à punção, nota-se ainda a existência de um número maior de variáveis devido à presença de diversos tipos de esforços solicitantes que se concentrarem em uma região de descontinuidade e pelo fato de envolver o estado tri-axial de tensões do concreto.

O primeiro estudo relacionado à punção foi publicado por Talbot (1913), com a realização de ensaios em 197 sapatas. Dentre suas colaborações, é possível mencionar: a constatação de um perímetro crítico e a verificação de uma superfície de ruptura que intercepta a face do pilar e se estende até o outro lado da laje.

Conforme o CEB – FIP (1990), no caso da punção em lajes-lisas sem armadura de cisalhamento, a superfície de ruptura é caracterizada pela formação de fissuras diagonais ao redor do pilar, com uma angulação que varia entre 25° e 30° .

Essa ruptura geralmente ocorre de maneira frágil e está associada à formação de uma superfície tronco-cônica, conforme representado na Figura 2.1.

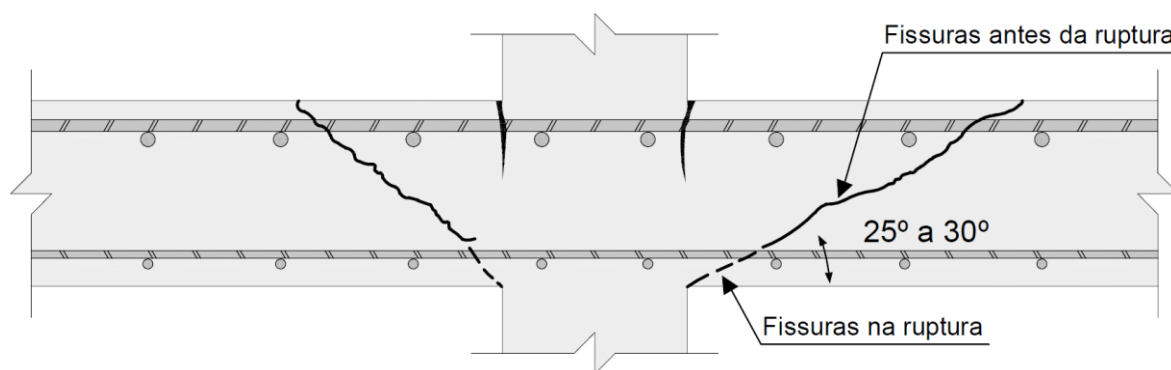


Figura 2.1 – Seção de uma ruptura por punção (Adaptado de CEB - FIP, 1990)

Com o objetivo de entender o fenômeno da punção em lajes lisas, diversos ensaios experimentais posteriores foram realizados em modelos locais simulando a ligação laje-pilar.

Conforme o *fib* (2001), os ensaios mostraram que a ruptura de uma seção de concreto poderia ocorrer tanto por tração diagonal na alma da seção, como por esmagamento da biela de concreto comprimida.

Trabalhos como os de Elstener e Hognestad (1956) mostraram a existência de diversos parâmetros que exerciam influência na resistência à punção, como a resistência do concreto, a taxa de armadura longitudinal tracionada e as dimensões dos pilares.

Estudos como os de Bažant e Cao (1987) demonstraram que a ductilidade e a tensão resistente ao cisalhamento possuíam desempenhos melhores em seções com uma altura útil menor, ao passo que seções maiores apresentavam uma ruptura mais frágil com o desenvolvimento de uma tensão menor na ruptura.

Através dos ensaios, também foi constatada a presença de elementos complementares que também contribuíam em sua resistência. Conforme Fusco (2008) e *bulletin 57 (fib, 2010)*, uma visão macroscópica do fenômeno revela que, após a fissuração da seção, existe uma contribuição do concreto na região comprimida, além da mobilização do efeito de pino e do engrenamento dos agregados que colaboram na transferência de esforços.

Os principais parâmetros de resistência estão ilustrados esquematicamente na Figura 2.2.

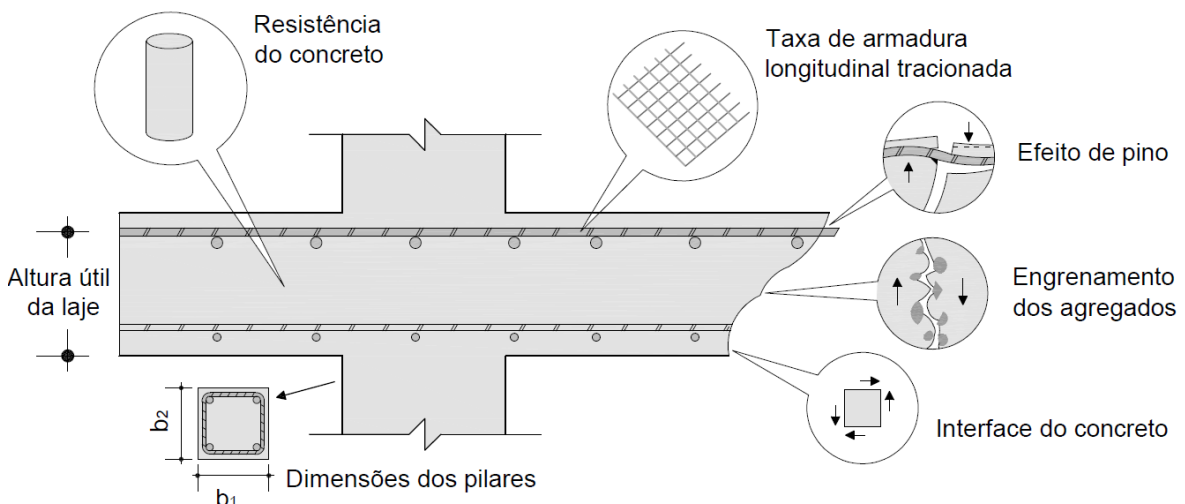


Figura 2.2 – Mecanismos que exercem influência na resistência à punção

Diversos modelos matemáticos já foram desenvolvidos na tentativa de descrever o fenômeno da punção. Algumas dessas abordagens utilizam modelos de treliça, bielas e tirantes ou aproximações abordando a capacidade de flexão. Uma lista detalhada com o estado da arte, contendo os modelos propostos e as abordagens empregadas por diferentes autores, pode ser encontrada em bulletin 168 (CEB, 1985) e bulletin 12 (*fib*, 2001).

Mais recentemente, é possível citar abordagens que empregam redes neurais, modelos utilizando teorias da mecânica da fratura e a teoria da fissura crítica de cisalhamento.

Entretanto, conforme o comitê 426 do ACI, (ACI – ASCE 426, 1973), diversos tipos de esforços solicitantes estão presentes no instante da ruptura de uma seção, podendo haver ações conjuntas de esforços normais, esforços cisalhantes, momentos fletores e torsões.

Somando essas variáveis com a heterogeneidade do concreto, as diferentes condições de apoio e a concentração de tensão que ocorre na ligação laje-pilar, o fenômeno físico da punção torna-se muito complexo para ser descrito em termos matemáticos.

Dessa forma, apesar de certas formulações apresentarem concordância com os resultados experimentais, não existe ainda um modelo generalizado que consiga descrever completamente a punção.

Segundo as observações de Walraven (2004), existe ainda a necessidade, por parte das normas, de adotarem modelos que combinem uma acurácia dos resultados com a simplicidade necessária para a utilização dos engenheiros.

Segundo também o ACI 445R (1999), além de atender as exigências de segurança, o processo de dimensionamento deve apresentar uma conceituação correta e de fácil entendimento, sendo mais efetivo quando aliados a modelos simples ao invés de equações relativamente complexas.

Baseando-se nessas e em outras argumentações, as normas adotam modelos essencialmente empíricos para descrever a resistência e o mecanismo de ruptura à punção, de forma que suas formulações são fundamentadas em resultados de ensaios experimentais e em parâmetros que exercem substancial influência no fenômeno do problema.

Dentre algumas desvantagens dessa abordagem, é possível citar a falta de uma aplicação que englobe os diversos casos de solicitação e o fato de dependerem de simplificações e relações empíricas para fundamentar suas formulações.

As normas NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004), ACI 318 (2019) e Model Code (2010) utilizam, para verificação da capacidade resistente da laje à punção, o método da superfície de controle, que consiste na verificação de tensões de cisalhamento em perímetros críticos.

Conforme o *fib* (2001), os perímetros críticos são locais idealizados para se comparar a tensão solicitante com a tensão resistente, portanto, não explicam como os carregamentos são transferidos da laje para o pilar e nem definem exatamente o local e o mecanismo de ruptura.

O processo de dimensionamento consiste na verificação dos possíveis modos de ruptura em perímetros críticos. Deve ser feita a verificação da ruptura por esmagamento da biela de concreto comprimida em uma região próxima ao pilar (Figura 2.3a) e as verificações de ruptura por tração diagonal.

Primeiramente, é feita a verificação da ruptura por tração diagonal no concreto (Figura 2.3b). Caso seja necessária a armadura de cisalhamento para se evitar a punção, é verificada a ruptura por tração diagonal na região armada, dada pela soma das resistências do concreto e da armadura (Figura 2.3c), e em um perímetro crítico externo às armaduras (Figura 2.3d).

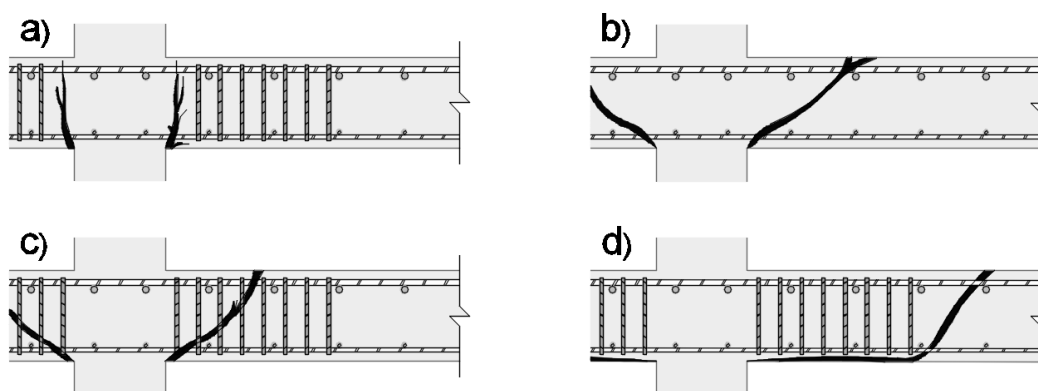


Figura 2.3 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas

A ruptura por esmagamento da biela comprimida independe da quantidade de armadura de cisalhamento, portanto, esse modo de ruptura limita a máxima resistência à punção.

A ruptura por tração diagonal determina a necessidade do uso de armadura de cisalhamento. Caso a armadura seja utilizada, o modo de ruptura na região armada determina as suas características (área de aço, quantidade e espaçamento) e o modo de ruptura na região externa determina o número de perímetros de armaduras e a extensão da região armada.

O processo de dimensionamento empregado pelas normas encontra-se no item 2.6.

2.2. PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Encontra-se, nesta seção, alguns dos principais parâmetros que exercem influência na resistência de lajes-lisas ao fenômeno da punção.

2.2.1. Resistência do concreto

Desde os primeiros ensaios de punção realizados por Talbot (1913) e Graf (1933), foi verificado que a resistência da seção era influenciada pela resistência característica do concreto.

Isso ocorre porque a resistência da ligação laje-pilar está condicionada à resistência à tração diagonal do concreto e aos mecanismos de transferência de esforços cisalhantes pela biela de concreto comprimida. Dessa forma, ao se elevar a resistência do concreto, aumenta-se a resistência à formação de fissuras, garante-se uma maior contribuição da interface de concreto e aumenta-se a máxima capacidade resistente à compressão da biela comprimida.

Dentre os diversos pesquisadores que comprovaram esse efeito, Ramdane (1996) demonstrou, por meio de ensaios experimentais em 16 lajes, que, ao se variar a resistência do concreto de 27 MPa para 102 MPa, era possível se obter um acréscimo de resistência à punção de até 37,9 %.

Hallgreen e Kinnunen (1996) observaram que a utilização de uma relação $f_c^{1/3}$ para estimar a contribuição do concreto na resistência à punção apresentava uma adequada correspondência quando comparada a resultados experimentais. Essa abordagem é utilizada pela ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode 2 (2004) e pode ser observada na Figura 2.4.

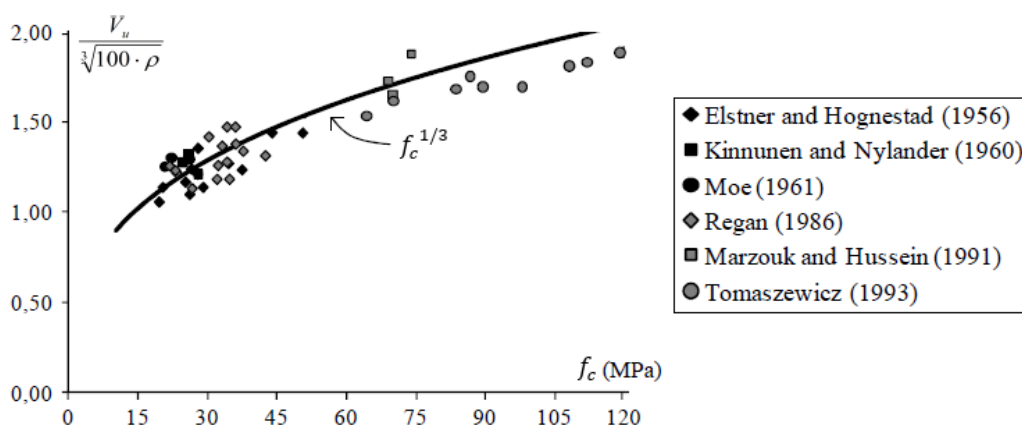


Figura 2.4 – Influência da resistência do concreto (Ferreira, 2010)

2.2.2. Taxa de armadura longitudinal de tração

Segundo Park e Gamble (2000), a ruptura por punção está associada a uma combinação de esforços cisalhantes e fletores na ligação laje-pilar.

Portanto, conforme Regan (1981), a armadura longitudinal tracionada, além de evitar a formação de fissuras por flexão, regula a profundidade de concreto comprimido da laje, condiciona as características de deformações da seção, e influencia na distribuição de tensões e controle de aberturas de fissuras.

Ainda, segundo Cordovil (1997), após a fissuração da seção, a armadura de tração tem papel fundamental com o efeito de pino e manutenção do engrenamento dos agregados.

É importante ressaltar que a NBR 6118 (2014), o Eurocode 2 (2004) e o Model Code (2010) levam em consideração a contribuição da armadura longitudinal de tração na resistência à punção, enquanto que o ACI 318 (2019) negligencia sua colaboração.

Diversos pesquisadores como Alam *et al.* (2008), Mabrouk, Bakr e Abdalla (2017) e Guandalini *et al.* (2009) têm demonstrado que o acréscimo de armaduras na região tracionada fornece um aumento de resistência à punção. Elstener e Hognestad (1956) já haviam chegado às mesmas conclusões, porém, também constataram que acrescentar armaduras na região comprimida não influenciava na resistência.

Avaliando a ductilidade, Kinnunen e Nylander (1960) verificaram que a utilização de uma taxa de armadura de $\rho \cong 0,5\%$ conduzia a uma ruptura dúctil, com grandes deformações. Para taxas de $\rho \cong 1,0\%$, o puncionamento ocorria com menores deformações, e apenas algumas armaduras plastificavam. Para taxas maiores que $\rho = 2,0\%$, foi constatado que a ruptura à punção ocorria de maneira frágil, sem a presença de plastificações das armaduras.

Com o objetivo de avaliar a influência do arranjo das armaduras na região sujeita à punção, Regan (1986) analisou diferentes condições de espaçamento e números de barras na seção próxima ao pilar. Por meio dos resultados, chegou-se à conclusão de que concentrar o número de barras na região carregada não resultava em significativos aumentos de resistência, e armaduras distantes da região do pilar pouco influenciavam na resistência.

Diante dessas observações, Regan (1986) sugeriu que a taxa de armadura deveria ser calculada para uma faixa próxima do pilar, com uma distância de $3 \cdot h$ das extremidades. As normas incorporaram essas observações, considerando uma faixa afastada por $3 \cdot d$.

2.2.3. Dimensões e geometria dos pilares

As propriedades geométricas dos pilares influenciam nas condições de apoio da laje e nas formas de distribuições de tensões cisalhantes na ligação laje-pilar.

Conforme Daniel (1972), pilares com seções circulares podem apresentar uma resistência entre 15 e 25% superior quando comparados a seções retangulares. Isso se deve ao fato de seções retangulares apresentarem concentração de tensões nos cantos.

Pilares com maiores dimensões possuem uma região de apoio maior para a laje e permitem uma melhor distribuição de tensões ao longo de sua base, no entanto, conforme verificado por Hawkins *et al.* (1971), seções retangulares em que uma dimensão é muito maior do que a outra podem elevar o efeito da concentração de tensão nas quinas, impedindo que se tire proveito de toda a seção do pilar.

Diante desse problema, o ACI 318 (2019) emprega em suas formulações de verificação de resistência à punção, a consideração da relação entre a maior e a menor dimensão do pilar. Essa verificação começa a ter valores significativos a partir de relações maiores do que 2.

Diferentemente, o Eurocode 2 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014) lidam com o problema adotando uma verificação de tensões em uma região afastada em $2 \cdot d$ do perímetro do pilar. Conforme o *fib* (2001), tal abordagem faz com que as tensões cisalhantes no ponto de avaliação sejam mais uniformes para diferentes seções transversais.

Uma representação qualitativa do problema está ilustrada na Figura 2.5, na qual por meio de uma análise de tensões de von Mises, observa-se que a utilização de pilares com dimensões iguais conduz a uma distribuição de tensão mais uniforme em torno de toda a seção.

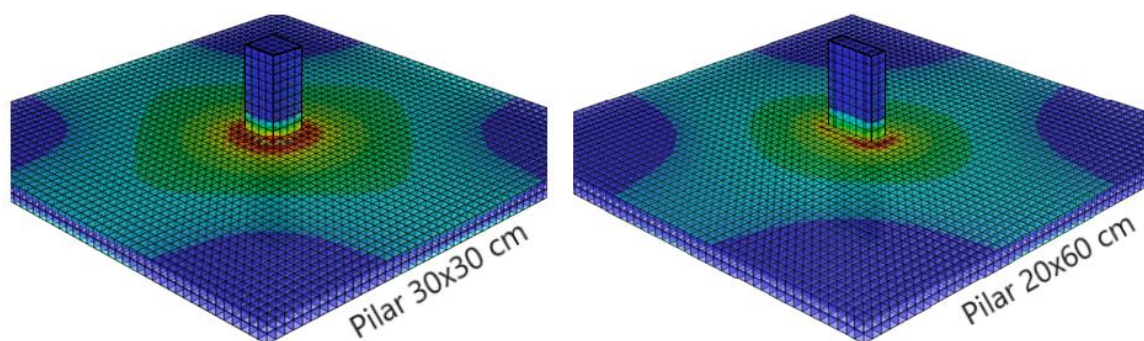


Figura 2.5 – Análise de tensões de Von Mises em pilares de diferentes dimensões

2.2.4. Altura útil e size effect

O aumento da altura útil da laje permite que uma seção maior de concreto contribua para a distribuição de esforços na ligação laje-pilar. Todavia, apesar de o aumento da área permitir a atuação de uma força maior, a tensão resistente à punção no instante da ruptura é menor.

Conforme Bažant e Dönmez (2017) esse efeito conhecido como size effect está relacionado à formação e ao crescimento de fissuras na seção antes de se alcançar a carga última esperada. Portanto, não há um crescimento linear de resistência com o aumento da seção.

Como consequência desse fenômeno, seções com uma altura útil maior tendem a apresentar uma ruptura frágil com uma tensão resistente menor, ao passo que seções menores têm um comportamento mais dúctil e uma tensão resistente maior.

Segundo Fusco (1984), esse princípio também está relacionado à heterogeneidade do concreto, proporcionado por melhores condições de adensamento em seções menores, e ao fato de a armadura longitudinal de tração não ser tão eficiente em controlar a abertura de fissuras ao longo de seções maiores.

De acordo com a teoria da fissura crítica de cisalhamento, apresentada por Muttoni (2008), esse efeito é explicado pela formação de uma fissura crítica que possui maiores dimensões em lajes mais espessas. Quanto maior a abertura dessa fissura, menor a capacidade da biela comprimida em transferir esforços cisalhantes em torno do pilar.

O efeito do size effect para o Eurocode 2 (2004) e ABNT NBR 6118 (2014) é considerado pela mesma expressão ($k = 1 + \sqrt{20/d}$), entretanto, o Eurocode impõe uma limitação ao valor encontrado em sua expressão, não considerando incrementos de resistências para lajes que tenham uma altura útil menor do que 20 cm.

O ACI 318 não considerava a influência do size effect em suas formulações de resistência à punção até a versão de 2014 da norma, entretanto, passou a considerá-la a partir da versão de 2019 por meio do parâmetro λ_s .

Conforme Muttoni (2008), o motivo do ACI não ter considerado o size effect remete ao fato de a formulação ter sido proposta originalmente na década de 1960, onde grande parte dos ensaios disponíveis na literatura possuíam dimensões relativamente pequenas. No entanto, ensaios posteriores tornaram evidente a influência do efeito size effect.

2.2.5. Armadura de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento são responsáveis por i) Absorver os esforços de tração na alma da seção; ii) Restringir aberturas de fissuras provocadas por tensões diagonais, preservando a interface do concreto íntegro e apto à transmissão de esforços cisalhantes; iii) Atuar com o efeito de pino, permitindo a transferência de esforços entre as fissuras por meio da armadura (ACI – ASCE 426, 1973), (fib, 2001, 2010).

Outro aspecto importante refere-se ao aumento da capacidade de deformação proporcionada pela armadura de cisalhamento, permitindo que a ruptura aconteça com avisos como grandes deflexões e formações de fissuras.

Conforme Ruiz e Muttoni (2010), uma comparação entre duas lajes, uma utilizando armadura de cisalhamento e outra não, revela que a capacidade de deformação e a resistência da laje são significativamente melhores quando se utiliza a armadura, podendo ser alcançada uma resistência quase duas vezes superior. A comparação encontra-se na Figura 2.6.

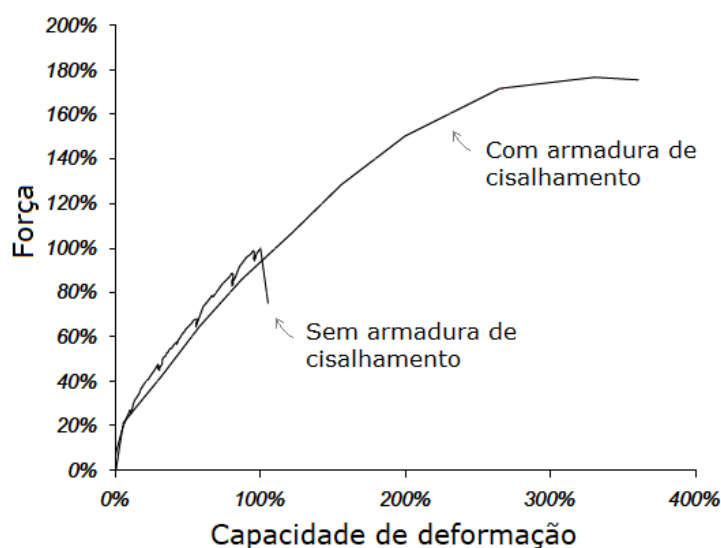


Figura 2.6 – Relação de carga e deformação entre duas lajes (Ruiz e Muttoni, 2010)

Conforme mencionado pelo ACI 318 (2019), a eficiência da armadura de cisalhamento está relacionada a aspectos de ancoragem, espaçamento, área de aço, tensão de escoamento, formas de arranjo e distribuição na laje. Esses parâmetros são comentados a seguir.

Conforme ensaios realizados por Lips, Ruiz e Muttoni (2012) e Einpaul *et al.* (2016), armaduras com melhores condições de ancoragem tendem a apresentar cargas últimas superiores e maiores deformações do que sistemas com piores condições de ancoragem.

De acordo com o comitê 426 do ACI, (ACI – ASCE 426, 1973), os critérios de espaçamento determinam o número de armaduras que interseccionam uma fissura e contribuem para a transferência de esforços. Diante disso, para garantir que nenhuma fissura se propague entre linhas de armaduras, as normas impõem limitações a esses espaçamentos.

As normas determinam que a distância entre a face do pilar e a primeira camada de armaduras (S_0) geralmente deve ser menor do que $0,50 \cdot d$, e a máxima distância entre camadas de armaduras (S_r) varia em função da armadura para o ACI 318 (2019), mas em nenhuma norma pode exceder $0,75 \cdot d$.

Segundo Regan (1985), a superfície de ruptura forma-se seguindo o caminho que oferece a menor resistência, desse modo, o arranjo e a extensão das linhas de armaduras determinam o ângulo da superfície de tronco-cônica e a área da laje que contribui na resistência e fica sujeita à punção.

Apesar de a tensão de escoamento do aço determinar o seu limite de resistência, as normas limitam a máxima tensão na armadura a um valor inferior ao escoamento. Conforme Beutel e Hegger (2002), a formação de fissuras por flexão em lajes com pequenas espessuras reduz as condições de ancoragem e limita, dessa forma, a máxima tensão alcançada pela armadura.

Enquanto o ACI 318 (2019) limita a máxima tensão resistente da armadura de cisalhamento em 60.000 psi (414 MPa), o Eurocode 2 (2004) e a ABNT NBR 6118 (2014) utilizam uma interpolação em função da altura útil da laje para determinar a máxima tensão permitida para a armadura. Conforme o EC Commentary (2017), tal abordagem tem como objetivo levar em consideração as melhores condições de ancoragem em lajes com uma altura útil maior.

As normas consideram, ainda, uma redução da contribuição do concreto em relação à capacidade resistente à punção quando se utilizam armaduras de cisalhamento. Conforme explicado por Engström (2013), isso ocorre porque a armadura de cisalhamento cria um campo de tração desfavorável, com direção contrária aos das bielas, que reduzem a máxima resistência do concreto comprimido.

O ACI 318 (2019) adota um coeficiente de redução de 50% da contribuição do concreto na capacidade resistente, o Eurocode 2 (2004) utiliza um coeficiente de redução de 25% da contribuição do concreto e a ABNT 6118 (2014) utiliza uma redução de aproximadamente 23%. Já o Model Code (2010) não considera essa redução.

2.3. TIPOS DE ARMADURA DE CISALHAMENTO

Diversos tipos de armaduras de cisalhamento estão disponíveis para o aumento da resistência de lajes ao fenômeno da punção.

Graf (1938) e Elstener e Hognestad (1956) comprovaram que a utilização de barras dobradas (Figura 2.7a) confere um aumento da resistência à punção para a laje. Entretanto, conforme PARK e ISLAM (1976), o seu uso não confere um aumento de ductilidade.

Além disso, apesar de as barras dobradas permitirem o uso do prolongamento da armadura negativa de flexão, conforme Takeya (1981) e Melges (1995), seu uso é limitado devido às necessidades de se absorver os esforços de flexão na laje, apresentar dificuldades em realizar a ancoragem na face inferior e ser inviável em regiões de pilares de borda e de canto.

Os estribos (Figura 2.7b) consistem em um sistema eficaz contra o puncionamento, pois aumentam a resistência e a ductilidade na ligação laje-pilar. Entretanto, conforme mencionado por Carvalho e Pinheiro (2009), sua utilização em lajes é reduzida devido às dificuldades em se realizar a ancoragem envolvendo as armaduras longitudinais.

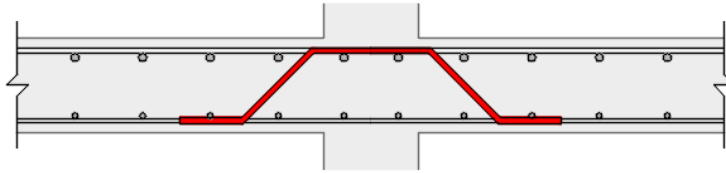
Também é possível utilizar estribos inclinados (Figura 2.7c) com o intuito de evitar a punção. Conforme as pesquisas de Oliveira (1998), Coelho (1999) e Andrade (2000), o uso de estribos inclinados em 60° proporciona uma resistência superior em relação a estribos com inclinação de 45° ou estribos convencionais inclinados em 90°.

Os *studs* ou *shear studs* (Figura 2.7d) consistem em conectores verticais do tipo pino, com extremidades alargadas, que são ancoradas fora do plano das armaduras longitudinais. O seu uso apresenta diversas vantagens em relação a outros sistemas, uma vez que não é preciso realizar a sua confecção, apresenta maior facilidade de instalação, e possui boas condições de ancoragem que permitem o melhor aproveitamento da resistência da armadura.

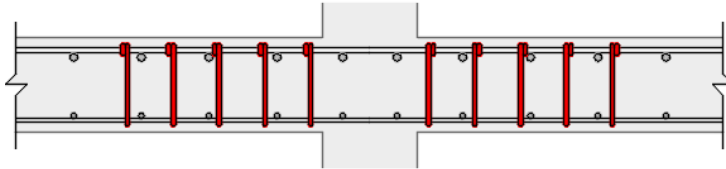
Os *shearheads* (Figura 2.7e) consistem em perfis de aço colocados na região do pilar, geralmente posicionados em forma de grelha. De acordo com Figueiredo (1989), esse sistema não é o mais adequado em razão de suas condições econômicas e executivas, sendo geralmente caras e necessitando de ajustes nas armaduras de flexão.

Há também estudos avaliando tipos de armaduras que não seguem as recomendações normativas de ancoragem, como estribos internos (Figura 2.7f) e *studs* internos (Figura 2.7g) colocadas entre as armaduras longitudinais, sem ancoragem.

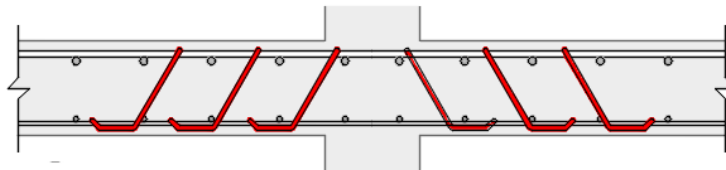
a) Barras Dobradas



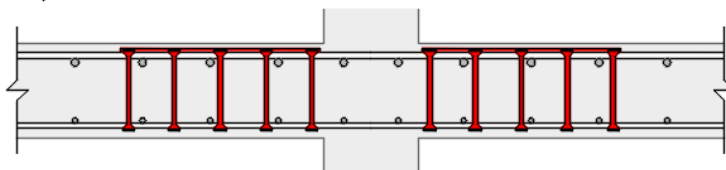
b) Estribos



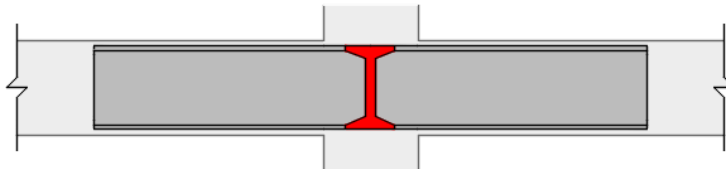
c) Estribos inclinados



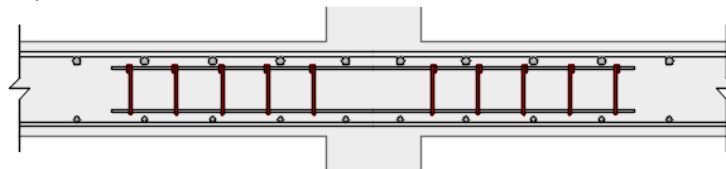
d) studs



e) shearheads



f) Estribos internos



g) studs internos

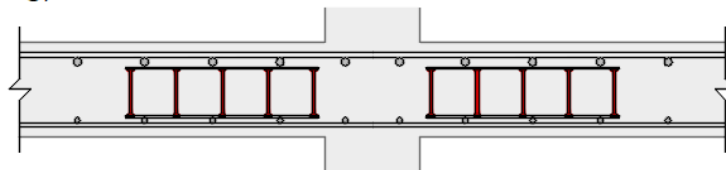


Figura 2.7 – Tipos de armaduras de cisalhamento em lajes-lisas

2.4. ANCORAGEM DA ARMADURA DE CISALHAMENTO

Todas as normas preconizam que as armaduras de cisalhamento devem estar devidamente ancoradas. Para as armaduras de cisalhamento do tipo estribo, a ancoragem deve ser garantida por meio do seu envolvimento nas armaduras longitudinais nas regiões comprimidas e tracionadas utilizando dobras ou ganchos. As normas ainda ressaltam que é essencial a presença de uma barra na região dessas dobras.

Segundo a norma brasileira ABNT NBR 6118 (2014), item 9.4.6, “A ancoragem dos estribos deve necessariamente ser garantida por meio de ganchos ou barras longitudinais soldadas”. De acordo ainda com o item 20.4 que trata sobre a armadura de punção, “[...] deve haver contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos.”

De acordo com a norma Eurocode 2 (2004), “The anchorage of links and shear reinforcement should normally be effected by means of bends and hooks, or by welded transverse reinforcement. A bar should be provided inside a hook or bend”. O detalhamento apresentado pela norma para os ganchos e dobras está apresentado na Figura 2.8.

Segundo a norma ACI 318 (2019), item R8.7.6 que trata sobre armaduras do tipo estribo, “It is essential that this shear reinforcement engage longitudinal reinforcement at both the top and bottom of the slab [...]”. De acordo ainda com o item R25.7 que trata sobre detalhamento de estribos, “It is essential that shear and torsional reinforcement be adequately anchored at both ends to be fully effective on either side of any potential inclined crack. This generally requires a hook or bend at the end of the reinforcement as provided by this section”. O detalhamento apresentado pelo ACI está reproduzido na Figura 2.8.

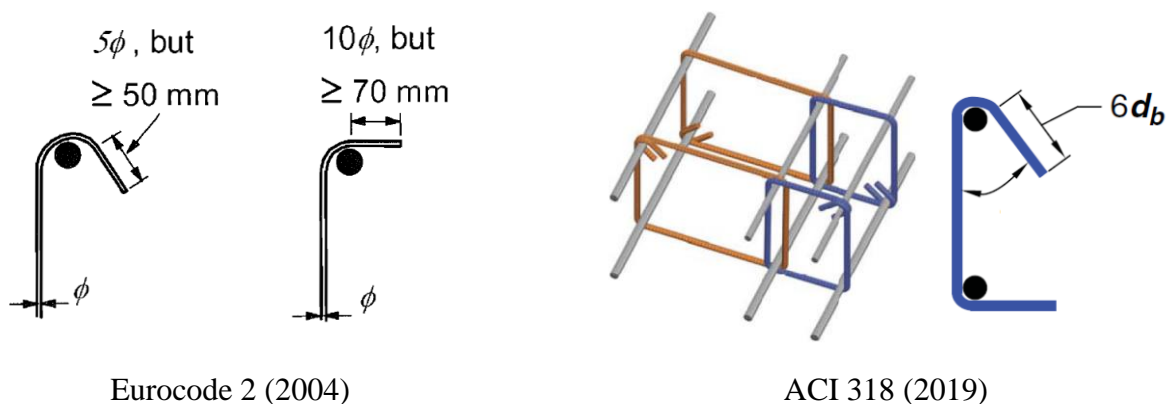


Figura 2.8 – Detalhamento da ancoragem dos estribos segundo as normas

Verifica-se, dessa forma, que todas as normas trazem a ancoragem como uma exigência construtiva, devendo haver uma ancoragem por meio do contato mecânico dos cantos dos estribos com as armaduras longitudinais da laje.

Essa conexão do estribo exigida pelas normas pode ser feita utilizando uma dobra semicircular, dobra com ângulo de 45° ou em dobra com ângulo reto, todas seguidas de um trecho de comprimento retilíneo. A representação desse detalhamento está ilustrada esquematicamente na Figura 2.9.

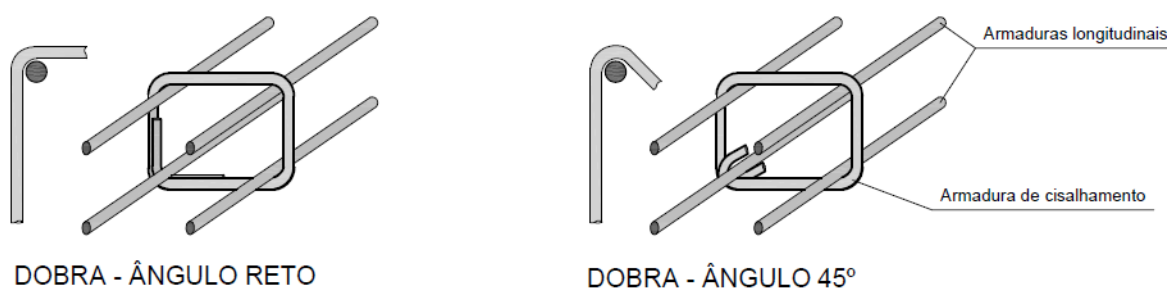


Figura 2.9 – Detalhamento da ancoragem da armadura tipo estribo

A eficiência da armadura de cisalhamento está diretamente relacionada aos seus aspectos de aderência com o concreto e aos seus mecanismos de ancoragem nas armaduras longitudinais.

Conforme o item 25.7 do ACI 318 (2019), a ancoragem dessas armaduras deve se estender o mais perto possível das faces superior e inferior da laje com o objetivo de se garantir a sua eficiência em interceptar as possíveis fissuras diagonais.

De acordo com Campana *et al.* (2013) e o comitê 421 (ACI–ASCE 421, 2008), as condições de aderência têm influência significativa na tensão que pode ser mobilizada pela armadura de cisalhamento, sendo essencial uma adequada ancoragem para que a armadura seja eficiente em absorver tensões ao longo de sua seção, podendo até mesmo se alcançar o seu patamar de escoamento.

Essa condição de ancoragem é uma das razões pela qual armaduras do tipo *studs* absorvem mais esforços e desenvolvem uma tensão mais uniforme em sua seção transversal em comparação às armaduras do tipo estribo.

A importância da ancoragem da armadura de cisalhamento do tipo estribo envolvendo as armaduras longitudinais remete a uma série de fatores.

Inicialmente, nos modelos idealizados de treliça e de bielas e tirantes que são utilizados para o cálculo da armadura de cisalhamento, a ancoragem faz referência aos nós do modelo hipotético, fazendo a conexão e distribuição de esforços entre as bielas e tirantes para levar os carregamentos aos apoios. Dessa maneira, uma das importâncias da ancoragem diz respeito ao correto funcionamento dos modelos hipotéticos de cálculo.

Do mesmo modo, conforme Dahlgren e Svenson (2013), caso não haja a ancoragem, pode haver uma ineficiência da transmissão de esforços da armadura de cisalhamento para as armaduras longitudinais, que fica dependente da resistência à tração do concreto, podendo inclusive provocar o surgimento de fissuras.

O comitê 426 do ACI (ACI – ASCE 426, 1973) também destaca que após a fissuração da seção, existe uma espécie de ativação das armaduras de cisalhamento que ficam responsáveis por restringir a abertura de fissuras e absorver uma parcela significativa de esforços. Esse fenômeno está ilustrado na Figura 2.10a.

Conforme Brantschen (2016) e bulletin 43 (*fib*, 2008), as condições de aderência e ancoragem são fundamentais para que se tenha uma completa ativação das armaduras, e resistência suficiente à formação e abertura de fissuras.

O ACI 318 (2014) também ressalta que não é adequado o uso de armaduras sem uma extensão considerável, uma vez que há a possibilidade de as fissuras se propagarem em regiões externas a sua extremidade. Conforme a Figura 2.10b, esse fenômeno pode ser observado com o uso de armaduras internas, em que se nota que as armaduras não conseguiram “costurar” a fissura e que somente seria possível absorver esses esforços caso estivessem devidamente ancoradas.

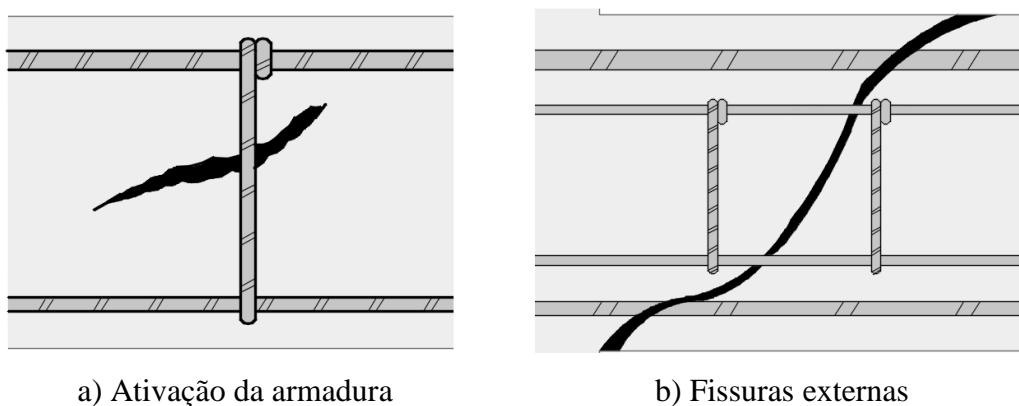


Figura 2.10 – Efeitos relacionados à ancoragem da armadura de cisalhamento

Conforme ainda o ACI 421 (ACI – ASCE 421, 2008), a ancoragem é um aspecto fundamental para que não ocorra um escorregamento da armadura de cisalhamento na laje, garantindo que ela consiga absorver os esforços de tração no concreto de forma eficiente.

Por fim, o emprego de uma armadura de cisalhamento desconectada das armaduras longitudinais pode ocasionar um novo modo de ruptura não previsto pelas normas, que vem sendo denominado pela bibliografia como delaminação.

Esse modo de ruptura foi observado por Andrade (1999), Regan e Samadian (2001) e Trautwein (2006), e é caracterizado pelo aparecimento de fissuras entre as armaduras longitudinais e de cisalhamento, que provocam uma delaminação do concreto, ocasionando o colapso da estrutura com uma carga inferior à esperada. Ver Figura 2.11.

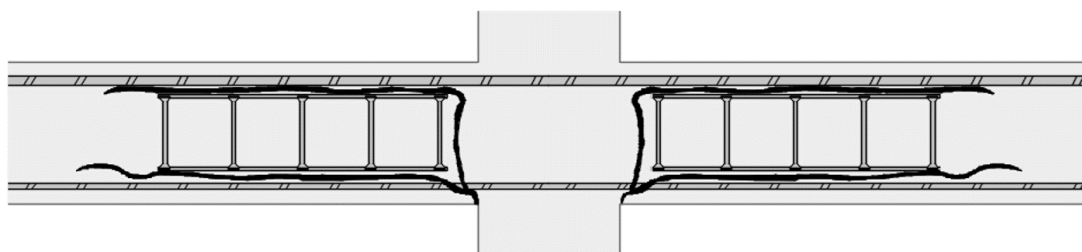


Figura 2.11 – Modo de ruptura por delaminação

Dessa forma, nota-se que a importância das especificações normativas com relação à ancoragem da armadura de cisalhamento refere-se a um conjunto de fatores que asseguram a sua contribuição para a resistência de forma eficiente.

Sabendo disso, ao se violar essa prescrição normativa, poderia ser levada em consideração uma contribuição de resistência que a armadura não seria capaz de desempenhar.

Por outro lado, conforme Furche e Bauermeister (2014), o processo de ancoragem das armaduras torna o sistema construtivo mais caro e trabalhoso, características indesejáveis no sistema construtivo de lajes lisas, uma vez que grande parte do tempo deve ser despendido nessas etapas.

Sendo assim, conhecendo as dificuldades práticas em se realizar a ancoragem, diversas pesquisas têm abordado o uso de diferentes tipos de armaduras de cisalhamento ou práticas alternativas que garantiriam maior praticidade e facilidade na obra, mas que não atenderiam as prescrições normativas de ancoragem.

2.5. PESQUISAS RELACIONADAS À ANCORAGEM

Os principais trabalhos referentes a punção e ancoragem são: Yamada, Nanni e Endo (1992); Andrade (1999); Trautwein (2001); Regan e Samadian (2001); Trautwein (2006); Park *et al.* (2007); Caldentey *et al.* (2013); Furche e Bauermeister (2014); Ferreira *et al.* (2016); Hegger *et al.* (2017); Souza (2018); Palhares (2018) e Lima (2021).

Serão apresentadas, a seguir, algumas das principais pesquisas em que a variável ancoragem da armadura de cisalhamento foi objeto de estudo em ensaios experimentais, avaliando a ruptura por punção de lajes-lisas.

2.5.1. Andrade (1999)

Andrade (1999) estudou a eficiência de *studs* como armadura de cisalhamento sem realizar a ancoragem envolvendo as armaduras longitudinais.

O autor ensaiou oito modelos locais de lajes lisas com dimensões de 3000mm x 3000mm e 200mm de espessura, com f_c variando entre 29,3 a 42,4 MPa e uma taxa de armadura longitudinal de tração de aproximadamente $\rho = 1,23\%$.

Para avaliar o fenômeno da punção, todas as lajes foram submetidas a um carregamento no centro da laje, com sentido para cima, por meio de uma placa de 200mm x 200mm, simulando as condições de um pilar interno.

Os *studs* utilizados foram confeccionados com barras de aço CA-50 soldadas em chapas metálicas, sendo distribuídas radialmente em torno do pilar por meio de oito linhas de *studs*.

Sua pesquisa analisou três grupos de armaduras e duas formas de posicionamento, uma envolvendo a armadura longitudinal inferior e a outra colocada internamente em relação às armaduras longitudinais.

- Os *studs* das lajes 301, 305 e 307 possuíam pequenas chapas quadradas conectadas à extremidade superior dos *studs* e uma chapa única unindo as extremidades inferiores.
- Os *studs* das lajes 302, 303, 304 e 306 possuíam uma chapa conectando cada uma das extremidades das armaduras de cisalhamento.
- Os *studs* da laje 308 também possuíam chapas quadradas em sua extremidade superior, entretanto, foram inseridos pinos de $\varnothing 10\text{mm}$ e 36mm de comprimento na chapa inferior.

Os grupos de armaduras e as formas de posicionamento das armaduras de cisalhamento estão representados na Figura 2.12.

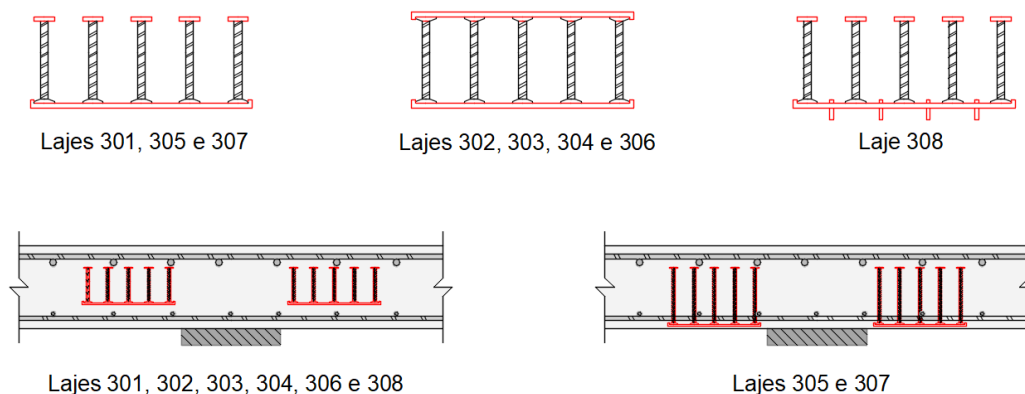


Figura 2.12 – Propriedades das armaduras de cisalhamento de Andrade (1999)

As principais características das lajes ensaiadas, bem como a carga última experimental (V_u) encontram-se na Tabela 2.1

Tabela 2.1 - Descrição das lajes ensaiadas por Andrade (1999)

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	\varnothing studs (mm)	Nº de camadas	S_r (mm)	V_u (kN)
301	37,8	164	10	6	80	830
302	34,2	164	10	12	40	790
303	42,4	154	10	18	40	966
304	36,1	164	10	20	40	956
305	29,3	154	10	8	60	785
306	37,4	164	10	14	40	950
307	34,1	164	12,5	8	60	1090
308	37,5	154	12,5	8	60	1020

Como resultado, foi encontrado um acréscimo de até 90% de resistência à punção em comparação com lajes similares sem armadura de cisalhamento ensaiadas por Gomes (1991).

Analisando as superfícies de ruptura, foi verificado que as lajes com *studs* internos apresentaram um modo de ruptura característico de delaminação, dado pelo aparecimento das fissuras horizontais entre as armaduras longitudinais e de cisalhamento, não aparecendo, no entanto, nas demais lajes.

Foi constatado ainda que essas fissuras horizontais eram evitadas quando foram utilizados pinos na chapa inferior dos *studs*, conforme verificação do corte feito na laje 308.

As superfícies de ruptura das lajes ensaiadas por Andrade (1999) encontram-se representadas na Figura 2.13, a seguir.

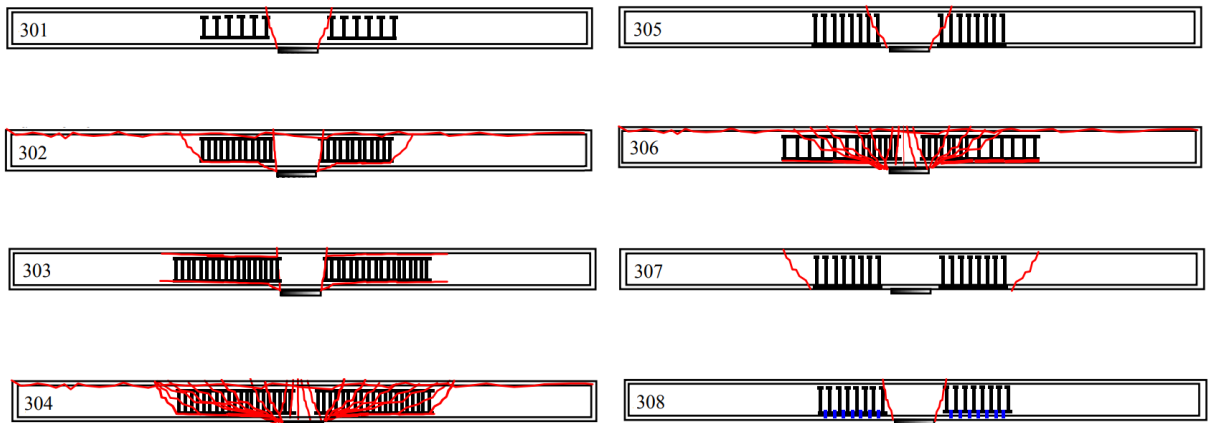


Figura 2.13 – Superfícies de ruptura das lajes ensaiadas por Andrade (1999)
(Adaptado de Trautwein, 2001)

2.5.2. Trautwein (2001)

Na mesma linha de pesquisa de Andrade (1999), foram ensaiadas três lajes lisas utilizando armaduras do tipo *studs* colocadas internamente às armaduras longitudinais.

As propriedades da laje e o sistema de ensaio foram mantidos iguais aos da pesquisa de Andrade (1999). Foram utilizadas lajes de dimensões de 3000mm x 3000mm e 200mm de espessura, com f_c entre 36,8 e 43,4 MPa e uma taxa de $\rho = 1,23\%$. Os *studs* também foram confeccionados com barras de aço CA-50, adotando-se, no entanto, uma distribuição radial em onze camadas de armaduras, com 7 a 11 linhas de *studs*.

Para evitar o aparecimento das fissuras horizontais observadas nas lajes de Andrade (1999), foram soldados seis pinos na chapa inferior dos *studs*. O detalhe esquemático da armadura utilizada está representado na Figura 2.14.

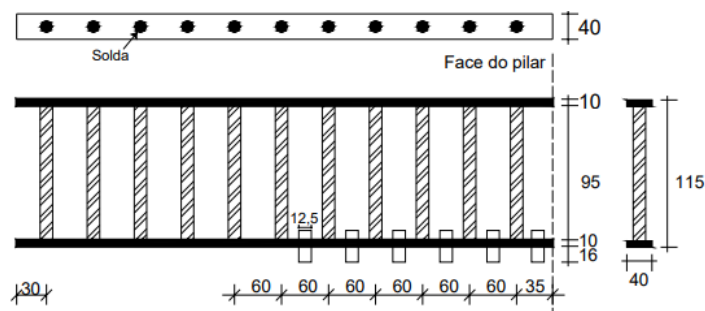


Figura 2.14 – Detalhe da armadura de cisalhamento (Trautwein, 2001)

Na Tabela 2.2, encontram-se os resultados experimentais de carga última (V_u) e a comparação com as estimativas de resistência obtidas com as normas: ACI 318 (2019) (V_{ACI}), ABNT NBR 6118 (2014) (V_{NBR}) e Eurocode 2 (2004) (V_{EC2}).

Tabela 2.2 – Resultados de cargas de ruptura e estimativas (Trautwein, 2011)

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	ϕ studs (mm)	V_u (kN)	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$	V_{NBR} (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$	V_{EC2} (kN)	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$
1	36,8	159	12,5	1050	693	1,52	1078	0,97	1198	0,88
4	43,4	164	16	1038	787	1,32	1271	0,82	1303	0,80
9	39,4	154	10	933	684	1,36	1104	0,85	1165	0,80

Comparando os resultados experimentais com lajes similares ensaiadas por Gomes (1991), foi verificado um acréscimo de resistência à punção entre 67% e 87% em comparação com uma laje sem armadura de cisalhamento, entretanto, a carga última da laje 1 foi 15% inferior quando comparada a uma laje similar que utilizou *studs* devidamente ancorados.

Em todas as normas analisadas, a ruptura prevista à punção seria por esmagamento da biela. Por meio da análise das superfícies de ruptura, Trautwein (2001) verificou que possivelmente a ruptura ocorreu por meio do esmagamento do concreto na região entre a face do pilar e as primeiras armaduras de cisalhamento nas lajes 1 e 4, enquanto na laje 9 a superfície de ruptura cruzou as três primeiras linhas de armadura. Ver Figura 2.15.

Além disso, não foi verificado o aparecimento de fissuras horizontais entre as armaduras, demonstrando a eficiência dos pinos na região inferior da chapa.

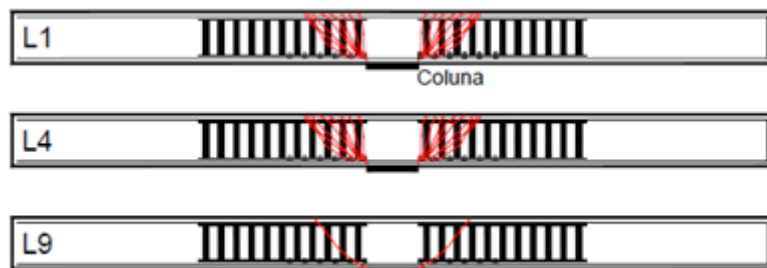


Figura 2.15 – Superfícies de ruptura das lajes ensaiadas (Adaptado de Trautwein, 2001)

Por fim, conclui-se que, apesar de as lajes terem sido dimensionadas para uma carga muito elevada, os *studs* internos provaram ser eficientes ao aumentar a capacidade resistente à punção a ponto de a ruptura ser governada pela máxima capacidade resistente à compressão da biela de concreto, parâmetro que independe da armadura de cisalhamento.

2.5.3. Trautwein (2006)

Trautwein (2006) continuou os estudos experimentais na mesma linha de pesquisa de Andrade (1999) e Trautwein (2001), ensaiando onze lajes lisas utilizando os *studs* internos. As propriedades das lajes e o sistema de ensaio também foram mantidos constantes.

A sua pesquisa foi dividida em dois grupos, avaliando a eficiência das armaduras de cisalhamento quando dimensionadas para que a ruptura por punção ocorresse por tração diagonal.

- O Grupo E era composto por cinco lajes, especificadamente dimensionadas para que a superfície de ruptura por punção cruzasse fora da região das armaduras.
- O Grupo I era composto por seis lajes dimensionadas para que a ruptura da seção ocorresse dentro da região das armaduras de cisalhamento.

O detalhe esquemático com a posição das armaduras está na Figura 2.16.

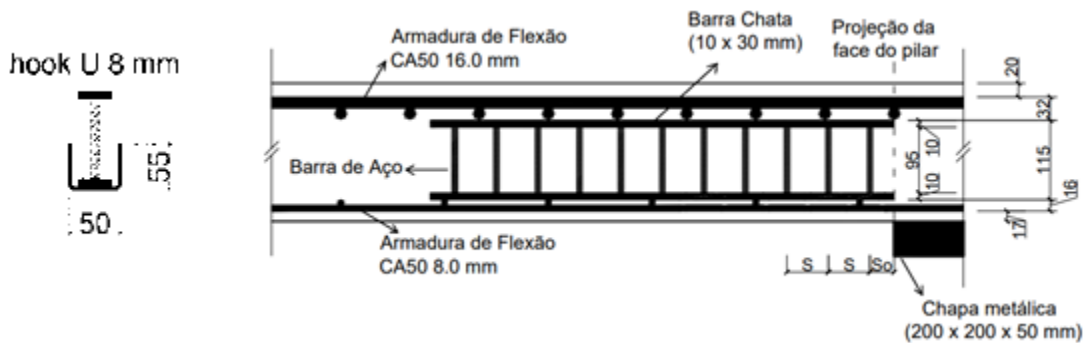


Figura 2.16 – Esquemático com a posição da armadura (Adaptado de Trautwein, 2006)

A laje E1 possuía uma distribuição radial em 12 linhas de studs, nas quais eram soldados seis pinos de $\varnothing 12,5\text{mm}$ e 40mm de comprimento na chapa inferior das armaduras de cisalhamento em uma região próxima ao ponto de aplicação de carga.

Na laje E2 foram mantidos os pinos de $\varnothing 12,5\text{mm}$, entretanto foi adotada uma distribuição com as três primeiras linhas de *studs* paralelas à face do pilar, e o restante distribuído radialmente.

Nas lajes E3, E4 e E5 foi mantida a distribuição radial dos *studs*, porém, substituindo os pinos por ganchos em forma de U, confeccionados com barras de $\varnothing 8\text{mm}$, abraçando a armadura de cisalhamento na região inferior como um gancho de 50mm de comprimento e 55mm de altura. A principal variável estudada no grupo E foi o número de ganchos, em que a laje E3 possuía três camadas com ganchos, a E4 tinha quatro camadas e a E5 sete camadas.

As lajes do grupo I apresentavam uma distribuição radial, as lajes I6, I7 e I8 possuíam oito camadas de ganchos, enquanto as lajes I9, I10 e I11 possuíam apenas cinco camadas de ganchos. A principal variável nesse grupo foi além do número de camadas de ganchos, o diâmetro e o espaçamento adotados para as armaduras de cisalhamento.

As principais características da laje, os resultados de carga última e a indicação do modo de ruptura por punção dentro da região armada (*In*) e fora da região da armadura (*Out*) encontram-se na Tabela 2.3

Tabela 2.3 - Detalhes e resultados de carga última das lajes de Trautwein (2006)

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	ϕ studs (mm)	S_r (mm)	$\frac{A_{sw}}{S_r}$ (mm)	Nº de camadas de ganchos U	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$	Modo de ruptura previsto	Modo de ruptura observado
E1	35,2	159	10	60	15,7	-	1100	1.08	<i>Out</i>	<i>Out</i>
E2	36,6	159	10	60	15,7	-	990	0.96	<i>Out</i>	<i>In</i>
E3	41,1	159	10	60	15,7	3	1090	1.02	<i>Out</i>	<i>Out</i>
E4	40,6	154	10	60	15,7	4	1205	1.17	<i>Out</i>	<i>Out</i>
E5	42,1	154	10	60	15,7	7	1222	1.17	<i>Out</i>	<i>Out</i>
I6	39,1	159	6,3	60	4,2	8	830	1.29	<i>In</i>	<i>In</i>
I7	39,6	159	10	60	10,7	8	978	0.93	<i>In</i>	<i>In</i>
I8	35,4	159	8	60	6,7	8	856	1.05	<i>In</i>	<i>In</i>
I9	43,6	161	5	80	2,0	5	853	1.71	<i>In</i>	<i>In</i>
I10	44,4	161	8	80	5,0	5	975	1.35	<i>In</i>	<i>In</i>
I11	41,4	161	6,3	80	3,2	5	945	1.64	<i>In</i>	<i>In</i>

Como resultado, foi verificado um aumento de resistência à punção entre 77 e 118% para as lajes do grupo E, e um aumento de resistência entre 48% e 72% para as lajes do grupo I em comparação com lajes similares sem armadura de cisalhamento ensaiadas por Gomes (1991).

Inicialmente, foi constatado um desempenho insatisfatório na laje E2, que possuía uma distribuição de *studs* inicialmente paralela às faces do pilar, em que a superfície de ruptura ocorreu entre a primeira e a segunda camada de armadura de cisalhamento.

As lajes E1, E3 e E4 tiveram um modo de ruptura em que as fissuras cruzaram a região entre as armaduras longitudinais e de cisalhamento, e desenvolveram-se alcançando a parte superior da laje na região externa às armaduras. Já a laje E5, com sete camadas de ganchos, não apresentou as fissuras horizontais. Como conclusão, foi verificado que as lajes com um número maior de ganchos alcançaram resultados superiores de carga última, pois, segundo Trautwein (2006), conseguiram retardar o surgimento e a propagação dessas fissuras.

Para as lajes do grupo I, foi constatado que todas as lajes tiveram uma superfície de ruptura cruzando a região das armaduras de cisalhamento, de modo que não foram visualizadas fissuras horizontais entre as armaduras na região inferior da laje.

As superfícies de ruptura para as lajes do grupo I encontram-se representadas na Figura 2.17.

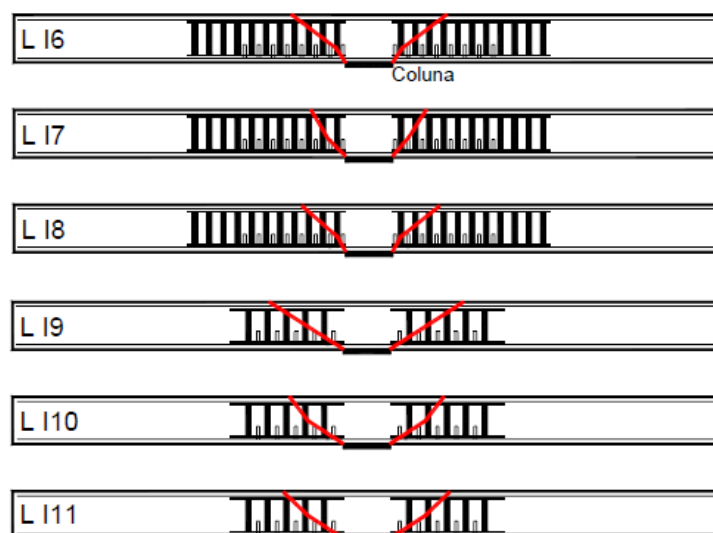


Figura 2.17 – Superfícies de ruptura nas lajes do grupo I (Adaptado de Trautwein, 2006)

O processo de fissuração para os dois grupos de lajes apresentou um comportamento semelhante. As primeiras fissuras radiais começaram a aparecer com um carregamento entre 21% e 26% da carga última para as lajes do grupo E, e entre 17% e 20% para as lajes do grupo I. As fissuras tangenciais surgiram com um carregamento entre 25% e 37% para as lajes do grupo E, e entre 31% e 42% para as lajes do grupo I.

Em comparação com as lajes com características similares ensaiadas por Andrade (1999), que não possuíam pino, foi observada, para as lajes E5 e I7, uma resistência superior de 13% e 20%, respectivamente, comprovando a eficiência dos ganchos na região inferior da chapa.

Comparando ainda a resistência das lajes I9, I10 e I11, que apresentavam características similares de espaçamento e densidade das armaduras de cisalhamento, com as lajes G10 e G11 de Gomes (1991), que possuíam *studs* devidamente ancorados, foi observado que ambas apresentaram valores de carga última bem similares, com apenas pequenas variações.

Esses resultados mostraram que os *studs* colocados internamente às armaduras longitudinais foram eficientes em aumentar a resistência da seção e não tiveram o seu desempenho significativamente afetado pela falta de ancoragem da armadura de cisalhamento.

2.5.4. Caldentey *et al.* (2013)

O grupo de pesquisas da Universidade Politécnica de Madri realizou estudos experimentais referentes à ancoragem de estribos fechados.

O principal objetivo da pesquisa foi avaliar a eficiência da armadura de cisalhamento seguindo as práticas construtivas da Espanha, onde são utilizados estribos sem envolver as armaduras longitudinais.

Em seu programa experimental, foram estudadas oito lajes lisas quadradas, com dimensões de 2800mm x 2800mm e 250mm de espessura. Foi estimado um concreto com $f_{ck} = 30$ MPa, e utilizada uma taxa de armadura longitudinal de tração de aproximadamente $\rho = 1,07\%$, sendo aplicada uma distribuição com barras de $\varnothing 20$ mm e $\varnothing 12$ mm, ambas espaçadas a cada 200mm, na região inferior da laje. Já na região comprimida, foram utilizadas barras de $\varnothing 12$ mm a cada 200mm.

O carregamento foi aplicado no centro da laje, com sentido para baixo, por meio de um elemento de 450mm x 450mm e 200mm de altura, simulando as condições de um pilar interno. A laje foi apoiada em oito pontos, fazendo uma circunferência com o centro do pilar, possuindo um raio de 1,25 m e separados entre si por um ângulo de 45°.

A representação do sistema de ensaios, com as dimensões e detalhes das lajes ensaiadas está ilustrada na Figura 2.18.

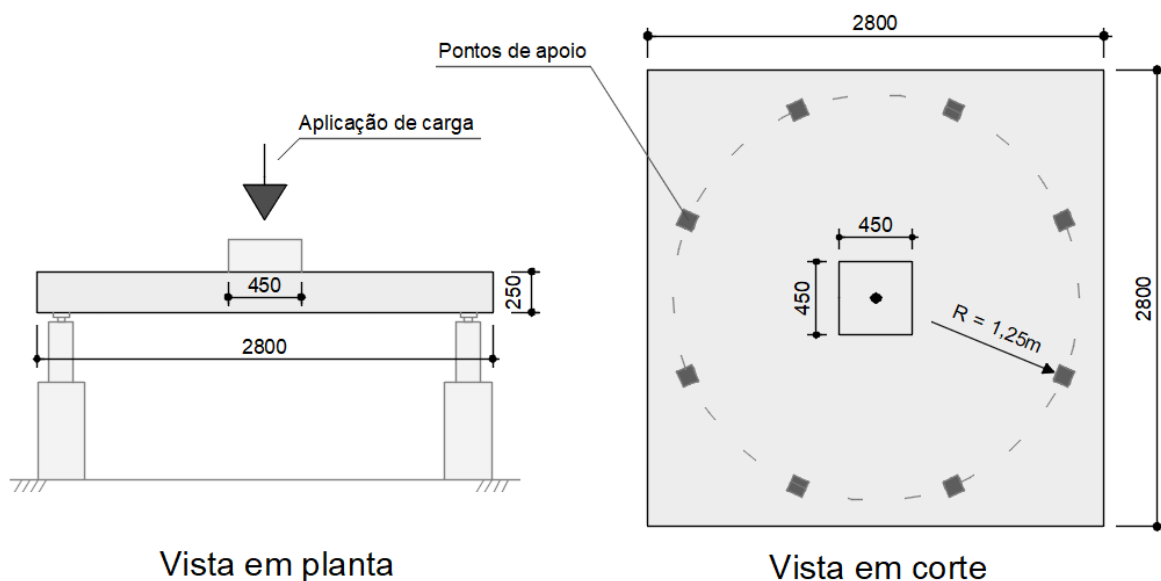


Figura 2.18 – Representação do sistema de ensaio, com unidades em milímetros
(Adaptado de Caldentey *et al.*, 2013)

A pesquisa avaliou 4 disposições diferentes de armadura, sendo um par de laje para cada uma das tipologias estudadas.

- As lajes 1 e 2 não possuíam armadura de cisalhamento e eram utilizadas como lajes de referência.
- As lajes 3 e 4 possuíam armaduras do tipo estribo fechado colocadas no interior das armaduras longitudinais sem realizar qualquer tipo de ancoragem.
- As lajes 5 e 6 possuíam armaduras de cisalhamento do tipo estribo fechado, seguindo as prescrições normativas, sendo corretamente ancoradas nas armaduras longitudinais.
- Por fim, as lajes 7 e 8 também possuíam armadura de cisalhamento devidamente ancoradas, entretanto, as armaduras longitudinais de tração eram interrompidas na região do pilar.

As armaduras de cisalhamento utilizadas eram de $\phi 8\text{mm}$, distribuídas em formato de cruz. As tipologias estudadas encontram-se representadas na Figura 2.19.

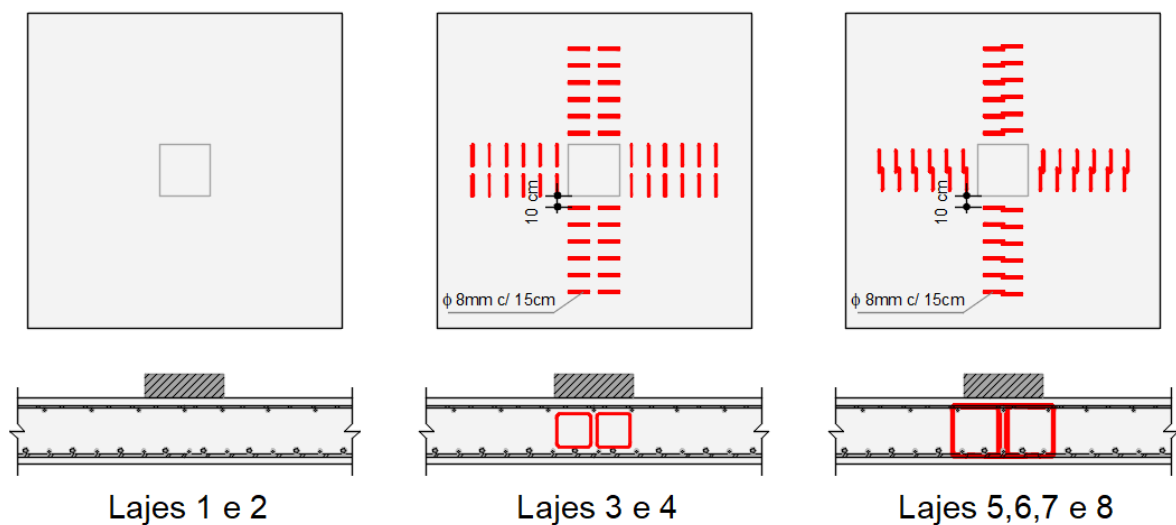


Figura 2.19 – Disposição das armaduras de cisalhamento nas lajes ensaiadas

(Adaptado de Caldentey *et al.*, 2013)

Todas as lajes foram dimensionadas para romper por punção, apresentando uma capacidade resistente à flexão de 1979 kN. Os resultados de cargas últimas (V_u) e a comparação com as estimativas de resistência das normas ACI 318 (2019) (V_{ACI}) e Eurocode 2 (2004) (V_{EC2}) estão apresentadas na Tabela 2.4.

De acordo com ambas as normas, a ruptura por punção ocorreria por tração diagonal no concreto nas lajes 1 e 2 e na região da armadura de cisalhamento para as demais lajes.

Tabela 2.4 - Descrição das lajes do ensaio de punção

Laje	f_c (MPa)	V_u (kN)	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$	V_{EC2} (kN)	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$
1	37,2	973,6	1057,6	0,92	1060,6	0,92
2	37,6	955,6	1063,4	0,90	1064,4	0,90
3	37,8	1148,6	976,8	1,18	1282,1	0,90
4	38,4	1252,6	981,5	1,28	1286,8	0,97
5	38,3	1148,6	980,8	1,17	1286,1	0,89
6	37,9	1202,6	978,0	1,23	1283,3	0,94
7	38,1	1050,6	979,1	1,07	1284,4	0,82
8	38,5	1002,6	982,2	1,02	1287,4	0,78

Considerando a capacidade resistente, a armadura de cisalhamento proporcionou um aumento de 18 a 31% de resistência nas lajes 3 a 6 em relação às lajes de referência 1 e 2.

É possível perceber que a carga última das lajes 3 e 4, que não apresentavam adequadas condições de ancoragem, alcançou resultados similares aos das lajes 5 e 6, que possuíam ancoragem conforme as normas. Tais resultados demonstram que as armaduras sem ancoragem foram igualmente eficientes em aumentar a capacidade resistente à punção.

Em relação à capacidade de deformação, todas as lajes também demonstraram um comportamento similar de relação carga x deslocamento. Conforme a Figura 2.20, todas as lajes apresentaram um trecho inicial com uma relação linear, seguido de uma redução de rigidez devido ao processo de fissuração da laje.

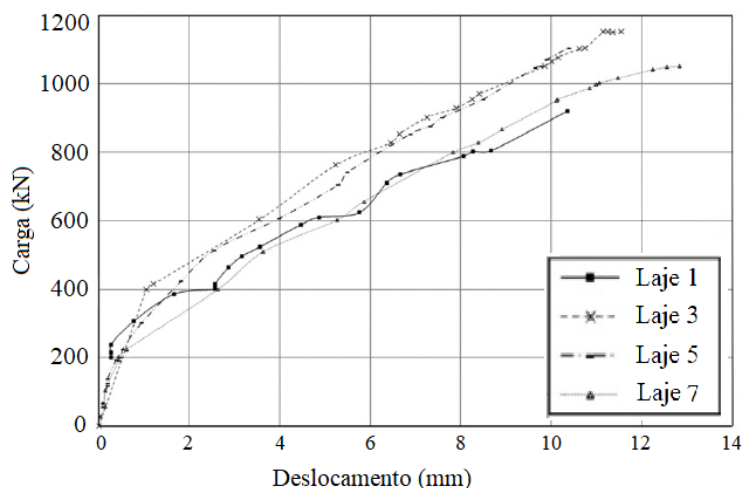


Figura 2.20 – Relação Cargas x deslocamento (Adaptado de Caldentey *et al.*, 2013)

2.5.5. Lima (2021), Souza (2018) e Palhares (2018)

A pesquisa de doutorado de Lima (2021), que contempla as pesquisas de Souza (2018), Palhares (2018), bem como as lajes dessa dissertação, estudaram a eficiência de diferentes detalhamentos de conexão da armadura de cisalhamento do tipo estribo fechado em lajes lisas sob punção.

Todas as lajes possuíam dimensões de 2500mm x 2500mm e 180mm de espessura, sendo apoiadas em um pilar central de seção quadrada de 300mm x 300mm. A resistência do concreto foi estimada em $f_{ck} = 30$ MPa, utilizando uma taxa de aproximadamente $\rho = 0,92\%$.

Com o objetivo de simular as condições de um pilar interno sujeito a punção, as lajes foram submetidas a carregamentos gravitacionais simétricos em quatro vigas metálicas, cada uma apoiada em dois pontos ao longo do bordo da laje. A representação do sistema de ensaio e os pontos de aplicação de cargas encontram-se representados na Figura 2.21.

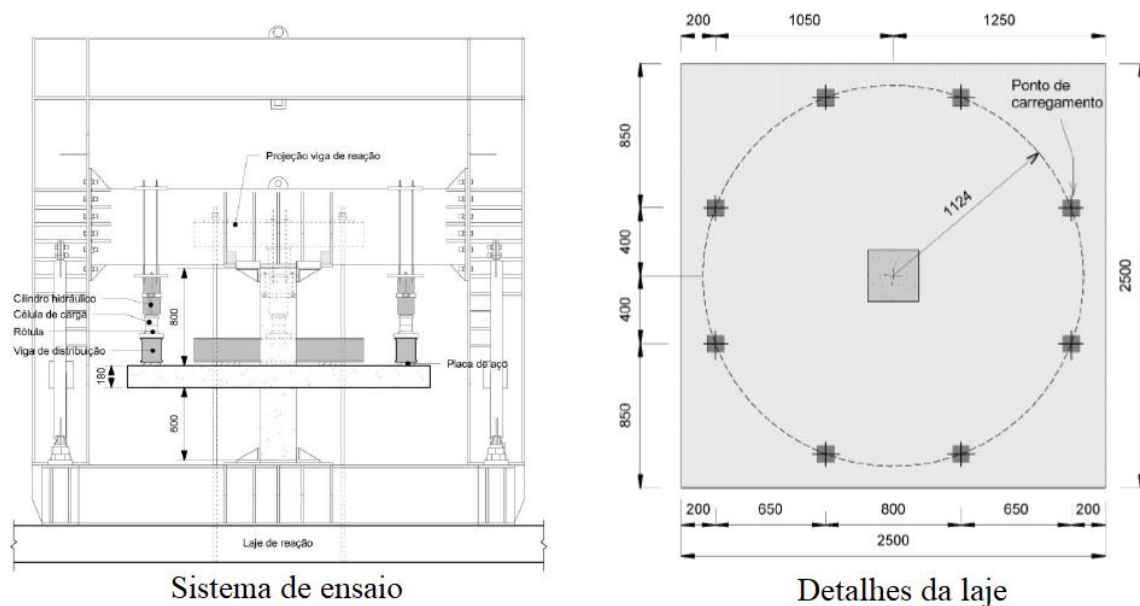


Figura 2.21 – Esquemático do programa de ensaio (Adaptado de Palhares, 2018)

A seguir são apresentados os resultados obtidos para as lajes das séries 01 e 03, onde foram ensaiadas oito lajes lisas e avaliadas quatro tipologias diferentes de ancoragem para a armadura de cisalhamento.

A laje denominada *Reference Slab* (RS), foi adotada como a laje de referência e foi utilizada para determinar as propriedades e resistência da seção sem a utilização das armaduras de cisalhamento.

Nas lajes FA-01 e FA-03, denominadas *Fully Anchored* (FA), foram utilizadas armaduras do tipo estribo ancoradas em ambas as extremidades, envolvendo as armaduras longitudinais nas regiões comprimidas e tracionadas. Sua ancoragem está ilustrada na Figura 2.22a.

Nas lajes CA-01 e CA-03, denominadas *Compression Anchored* (CA), foram utilizadas armaduras ancoradas apenas na região inferior da laje, envolvendo as armaduras longitudinais na região comprimida. A Figura 2.22b ilustra a ancoragem dessas armaduras.

Na laje TA-03, denominada *Tension Anchored* (TA), foram utilizados estribos ancorados na região superior da laje, envolvendo apenas as armaduras de flexão tracionada. Sua representação encontra-se na Figura 2.22c.

Nas lajes NA-01 e NA-03, denominadas *Not Anchored* (NA) foram posicionados os estribos entre as armaduras longitudinais, sem realizar qualquer tipo de ancoragem. A representação do seu posicionamento na laje está ilustrada na Figura 2.22d.

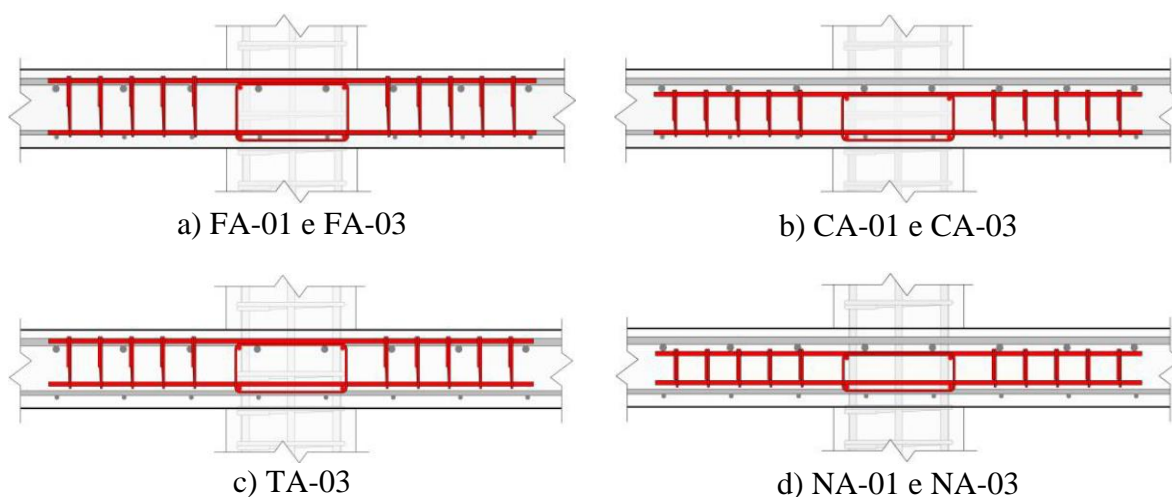


Figura 2.22 – Resumo das características das lajes (Adaptado de Palhares, 2018)

É importante ressaltar que o tipo de estribo utilizado possuía porta estribos, composto por barras de montagem na região de cada uma das dobras, e que o envolvimento nas armaduras longitudinais se dava pelo interior do estribo.

As armaduras de cisalhamento foram posicionadas em forma de “cruz” no centro da laje, distribuídas em cinco camadas em direção a cada uma das faces do pilar.

As lajes FA-01, CA-01 e NA-01 fazem parte da pesquisa de Souza (2018) e foram compostas por estribos de $\varnothing 8\text{mm}$, porta estribo de $\varnothing 10\text{mm}$ e espaçamento entre armaduras de 80mm. As lajes FA-03, CA-03, TA-03 e NA-03 fazem parte da pesquisa de Palhares (2018) e eram compostas por estribos $\varnothing 5\text{mm}$, porta estribos de $\varnothing 6,3\text{mm}$ e espaçamentos de 72mm.

Os resultados de cargas últimas (V_u) e a comparação com as estimativas de resistência dadas pelas normas ABNT NBR 6118 (2014) (V_{NBR}) e ACI 318 (2019) (V_{ACI}) estão na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Resultados das lajes ensaiadas por Souza (2018) e Palhares (2018)

Lajes	Lajes*	f_c (MPa)	d (mm)	S_0 (mm)	$\frac{A_{sw}}{S_r}$ (mm)	V_u (kN)	V_{NBR} (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$
RS	RSP	29,9	147,9	-	-	478,8	536,7	0,89	478,1	1,00
FA-01	FS-01	29,9	147,1	80	402,12	535,1	729,1	0,73	530,4	1,01
CA-01	FS-02	29,9	148,1	80	402,12	554,8	733,5	0,76	534,4	1,04
NA-01	FS-03	29,9	148,0	80	402,12	534,2	733,0	0,73	533,9	1,00
FA-03	FS-08	30,5	145,8	72	157,08	607,8	563,6	1,08	377,7	1,61
CA-03	FS-09	30,5	148,0	72	157,08	662,1	570,5	1,16	384,6	1,72
TA-03	FS-10	30,5	147,1	72	157,08	614,1	567,7	1,08	381,8	1,61
NA-03	FS-11	30,5	147,6	72	157,08	604,6	569,3	1,06	383,4	1,58

Nota: Lajes* se refere a antiga nomenclatura que se encontra presente nas referências.

As lajes do primeiro grupo, FA-01, CA-01 e NA-01, tiveram um aumento de resistência entre 13% e 17% em relação à laje de referência, enquanto para as lajes do segundo grupo, FA-03, CA-03, TA-03 e NA-03, o aumento de resistência foi entre 26% e 38%.

Nota-se que as lajes do primeiro grupo tiveram uma resistência última inferior em comparação com as lajes do segundo grupo, mesmo possuindo uma maior relação entre a área de aço e espaçamento por camadas (A_{sw}/S_r). Isso se deve ao fato de o espaçamento não atender as prescrições normativas de $S_0 \leq 0,5 \cdot d$ no primeiro grupo, o que conferiram uma redução da capacidade resistente devido a um desempenho inferior dos estribos.

Analisando as estimativas de resistência dadas pelas normas, a ruptura se daria por tração diagonal, ocorrendo no concreto para a laje de referência, na região externa às armaduras para as lajes do primeiro grupo, e na região das armaduras para as lajes do segundo grupo.

Foi verificado que todos os tipos de conexões estudadas tiveram resultados de carga última similares para o mesmo grupo, demonstrando que a variável ancoragem não afetou o comportamento das lajes em relação à punção.

Constatou-se, ainda, que as lajes que tiveram ancoragem apenas nas armaduras longitudinais na região comprimida tiveram os maiores resultados de carga última, e as que não possuíam nenhuma ancoragem tiveram resultados similares as lajes que eram totalmente ancoradas.

Por fim, foi verificado que a variação da ancoragem não gerou alterações na rigidez da laje, de modo que os deslocamentos avaliados não apresentaram variações significativas.

2.6. PRESCRIÇÕES PARA A ESTIMATIVA DE RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

É apresentada, nesta seção, as formulações para o cálculo das estimativas de resistência à punção segundo as normas ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004), ACI 318 (2019) e Model Code (2010) e segundo a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (TFCC), apresentada por Muttoni (2008)

Nos modelos de cálculo, são realizadas verificações que consistem em comparar as tensões cisalhantes solicitantes (τ_{Sd}) com as tensões cisalhantes resistentes (τ_{Rd}) em áreas críticas próximas às regiões carregadas, conforme a Equação 2.1.

$$\tau_{Sd} = \frac{V_{Sd}}{u \cdot d} \leq \tau_{Rd} = \frac{V_{Rd}}{u \cdot d} \quad \text{Equação 2.1}$$

Essas áreas críticas são definidas em relação ao plano da laje, numa região próxima ao pilar analisado, por uma altura útil (d) e um perímetro crítico (u). No caso de pilar interno, a região é analisada conforme a Figura 2.23.

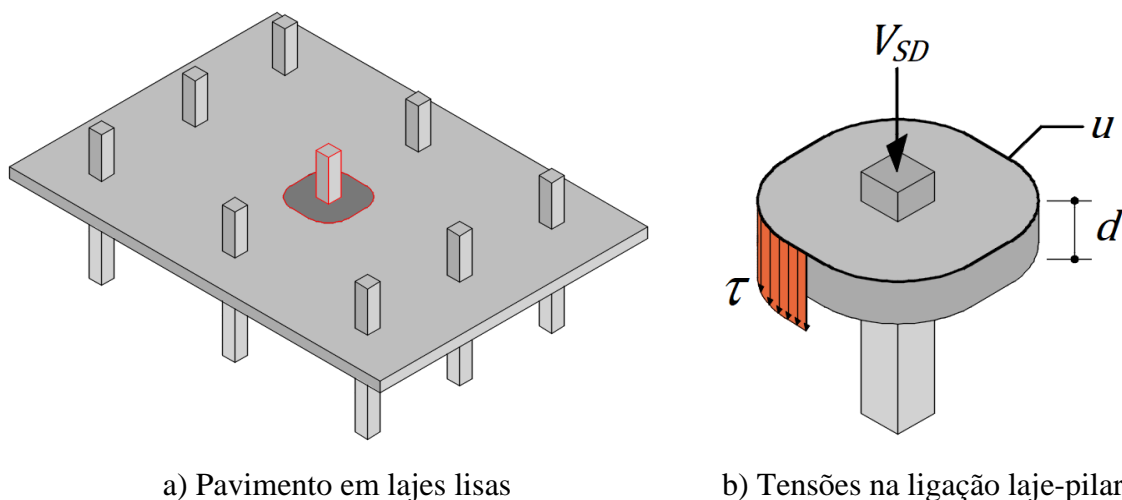


Figura 2.23 – Esquema de esforços em uma ligação laje pilar (Adaptado de Santos, 2018)

De maneira análoga, essas verificações podem ser realizadas comparando-se as reações ou cargas solicitantes (V_{Sd}) com a força resistente obtida pela norma (V_{Rd}), conforme representado na Equação 2.2.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \tau_{Rd} \cdot u \cdot d \quad \text{Equação 2.2}$$

Em uma análise experimental, tem-se interesse em comparar a carga última obtida (V_u) com as estimativas de resistências nominais dadas pelas normas (V_{Rk}), isentas dos coeficientes de segurança (γ). Sendo assim, as verificações são realizadas conforme a Equação 2.3.

$$V_u \leq V_{Rd} \cdot \gamma = V_{Rk} \quad \text{Equação 2.3}$$

As estimativas de resistência normativas consistem em verificar a ruptura por esmagamento da biela de concreto (V_{max}) e ruptura por tração diagonal, sendo ($V_{R,c}$) para lajes sem armaduras de cisalhamento e ($V_{R,cs}$) e ($V_{R,out}$) para lajes com armadura de cisalhamento. Ao final, adota-se o menor valor obtido pelas expressões para definir o critério de falha.

Para os cálculos, a altura útil d da laje é definida como a média aritmética das alturas das armaduras longitudinais tracionadas medidas nas direções principais ortogonais (d_x e d_y), conforme Equação 2.4.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Equação 2.4}$$

Os perímetros de controle u são definidos de forma distinta dependendo da norma e do modo de ruptura analisado.

A taxa de armadura de flexão (ρ) é calculada como a média geométrica das taxas de armadura em cada direção ortogonal (ρ_x e ρ_y), conforme a Equação 2.5. Essas taxas de armaduras são obtidas considerando uma seção transversal com uma largura igual a dimensão do pilar, somada a uma distância igual $3 \cdot d$ em relação às faces do pilar.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Equação 2.5}$$

A taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w) pode ser calculada considerando a área total de armaduras de cisalhamentos em relação a um perímetro crítico distante $0,5 \cdot d$ da face do pilar, conforme proposto por Lips, Ruiz e Muttoni (2012) pela Equação 2.6.

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{S_r \cdot (2 \cdot B_x + 2 \cdot B_y + \pi \cdot d)} \quad \text{Equação 2.6}$$

Onde:

B_x e B_y é a largura do pilar nas direções x e y, respectivamente.

2.6.1. ABNT NBR 6118 (2014)

As expressões para o dimensionamento à punção encontram-se no item 19.5 da norma. O modelo de cálculo consiste em verificar os modos de ruptura definidos nos perímetros críticos u , conforme a Figura 2.24.

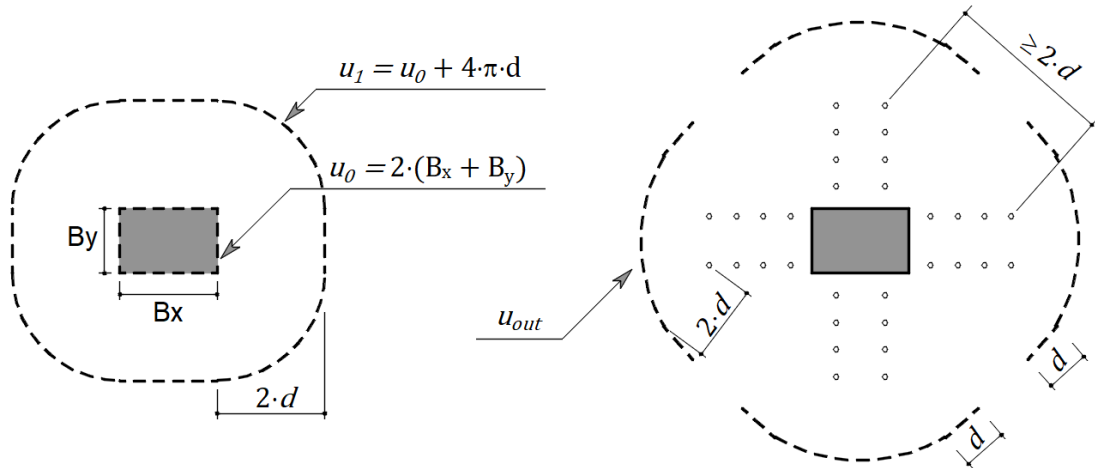


Figura 2.24 – Vista em planta dos perímetros críticos definidos pela NBR 6118 (2014)

A ruptura da biela comprimida é verificada no perímetro crítico u_0 , no contorno do pilar. A carga resistente de cálculo ($V_{Rd,max}$) é obtida conforme a Equação 2.7, sendo o seu valor nominal ($V_{Rk,max}$) encontrado adotando-se $\gamma_c = 1$, segundo a Equação 2.8.

$$V_{Rd,max} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.7}$$

$$V_{Rk,max} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.8}$$

A ruptura por tração diagonal para lajes sem armadura de cisalhamento é verificada no perímetro u_1 , definido a uma distância $2 \cdot d$ das faces do pilar. As expressões apresentadas pela norma já possuem os coeficientes de segurança, portanto, a carga nominal ($V_{Rk,c}$) é obtida desconsiderando o coeficiente de segurança, dado por $\gamma_c = 1,4$.

$$V_{Rd,c} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.9}$$

$$V_{Rk,c} = 0,182 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.10}$$

Segundo ainda a ABNT NBR 6118 (2014), a ruptura por tração diagonal para lajes com armadura de cisalhamento deve ser realizada no perímetro crítico u_1 . Essa verificação é feita considerando a contribuição de resistência do concreto e da armadura de cisalhamento, sendo o seu valor de projeto ($V_{Rd,cs}$) encontrado de acordo com a Equação 2.11.

O valor nominal ($V_{Rk,cs}$) da ruptura por tração diagonal em lajes com armaduras de cisalhamento é obtido desconsiderando os coeficientes de segurança de $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$ já embutidos nas expressões da norma, resultando na expressão dada pela Equação 2.12.

$$V_{Rd,cs} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_c)^{\frac{1}{3}} u_1 d + 1,5 \frac{d}{S_r} A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad \text{Equação 2.11}$$

$$V_{Rk,cs} = 0,14 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_c)^{\frac{1}{3}} u_1 d + 1,725 \frac{d}{S_r} A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot \text{sen}(\alpha) \quad \text{Equação 2.12}$$

Onde:

S_r é o espaçamento referente à distância entre eixos de camadas de armaduras;

A_{sw} é a área total da armadura de cisalhamento em relação a uma camada do perímetro;

α é o ângulo entre o eixo da armadura de cisalhamento e o plano médio da laje;

f_{sw} é a resistência de cálculo da armadura, com valor de 250 MPa para lajes com espessura de 15cm e 435 MPa para lajes maiores que 35cm, permitindo-se interpolação;

Quando houver a necessidade da armadura de cisalhamento, também deve-se verificar a ruptura por tração diagonal no perímetro u_{out} , distante $2 \cdot d$ da última camada de armaduras. As expressões são semelhantes à verificação da ruptura à tração diagonal em lajes sem armadura de cisalhamento, alterando-se apenas o perímetro crítico sendo analisado, resultando nas Equações 2.13 e 2.14.

$$V_{Rd,out} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.13}$$

$$V_{Rk,out} = 0,182 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.14}$$

2.6.2. Eurocode 2 (2004)

Os modelos de cálculo para as estimativas de resistência segundo o Eurocode encontram-se no item 6.4 da norma. Os perímetros críticos utilizados para o cálculo da resistência à punção encontram-se representados na Figura 2.25, a seguir.

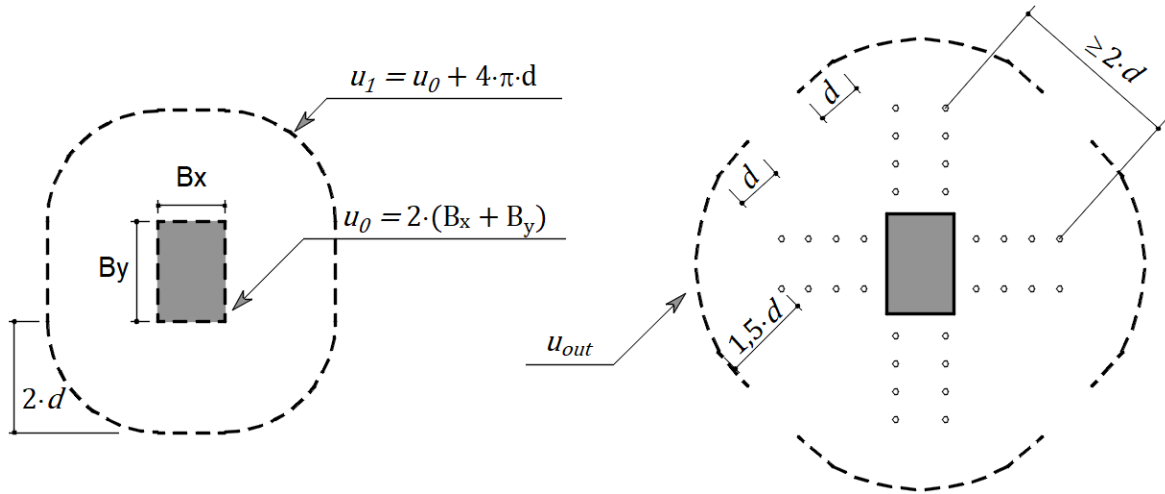


Figura 2.25 – Vista em planta dos perímetros críticos do Eurocode 2 (2004)

A verificação de ruptura da biela comprimida é feita no perímetro crítico u_0 , no contorno do pilar. A carga resistente de cálculo ($V_{Rd,max}$) é obtida conforme a Equação 2.15, e o seu valor nominal ($V_{Rk,max}$) é encontrado fazendo $\gamma_c = 1$, conforme a Equação 2.16.

$$V_{Rd,max} = 0,24 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot \frac{f_c}{\gamma_c} \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.15}$$

$$V_{Rk,max} = 0,24 \cdot \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) \cdot f_c \cdot u_0 \cdot d \quad \text{Equação 2.16}$$

A verificação da ruptura por tração diagonal em lajes sem armadura de cisalhamento é feita no perímetro crítico u_1 , afastado a uma distância de $2 \cdot d$ das faces do pilar. A carga resistente de projeto ($V_{Rd,c}$) é calculada conforme a Equação 2.17, sendo o seu valor nominal ($V_{Rk,c}$) calculado sem os coeficientes de segurança, em conformidade com a Equação 2.18.

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d \geq \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_c^{\frac{1}{2}} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.17}$$

$$V_{Rk,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_1 \cdot d \geq 0,0525 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_c^{\frac{1}{2}} \cdot u_1 \cdot d \quad \text{Equação 2.18}$$

Em que k é o efeito do size effect calculado com a Equação 2.19, com d em milímetros. Além disso, a taxa de armadura de flexão é limitada a $\rho \leq 0,02$.

$$k = \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \right) \leq 2,0 \quad \text{Equação 2.19}$$

Quando houver a presença de armadura de cisalhamento, a resistência à tração diagonal das lajes deve ser verificada no perímetro crítico u_1 , segundo Equações 2.20 e 2.21. Segundo ainda as atualizações da EN 1992-1-1:2004/prA1:2013, a carga resistente à punção deve ser limitada, resultando nas seguintes expressões:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 \cdot V_{rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot \text{sen}(\alpha) \leq 1,5 \cdot V_{rd,c} \quad \text{Equação 2.20}$$

$$V_{Rk,cs} = 0,75 \cdot V_{rk,c} + 1,725 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot A_{sw} \cdot f_{sw} \cdot \text{sen}(\alpha) \leq 1,5 \cdot V_{rk,c} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde:

f_{sw} é a tensão da armadura de cisalhamento, calculada em função da altura útil d em milímetros como $f_{sw} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{yw}$.

A armadura de cisalhamento deve ser disposta até que um perímetro crítico u_{out} , afastado $1,5 \cdot d$ da última camada de armadura, apresente resistência às tensões de cisalhamento solicitantes.

A verificação de resistência à tração diagonal nessa região externa às armaduras de punção é feita da mesma maneira que no caso de lajes sem armadura de punção, alternando apenas o perímetro crítico a ser verificado. Sendo assim, a carga resistente de projeto ($V_{Rd,out}$) é obtida com a Equação 2.22 e a carga nominal ($V_{Rk,out}$), com a Equação 2.23.

$$V_{Rd,out} = \frac{0,18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_{out} \cdot d \geq \frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_c^{\frac{1}{2}} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.22}$$

$$V_{Rk,out} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_c)^{\frac{1}{3}} \cdot u_{out} \cdot d \geq 0,0525 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_c^{\frac{1}{2}} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.23}$$

2.6.3. ACI 318 (2019)

As estimativas de resistência à punção encontram-se no item 22.6 do ACI 318. Suas fórmulas correspondentes no sistema internacional de unidades estão no anexo B da norma.

Os perímetros críticos considerados pela norma estão representados na Figura 2.26.

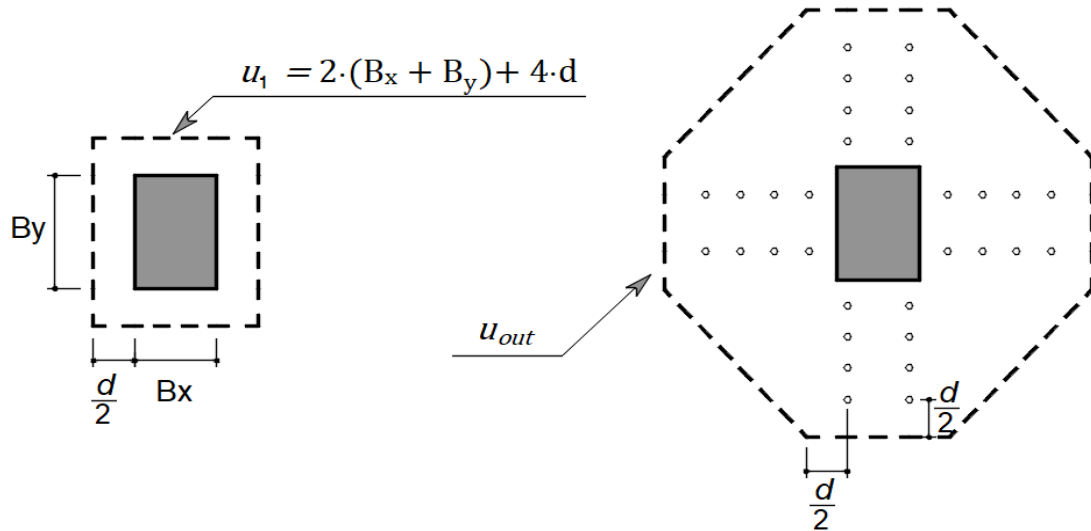


Figura 2.26 – Vista em planta dos perímetros críticos definidos pelo ACI 318 (2019)

As estimativas de resistência apresentadas no item 22.6 referem-se aos valores nominais, sendo os valores de projeto definidos conforme a Equação 2.24, em que φ é o coeficiente de minoração de resistências com valor igual a 0,75.

$$V_{Rd} = \varphi \cdot V_{Rk} \quad \text{Equação 2.24}$$

A máxima resistência à punção das lajes é calculada no perímetro u_1 , afastado a $0,5 \cdot d$ da face do pilar. Seu valor é definido em função do tipo de armadura de cisalhamento, segundo a Equação 2.25.

$$V_{Rk,max} = \begin{cases} 0,50 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d & \text{para armaduras do tipo estribo} \\ 0,66 \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d & \text{para armaduras do tipo studs} \end{cases} \quad \text{Equação 2.25}$$

A resistência à tração diagonal das lajes sem armadura de cisalhamento é determinada no perímetro crítico u_1 , por meio de três expressões, sendo a resistência nominal obtida como o menor valor dentre eles, de acordo com a Equação 2.26.

$$V_{Rk,c} \leq \begin{cases} 0,33 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \\ 0,083 \cdot \left(2 + \frac{\alpha_s d}{u_1}\right) \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d \end{cases} \quad \text{Equação 2.26}$$

Onde:

λ é função da densidade do concreto, com valor $\lambda = 1$ para concretos de densidade normal;

β é definida pela razão entre a maior dimensão do pilar e sua menor dimensão;

α_s assume um valor de 40, 30 ou 20 para lajes com pilares internos, de borda e de canto, respectivamente.

λ_s é o efeito do size effect dado pela expressão $\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1+0,004 \cdot d}} \leq 1$, com d em milímetros.

Essa parcela exerce influência apenas em seções com altura útil $d \geq 10\text{in}$ (25,4 cm).

A primeira expressão considera que a resistência à punção é função direta da resistência à compressão do concreto. A segunda expressão considera a influência da relação entre a maior dimensão e a menor dimensão do pilar na resistência, por meio do coeficiente β . A terceira expressão considera a influência da relação u_1/d na resistência à punção das lajes.

A carga nominal resistente à punção para lajes com armadura de cisalhamento é calculada no perímetro crítico u_1 conforme a Equação 2.27.

$$V_{Rk,cs} = \begin{cases} 0,17 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d + \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d}{S_r} & \text{para estribos} \\ 0,25 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d + \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot d}{S_r} & \text{para studs} \end{cases} \quad \text{Equação 2.27}$$

Onde:

f_{yw} é a tensão de escoamento do aço da armadura de punção, limitada a 420 MPa.

A carga resistente à punção no perímetro crítico externo às armaduras de cisalhamento é calculada no perímetro crítico u_{out} , com a Equação 2.28, sendo válida tanto para armaduras do tipo estribo como do tipo *studs*.

$$V_{Rk,out} = 0,17 \cdot \lambda_s \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d \quad \text{Equação 2.28}$$

2.6.4. Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC

Segundo essa teoria, a ruptura de uma laje por punção ocorre devido à formação de uma fissura crítica que se forma nas proximidades do pilar e que se prolonga ao longo da laje. Assume-se que a seção possui rotação de corpo rígido a partir da extremidade da fissura, de forma que os carregamentos são transferidos entre as seções por efeito de pino da armadura, engrenamento dos agregados e pela biela comprimida de concreto na região da fissura.

Conforme Muttoni (2008), a capacidade de transferência de esforços entre as duas seções, ou a sua resistência, é reduzida com o aumento da abertura da fissura crítica na seção. A espessura da fissura crítica é assumida ser proporcional a rotação e a altura útil ($\psi \cdot d$).

O mecanismo de ruptura e a formação da fissura crítica estão ilustrados na Figura 2.27.

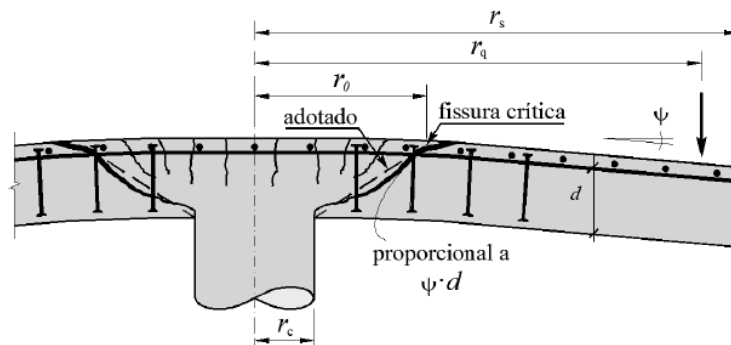


Figura 2.27 – Elementos da Teoria da fissura crítica de Cisalhamento – TFCC

(Adaptado de Muttoni, 2008)

A formulação é fundamentada em uma relação entre a carga aplicada e a rotação da laje. A equação é desenvolvida considerando a curvatura da laje ($\chi = \psi/r$), com os esforços internos representados por um diagrama momento curvatura quadrilinear (Figura 2.28), e com o equilíbrio de esforços realizados ao longo da região de onde se forma a fissura crítica. Como hipóteses do modelo, são considerados que as fissuras tangenciais e as curvaturas se concentram na vizinha do pilar, que o momento radial é constante até a região da fissura que se forma a uma distância d da face do pilar, e que a região após a fissura rotaciona em ψ como corpo rígido. Todas essas considerações resultam na expressão:

$$V = \frac{2\pi}{r_q - r_c} \left(-m_r r_0 + m_R \langle r_y - r_0 \rangle + EI_1 \psi \langle \ln(r_1) - \ln(r_y) \rangle + \right. \\ \left. EI_1 \chi_{TS} \langle r_1 - r_y \rangle + m_{cr} \langle r_{cr} - r_1 \rangle + EI_0 \psi \langle \ln(r_s) - \ln(r_{cr}) \rangle \right) \quad \text{Equação 2.29}$$

Com $\langle x \rangle = x$ para $x \geq 0$ e, para $x < 0$, tem-se $\langle x \rangle = 0$.

Onde:

r_q é o raio contendo o perímetro de onde se encontra os pontos de aplicação de carga;

r_c é o raio de um pilar circular. Para pilares retangulares, assume-se um perímetro equivalente dado por $r_c = 2B/\pi$;

r_0 é o raio de onde se forma a fissura crítica, assumido a uma distância $d/2$ da face do pilar;

r_s é o raio contendo o perímetro em que se encontra a laje;

r_y é o raio com a parcela da laje que se encontra no regime plástico;

r_1 é o raio da laje que se encontra com as fissuras estabilizadas, atuando no estágio II;

r_{cr} é o raio da laje que se encontra no estado fissurado;

χ_{TS} é a contribuição do tension stiffening;

m_r é o momento radial por unidade de comprimento;

m_{cr} é o momento de fissuração por unidade de comprimento;

m_R é o momento resistente da seção por unidade de comprimento, apresentado no item 2.7;

EI_1 é a rigidez da seção no estágio II após a fissuração;

EI_0 é a rigidez não fissurada, geralmente assumindo como a seção bruta de concreto.

Nota-se então na fórmula que para pequenos níveis de carga ou de curvatura, atua-se na resistência da seção apenas a parcela correspondente ao estado não fissurado da seção (EI_0). Com o aumento do carregamento, há o surgimento de uma região da laje que se encontra fissurada com um raio r_{cr} que progride a partir do centro da laje e vai em direção aos bordos. O mesmo processo se repete quando o momento em uma parte da laje atinge o estágio II ou o momento plástico. Com elevados níveis de carga, o raio da laje que se encontra em regime plástico progride em direção aos bordos, de forma que quando seu raio atinge o bordo ($r_y = r_s$), atua-se na resistência da laje apenas a parcela de momento plástico, onde se diz que a seção atingiu a máxima capacidade resistente, dada pela ruptura à flexão.

Simplificadamente, também é apresentada uma formulação utilizando um diagrama momento curvatura Bilinear (Figura 2.28) para representar a relação carga x rotação da laje, similar a formulação apresentada por Kinnunen e Nylander (1960).

$$V = \begin{cases} \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_0} \right), & r_y \leq r_0 \\ \frac{2\pi}{r_q - r_c} EI_1 \psi \left(1 + \ln \frac{r_s}{r_y} \right), & r_0 \leq r_0 \leq r_s \\ 2 \pi m_R \frac{r_s}{r_q - r_c}, & r_y = r_s \end{cases} \quad \text{Equação 2.30}$$

Nota-se que no processo simplificado há apenas uma rigidez e três regimes distintos para descrever o comportamento da laje, sendo cada um deles considerados de maneira separada. Há uma equação para o regime elástico, uma para o regime elasto-plástico e uma para o regime plástico. Ambas as expressões resultam no mesmo valor para o regime plástico.

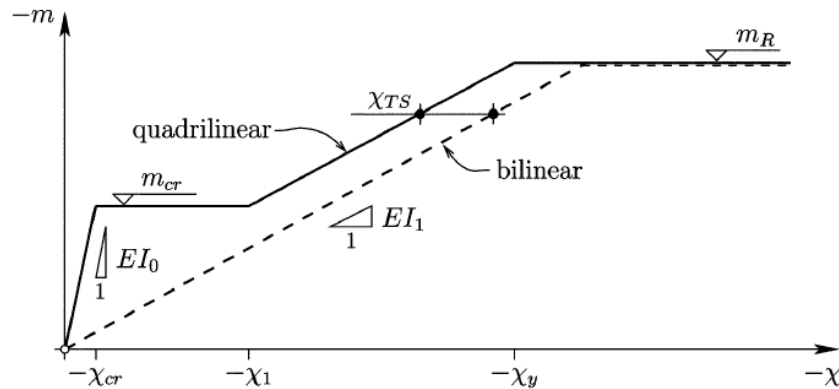


Figura 2.28 – Diagramas momento curvatura – quadrilinear e bilinear (Muttoni, 2008)

Com o objetivo de facilitar o procedimento de cálculo para o seu uso em normas, Muttoni simplificou a formulação considerando que a rotação é função de V/V_{flex} , assumindo que a resistência à flexão da laje (V_{flex}) é atingida quando $r_y = 0,75 r_s$, resultando na expressão:

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{ys}}{E_{ys}} \left(\frac{V}{V_{flex}} \right)^{3/2} \quad \text{Equação 2.31}$$

Os critérios de ruptura também são definidos considerando que a carga é função da rotação da laje. A capacidade resistente à punção para lajes sem armaduras de cisalhamento é dada pela Equação 2.32.

$$V_{Rk,c} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_1 \cdot d \cdot \sqrt{f_c}}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}} \quad \text{Equação 2.32}$$

Onde:

ψ é a rotação da laje;

u_1 é o perímetro crítico definido a uma distância $d/2$ da face do pilar;

d_g é o diâmetro máximo do agregado utilizado no concreto, assumindo valor de 0 para concretos leves;

d_{g0} é um diâmetro de referência com valor igual a 16,0mm.

Para lajes com armadura de cisalhamento, a capacidade resistência a punção é dada pela seguinte Equação 2.33.

$$V_{Rk,cs} = V_{Rk,c} + \sum A_{sw} \cdot f_{sw} \quad \text{Equação 2.33}$$

Onde

A_{sw} é a área total de aço de uma camada de armaduras de cisalhamento;

f_{sw} é a tensão da armadura de cisalhamento, que é função de sua distribuição, das condições de ancoragem e dos deslocamentos verticais para as camadas cortadas pela fissura crítica.

A resistência na região externa às armaduras é dada pela expressão:

$$V_{Rk,out} = \frac{3}{4} \cdot \frac{u_{out} \cdot d_v \cdot \sqrt{f_c}}{1 + \frac{15 \cdot \psi \cdot d}{d_g + d_{g0}}} \quad \text{Equação 2.34}$$

Onde

u_{out} é o perímetro externo as armaduras à uma distância de $d/2$ das armaduras de cisalhamento, considerando que a distância máxima entre duas linhas adjacentes é de $4d$.

d_v é a altura útil reduzida, contada a partir da extremidade ancorada da armadura.

A máxima resistência da seção, dado pelo esmagamento da biela comprimida, é calculada conforme a Equação 2.34.

$$V_{Rk,max} = \lambda_{max} \cdot V_{Rk,c} \quad \text{Equação 2.35}$$

Onde

λ_{max} é igual à 3 para armaduras bem ancoradas, como do tipo *studs*, e 2 para demais casos.

Para se determinar a carga última de punção, é possível traçar gráficos com os critérios de ruptura e com a relação carga-rotação. O ponto onde as curvas se interseccionam é a carga de ruptura, conforme está representado na Figura 2.29.

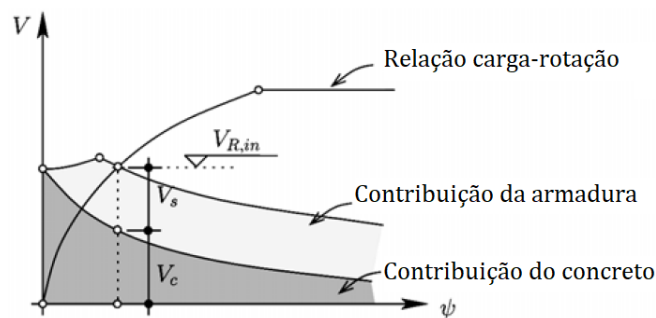


Figura 2.29 – Determinação da carga última a punção (Adaptado de Muttoni, 2008)

2.6.5. Model Code (2010)

O modelo de cálculo que o *fib* - Model Code (2010) adota é baseado na Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, que consiste em correlacionar a resistência da laje à punção com a abertura de uma fissura crítica, esta que por sua vez é função da rotação da laje.

As expressões de cálculo e exigências normativas estão nos itens 7.3.5 e 7.13.5.3 da norma. Os perímetros críticos considerados pela norma estão ilustrados na Figura 2.30.

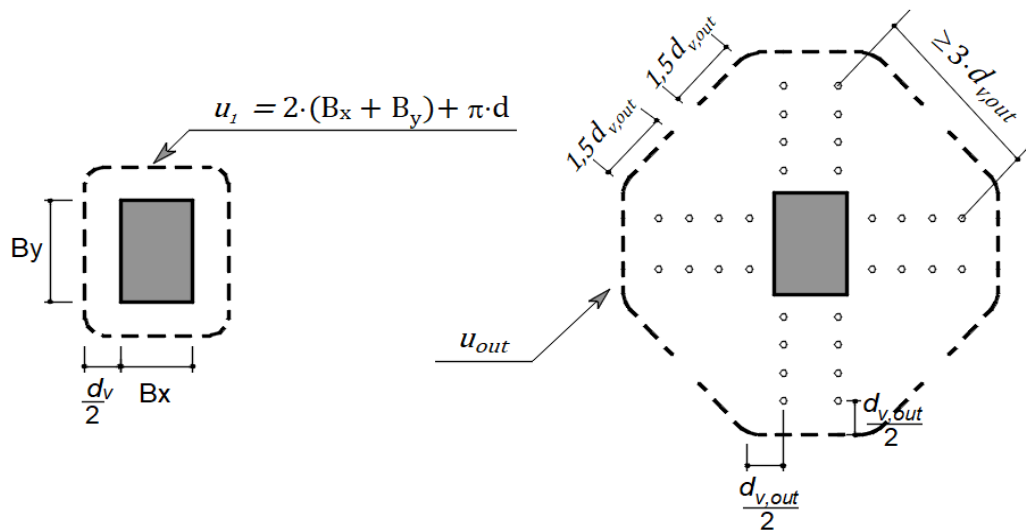


Figura 2.30 – Vista em planta dos perímetros críticos do Model Code (2010)

Para fins de cálculo, são definidas duas alturas úteis distintas. A altura d_v é definida como a distância do centroide das armaduras longitudinais até a região do apoio, geralmente resultando em uma altura útil d similar as outras normas. A altura $d_{v,out}$ é a altura útil reduzida, que considera que o surgimento da fissura se inicia na extremidade inferior da armadura de cisalhamento que está ancorada, resultando em uma altura $d_{v,out} = d_v - c_v$, onde c_v é o cobrimento da armadura de cisalhamento. Ambas as alturas estão na Figura 2.31.

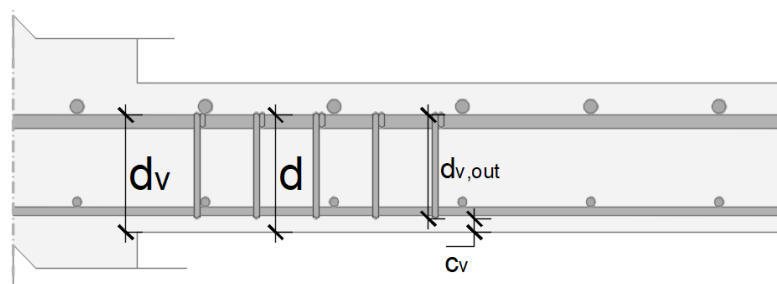


Figura 2.31 – Definição das alturas úteis segundo o Model Code (2010)

A estimativa de rotação (ψ) da laje apresenta quatro níveis diferentes de aproximações, sendo estes diferenciados entre si pelo número de parâmetros que são inseridos e o nível de precisão desejado.

O nível 1 de aproximação apresenta uma estimativa grosseira, porém segura, geralmente recomendado para pré-dimensionamento, uma vez que a rotação é independente da carga, conforme apresentado na Equação 2.36.

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{ys}}{E_{ys}} \quad \text{Equação 2.36}$$

Onde:

r_s é a distância do centro do apoio até o ponto onde os momentos fletores são nulos;

d é a altura útil da laje;

f_{ys} e E_{ys} são a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade da armadura de flexão.

No nível 2 já são considerados o momento solicitante (m_s) e o momento resistente (m_R) na estimativa de rotação da laje, assumindo que pode haver redistribuições de momentos. Este é o nível recomendado para se projetar. Simplificadamente, é permitido calcular o momento solicitante para pilares internos como $m_s = V/8$ e considerar que a distância até o ponto de momento nulo (r_s) é aproximadamente o maior valor entre $0,22 L_x$ e $0,22 L_y$.

$$\psi = 1,5 \frac{r_s}{d} \frac{f_{ys}}{E_{ys}} \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{1,5} \quad \text{Equação 2.37}$$

O nível 3 de aproximação é recomendado para lajes irregulares ou quando se deseja um nível maior de aproximação. A rotação da laje é estimada com a Equação 2.38, onde o momento solicitante m_s e a distância r_s devem ser encontrados utilizando um modelo elástico linear não fissurado, com o momento solicitante sendo o valor médio por unidade de comprimento atuando em uma faixa na face do pilar com uma largura $b_s = 1,5 \cdot \sqrt{r_{s,x} \cdot r_{s,y}}$.

$$\psi = 1,2 \frac{r_s}{d} \frac{f_{ys}}{E_{ys}} \left(\frac{m_s}{m_R} \right)^{1,5} \quad \text{Equação 2.38}$$

O nível 4 de aproximação exige que análise da rotação seja feita considerando todos os efeitos não-lineares relevantes, como a fissuração, a contribuição do tension stiffening, o escoamento da armadura, entre outros.

Os critérios de ruptura da norma também são definidos em função da rotação da laje. Para se estimar a carga última de punção, é possível traçar gráficos contendo a relação entre carga-rotação e o critério de ruptura, o ponto onde as curvas se encontram dita a ruptura.

Inicialmente é calculado o parâmetro k_ψ através da Equação 2.39.

$$k_\psi = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d_v} \leq 0,6 \quad \text{Equação 2.39}$$

Onde d é altura útil da laje em milímetros e k_{dg} é um parâmetro que depende do diâmetro máximo do agregado (d_g) em milímetros, calculado com a equação 2.40.

$$k_{dg} = \frac{32}{16 + d_g} \geq 0,75 \quad \text{Equação 2.40}$$

A máxima resistência à punção da laje é estimada com a Equação 2.41.

$$V_{Rk,max} = k_{sys} \cdot k_\psi \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_0 \cdot d_v \leq \sqrt{f_c} \cdot u_0 \cdot d_v \quad \text{Equação 2.41}$$

Onde k_{sys} assume valor de 2,4 para lajes com estribos bem ancorados e 2,8 para studs.

A resistência à tração diagonal para lajes sem armadura de cisalhamento é calculada com a Equação 2.42.

$$V_{Rk,c} = k_\psi \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d_v \quad \text{Equação 2.42}$$

A resistência à tração diagonal para lajes com armadura de cisalhamento é calculada com a Equação 2.43.

$$V_{Rk,cs} = k_\psi \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_1 \cdot d_v + \sum A_{sw} \cdot f_{sw} \quad \text{Equação 2.43}$$

Onde A_{sw} é a soma da área de armaduras de cisalhamento que se encontram em um perímetro entre $0,35d_v$ e d_v . A tensão da armadura de cisalhamento é calculada com a Equação 2.44.

$$f_{sw} = \frac{E_{yw} \cdot \psi}{6} \left(1 + \frac{f_{bk}}{f_{ywk}} \frac{d_v}{\phi_w} \right) \leq f_{yw} \quad \text{Equação 2.44}$$

Onde:

f_{yw} e E_{yw} são a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade da arm. de cisalhamento;
 ϕ_w é o diâmetro da armadura de cisalhamento;

A tensão de aderência do concreto f_b é calculada com a Equação 2.45.

$$f_b = (\alpha_2 + \alpha_3) \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cdot \sqrt{\frac{f_c}{25}} \quad \text{Equação 2.45}$$

Onde:

α_2 representa a influência do confinamento do cobrimento, podendo de forma conservadora se adotar $\alpha_2 = 1$ segundo o item 6.1.3.3;

α_3 representa a influência proporcionado pela armadura de cisalhamento, podendo de forma conservadora se adotar $\alpha_3 = 0$ segundo o item 6.1.3.3;

η_1 é o coeficiente que depende do tipo aço, assumindo valor de 1,75 para barras nervuradas;

η_2 representa a posição da armadura de cisalhamento no concreto, assumindo valor de 1,0 para barras em regiões de boa aderência, como aquelas com posição entre 45°-90° em relação a horizontal;

η_3 é função do diâmetro da armadura, assumindo valor de 1,0 para $\phi_w \leq 25\text{mm}$;

η_4 é função da tensão de escoamento da armadura de cisalhamento, assumindo um valor de 1,0 para aço com $f_{yw} = 500 \text{ MPa}$; 0,85 para $f_{yw} = 600 \text{ MPa}$ e; 0,75 para $f_{yw} = 700 \text{ MPa}$, permitindo-se interpolação.

A resistência à punção na região externa às armaduras é calculada com a altura útil $d_{v,out}$, considerando a posição da armadura de cisalhamento na laje conforme a expressão 2.46.

$$V_{Rk,out} = k_{\psi,out} \cdot \sqrt{f_c} \cdot u_{out} \cdot d_{v,out} \quad \text{Equação 2.46}$$

Onde,

$$k_{\psi,out} = \frac{1}{1,5 + 0,9 \cdot k_{dg} \cdot \psi \cdot d_{v,out}} \leq 0,6 \quad \text{Equação 2.47}$$

É importante ressaltar que conforme o item 7.13.5.3 da norma, o cobrimento c_v da armadura de cisalhamento deve ser limitado em $c_v \leq d_v/6$.

A altura útil reduzida d_v em determinadas lajes dessa dissertação superam ao valor máximo de $d_v/6$. No entanto, pelo fato de as estimativas de resistências apresentarem valores muitos baixos quando se adota a altura útil externa ($d_{v,out}$) medida experimentalmente, limitou-se o valor da altura útil ao seu valor máximo, dado por $d_{v,out} = d_v - c_v = d_v - d_v/6$ para melhor corresponder aos resultados experimentais.

2.7. RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES

2.7.1. Momento resistente

O momento resistente da laje é obtido considerando o equilíbrio estático da seção a partir das reações normais internas do concreto e do aço.

São considerados no cálculo as contribuições de resistência do concreto, das armaduras longitudinais tracionadas e das armaduras de distribuição na região inferior da laje. A distribuição de tensões do concreto é expresso por um diagrama parábola-retângulo conforme prescrevem as normas Eurocode 2 (2004), NBR 6118 (2014) e Model Code (2010) e ilustrado na Figura 2.32.

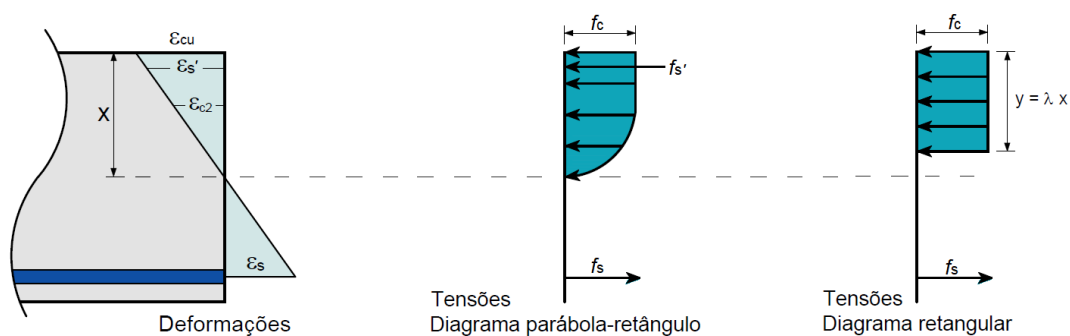


Figura 2.32 – Distribuições de deformações e tensões na seção transversal

A formulação para o cálculo do momento resistente (m_R) é dado pela Equação 2.48

$$m_R = \alpha_{cc} \cdot f_c \cdot b_w \cdot x \cdot \bar{x} + \varepsilon_s \cdot E_{ys} \cdot A_s \cdot d + \varepsilon_s' \cdot E_{ys}' \cdot A_s' \cdot d' \quad \text{Equação 2.48}$$

Onde:

α_{cc} é o coeficiente que leva em consideração os efeitos de longa duração na resistência a compressão do concreto, assumindo valor de 1,0 para análises com cargas de curta duração;

b_w é a largura da faixa de laje adotada e representa o comprimento do momento resistente. Geralmente sendo adotado igual a 1,0m, resultando em um momento resistente kN.m/m;

A_s e A_s' são as áreas de aços das armaduras tracionadas e complementares, respectivamente, dentro da faixa de largura b_w da laje;

$\varepsilon_s \cdot E_{ys}$ e $\varepsilon_s' \cdot E_{ys}'$ são as deformações e módulos de elasticidade das armaduras tracionadas e inferiores, respectivamente. Ambas são limitadas à deformação ε_y quando $\varepsilon \geq \varepsilon_y$.

Os principais parâmetros podem ser obtidos por integrações do diagrama de tensões do concreto utilizando metodologia iterativa até convergência ao equilíbrio, por exemplo, conforme apresentado por Oliveira, Lima e Cortivo (2018), resultando nas expressões:

$$x = \begin{cases} \frac{x_i}{\varepsilon_c} \int_0^{\varepsilon_c} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon & , \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \\ \frac{x_i}{\varepsilon_c} \left(\int_0^{2\text{‰}} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon + \int_{2\text{‰}}^{\varepsilon_c} d\varepsilon \right) & , \quad 2\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \end{cases} \quad \text{Equação 2.48}$$

$$\bar{x} = \begin{cases} \frac{x_i}{\varepsilon_c} \left[\varepsilon_c - \frac{\int_0^{\varepsilon_c} \varepsilon \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon}{\int_0^{\varepsilon_c} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon} \right] & , \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq 2\text{‰} \\ \frac{x_i}{\varepsilon_c} \left[\varepsilon_c - \frac{\int_0^{2\text{‰}} \varepsilon \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon + \int_{2\text{‰}}^{\varepsilon_c} \varepsilon d\varepsilon}{\int_0^{2\text{‰}} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon}{2\text{‰}} \right)^2 \right] d\varepsilon + \int_{2\text{‰}}^{\varepsilon_c} d\varepsilon} \right] & , \quad 2\text{‰} \leq \varepsilon_c \leq 3,5\text{‰} \end{cases} \quad \text{Equação 2.49}$$

$$f_s = \varepsilon_s \cdot E_{ys} \leq f_y \quad \text{Equação 2.50}$$

$$f_s' = \varepsilon_s' \cdot E_{ys}' \leq f_y' \quad \text{Equação 2.51}$$

$$-\frac{1}{\rho} = \frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_s}{d-x} = \frac{\varepsilon_s'}{d'-x} \quad \text{Equação 2.52}$$

Parâmetros como as tensões (f_c , f_s), Módulos de Elasticidades (E) e alturas úteis (d , d') são adotadas conforme os resultados dos ensaios experimentais.

O procedimento de cálculo consiste basicamente em assumir posições para a linha neutra, encontrar a sua configuração de ruptura baseando-se nas deformações e, em seguida, verificar o equilíbrio da seção. Caso não seja constatado o equilíbrio, repete-se o procedimento. Para garantir a convergência do método, é empregado o método da bissecção.

Alternativamente, conforme ainda a Figura 2.32, pode-se considerar a simplificação de cálculo considerando o diagrama de tensões bloco retangular para o concreto, desprezando a contribuição das armaduras complementares comprimidas na resistência da seção.

O momento resistente da laje para uma faixa de $b_w = 1,0\text{m}$ pode então ser calculado como:

$$m_R = f_y \cdot A_s \cdot (d - 0,4x) = f_y \cdot A_s \cdot \left(d - 0,5 \cdot A_s \frac{f_y}{f_c} \right) \quad \text{Equação 2.52}$$

2.7.2. Carga resistente à flexão

A carga aplicada na laje que provoca a sua ruptura por flexão (V_{flex}) é um parâmetro importante a ser obtido pois permite avaliar o mecanismo de ruptura das lajes.

Para esta dissertação, a máxima capacidade resistente à flexão das lajes foi obtida utilizando abordagens com: (i) Método das linhas de ruptura e, (ii) Método dos elementos finitos.

O método das linhas de ruptura considera que ocorre uma ruptura à flexão da laje quando há a formação de um mecanismo.

Para o cálculo, admite-se uma configuração de colapso na qual atuam apenas o momento resistente de plastificação da laje ao longo das chamadas linhas de ruptura. Para a análise, foi utilizado o modelo proposto por Guandalini, Burdet e Muttoni (2009), que considera lajes quadradas com armaduras longitudinais simétricas nas duas direções.

A Figura 2.33 ilustra o mecanismo de ruptura da laje estudada.

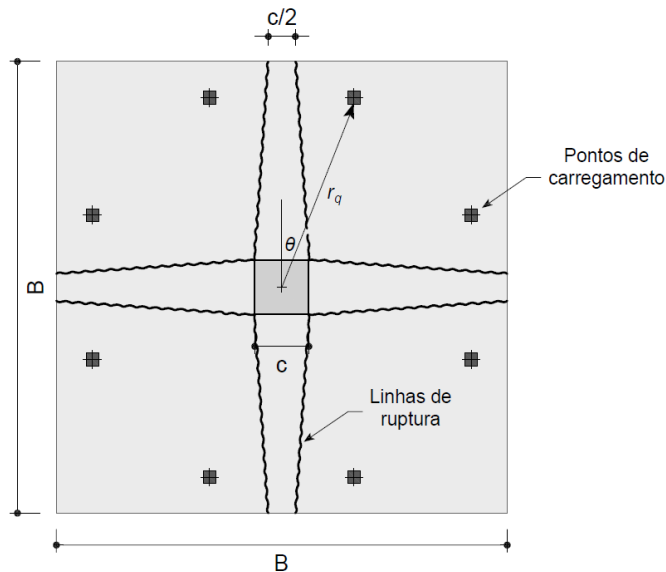


Figura 2.33 – Linhas de ruptura com o mecanismo considerado para a laje

A capacidade resistente à flexão (V_{flex}), segundo o método das linhas rotura, pode ser expresso com a Equação 2.53.

$$V_{flex} = \left(\frac{4 \cdot m_R}{r_q \cdot (\cos\theta + \sin\theta) - c} \right) \left(\frac{B^2 - B \cdot c - \frac{c^2}{4}}{B - c} \right) \quad \text{Equação 2.53}$$

Onde, B , c , r_q e θ são parâmetros geométricos, e m_R é calculado conforme item 2.7.1.

Paralelamente ao método das linhas de rotura, foi empregado o método dos elementos finitos em uma análise elástica linear para verificar a máxima capacidade resistente à flexão.

Foi utilizado o programa SAP 2000 para fazer a modelagem da laje, empregando-se elementos de sólidos retangulares de 8 nós e 48 graus de liberdade por elemento. Adotou-se um refinamento da malha com elementos de $50 \times 50 \times 60 \text{ mm}^3$ de comprimento, seguindo análise de convergência. As propriedades mecânicas dos materiais foram adotadas conforme dados experimentais. A representação 3D do modelo encontra-se na Figura 2.34.

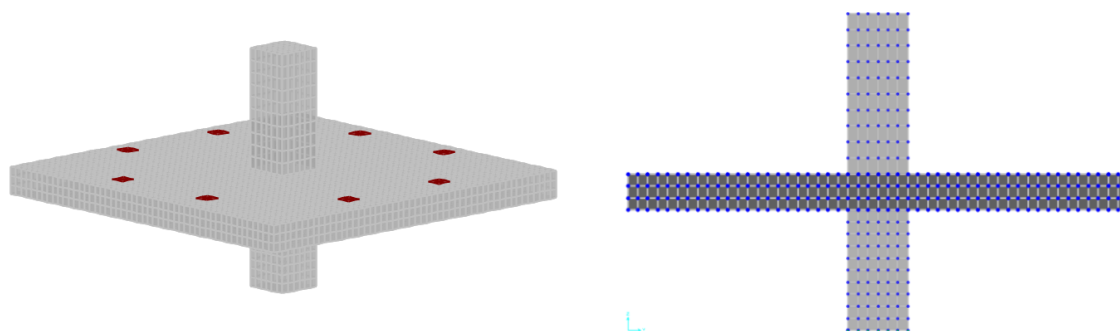


Figura 2.34 – Modelagem da laje em ambiente SAP 2000

As cargas foram aplicadas no modelo inserindo cargas de peso próprio nos elementos, e inserindo carregamentos uniformemente distribuídos nos pontos aplicação de carga indicado em vermelho na Figura 2.34, simulando a posição dos pontos aplicação de cargas do programa experimental.

Para obtenção dos esforços solicitantes, adotou-se uma faixa de largura b_s na face no pilar, semelhante ao recomendado pelo Model Code (2010), sendo o momento solicitante obtido a partir de integrações ao longo dos elementos dentro da faixa. Este procedimento tende a maximizar os esforços solicitantes de flexão na laje.

A análise então é feita comparando-se o momento solicitante obtido, provocado pelos carregamentos solicitantes, com o momento resistente (m_R) encontrado conforme item 2.7.1.

É importante ressaltar que poderia ser adotado uma faixa de largura maior para análise. Conforme o ACI 318 (2019), a análise poderia ser feita considerando plastificação de toda a região de momentos negativos da laje lisa, no entanto, optou-se por manter a largura b_s por permitir se utilizar da mesma análise para a obtenção tanto da carga resistente à flexão, quanto da carga de ruptura à punção pelo Nível III do Model Code (2010).

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Encontra-se, no presente capítulo, a descrição do programa experimental desenvolvido nos Laboratórios de Estruturas e de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília.

3.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Devido às dificuldades de se ensaiar pavimentos de lajes de concreto em escala real, muitos pesquisadores adotam modelos locais para simular o comportamento de apenas uma parte da estrutura quando submetidas aos diferentes tipos de carregamentos.

No estudo da punção, os ensaios geralmente são realizados utilizando-se um modelo local que busca representar a região de momentos negativos em torno do pilar. Conforme representado na Figura 3.1, esse modelo é delimitado pela região onde os momentos fletores são nulos, encontrando-se a uma distância de aproximadamente 22% da largura do vão.

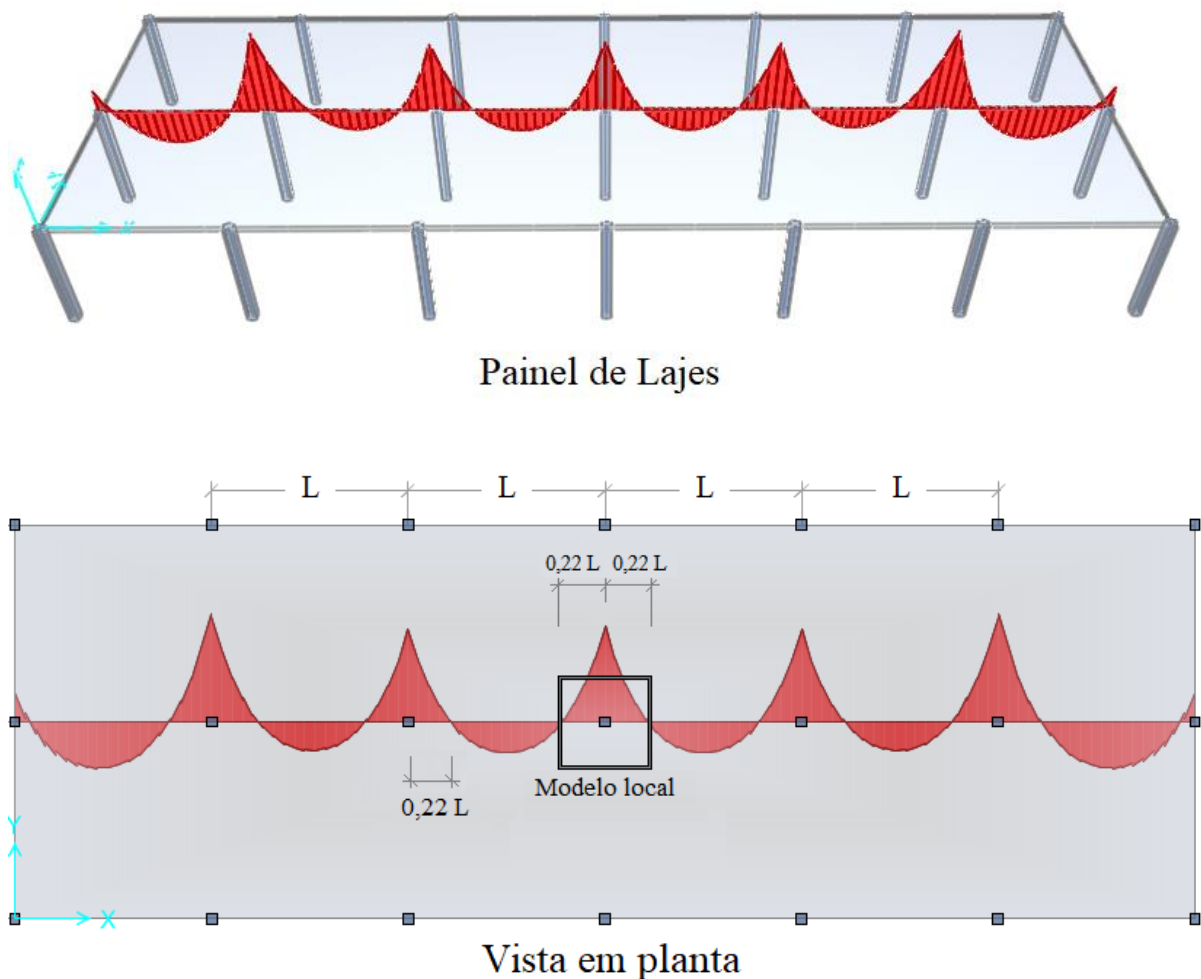


Figura 3.1 – Representação dos modelos locais estudados

3.2. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES ENSAIADAS

Para o estudo da punção, foram ensaiados quatro modelos locais de ligação laje-pilar, internos, de concreto armado, submetidos a carregamentos gravitacionais simétricos.

As dimensões das lajes ensaiadas foram de 2500mm x 2500mm de comprimento e largura, com 180mm de espessura. O pilar posicionado no centro da laje possuía uma seção transversal de 300mm x 300mm e um altura total de 1580mm.

As dimensões das lajes ensaiadas estão apresentadas na Figura 3.2, a seguir.

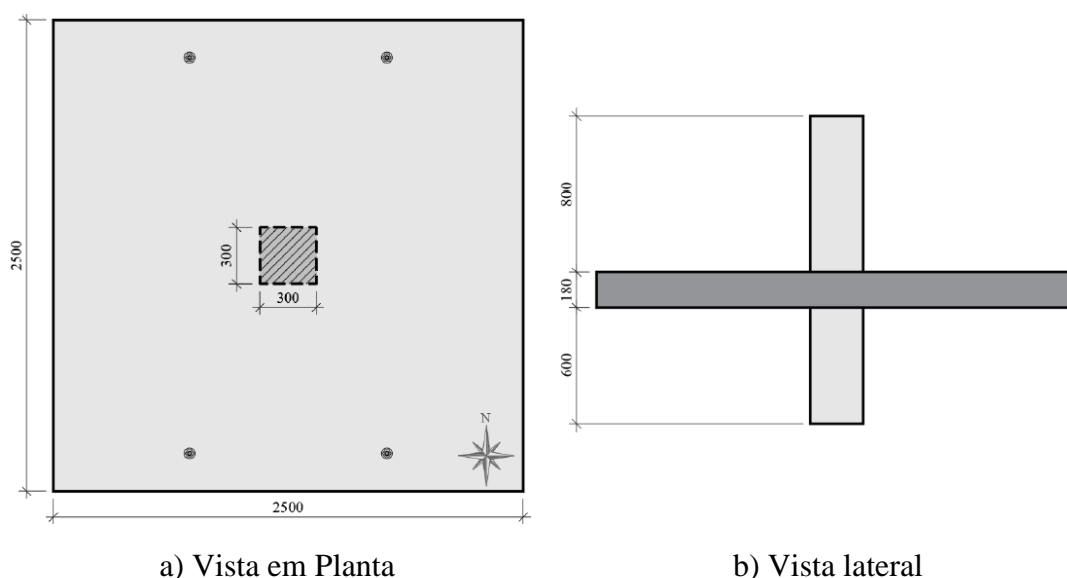


Figura 3.2 – Dimensões dos modelos locais ensaiados (unidades em mm)

A única variável independente desta pesquisa foi o detalhamento da armadura de cisalhamento do tipo estribo, sendo estudadas as variações de sua conexão nas armaduras longitudinais, bem como a sua influência no comportamento das lajes em relação à punção.

O programa experimental desta dissertação dá continuidade aos ensaios de Souza (2018) e Palhares (2018), que fazem parte da linha de pesquisa de doutorado de Lima (2021).

Em relação às pesquisas anteriores, foram mantidas constantes as dimensões geométricas da laje e do pilar, a resistência f_{ck} estimada em 30 MPa para o concreto, além do detalhamento das armaduras longitudinais nas duas direções principais na região comprimida e tracionada.

Diferentemente das pesquisas anteriores, a largura do estribo foi reduzida de modo a envolver as armaduras longitudinais diretamente na região das dobras dos estribos quando há a ancoragem, sem haver a necessidade das armaduras de montagem de porta estribo.

No total, são analisadas cinco lajes lisas.

A laje de referência, denominada *Reference Slab* (RS), foi ensaiada previamente a esta pesquisa e não possuía armadura de cisalhamento, sendo armada somente a flexão.

A laje denominada *Fully Anchored 05* (FA-05) tem o detalhamento dos estribos seguindo as prescrições normativas, envolvendo as armaduras longitudinais nas regiões comprimida e tracionadas por meio de dobras.

A laje *Compression Anchored 05* (CA-05) possuía um detalhamento em que o estribo envolvia a armadura longitudinal apenas na região inferior da laje, na parte comprimida.

A laje *Tension Anchored 05* (TS-05) apresentava um detalhamento em que o estribo envolvia apenas a armadura de flexão tracionada na região superior da laje.

A laje denominada *Not Anchored 05* (NA-05) não apresentava nenhuma forma de ancoragem e era posicionada internamente às armaduras longitudinais, sem envolvê-las.

Todas as lajes foram dimensionadas para que a ruptura da seção fosse por punção, interceptando a região das armaduras segundo as normas. Na Tabela 3.1 encontram-se resumidamente as principais características das lajes analisadas.

Tabela 3.1 – Principais características das lajes analisadas

Laje	f_c (MPa)	d (mm)	ρ (%)	Armadura de cisalhamento						
				S_0 (mm)	S_r (mm)	\emptyset (mm)	A_{sw} (cm ²)	Nº de camadas	f_{yw} (MPa)	ρ_w (%)
RS	29,9	148	0,92	-	-	-	-	-	-	-
FA-05	29,9	143	0,97	72	72	5,0	1,57	5	660,4	0,132
CA-05	29,9	142	0,98	72	72	5,0	1,57	5	660,4	0,132
TA-05	29,9	143	0,97	72	72	5,0	1,57	5	660,4	0,132
NA-05	29,9	144	0,96	72	72	5,0	1,57	5	660,4	0,132

A altura útil da laje (d) refere-se à média das alturas medidas em alguns pontos no centro da laje antes da concretagem e a taxa de armadura de flexão (ρ) foi calculada conforme prescrições normativas da ABNT NBR 6118 (2014) e Eurocode (2004), com a Equação 2.5.

A taxa de armadura de cisalhamento (ρ_w) foi calculada considerando a área de aço em relação a um perímetro afastado $d/2$ da face do pilar, conforme a Equação 2.6.

Todas as propriedades e características das lajes estão no Anexo A dessa dissertação.

A variável de estudo desta pesquisa foi o detalhamento da conexão das armaduras de cisalhamento nas armaduras longitudinais. A Figura 3.4 mostra a ancoragem e forma do posicionamento dessas armaduras nas lajes.

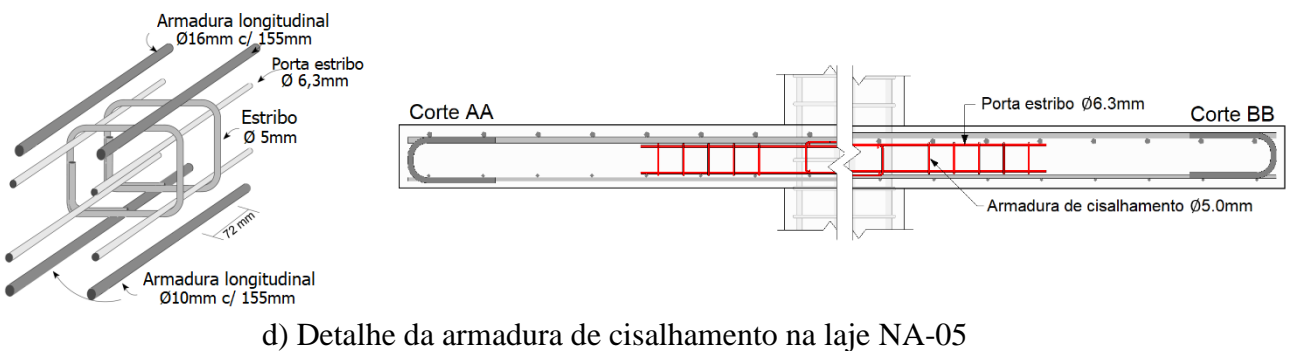
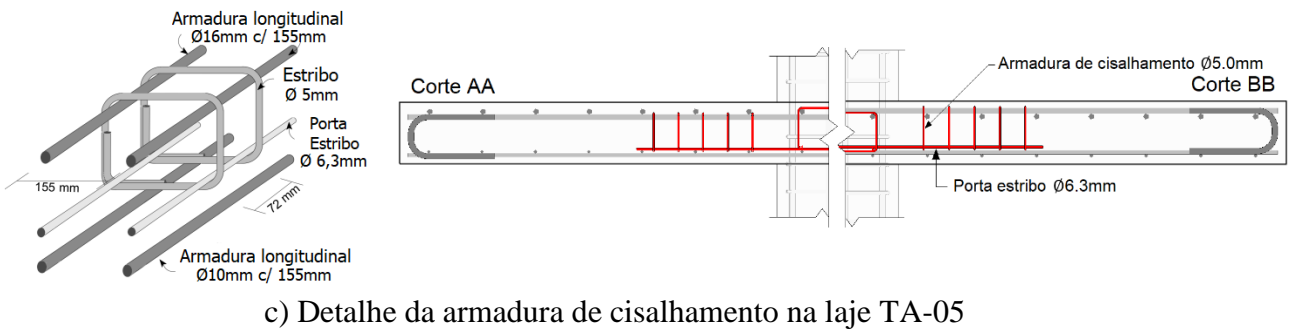
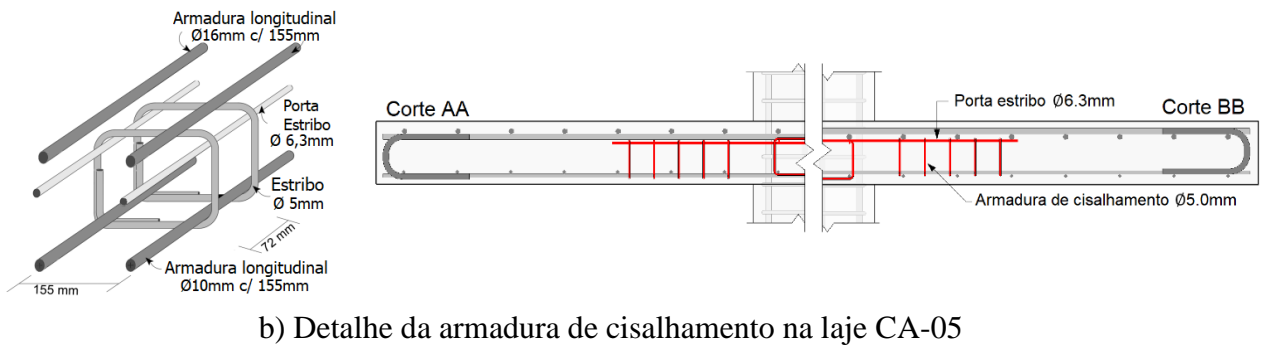
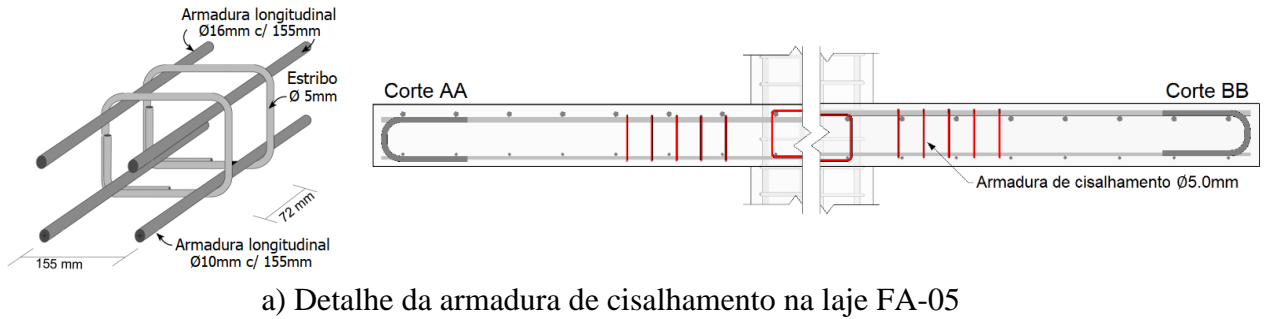


Figura 3.4 – Detalhamento da conexão das armaduras de cisalhamento

A laje FA-05 foi a única que possuía um detalhamento da conexão que atendia as prescrições normativas, de modo que os seus estribos envolviam as armaduras longitudinais nas regiões comprimidas e tracionadas por meio de dobras.

As informações dos estribos utilizados na laje FA-05 estão indicadas na Figura 3.5, com as unidades em milímetros.

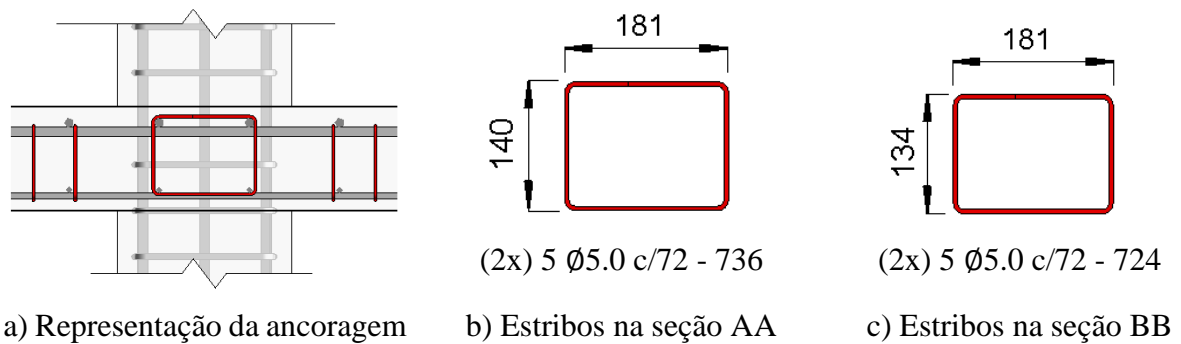


Figura 3.5 – Detalhamento dos estribos da laje FA-05 (unidades em mm)

Na Figura 3.6a tem-se uma fotografia interna às armaduras longitudinais mostrando o posicionamento dos estribos na laje. A Figura 3.6b mostra o detalhamento da ancoragem dos estribos envolvendo ambas as armaduras longitudinais.

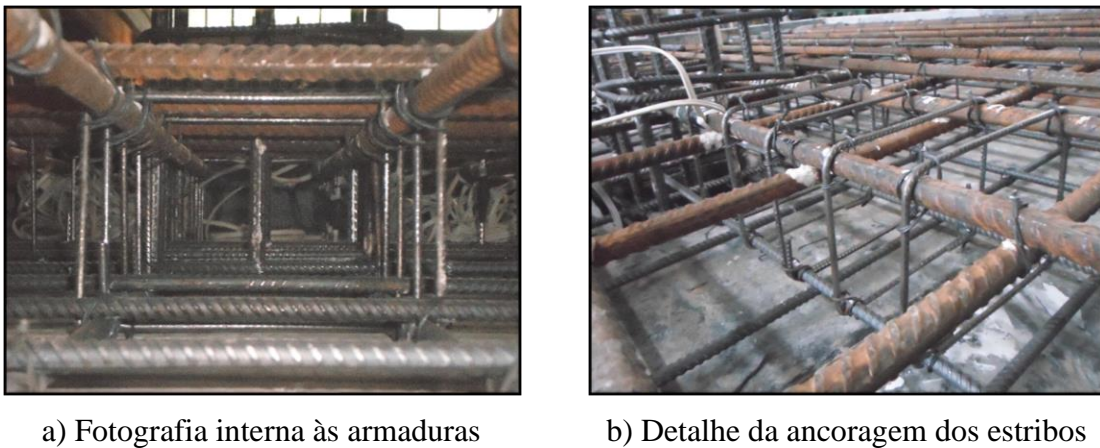


Figura 3.6 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje FA-05

É importante ressaltar que a execução da ancoragem dos estribos na laje FA-05 foi a mais trabalhosa entre os tipos de conexões estudadas. Essa dificuldade construtiva é uma das razões pela qual o uso desse tipo de armadura de cisalhamento é menos empregado no caso de lajes.

A laje CA-05 possuía uma conexão da armadura que não atendia as prescrições normativas. Os estribos utilizados envolviam apenas as armaduras longitudinais inferiores, na parte comprimida da laje, por meio de dobras. Na região superior do estribo foram utilizadas barras de montagem de diâmetro de 6,3mm como porta estribo.

O estribo utilizado na laje CA-05 está ilustrado na Figura 3.7, com unidades em milímetros.

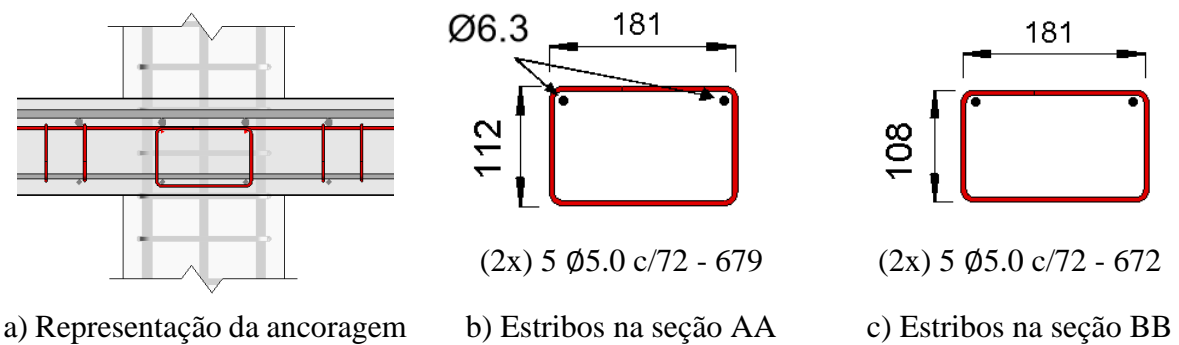


Figura 3.7 – Detalhamento dos estribos da laje CA-05 (unidades em mm)

O processo construtivo dessa laje apresenta facilidades executivas em relação à ancoragem exigida pelas normas, uma vez que os estribos são conectados somente às armaduras longitudinais inferiores da laje.

Além disso, esses estribos podem servir como espaçador do tipo “caranguejo” para as armaduras tracionadas, assegurando o adequado posicionamento dessas armaduras que podem ser colocadas posteriormente.

A conexão dessas armaduras na laje CA-05 pode ser visualizada na Figura 3.8. Nota-se que os estribos foram fixados com arames para se garantir sua posição durante a concretagem.

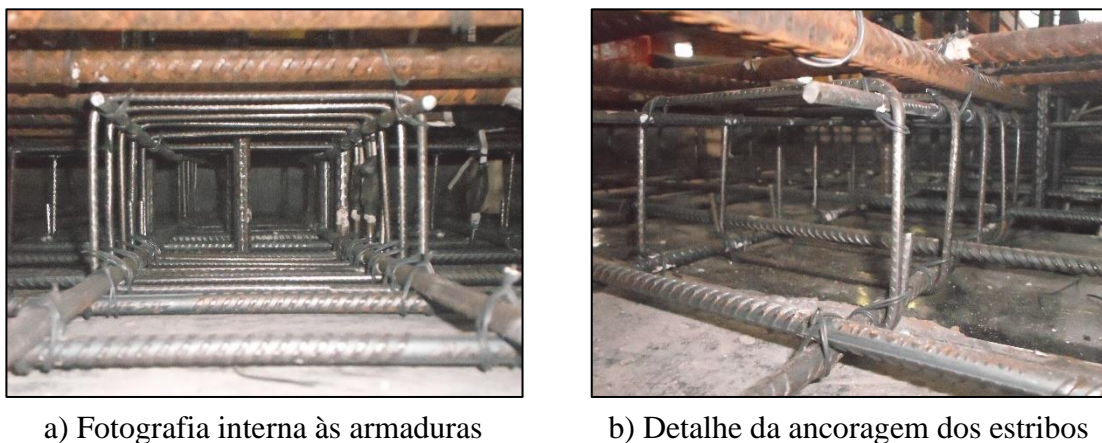


Figura 3.8 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje CA-05.

A laje TA-05 também apresentava uma conexão da armadura de cisalhamento que não atendia as prescrições normativas de ancoragem. Os estribos dessa laje envolviam apenas as armaduras de flexão tracionada na região superior da laje. Na parte inferior dos estribos, foram utilizadas barras de montagem de diâmetro 6,3mm como porta estribo.

As informações dos estribos da laje TA-05 estão na Figura 3.9 com unidades em milímetros.

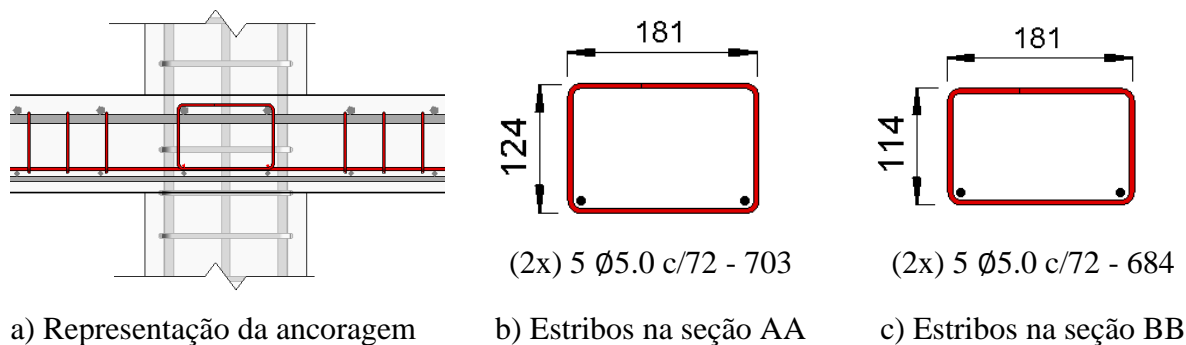


Figura 3.9 – Detalhamento dos estribos da laje TA-05 (unidades em mm)

O detalhe da conexão dessas armaduras está apresentado na Figura 3.10a e o posicionamento desses estribos no interior da laje está apresentado na Figura 3.10b.

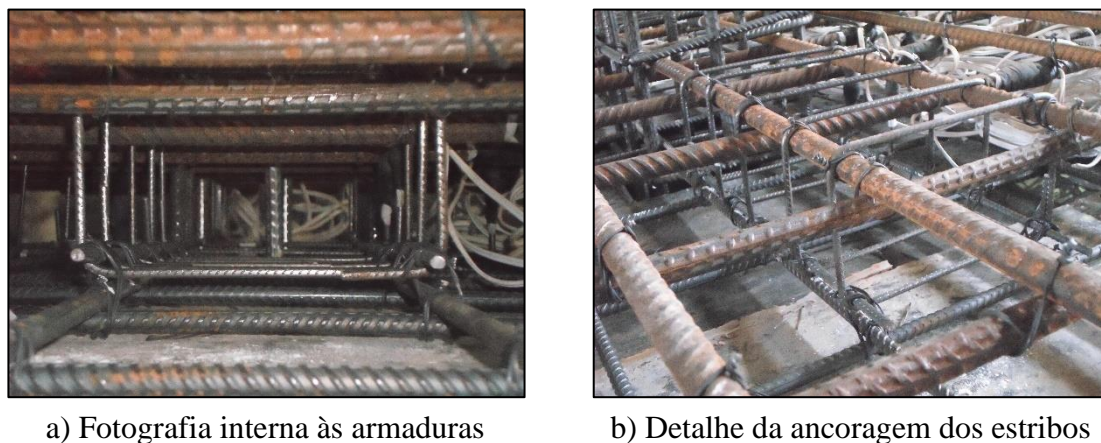


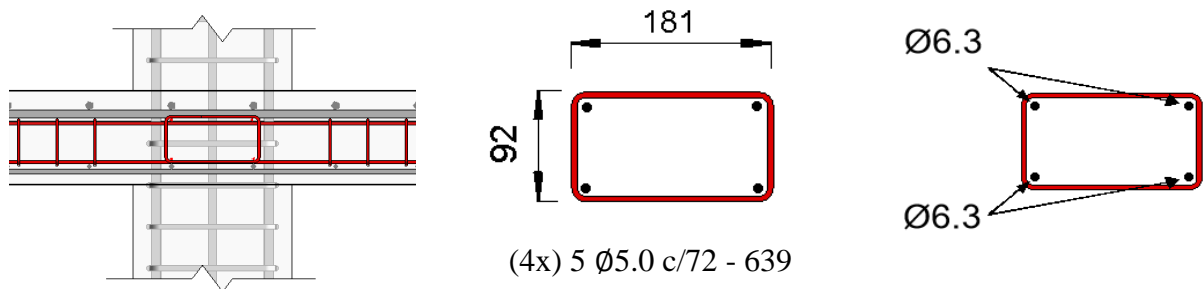
Figura 3.10 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje TA-05.

Apesar de a execução dessas armaduras ser menos trabalhosa do que a da laje FA-05, que tem ancoragem nas duas extremidades, a conexão desses estribos nas armaduras de flexão ainda é difícil, visto que as armaduras longitudinais já precisam estar posicionadas na laje.

Essa dificuldade construtiva deve-se ao fato de a conexão ser realizada em um elemento que apresenta pequena espessura e precisar ser executada em cima da própria laje.

A conexão dos estribos da laje NA-05 também não atendia as prescrições normativas com relação à ancoragem. Essas armaduras foram montadas de forma independente das armaduras longitudinais, sem envolvê-las, possuindo apenas barras com diâmetro de 6,3mm na região das dobras.

As informações desses estribos estão na Figura 3.11, com as unidades em milímetros.



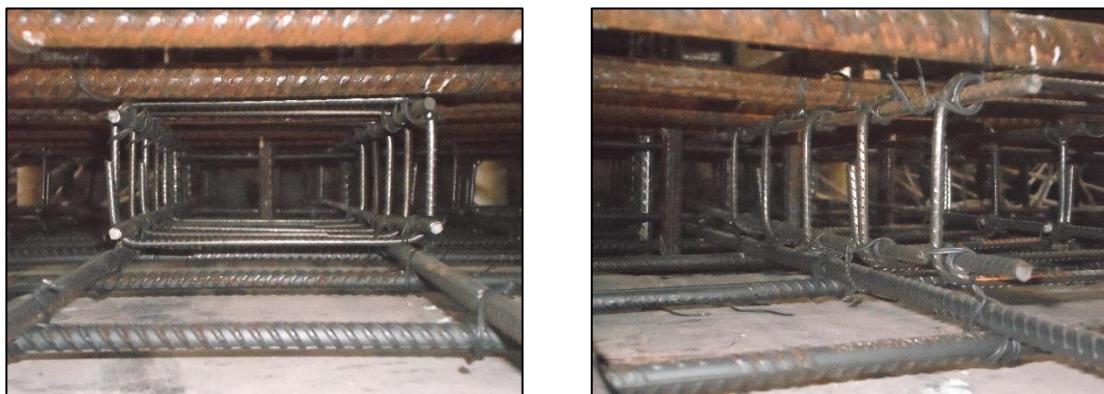
a) Representação da ancoragem b) Estribos nas seções AA e BB c) Local dos porta estribos

Figura 3.11 – Detalhamento dos estribos da laje NA-05 (unidades em mm)

Os estribos da laje NA-05 foram colocados no interior das barras longitudinais, sendo utilizados apenas arames para fazer a sua fixação nas armaduras longitudinais de modo a se garantir o seu posicionamento durante a concretagem.

O processo executivo dessa laje foi o mais rápido e prático entre os tipos de conexões estudadas, visto que não foi necessário realizar as dobras dos estribos na laje. Esse sistema permite ainda que a armação da laje seja executada por meio de módulos, de modo que os elementos podem ser colocados em etapas, sem interferências.

A fotografia dessas armaduras e o detalhe da ancoragem desses estribos estão na Figura 3.12.



a) Fotografia interna às armaduras

b) Detalhe da ancoragem dos estribos

Figura 3.12 – Fotografias da ancoragem dos estribos na laje NA-05.

3.3.2. Armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais foram compostas por barras retas de aço CA-50, dispostas ortogonalmente nas duas direções principais, formando uma malha, sendo posicionadas na região superior e inferior da laje, com um cobrimento de 20mm em relação às faces da laje.

Na região superior da laje, as armaduras de flexão tracionada foram compostas por barras de diâmetro de 16,0mm, espaçadas a cada 155mm, nas duas direções. Como forma de garantir a sua ancoragem, foram utilizados ganchos nos bordos da laje, também compostos por barras de diâmetro de 16,0mm a cada 155 mm.

Na região comprimida e inferior da laje, as armaduras longitudinais possuíam um diâmetro de 10,0mm, também espaçadas a cada 155mm, nas duas direções. A utilização dessa armadura teve como objetivo resistir aos esforços solicitantes durante o processo de transporte da laje, além de manter a ligação da laje com o pilar após o puncionamento.

O detalhamento das armaduras longitudinais utilizadas encontra-se na Figura 3.13, com unidades em milímetros.

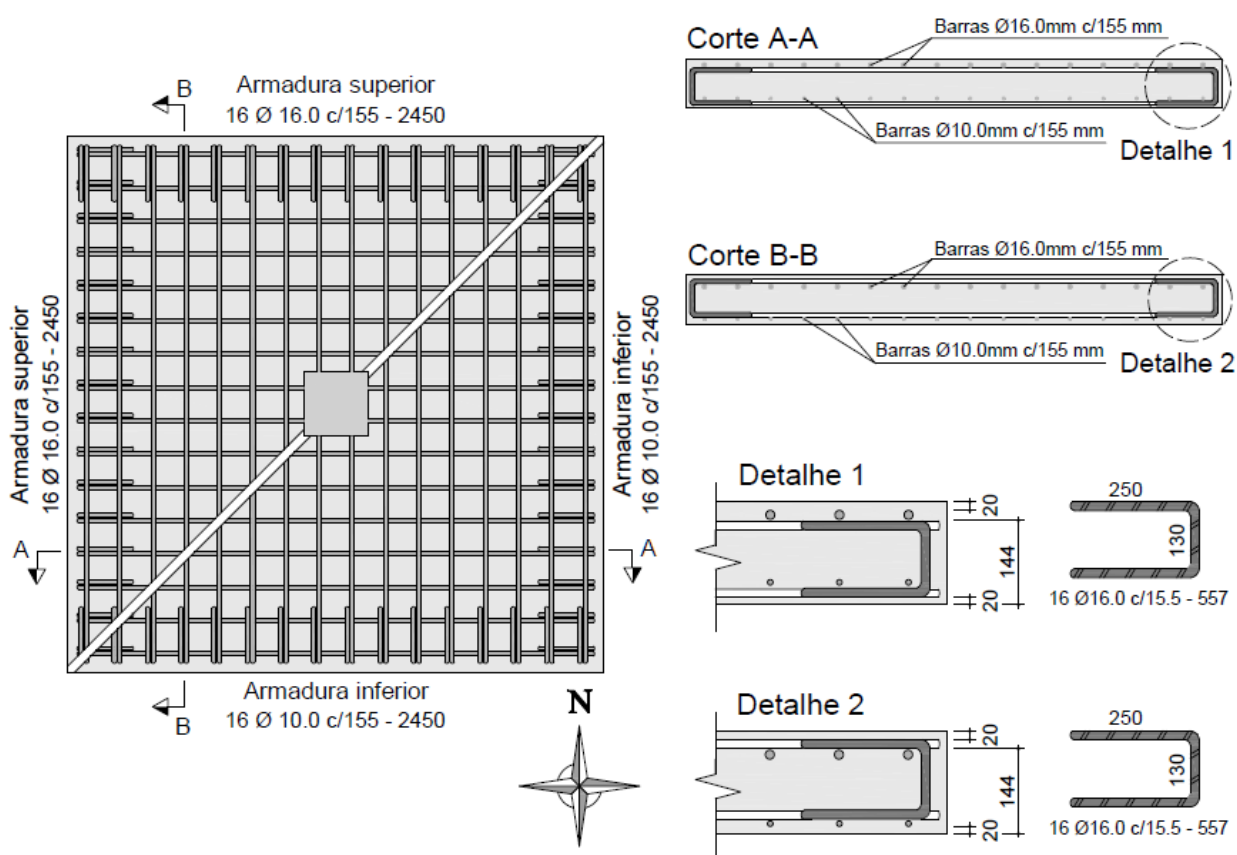


Figura 3.13 - Detalhamento das armaduras longitudinais (unidades em mm)

As barras na direção Norte-Sul foram posicionadas acima das barras na direção Leste-Oeste.

O detalhamento das armaduras longitudinais com o seu posicionamento na laje está representado em perspectiva na Figura 3.14, com as unidades em milímetros.

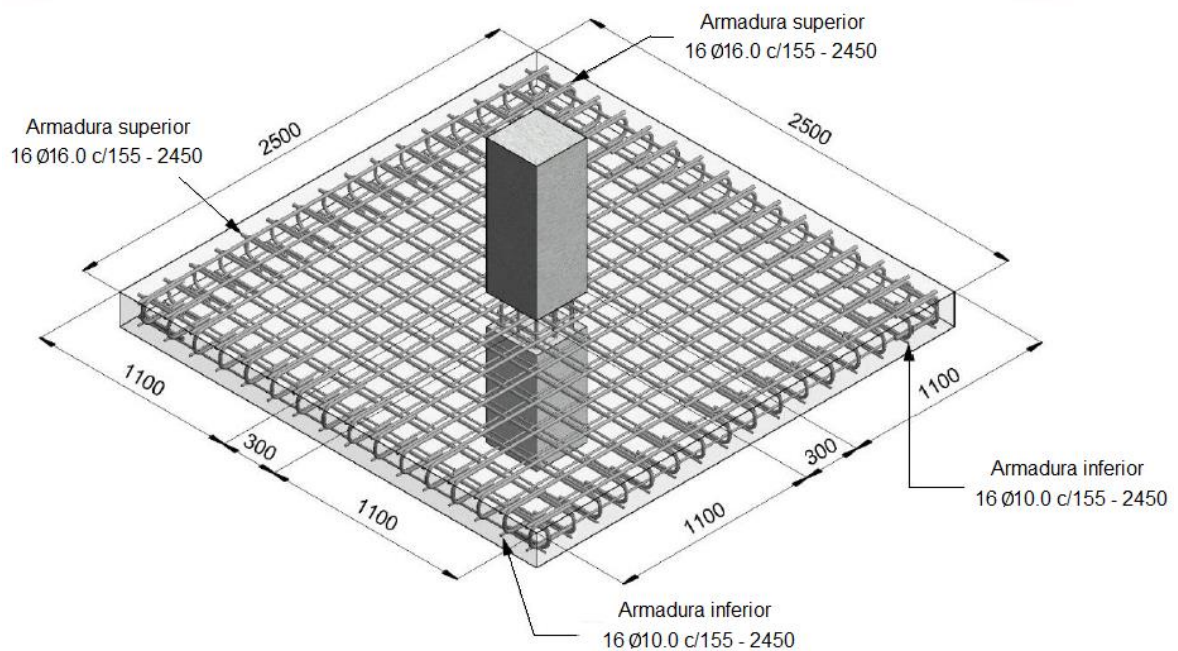


Figura 3.14 - Detalhamento das armaduras longitudinais em perspectiva (unidades em mm)

Os ganchos posicionados nos bordos da laje possuíam um formato de “u” e eram ligados às armaduras longitudinais utilizando arame recozido nº 18, de diâmetro nominal de 1,24mm. A representação da disposição construtiva dos ganchos encontra-se ilustrada em perspectiva na Figura 3.15, a seguir.

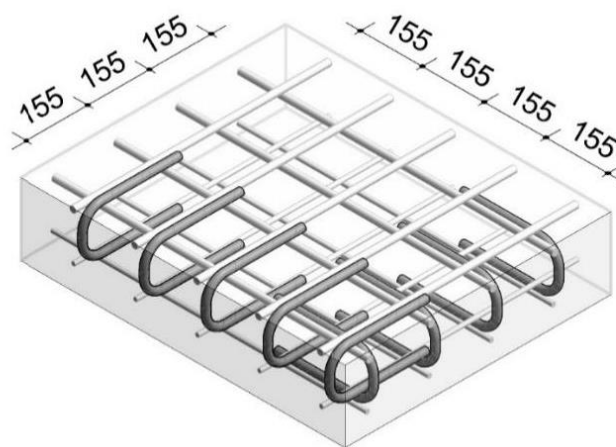


Figura 3.15 - Detalhamento dos ganchos em perspectiva (unidades em mm)

3.3.3. Armaduras dos pilares

Os pilares ensaiados possuíam uma seção transversal quadrada de 300mm x 300mm, com um comprimento total de 1580mm, sendo 600mm correspondente à parte inferior da laje e 800mm correspondente a sua parte superior. As dimensões e alturas adotadas tiveram como objetivo comportar o modelo local no pórtico de reação metálico para o ensaio.

As armaduras foram compostas por barras de aço CA-50, sendo oito barras na direção longitudinal, com diâmetro de 16,0mm e 1530mm de comprimento, e dezoito estribos do tipo fechado, com diâmetro de 10,0mm, espaçado a cada 80mm.

A disposição das armaduras longitudinais nos pilares e o detalhamento da seção transversal do pilar estão ilustrados na Figura 3.16.

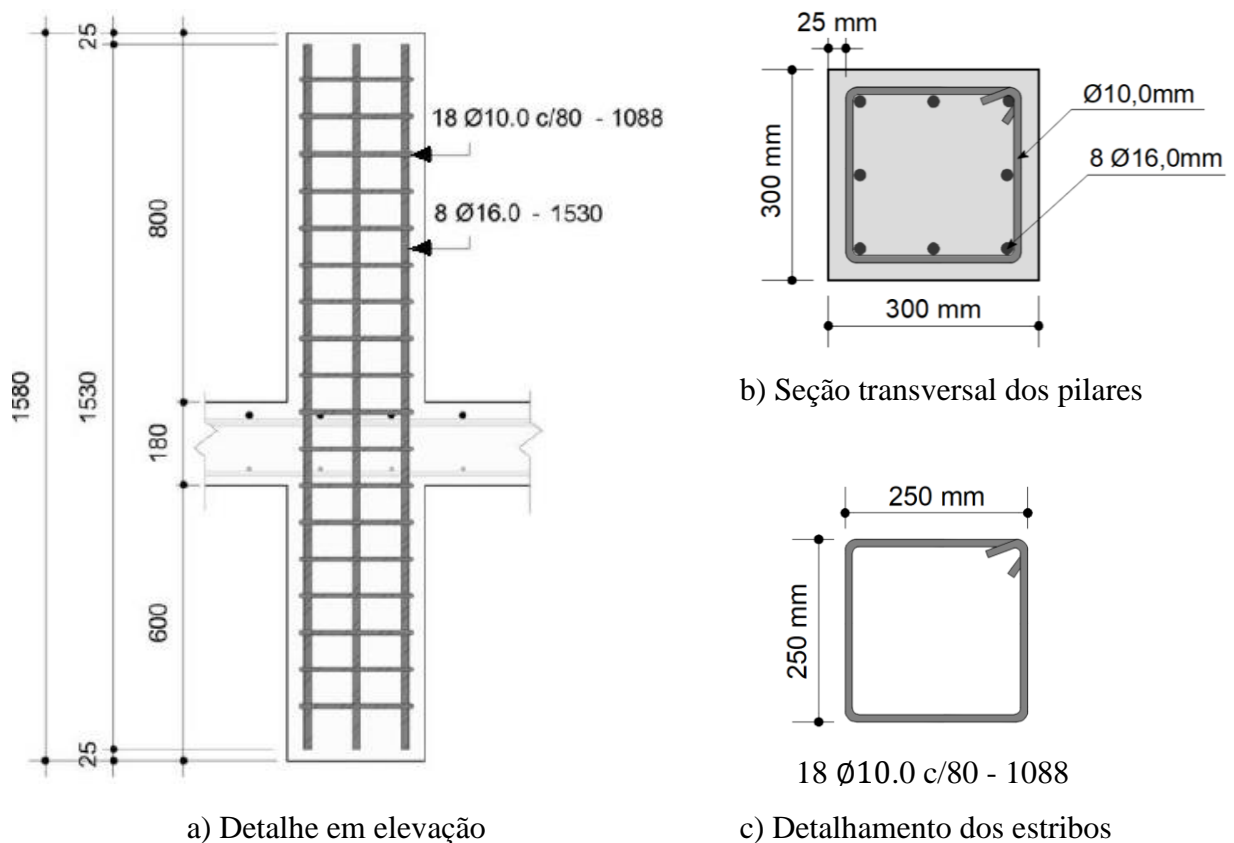


Figura 3.16 - Detalhamento das armaduras longitudinais e transversais dos pilares (unidades em mm)

Para ambas as armaduras, foi adotado um cobrimento de concreto de 25mm em relação às faces do pilar.

3.4. FABRICAÇÃO DOS MODELOS LOCAIS

3.4.1. Fôrmas

Para a confecção das lajes, foram utilizadas fôrmas metálicas, do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, que consistiam em dois módulos retangulares para os pilares e uma base com perfis laterais em U para a laje.

Conforme ilustrado na Figura 3.17, a base da fôrma da laje possuía um furo na região central para acomodação do pilar interno e quatro tubos de PVC com $\varnothing 60\text{mm}$ e comprimento de 180mm para permitir a passagem dos tirantes do sistema de ensaio. As suas dimensões internas eram compostas por uma base de 2500mm x 2500mm e uma espessura de 180mm.

Antes de se iniciar a concretagem, foi realizada a limpeza das fôrmas e a vedação das arestas utilizando silicone. Em seguida, para impedir a aderência entre o concreto e a fôrma, foi passado desmoldante com a utilização de um rolo de espuma.

Posteriormente à limpeza e à aplicação do desmoldante, as armaduras foram posicionadas na laje, com o auxílio da ponte rolante do laboratório.

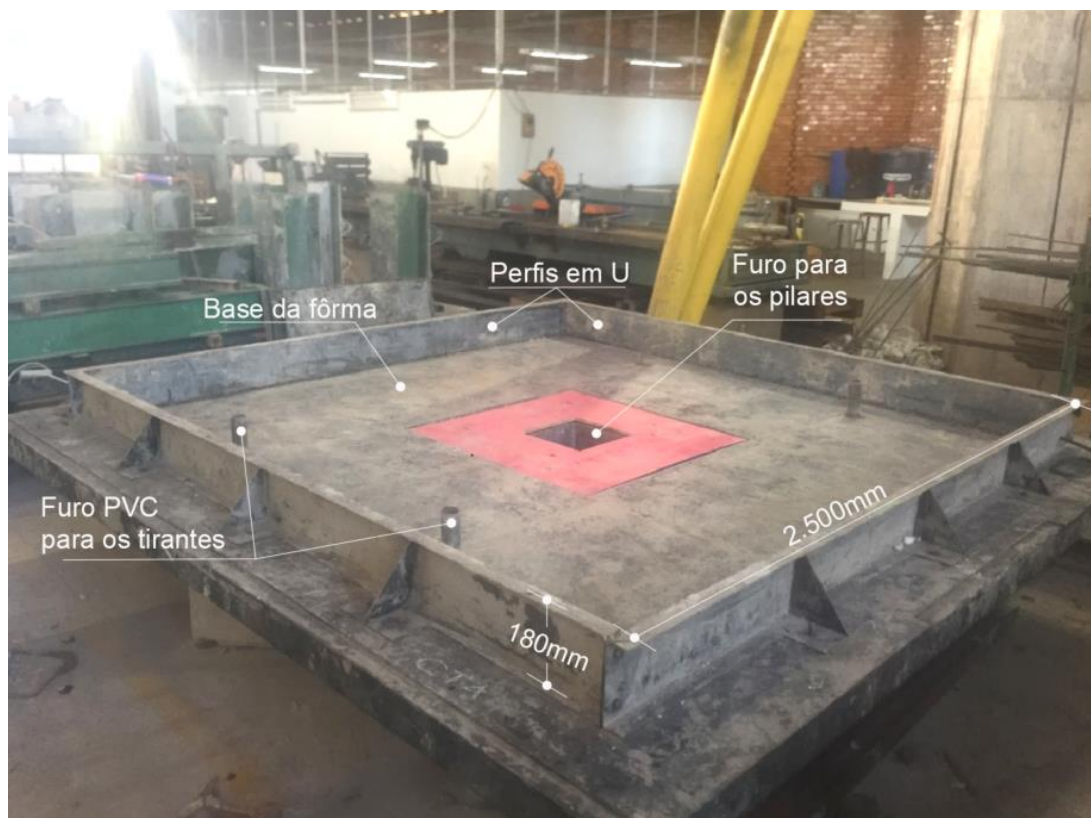


Figura 3.17 – Sistema de fôrmas das lajes ensaiadas.

3.4.2. Concretagem

Todas as quatro lajes dessa dissertação foram concretadas no dia 29 de dezembro de 2018, utilizando concreto usinado, com resistência característica especificada em 30 MPa aos 28 dias, e com *slump* de 10 ± 2 cm.

No recebimento do concreto, foi realizado o ensaio de abatimento do tronco de cone, conforme a ABNT NBR NM 67 (1998), com a finalidade de verificar a consistência do concreto.

O concreto foi lançado até as fôrmas utilizando bombas. O adensamento do concreto foi realizado durante o seu lançamento por meio de vibração mecânica usando vibrador de imersão do tipo agulha.

Inicialmente foi concretada a parte inferior do pilar, fazendo-se a sua vibração, seguida do lançamento do concreto na laje. Posteriormente ao lançamento do concreto em toda a parte da laje, foi colocada a fôrma metálica superior do pilar para a finalização da concretagem.

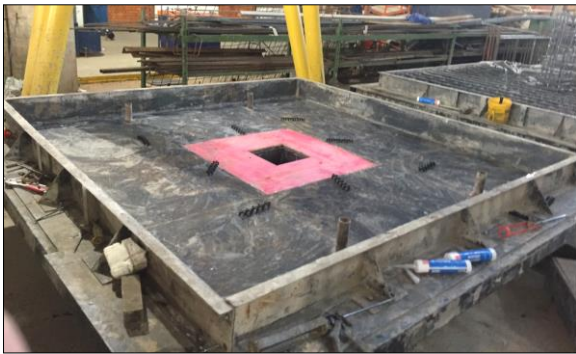
Posterior ao processo de concretagem de toda laje, foi feita a regularização da superfície de utilizando régua niveladoras, melhorando o acabamento e descartando o excesso de concreto.

Para fazer a caracterização do concreto, ainda durante a etapa de concretagem da laje, foram moldados 36 corpos de provas cilíndricos, com dimensões de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, seguindo as recomendações normativas da ABNT NBR 5738 (2015), sendo 9 corpos de provas que eram ensaiados na mesma data de ruptura de cada uma das lajes.

O processo de cura deu-se utilizando panos umedecidos, colocados sobre a superfície do concreto, que eram molhados três vezes ao dia durante um período de sete dias. Para melhorar as condições de cura e se evitar ainda a perda de água por umidade, as lajes eram cobertas com lonas plásticas.

A desforma das lajes aconteceu em datas superiores aos 28 dias, próximos ao período de preparação dos equipamentos e ensaio experimentais, fazendo-se o seu transporte à sua posição no sistema de ensaio.

A Figura 3.18 ilustra o processo de concretagem das lajes.



a) Fôrmas com desmoldante



b) Corpos de provas separados.



c) Posicionamento das armaduras



d) Recebimento do concreto



e) *Slump-Test*



f) Concretagem



g) Cura



h) Desforma

Figura 3.18 – Etapas da concretagem das lajes

3.5. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

3.5.1. Concreto

O concreto utilizado foi comprado da empresa Concrecon, da classe C30, com resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa, e classe de consistência S100, com abatimento de 100mm \pm 20mm.

Na dosagem foi utilizado cimento Portland de alta resistência inicial (CP V-ARI), agregados miúdos compostos por areia natural e areia artificial, bem como agregado graúdo de pedra britada nº 0 com granulometria de 4,8mm a 9,5mm.

O traço unitário foi de 1 : 1,280 : 1,919 : 3,506 : 0,66.

A Tabela 3.2 apresenta a carta de traço com a quantidade de material utilizado por m³.

Tabela 3.2 – Quantitativo de materiais referente a 1 m³ de concreto.

Material	Quantidade
Cimento (CP V-ARI)	280,0 kg
Areia Natural	358,0 kg
Areia Artificial	537,0 kg
Brita 0	982,0 kg
Água	186,0 kg
Aditivo Polifuncional	1,96 L

As propriedades mecânicas do concreto foram obtidas por meio de ensaios de caracterização dos corpos de prova, no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília, nas datas de ensaio das lajes.

Dos 9 corpos de provas de cada laje, 3 foram utilizados para o ensaio de compressão (f_c), 3 para determinação da resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$), e 3 para determinação do módulo de elasticidade (E_c).

Todos os ensaios foram realizados conforme prescrevem as normas regulamentadoras ABNT NBR 5739 (2018), ABNT NBR 7222 (2011) e ABNT NBR 8522 (2017). Os resultados dos ensaios encontram-se no Capítulo 4.

A Figura 3.19 ilustra os ensaios de caracterização do concreto.



a) Ensaio de compressão e módulo de Elasticidade



b) Ensaio de compressão diametral

Figura 3.19 – Ensaio de caracterização do concreto

3.5.2. Aço

Para a caracterização do aço, foram realizados ensaios de tração no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília, seguindo os critérios da ABNT NBR 6892 (2002).

As propriedades mecânicas do aço de módulo de Elasticidade, deformação específica de escoamento, tensão de escoamento e tensão máxima na ruptura foram obtidas ensaiando três amostras de aço CA-60, com diâmetro de 5,0mm para as armaduras de cisalhamento, e três amostras de aço CA-50, com diâmetro de 16,0mm para as armaduras de flexão.

A Figura 3.20 mostra o ensaio sendo realizado no laboratório.



a) Ensaio de tração



b) Ruptura do corpo de prova

Figura 3.20 – Ensaio de caracterização do aço

3.6. INSTRUMENTAÇÃO

3.6.1. Deslocamentos verticais

Com o objetivo de acompanhar o comportamento da laje durante as fases de carregamento, os deslocamentos verticais da laje foram medidos utilizando Linear Variable Differential Transformer (LVDT's), com cursor de 50mm e precisão de 0,01mm.

Os LVDT's foram posicionados antes do início do ensaio em 12 pontos na parte superior da laje, sendo numerados sequencialmente de 1 a 6 na direção Leste – Oeste, e de 7 a 12 na direção Norte – Sul, conforme ilustrado na Figura 3.21.

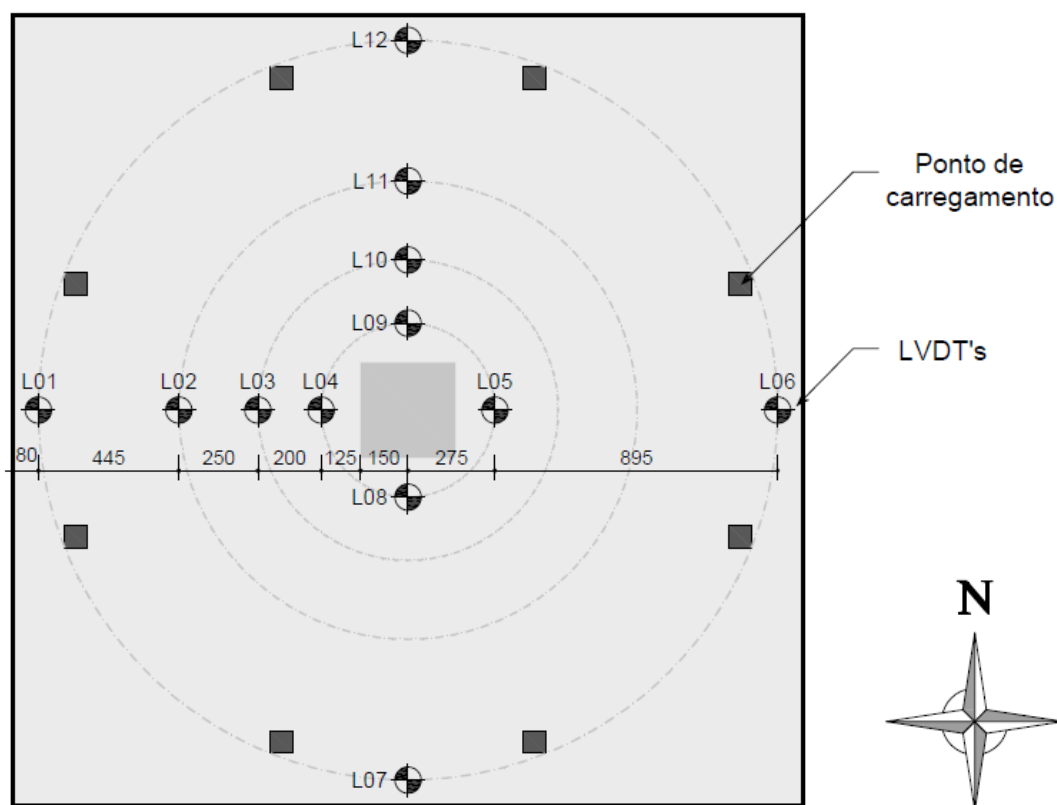
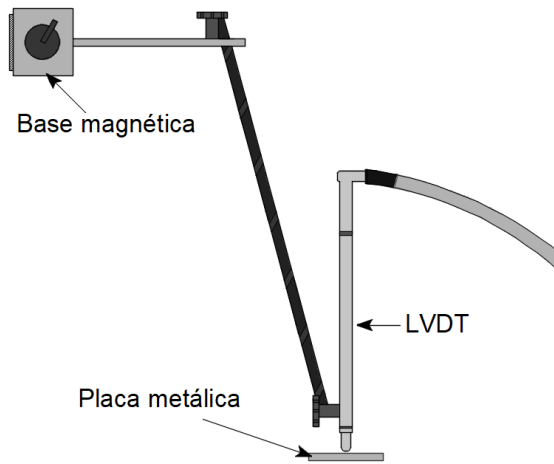


Figura 3.21 – Disposição dos LVDT's sobre a laje (unidades em mm)

Nas direções Oeste e Norte da laje, os deslocamentos foram medidos em quatro pontos distintos, enquanto nas direções Leste e Sul, os deslocamentos foram medidos em 2 pontos distintos para cada direção.

As distâncias dos LVDT's no sentido Leste e Oeste em relação à laje é simetricamente igual às distâncias da direção Norte e Sul.

Todos os LVDT's foram posicionados em cima de pequenas placas metálicas para se garantir uma maior precisão e evitar eventuais deslocabilidades desses medidores durante a realização do ensaio. A Figura 3.22 ilustra a posição do LVDT para o ensaio.



a) Esquemático do sistema de ensaio



b) LVDT posicionado acima da laje

Figura 3.22 – Detalhe do posicionamento do LVDT

Os LVDT's foram fixados no pórtico do ensaio e em um perfil metálico independente, utilizando a base magnética para garantir que não sofressem perturbações durante o ensaio.

A Figura 3.23 mostra o posicionamento dos LVDT's sobre a laje.

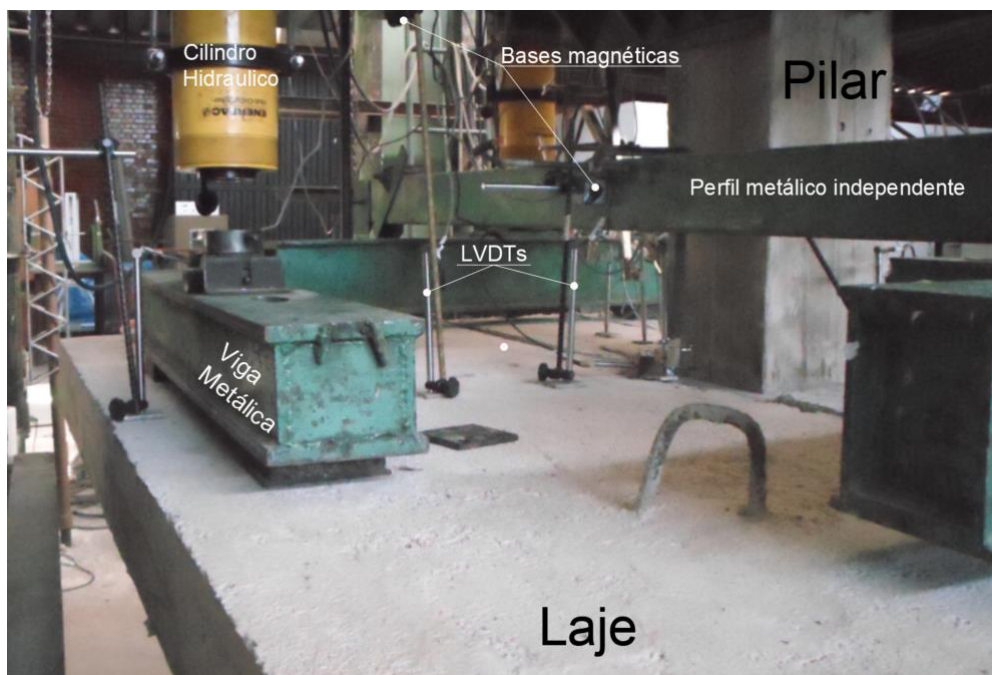


Figura 3.23 – Disposição dos LVDT's sobre a laje

3.6.2. Deformações nas armaduras

As deformações das armaduras de cisalhamento e de flexão foram monitoradas utilizando extensômetros elétricos de resistência de 120Ω do tipo KFGS-5-120-C1-11, com dimensões de 9,4mm x 2,8mm, fabricados pela empresa *Kyowa Electronic Instruments*.

O processo de instrumentação das armaduras foi realizado antes das etapas de armação e de concretagem das lajes. Inicialmente regularizou-se a superfície da armadura em que seriam posicionados os extensômetros utilizando-se esmeril, limas e lixas para remover as nervuras das armaduras de flexão e de cisalhamento (Figura 3.25a).

Após as superfícies se encontrarem lisas, foi realizada uma limpeza das armaduras com o uso de álcool isopropílico, já os extensômetros foram colados em seguida utilizando-se adesivo instantâneo à base de Cianocrilato (Figura 3.25b).

Uma vez colados, foi feita a soldagem dos terminais dos extensômetros em cabos condutores paralelos que seriam conectados a um sistema de aquisição de dados no instante do ensaio para se obter as leituras (Figura 3.25c). Depois de soldados, os fios foram fixados à barra utilizando-se braçadeiras plásticas.

Para proteger a região da solda, foi aplicada uma camada de resina à base de epóxi (Figura 3.25d). Posteriormente, para fornecer uma proteção mecânica e isolar eletricamente a região instrumentada, foi aplicada uma camada de silicone em gel, fita crepe e fita isolante de auto fusão (Figuras 3.25e – g).

Ao final da instrumentação das armaduras, foi realizado o teste de resistência elétrica dos extensômetros, utilizando-se voltímetro de alta impedância, com o objetivo de verificar sua resistividade elétrica e comprovar a sua funcionalidade.

A Figura 3.24 ilustra o medidor de deformação (Strain-gages) utilizado nesta pesquisa.



Figura 3.24 – Extensômetro elétrico de resistência (<https://www.kyowa-ei.com>)

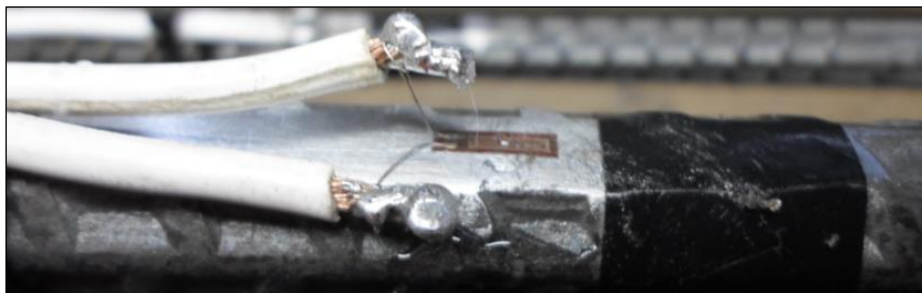
Na Figura 3.25 são apresentadas as etapas que foram executadas durante a instrumentação das armaduras.



a) Barra depois de limadas, lixadas e limpas



b) Extensômetro colado à armadura



c) Fios soldados nos terminais dos extensômetros



d) Proteção com adesivo epóxi



e) Proteção com silicone



f) Proteção com fita crepe



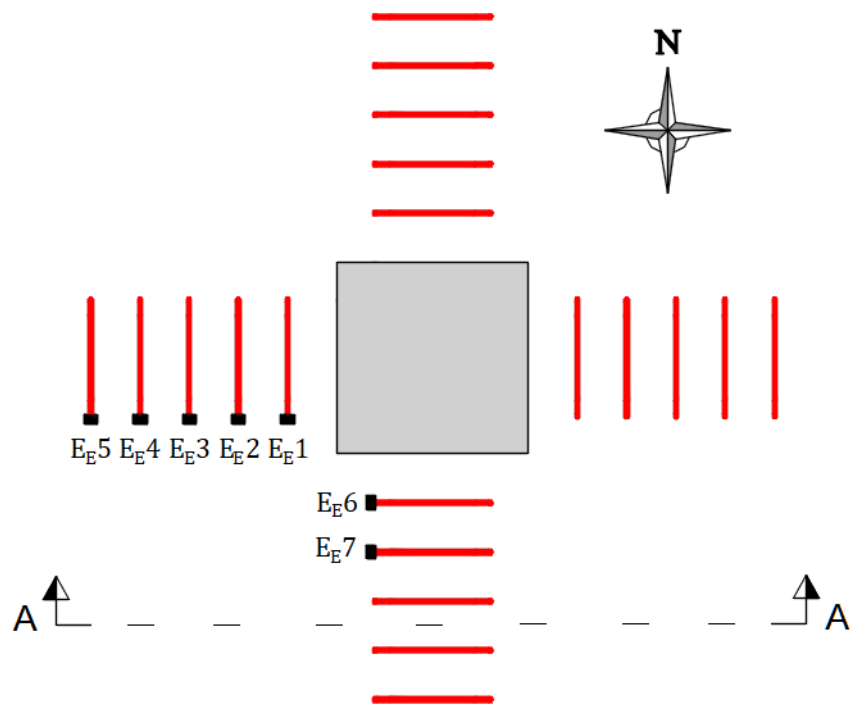
g) Proteção com fita isolante

Figura 3.25 – Processo de instrumentação das armaduras

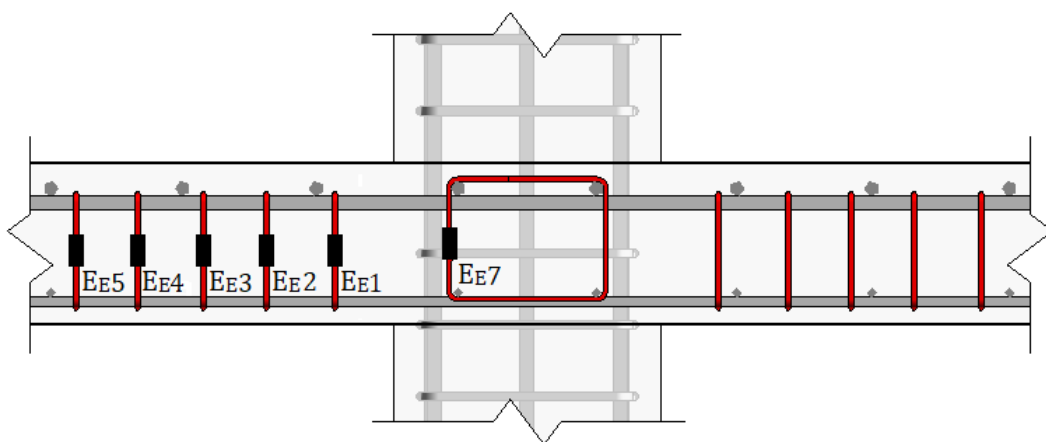
O principal objetivo do monitoramento dos estribos foi determinar as camadas de armaduras que eficientemente contribuíram na resistência, assim como investigar seu nível de tensão.

Sendo assim, as deformações das armaduras de cisalhamento foram monitoradas por camadas, nas quais instrumentou-se todas as cinco camadas de estribos em uma direção e duas outras camadas na outra, totalizando sete armaduras instrumentadas por laje.

Os extensômetros dos estribos (E_E) foram colados à meia altura da perna do estribo. O detalhe esquemático com o posicionamento dos extensômetros está na Figura 3.26.



a) Vista em planta das armaduras instrumentadas com extensômetros



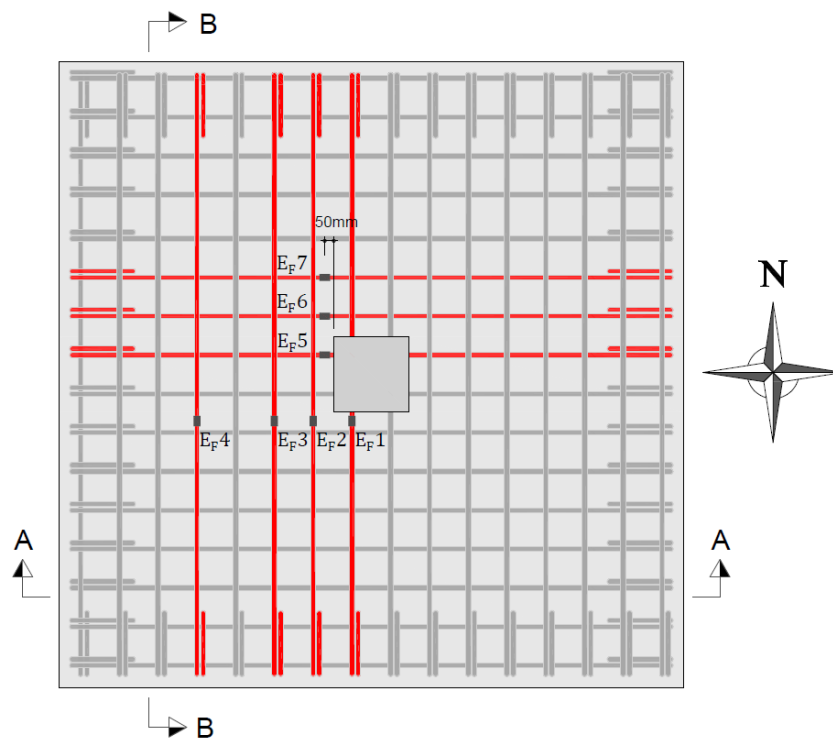
b) Corte AA mostrando o posicionamento dos extensômetros

Figura 3.26 – Extensômetros na armadura de cisalhamento

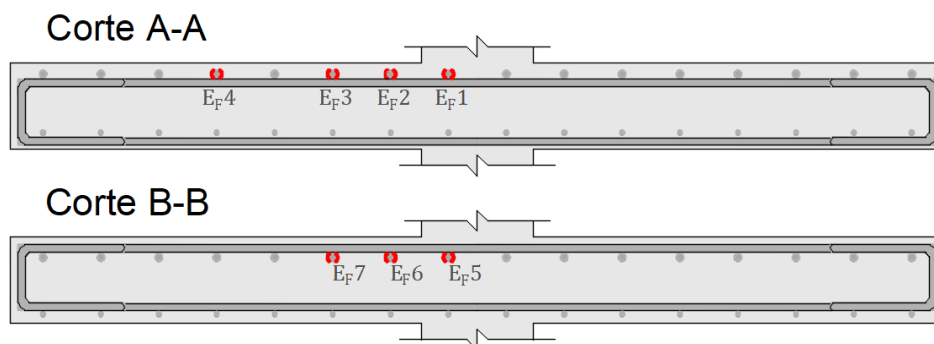
As armaduras de flexão tracionadas foram monitoradas com o objetivo de se avaliar seu nível de solicitação e identificar um possível modo de ruptura por flexão devido à deformação plástica excessiva do aço.

Foram instrumentadas sete barras de flexão, sendo utilizados dois extensômetros em posição diametralmente oposta para cada uma das barras com o intuito de evitar efeitos de flexão localizados.

Das sete barras instrumentadas, quatro estavam posicionadas na camada superior, e três barras estavam na camada inferior. A disposição dos extensômetros das armaduras de flexão (E_F) está apresentada na Figura 3.27.



a) Vista em planta dos extensômetros nas armaduras instrumentadas



b) Cortes AA e BB mostrando a posição dos extensômetros

Figura 3.27 – Extensômetros das armaduras longitudinais tracionadas

3.6.3. Deformações no concreto

As deformações específicas do concreto foram monitoradas na região inferior da laje utilizando extensômetros elétricos de resistência de 120Ω , do tipo KC70-120-A1-11, com dimensões de 80mm x 7,5mm, fabricados pela empresa *Kyowa Electronic Instruments*.

Esses extensômetros no concreto (Ec) tiveram como objetivo acompanhar suas deformações e verificar a possibilidade de ruptura à flexão por esmagamento do concreto na região mais comprimida da laje.

Quatro extensômetros foram colados na superfície do concreto nos locais onde se esperavam as maiores deformações, adotando-se uma distância de 50mm do eixo da face do pilar para monitorar as deformações tangenciais, e a 100mm da face do pilar para o monitoramento das deformações radiais, conforme ilustrado na Figura 3.28.

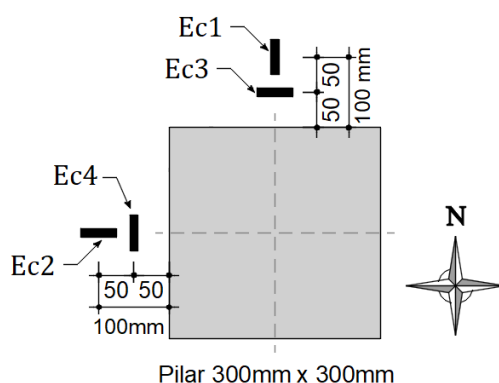


Figura 3.28 – Posição dos extensômetros na região inferior da laje (unidades em mm)

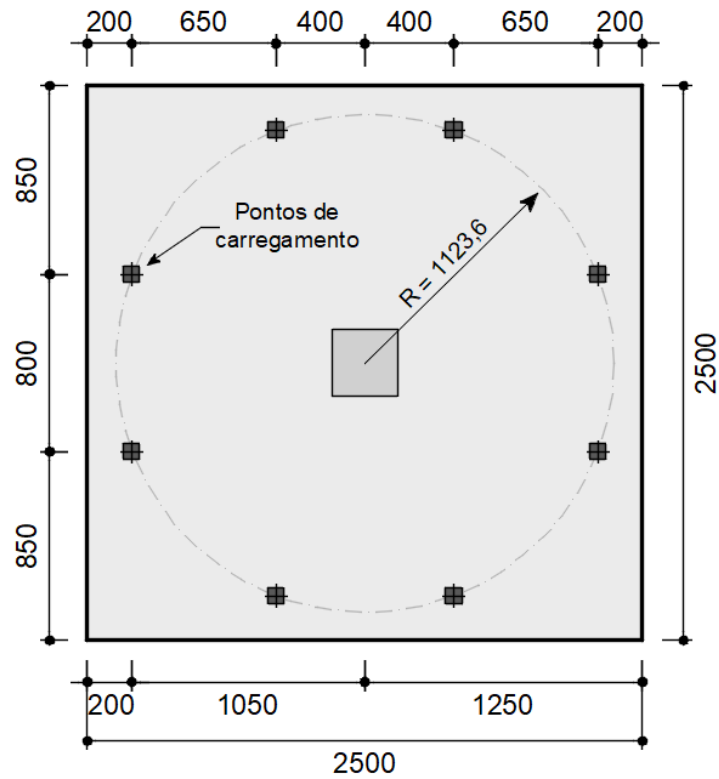
A Figura 3.29 ilustra o posicionamento dos extensômetros fixados na parte inferior da laje.



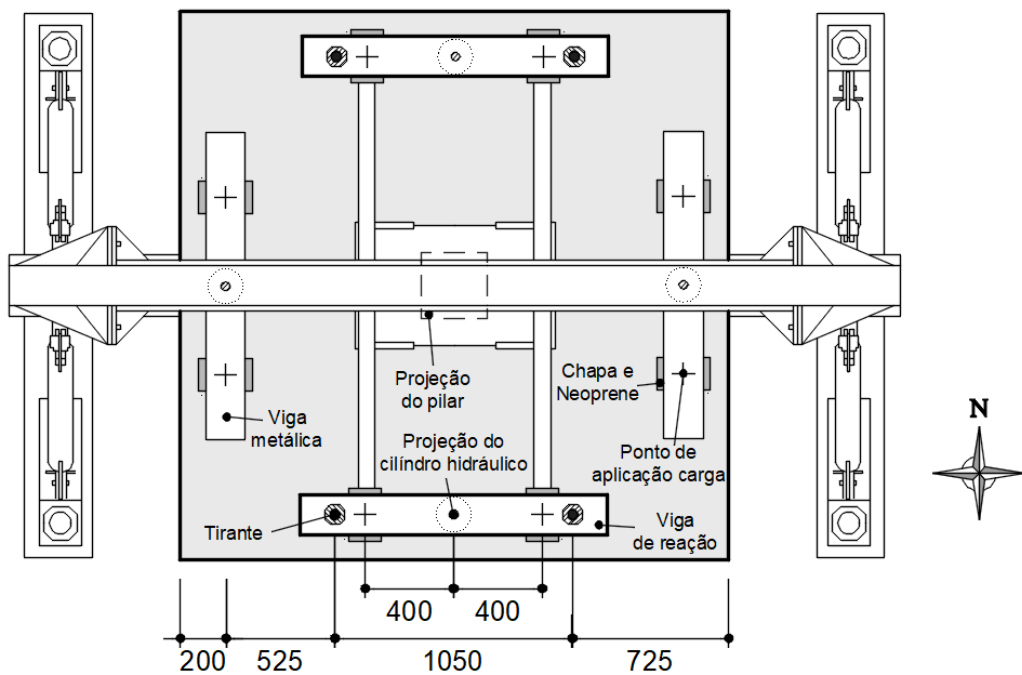
Figura 3.29 – Posição dos extensômetros na região inferior da laje

3.7. SISTEMA DE ENSAIO

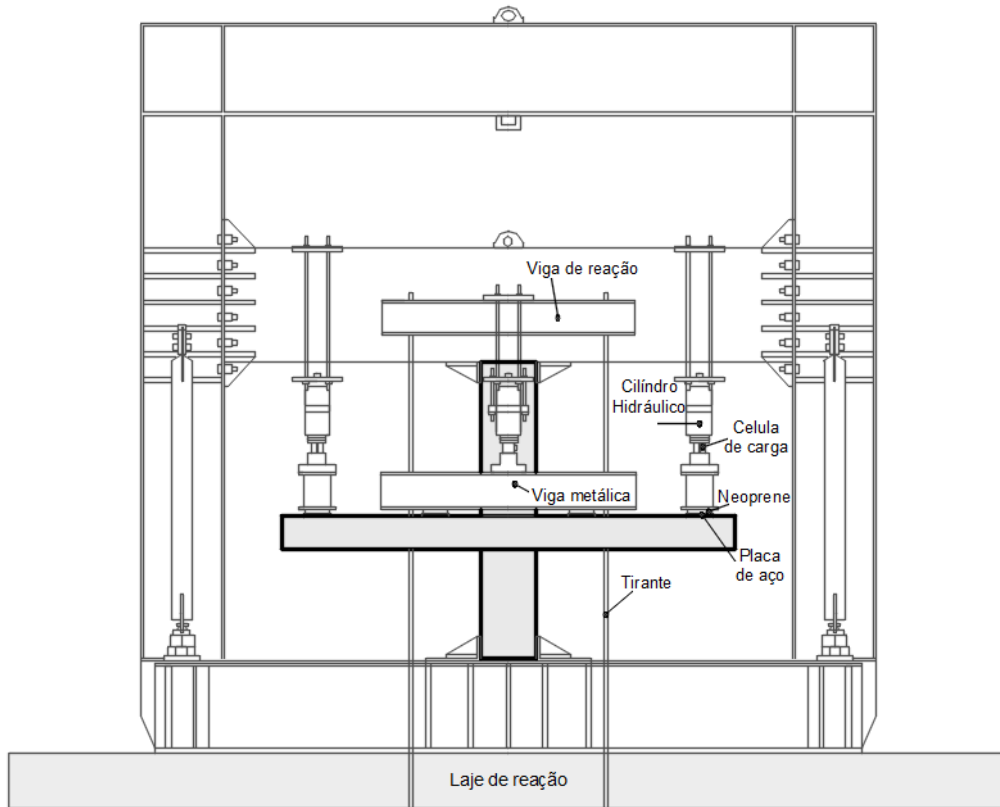
As lajes foram ensaiadas nas datas de 28 de janeiro de 2019 a 1º de fevereiro de 2019, utilizando o pórtico de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. A Figura 3.30 ilustra o modelo local posicionado junto ao pórtico, com unidades em mm.



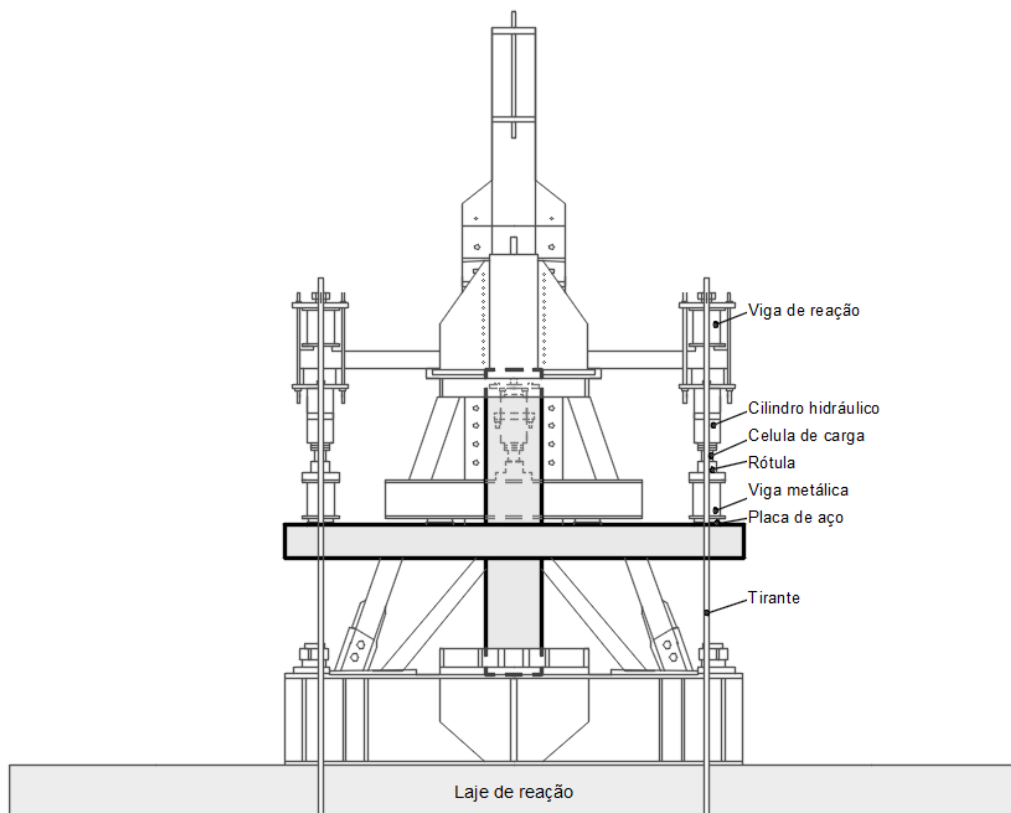
a) Pontos de aplicação de carga no modelo local



b) Vista superior do pórtico de reação com o modelo local posicionado



c) Vista frontal do pórtico metálico no sentido Norte - Sul



d) Vista lateral do pórtico metálico no sentido Leste - Oeste

Figura 3.30 – Esquema de ensaio no pórtico de reação (unidades em mm)

Inicialmente, o modelo local foi posicionado no pórtico de reação com o uso da ponte rolante. Em seguida, foram colocadas mantas de Neoprene e chapas de aço nos oito pontos de aplicação de carga, na parte superior da laje. Acima dessas chapas, foram posicionadas quatro vigas metálicas que eram responsáveis por transmitir os carregamentos para seus pontos de apoio.

Posteriormente, foram fixados os quatro tirantes de aço de 32,0mm de diâmetro na viga de reação e na laje de reação do sistema de ensaio.

O carregamento foi aplicado verticalmente, com sentido para baixo, por meio de quatro cilindros hidráulicos da empresa *ENERPAC*, com capacidade de 500 kN, que eram posicionados acima das vigas metálicas. Os cilindros hidráulicos eram acionados por meio de duas bombas hidráulicas, de forma que o carregamento era aplicado na laje de maneira simétrica e progressiva, com uma taxa de crescimento de 5 kN por cilindro, a cada minuto, resultando em uma aplicação de carga na laje de 20 kN por minuto.

O monitoramento dos dados durante o ensaio foi realizado de forma automática e contínua com o sistema de aquisição de dados *Spider 8*, fabricado pela empresa *HMB*. Os dados foram processados e armazenados com o auxílio do programa computacional *CATMAN*. Os dados foram registrados a uma frequência de 1 Hz, equivalente a uma leitura por segundo.

A aplicação de carga foi monitorada por meio de quatro células de cargas da empresa *KRATOS*, com capacidade de 500 kN, que eram posicionadas sobre as rótulas universais entre o cilindro hidráulico e a viga metálica, sendo conectadas aos módulos do *Spider 8*. O peso próprio do modelo local e dos equipamentos são acrescentados posteriormente ao valor da carga mensurada.

Os deslocamentos verticais do modelo local foram monitorados com o uso de LVDT's e as deformações do concreto e das armaduras foram monitoradas com o uso de extensômetros, ambos também conectados ao sistema de aquisição e processamento de dados.

Com os equipamentos conectados, era realizado um pré-carregamento com os cilindros hidráulicos até a acomodação dos equipamentos do sistema da laje para se iniciar o ensaio.

Durante a realização do ensaio, foram feitas as marcações das fissuras na parte superior da laje junto ao valor da carga que estava sendo aplicada. Esse processo foi realizado até o momento de ruptura do modelo local.

As Figuras 3.31 e 3.32 mostram o pórtico metálico utilizado no sistema de ensaio.



Figura 3.31 - Vista do pórtico metálico de reação



Figura 3.32 - Vista lateral do pórtico de reação

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE

Nesta seção são apresentados os principais resultados dos ensaios experimentais.

4.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

As lajes dessa dissertação foram ensaiadas em um período de 4 dias, portanto, devido ao curto período de tempo, serão utilizados os valores médios obtidos com a caracterização dos corpos de prova de concreto, para representar as propriedades mecânicas das quatro lajes.

Estão resumidos na Tabela 4.1, os resultados médios de resistência à compressão ($f_{c,m}$), resistência à tração por compressão diametral ($f_{ct,sp}$), e módulo de elasticidade (E_c).

Tabela 4.1 – Principais características das lajes analisadas

Laje	Idade (dias)	$f_{c,m}$ (MPa)	$f_{ct,sp}$ (MPa)	E_c (GPa)
RS	70	29,9	2,6	27,8
FA-05	31			
CA-05	32	29,9	2,9	29,1
TA-05	33			
NA-05	34			

Os resultados de tensão de escoamento do aço (f_y), módulo de elasticidade (E_s), deformação específica no escoamento (ε_y) e tensão máxima na ruptura (f_u), referentes à caracterização dos aços das armaduras de flexão e de cisalhamento, estão representados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades mecânicas dos aços

Laje	Armadura	Tipo de aço	\varnothing (mm)	f_y (MPa)	E_s (GPa)	ε_y (‰)	f_u (MPa)
RS	Flexão	CA-50	16,0	549,0	196,9	2,788	641,6
FA-05	Flexão	CA-50	16,0	525,0	188,4	2,786	650,5
CA-05							
TA-05	Cisalhamento	CA-60	5,0	660,4	189,2	3,491	681,1
NA-05							

4.2. FISSURAS

Durante a fase de aplicação de carregamentos nas lajes, foi realizado o acompanhamento da abertura de fissuras na face superior tracionada da laje, marcando-se com caneta, os locais das fissuras visualizadas, juntamente com a identificação do valor de carga sendo aplicado. As marcações foram realizadas em um dos lados da laje, no sentido Leste. Este procedimento foi realizado até alguns instantes antes da ruptura devido a presença do grande número de fissuras que surgiam.

Conforme Tabela 4.3, as primeiras fissuras visualizadas foram as fissuras radiais, que surgiram inicialmente próximo às faces do pilar em um carregamento de aproximadamente 22% da carga de ruptura, e que se expandiam de maneira radial em direção aos bordos da laje junto com o aumento de sua abertura com o acréscimo do carregamento. Essas fissuras radiais foram as fissuras predominante durante todo o ensaio, sendo característico em todas as lajes.

As fissuras tangenciais surgiram apenas em um carregamento de aproximadamente 70% da carga de ruptura, formando-se em torno da região do pilar e propagando-se em volta da mesma até o instante da ruptura da laje. Essas fissuras tangenciais já davam indícios da iminência de ruptura da laje por punção e o local em que iria se formar a superfície característica do tronco de cone.

Tabela 4.3 – Identificação das primeiras fissuras radiais e tangenciais

Laje	V_u (kN)	V_{radial} (kN)	$\frac{V_{radial}}{V_u}$	$V_{tangencial}$ (kN)	$\frac{V_{tangencial}}{V_u}$
RS	478,8	140	0,29	288	0,60
FA - 05	561,3	100	0,18	378	0,67
CA - 05	605,2	100	0,17	388	0,64
TA - 05	574,1	112	0,20	340	0,59
NA - 05	584,3	134	0,23	380	0,65

Os carregamentos apresentados na Tabela 4.3 correspondentes a carga de ruptura (V_u), a formação da primeira fissura radial (V_{radial}) e a da primeira fissura tangencial ($V_{tangencial}$), já incluem o peso próprio da laje, estimado em 28,13 kN, e o peso próprio dos equipamentos dispostos em cima, estimados em 5,20 kN, totalizando 33,33 kN.

As Figuras 4.1 a 4.5 mostram os mapas de fissuração das lajes após a sua ruptura. Também é esquematizado uma ilustração com a posição do pilar e das armaduras de cisalhamento em relação às fissuras.

O mapa de fissuração da laje de referência RS, que não possuía armadura de cisalhamento, está representado na Figura 4.1.

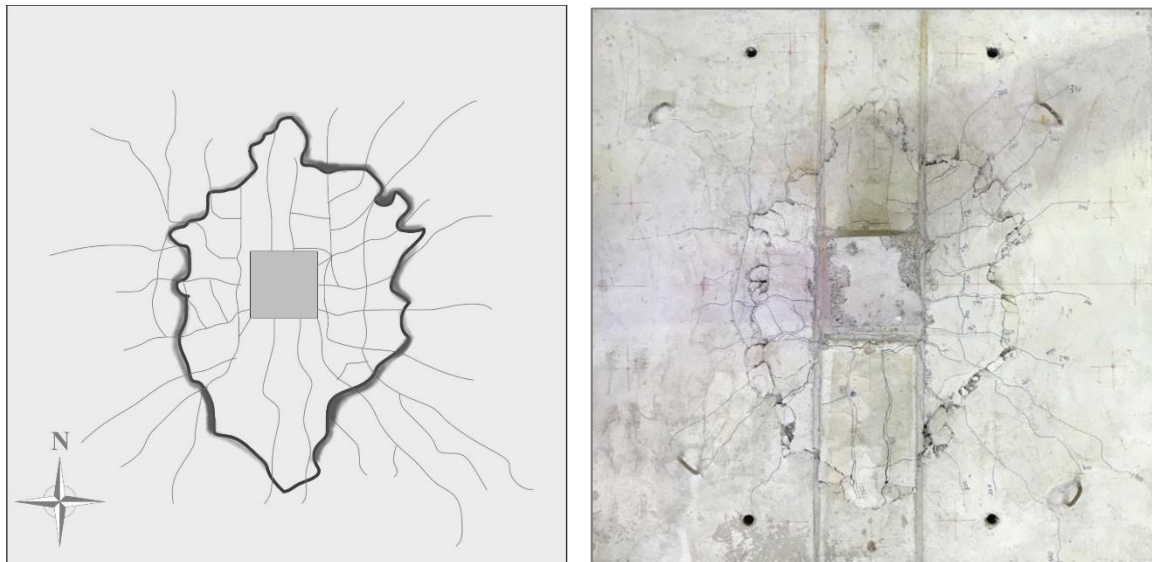


Figura 4.1 – Mapa de fissuração da laje RS

O mapa de fissuração da laje FA-05, que possuía estribos ancorados conforme as normas, está ilustrado na Figura 4.2.



Figura 4.2 – Mapa de fissuração da laje FA-05

O mapa de fissuração da laje CA-05, que possuía estribos ancorados apenas na região comprimida, envolvendo as armaduras longitudinais na região inferior da laje, está representado na Figura 4.3.



Figura 4.3 – Mapa de fissuração da laje CA-05

O mapa de fissuração da laje TA-05, com estribos envolvendo apenas nas armaduras de flexão tracionadas na região superior da laje, está ilustrado na Figura 4.4 junto com a sua representação esquemática.



Figura 4.4 – Mapa de fissuração da laje TA-05

O mapa de fissuração da laje NA-05, que não possuía nenhuma forma de ancoragem para os seus estribos, está representado na Figura 4.5.

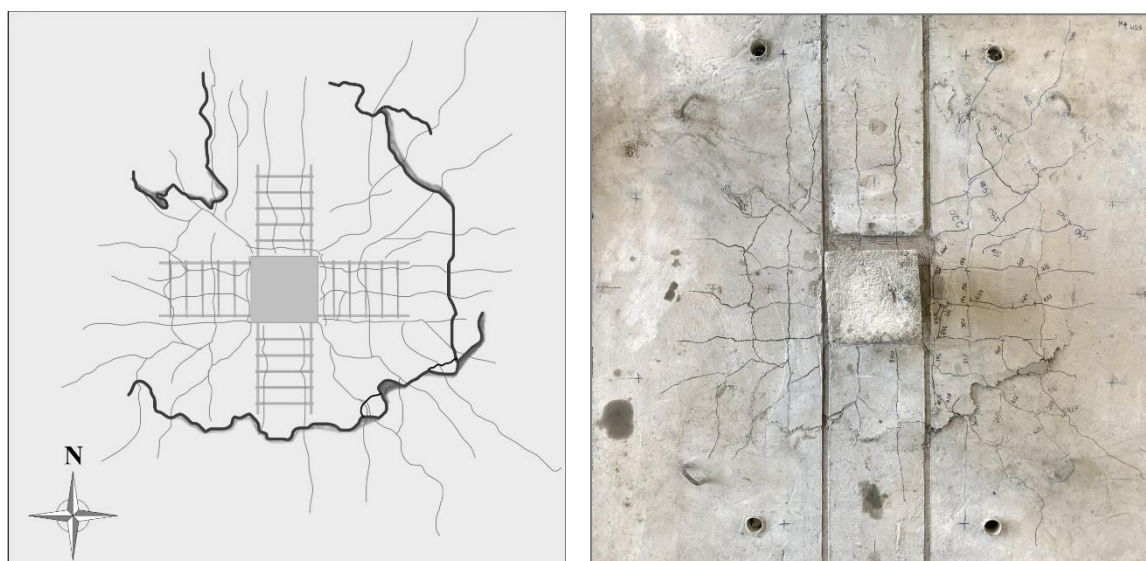


Figura 4.5 – Mapa de fissuração da laje NA-05

Observando os resultados, nota-se que a laje NA-05, que não possuía nenhuma ancoragem, apresentou as primeiras fissuras em carregamentos similares à laje RS, enquanto que as lajes FA-05, CA-05 e TA-05, que estavam ancoradas nas armaduras de flexão, apresentaram as primeiras fissuras em um carregamento inferior, indicando que a presença de ancoragem pode ter favorecido ligeiramente na formação de fissuras da laje, não sendo considerado, no entanto, uma diferença expressiva.

Todas as lajes com armaduras de cisalhamento apresentaram as primeiras fissuras tangenciais em níveis de cargas semelhantes, já próximo a ruptura, não havendo variações significativas entre as lajes.

Não foi verificada diferenças no formato, número e progressão das fissuras nas lajes, radiais ou tangenciais. Foram constatadas apenas algumas variações na localização das fissuras tangenciais, estas que indicavam o local de formação do tronco de cone após a ruptura da laje.

Portanto, conclui-se que a variável ancoragem da armadura de cisalhamento não teve influência no padrão de fissuração da laje.

4.3. SUPERFÍCIE DE RUPTURA

Com o objetivo de visualizar a superfície de ruptura das lajes, assim como identificar a posição e a inclinação da fissura crítica, foi realizado o corte transversal da laje após a finalização de todos os ensaios. Devido as condições de simetria dos carregamentos e das armaduras das lajes, foi realizado o corte de apenas um quadrante.

A Figura 4.6 ilustra a posição do corte efetuado no quadrante Noroeste das lajes ensaiadas. A Figura 4.7 apresenta uma foto da laje sendo cortada e a visualização da fissura crítica.

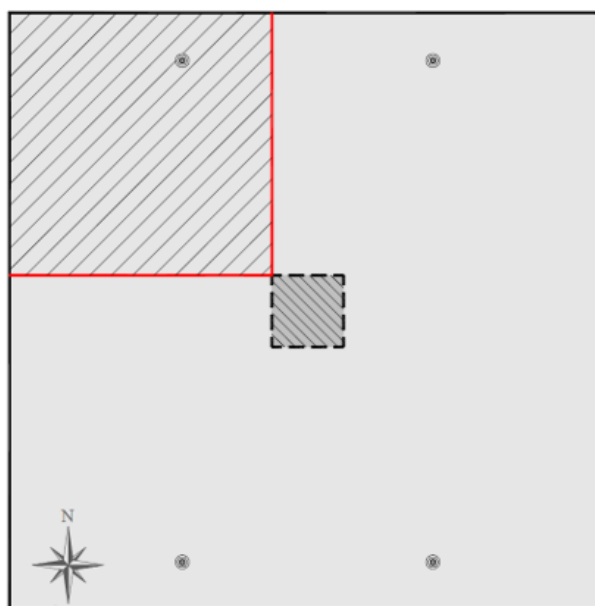


Figura 4.6 – Posição do corte no quadrante Noroeste da laje



a) Máquina de corte

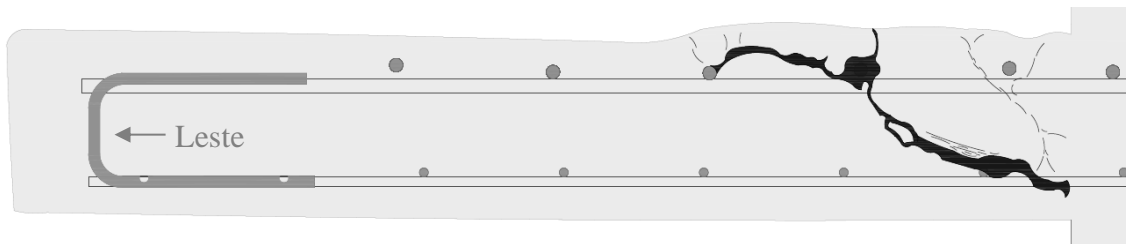


b) Quadrante retirado da laje

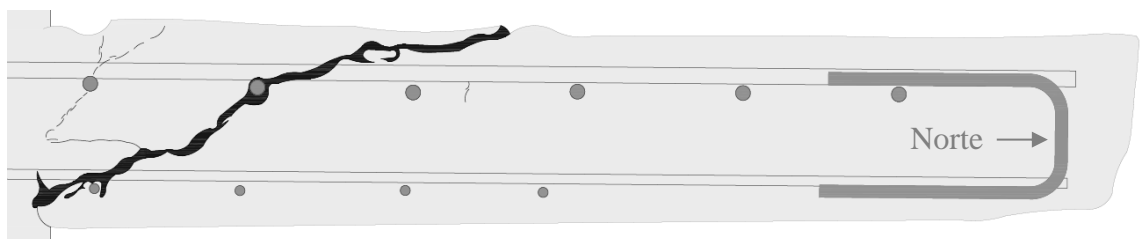
Figura 4.7 – Corte e retirada do quadrante Noroeste da laje

Nas Figura 4.8 à 4.7 são apresentados registros fotográficos com a superfície de ruptura das lajes ensaiadas. Também é feita uma representação dessa superfície de ruptura, indicando a posição das fissuras em relação as armaduras longitudinais e dos estribos com o objetivo de se avaliar o seu modo de ruptura. Em vermelho, estão indicados os pontos instrumentados dos estribos.

Na Figura 4.8 é apresentada a superfície de ruptura da laje de referência – RS que não possuía armadura de cisalhamento.



a) Seção transversal na direção Leste da laje RS



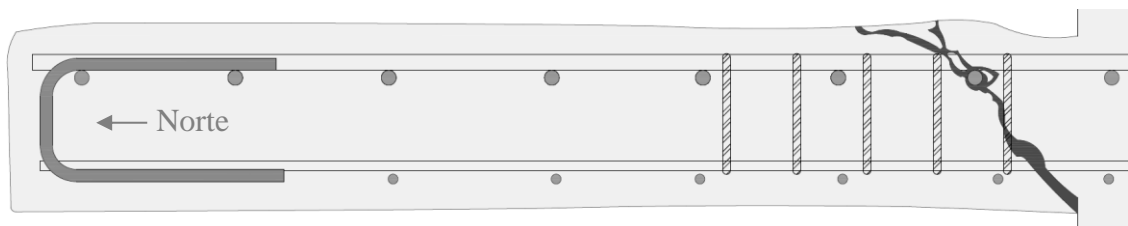
b) Seção transversal na direção Norte da laje RS

Figura 4.8 – Superfície de ruptura da laje RS

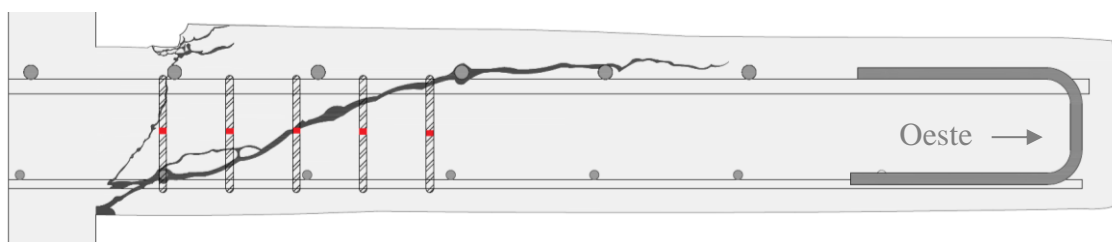
A Figura 4.9 mostra a superfície de ruptura da laje FA-05, com armaduras de cisalhamento ancoradas conforme as normas.



a) Vista do quadrante Noroeste da laje FA-05



b) Seção transversal na direção Norte da laje FA-05



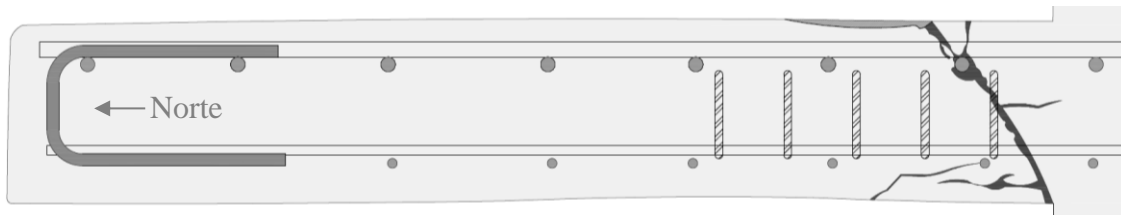
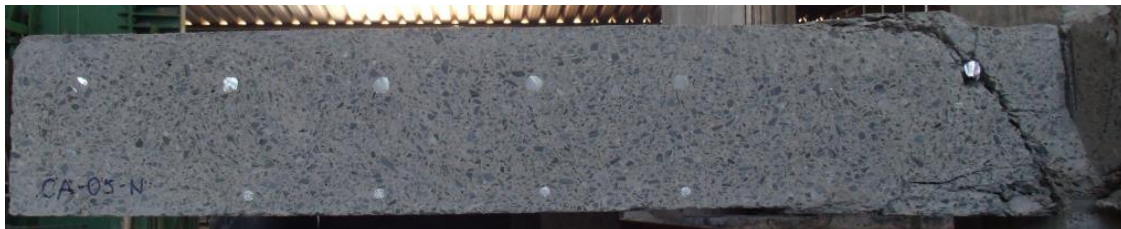
c) Seção transversal na direção Oeste da laje FA-05

Figura 4.9 – Superfície de ruptura da laje FA-05

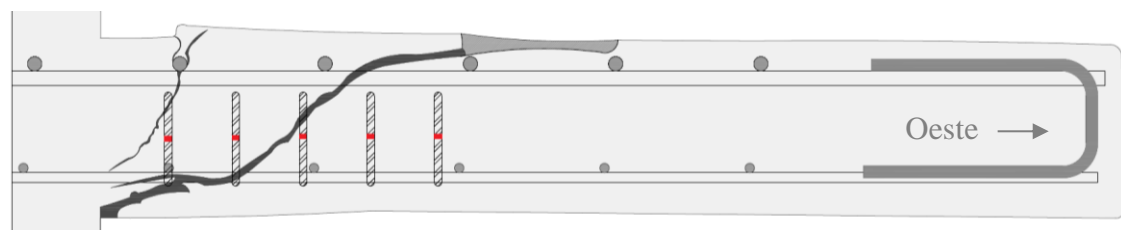
A Figura 4.10 mostra a superfície de ruptura da laje CA-05, com armaduras de cisalhamento ancoradas apenas nas armaduras longitudinais na região inferior da laje.



a) Vista do quadrante Noroeste da laje CA-05



b) Seção transversal na direção Norte da laje CA-05



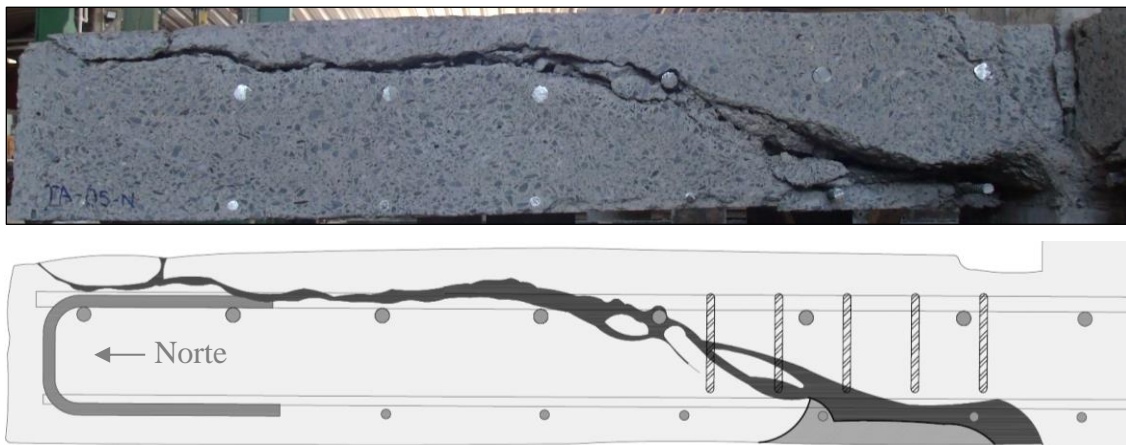
c) Seção transversal na direção Oeste da laje CA-05

Figura 4.10 – Superfície de ruptura da laje CA-05

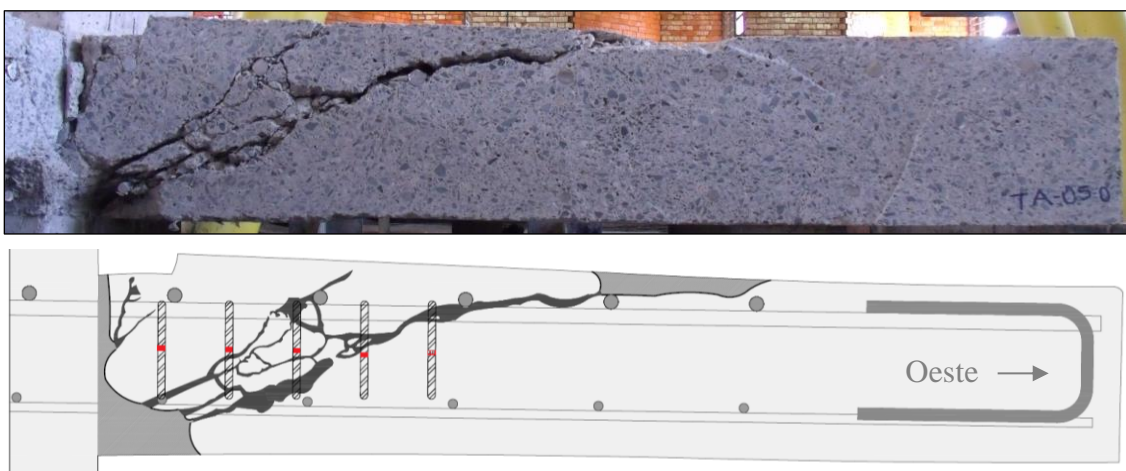
A Figura 4.11 mostra a superfície de ruptura da laje TA-05, com armaduras de cisalhamento ancoradas apenas nas armaduras longitudinais de flexão na região superior da laje.



a) Vista do quadrante Noroeste da laje TA-05



b) Seção transversal na direção Norte da laje TA-05



c) Seção transversal na direção Oeste da laje TA-05

Figura 4.11 – Superfície de ruptura da laje TA-05

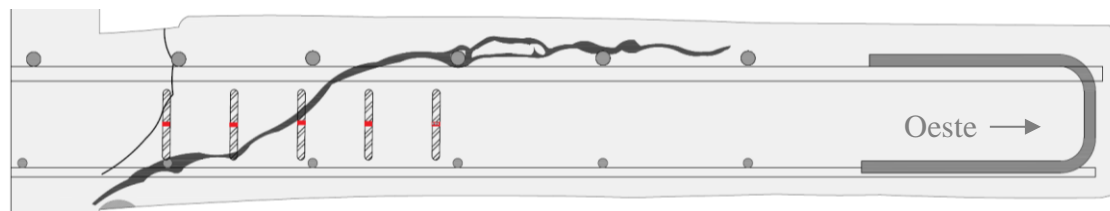
A Figura 4.12 mostra a superfície de ruptura da laje NA-05, com armaduras de cisalhamento que não eram ancoradas nas armaduras longitudinais da laje.



a) Vista do quadrante Noroeste da laje NA-05



b) Seção transversal na direção Norte da laje NA-05



c) Seção transversal na direção Oeste da laje NA-05

Figura 4.12 – Superfície de ruptura da laje NA-05

A Tabela 4.4 apresenta a inclinação média das superfícies de ruptura após o corte.

Tabela 4.4 – Inclinação da superfície de ruptura

Laje	V_u (kN)	Inclinação média	
		Norte	Oeste/Leste
RS	478,8	23°	22°
FA - 05	561,3	21°	45°
CA - 05	605,2	28°	57°
TA - 05	574,1	21°	16°
NA - 05	584,3	26°	31°

Visualizando o corte das lajes, percebe-se que todas as lajes com armadura de cisalhamento tiveram um modo de ruptura dentro da região das armaduras, com a fissura crítica cortando pelo menos duas ou três camadas de armaduras de cisalhamento.

As lajes FA-05 e CA-05 tiveram uma superfície de ruptura mais suave, com a fissura crítica cortando grande parte das armaduras e, comparando-as com as deformações dos estribos (item 4.6 dessa dissertação), nota-se um padrão de deformações uniforme, onde a 1ª camada foi sempre a mais solicitada.

A laje TA-05 apresentou um comportamento que se assemelhou a uma possível delaminação na direção Norte, com a fissura crítica passando entre a região das armaduras de cisalhamento e longitudinais. Foi nessa região que se verificou-se as grandes deformações de compressão próximo a ruptura. No sentido Oeste, este efeito foi menos intenso.

A laje NA-05 teve um comportamento intermediário aos dois padrões apresentados, tendo uma formação da fissura crítica bastante semelhante à da laje de referência. As deformações das suas armaduras de cisalhamento foram inferiores em relação às demais lajes.

Apesar das condições de simetria de armaduras e dos carregamentos aplicados na laje, as lajes FA-05 e CA-05 tiveram superfícies de ruptura diferentes nas duas direções analisadas. A mesma assimetria já havia sido observado no mapa de fissuração das lajes. Uma das explicações para este efeito pode ser atribuído às condições de travamento do pórtico do sistema de ensaio em uma das direções, gerando um tronco de cone assimétrico.

Dessa forma, os resultados sinalizam que a ancoragem de armadura de cisalhamento pode ter uma ligeira influência na formação da fissura crítica, sendo importante a ancoragem na região inferior da laje, local de origem da fissura crítica para se evitar uma delaminação.

4.4. CARGA DE RUPTURA

As lajes foram ensaiadas aplicando-se cargas a uma taxa de crescimento constante até o instante da ruptura da laje. Todas as lajes romperam por punção, sendo possível visualizar a superfície de tronco de cone na região superior da laje.

Na tabela 4.5 são apresentados os valores de carga de ruptura (V_u) das lajes, já somados com o peso próprio da laje e com o peso dos equipamentos apoiados sobre a mesma, estimados com um valor total de 33,33 kN. Também são apresentadas as razões entre a carga de ruptura das lajes em relação a laje de referência (V_u / V_{RS}), e em relação a laje com detalhe da ancoragem conforme as normas (V_u / V_{FA-05}).

Tabela 4.5 – Resultados de carga última para as lajes ensaiadas

Laje	V_u (kN)	$\frac{V_u}{V_{RS}}$	$\frac{V_u}{V_{FA-05}}$
RS	478,8	1,00	-
FA - 05	561,3	1,17	1,00
CA - 05	605,2	1,26	1,08
TA - 05	574,1	1,20	1,02
NA - 05	584,3	1,22	1,04

Como base nos resultados, foi verificado que a armadura de cisalhamento proporcionou um aumento de resistência a punção entre 17% e 26% em relação a laje de referência RS sem armadura de punção, onde, nota-se, que todos os tipos de conexões estudadas tiveram um aumento de resistência.

É possível perceber que todas as lajes com armadura de cisalhamento apresentaram resultados de carga última similares, com diferença média de 4% e variação percentual máxima de 8%. Estes resultados indicaram que as mudanças do detalhamento da conexão do estribo não geraram alterações significativas em sua resistência.

Também foi verificado que as lajes que não estavam completamente ancoradas, tiveram resultados superiores em relação a laje FA-05, com detalhamento conforme as normas. Esse resultado mostra que, o fato de o estribo não envolver as armaduras longitudinais não afetou o seu desempenho e que, a presença das armaduras de montagem dos porta-estribos podem ter influenciado de maneira positiva na resistência das lajes.

A laje CA-05, com ancoragem apenas na região comprimida, foi a que obteve o maior resultado de carga de ruptura, com valor de 43,9 kN superior em relação a laje FA-05. A mesma tendência foi observada nas pesquisas antecessoras a essa, por Souza (2018) e Palhares (2018), que verificaram um aumento de 19,7 kN (3,7%) e 54,3 kN (8,9%) para a mesma comparação, respectivamente.

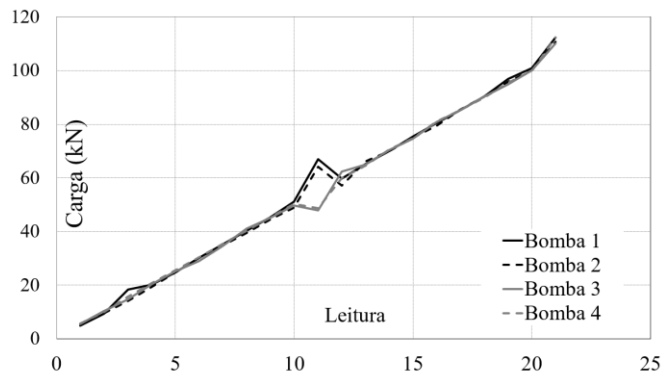
Nota-se, que a diferença da laje FA-05 para a laje CA-05 está no fato dessa última, não se encontrar ancorada nas armaduras de flexão tracionada, e apresentarem envolvimento apenas em armaduras de montagem na região superior. Essa constatação sugere que os porta-estribos, podem ter sido uma das variáveis responsáveis por este ganho de resistência na carga de ruptura. Entretanto, este incremento de resistência foi menos significativo para as lajes TA-05 e NA-05 que também possuíam porta-estribos, mas não eram ancoradas na região comprimida.

Existem alguns motivos que explicam a resistência superior das lajes que estavam ancoradas na região comprimida. O ACI 318 (2019) no item 25.7 aponta a importância da armadura de cisalhamento em se estender o mais próximo possível à face comprimida e estar ancorada nesta região, pois segundo a norma, próximo da carga de ruptura, as fissuras de flexão podem se aprofundar na seção e afetar a zona comprimida do concreto, diminuindo, assim, a sua resistência. Entende-se então que, quando a armadura de cisalhamento se encontra ancorada nessa região, ela pode atuar restringindo a formação e a abertura de fissuras, mantendo a interface do concreto comprimido íntegro e apto a transmissão de esforços. É importante também mencionar que o surgimento da fissura crítica, se dá na borda comprimida da seção, tornando essa uma região importante para se ter uma armadura eficientemente ancorada.

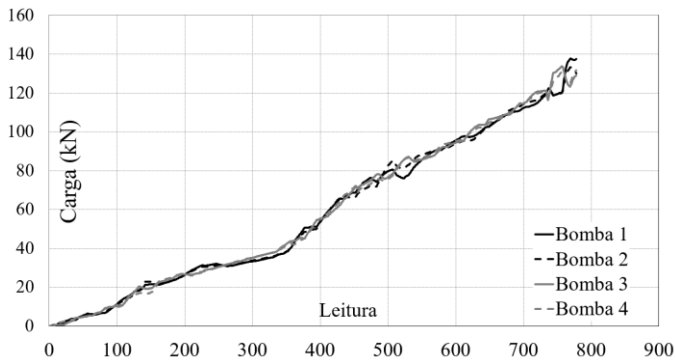
Para os detalhamentos das lajes TA-05, com ancoragem apenas na região tracionada, e NA-05, sem nenhuma ancoragem, foram evidenciados resultados semelhantes em relação a laje completamente ancorada, com variação máxima de 23 kN (4,1%), sugerindo que a variável ancoragem não exerceu influência na sua carga de ruptura. Novamente, foram observadas as mesmas tendências das pesquisas de Souza (2018) e Palhares (2018), que verificaram para estes grupos, uma diferença máxima de 0,9 kN (0,2%) e 6,3 kN (1,0%), respectivamente, em relação a laje completamente ancorada.

Portanto, após a análise dos resultados, é possível concluir que todos os tipos de conexões estudadas, foram eficientes no aumento da capacidade resistentes das lajes, de tal modo que a falta de uma adequada ancoragem não prejudicou a sua eficiência.

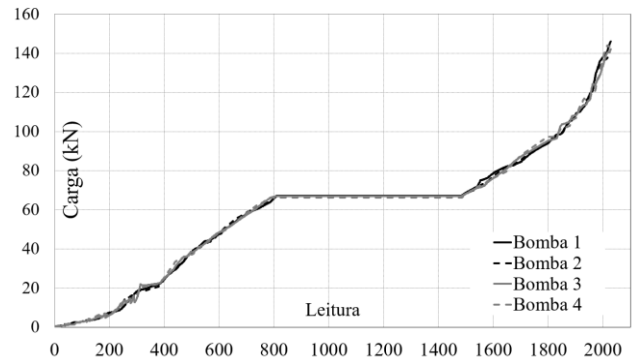
Na Figura 4.13 são apresentadas as leituras de forças obtidas pelas células de carga para cada dos cilindros hidráulicos do sistema de ensaio, onde eram aplicados os carregamentos. O ensaio se deu por meio do controle de força, fazendo-se o controle da vazão dos cilindros, que, conforme Figuras abaixo, aconteceram de maneira consideravelmente simétrica. A obtenção das leituras se deram de maneira automática pelo computador, a uma taxa constante de 1 leitura por segundo para as lajes FA-05, CA-05, TA-05, e NA-05.



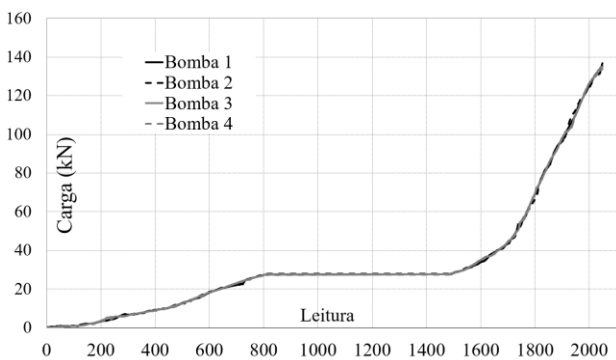
a) Relação carga x leitura para a laje RS



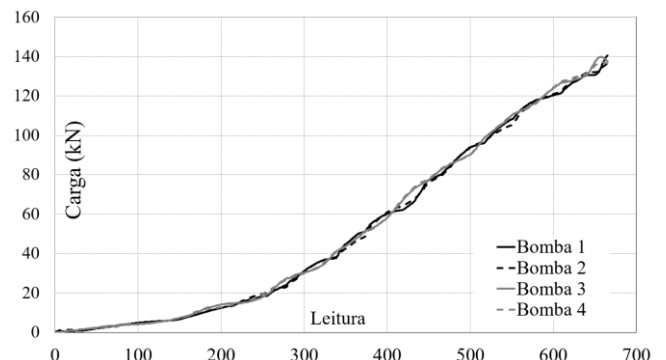
a) Relação carga x leitura para a laje FA-05



a) Relação carga x leitura para a laje CA-05



a) Relação carga x leitura para a laje TA-05



a) Relação carga x leitura para a laje NA-05

Figura 4.13 – Curvas com as relações carga x leitura para as lajes ensaiadas

4.5. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes foram medidos utilizando 12 LVDT's posicionados na face superior da laje, sendo 6 LVDT's para cada uma das direções Leste-Oeste e Norte-Sul ao longo do eixo central da laje.

As Figuras 4.14 a 4.23 apresentam gráficos com a relação entre a força aplicada na laje e os deslocamentos verticais obtidos para cada uma das lajes ensaiadas, mostrando-se a evolução para um passo de carga de 20 % de V_u . No eixo das ordenadas são apresentados os deslocamentos verticais e, no eixo das abscissas, a distância em relação ao centro da laje.

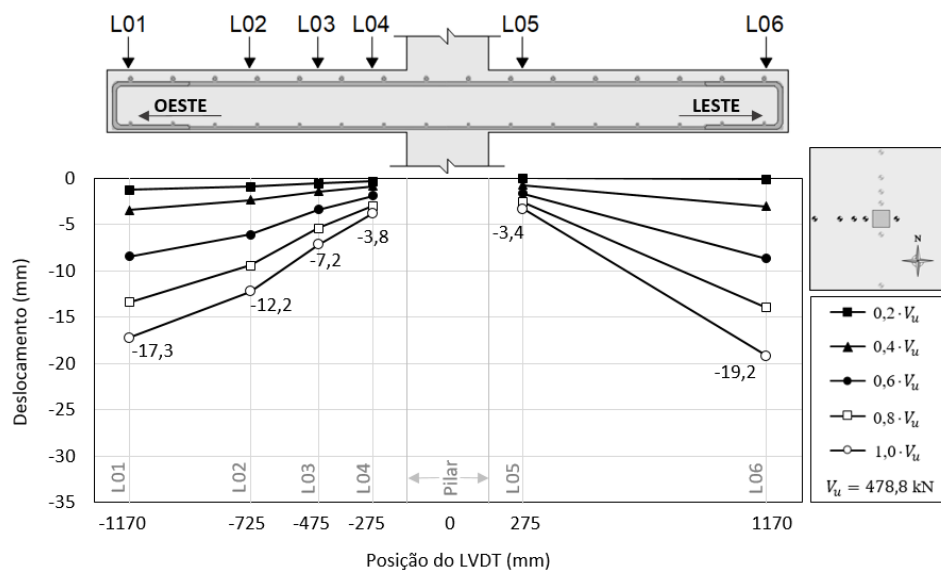


Figura 4.14 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje RS

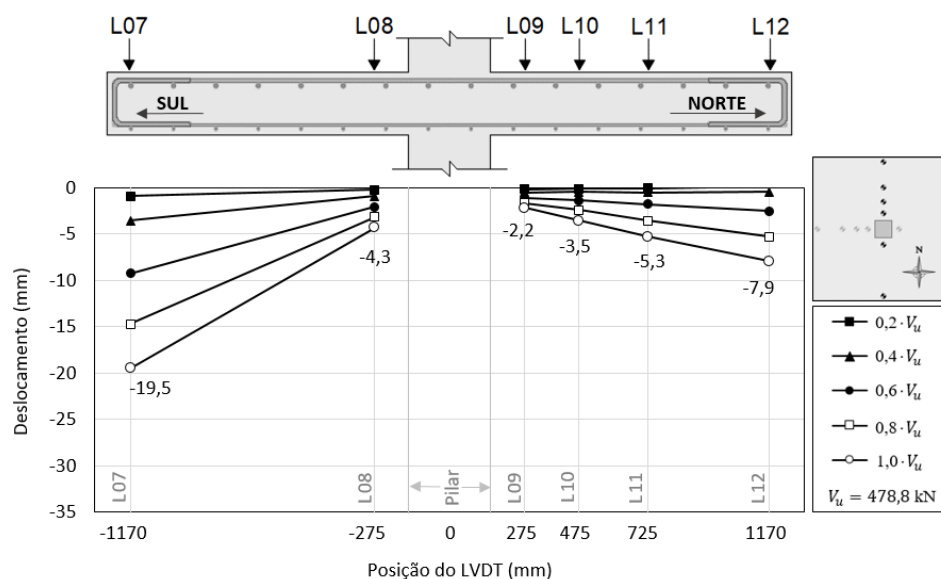


Figura 4.15 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje RS

Os resultados dos deslocamentos verticais da laje FA-05, que possuíam estribos ancorados conforme as normas, são apresentados nas Figuras 4.16 e 4.17 abaixo.

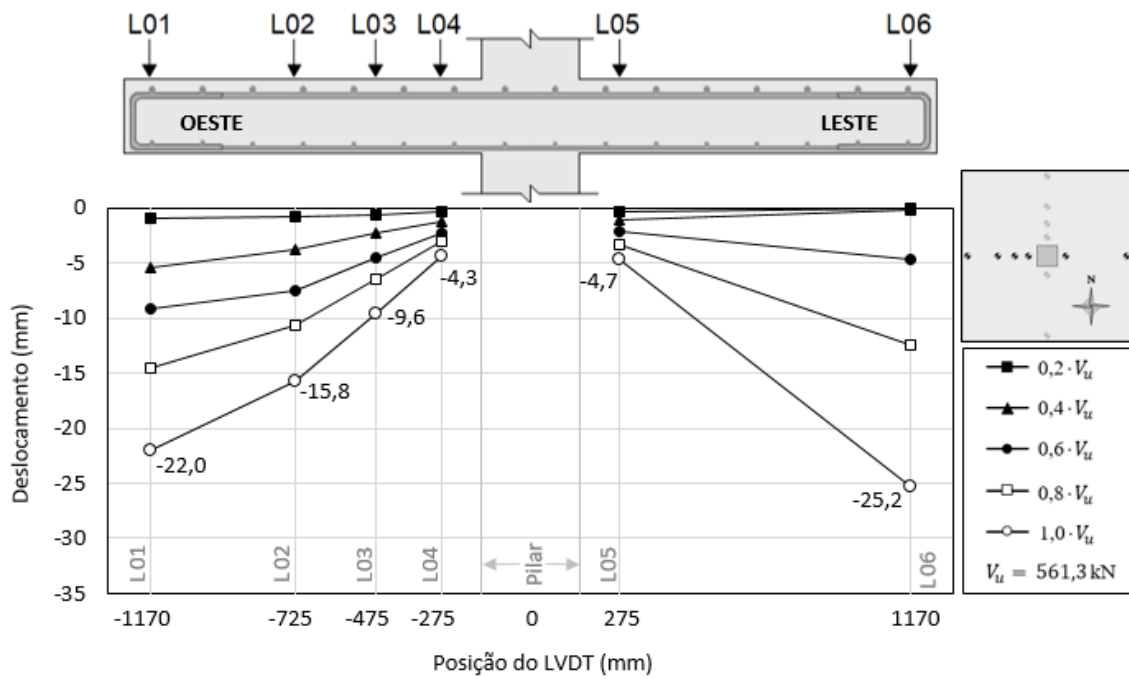


Figura 4.16 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje FA-05

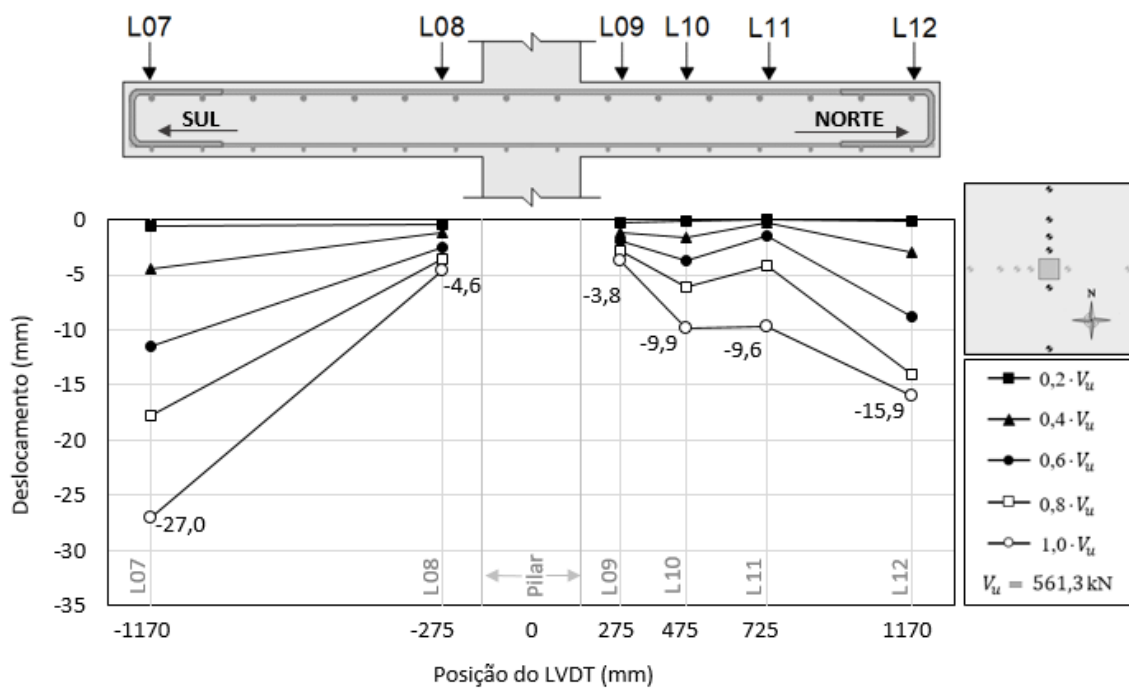


Figura 4.17 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje FA-05

Os deslocamentos verticais da laje CA-05, com estribos ancorados apenas nas armaduras longitudinais na região inferior e comprimida da laje, estão nas Figuras 4.18 e 4.19.

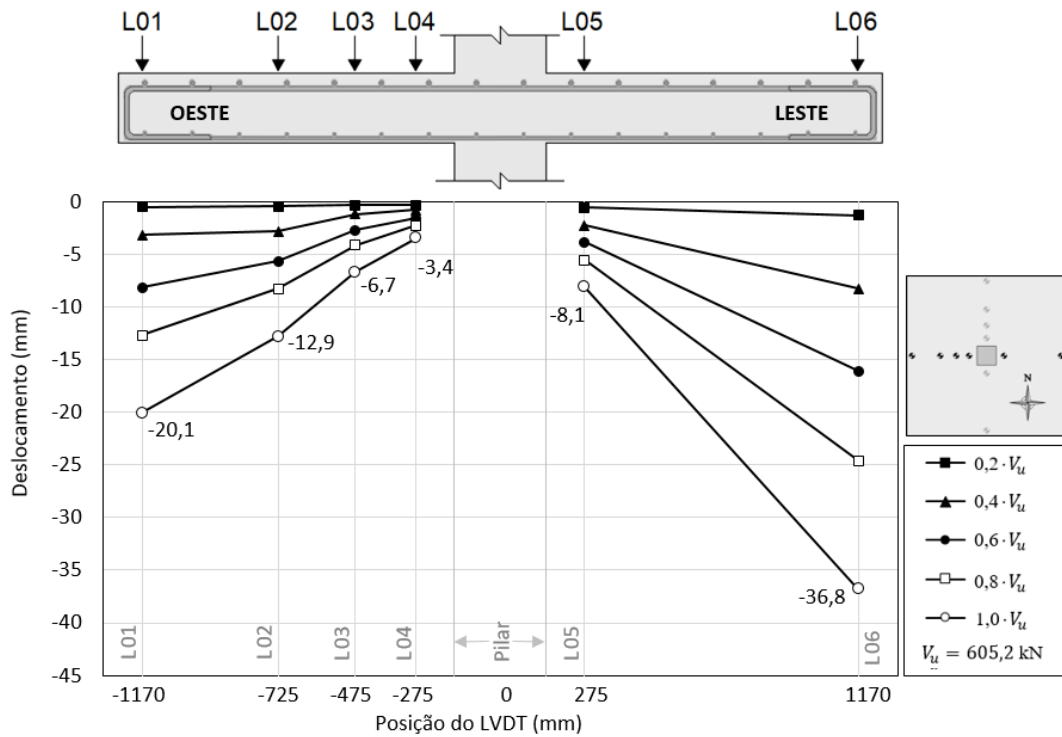


Figura 4.18 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje CA-05

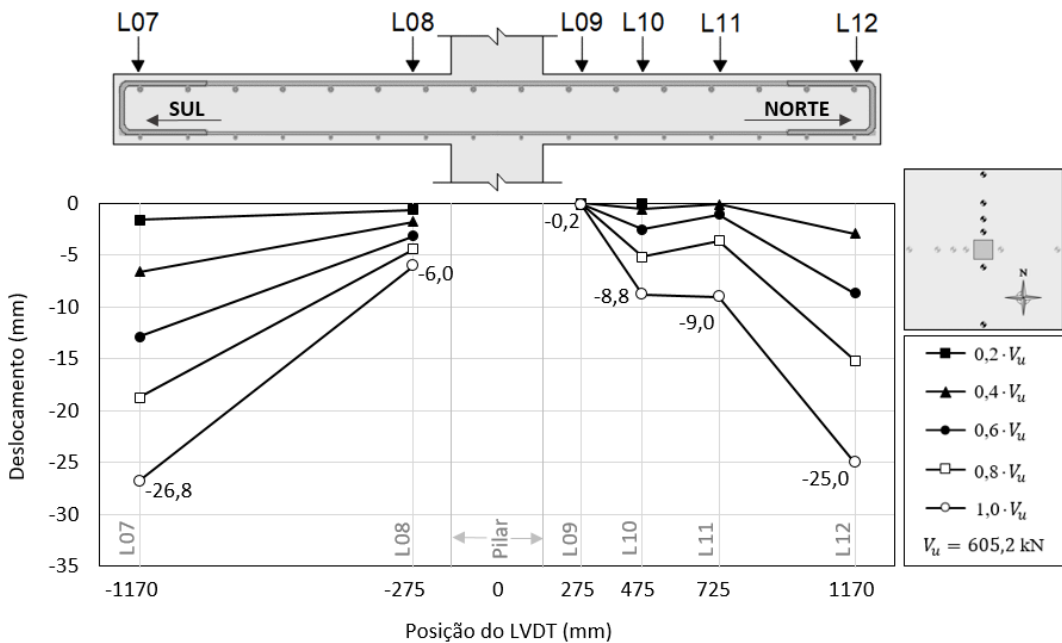


Figura 4.19 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje CA-05

Analisando os resultados, acredita-se que houve um erro nas leituras do LVDT L09, podendo ter ocorrido um possível travamento do cursor do LVDT durante o ensaio.

Os deslocamentos verticais da laje TA-05, com estribos ancorados apenas nas armaduras de flexão tracionada, encontram-se nas Figuras 4.20 e 4.21.

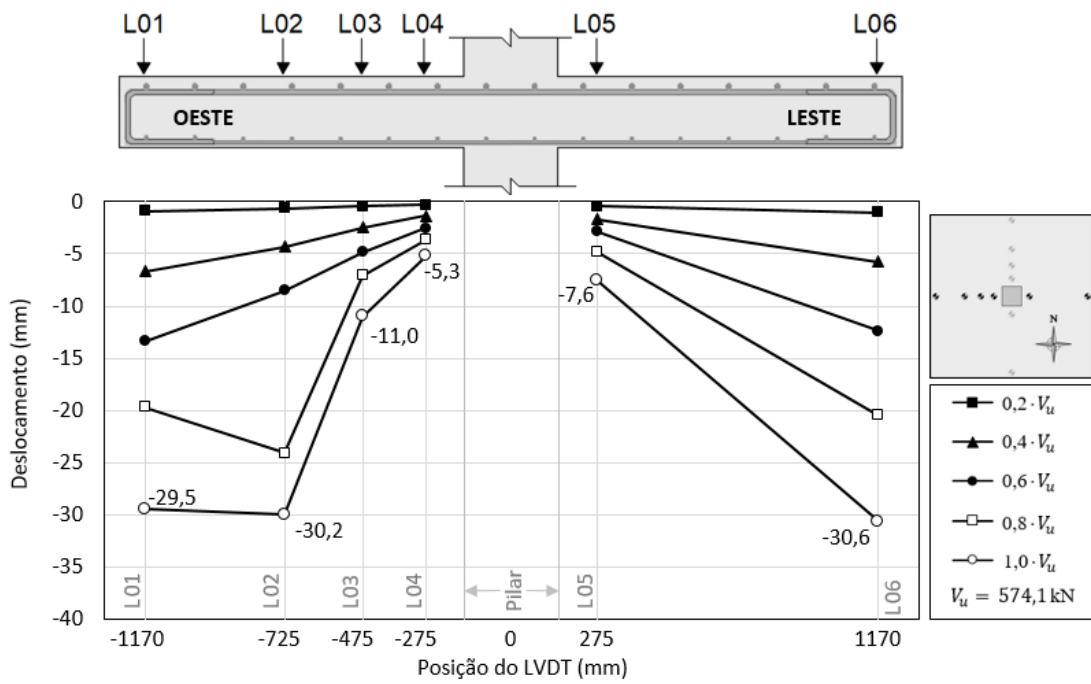


Figura 4.20 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje TA-05

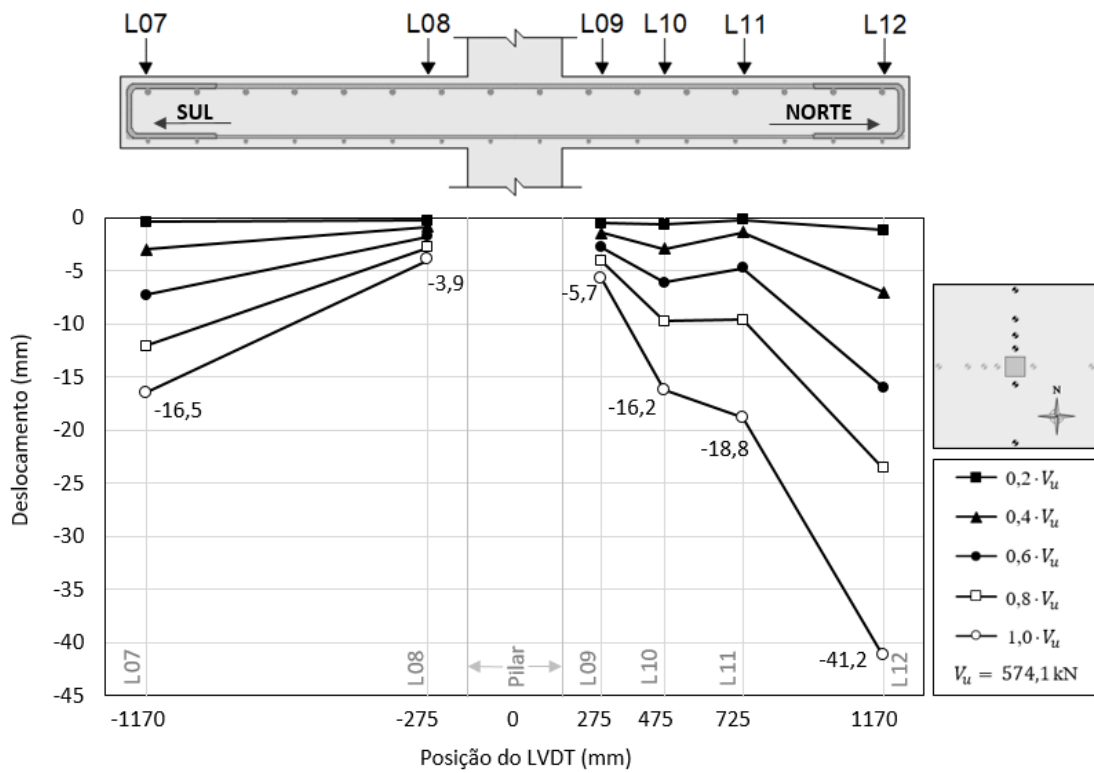


Figura 4.21 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje TA-05

Os deslocamentos verticais obtidos para a laje NA-05, que não possuíam ancoragem para sua armadura de cisalhamento, encontram-se representados nas Figuras 4.22 e 4.23 a seguir.

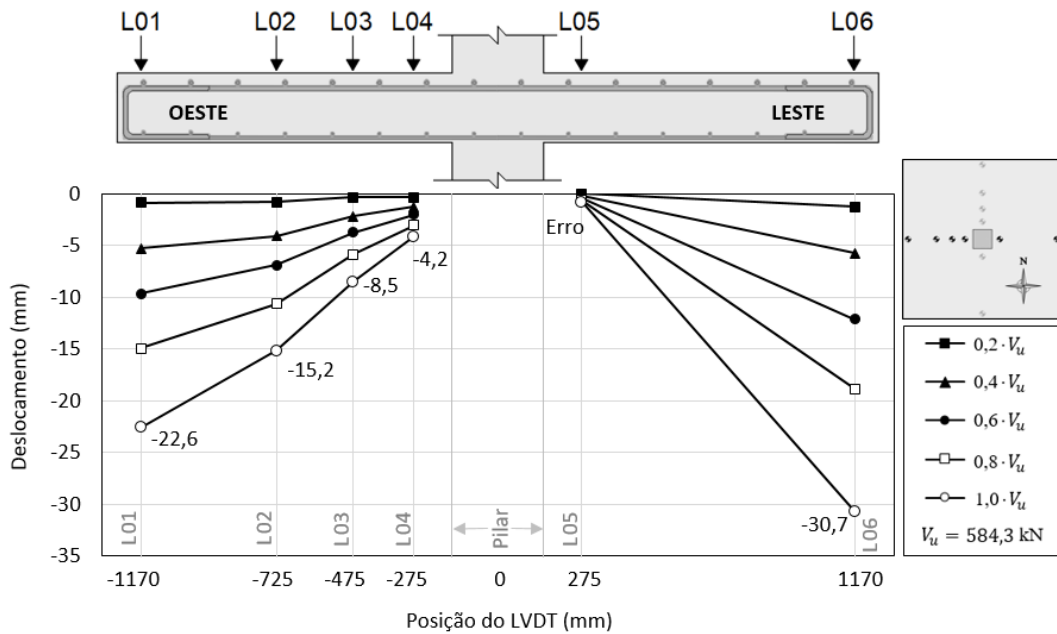


Figura 4.22 - Deslocamentos verticais na direção Leste-Oeste para a laje NA-05

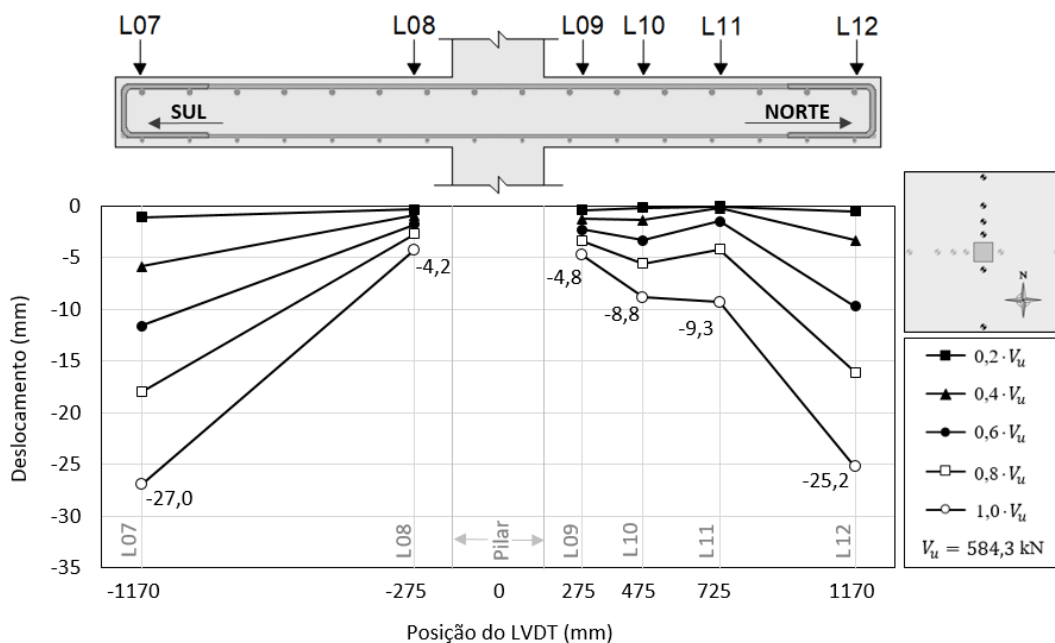


Figura 4.23 - Deslocamentos verticais na direção Norte-Sul para a laje NA-05

Após a realização dos ensaios, foi observado um erro nas leituras do LVDT L05. Possivelmente, pode ter ocorrido um travamento do cursor do LVDT durante o processo de aplicação de carga que impossibilitou a obtenção das medições.

A Figura 4.24 apresenta os resultados dos deslocamentos verticais médios obtidos para os LVDT's que se encontram nas extremidades das lajes, denominados L01, L06, L07 e L12.

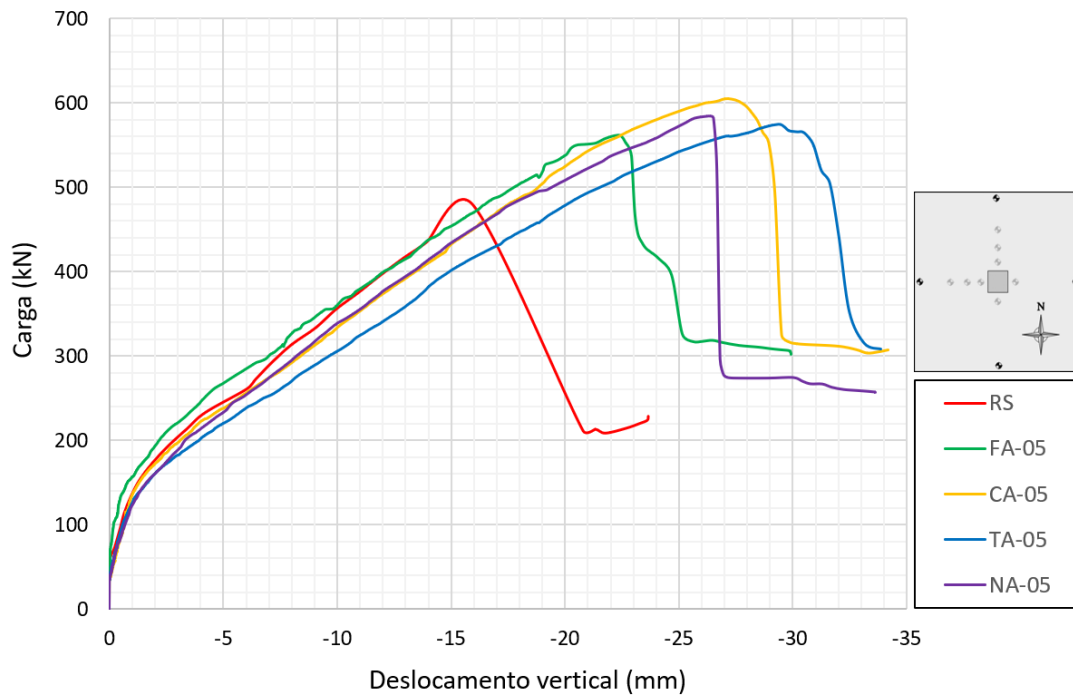


Figura 4.24 – Deslocamentos verticais médios dos LVDT nas extremidades das lajes

Analisando os resultados, é possível afirmar que todas as lajes analisadas apresentaram um padrão de comportamentos semelhantes em relação aos deslocamentos verticais. Com o acréscimo de carga, as flechas aumentam de maneira simétrica em relação ao centro da laje, onde seus valores são maiores afastando-se do centro e indo em direção aos bordos.

Houveram, no entanto, algumas assimetrias de deslocamentos associados ao sistema de ensaio, tanto pela impossibilidade de se garantir um perfeito travamento do sistema de ação e reação, quanto pelo controle do ensaio ser feito pela força, e não através de deslocamentos.

De modo geral, os deslocamentos verticais não apresentaram valores expressivos até um carregamento de aproximadamente 120 kN, correspondente a 22% da carga de ruptura. A partir desse instante, observou-se incrementos de deslocamentos mais significativos com o aumento do carregamento aplicado.

Esse fenômeno está associado ao surgimento de fissuras na seção tracionada da laje que, conforme item 4.3, começaram a serem visualizadas em um nível de carregamento de 100 a 140 kN. Como consequência, há uma redução da rigidez do concreto, que provocam maiores deslocamentos verticais para um determinado nível de carga.

Como análise comparativa, para um carregamento de 100 kN, a laje FA-05 apresentou um deslocamento vertical médio nos bordos de 0,19mm e a laje NA-05 um valor de 0,69mm. Quando o valor de carga subiu em 300 % para 300 kN, os deslocamentos nas respectivas lajes aumentaram para 7,05mm (3710%) e 8,19mm (1187%).

Analisando os gráficos, observa-se, que as lajes com armadura de cisalhamento apresentaram maiores deslocamentos na ruptura do que a laje de referência em virtude de sua maior resistência e capacidade de deformação, proporcionado por uma ductilidade maior. No entanto, é verificado um comportamento semelhante para todas as lajes, sem alterações significativas em sua rigidez. Esse comportamento similar pode ter ocorrido devido à baixa taxa de armadura de cisalhamento e pela sua reduzida influência na rigidez.

No instante da ruptura, o deslocamento médio nos bordos da laje RS foi de 15,97mm. O maior deslocamento vertical foi obtido para a laje TA-05, com um deslocamento médio de 29,45mm, 184% superior em relação a laje de referência RS. Na sequência, a laje CA-05 apresentou um deslocamento vertical médio de 27,15mm, 170% maior em relação a laje RS, seguido da laje NA-05, que apresentou uma flecha de 26,38mm, 165% superior a laje RS. A laje com menor deslocamento foi a FA-05, com ancoragem conforme as normas, apresentando um deslocamento vertical médio de 22,54mm, 141% superior a laje RS.

Observando os resultados, nota-se que a laje TA-05 apresentou uma rigidez ligeiramente inferior as demais lajes, enquanto que a laje FA-05 apresentou uma rigidez levemente superior. As lajes CA-05 e NA-05 apresentaram um padrão similar, com uma rigidez intermediária em relação as outras. Esse padrão comportamental relacionado a rigidez se manteve de maneira análoga durante toda a fase de carregamento.

Não foi observada uma tendência similar às pesquisas anteriores, pois enquanto que nas pesquisas apresentadas por Souza (2018), a laje com maior rigidez também era a que possuía ancoragem conforme as normas, nas pesquisas de Palhares (2018), a laje com maior rigidez foi aquela que possuía ancoragem apenas na região tracionada.

No entanto, é importante evidenciar que as diferenças observadas em relação a rigidez são pequenas, sem variações significativas, de modo que é plausível declarar que todas as lajes com armadura de cisalhamento tiveram um comportamento semelhante.

Sendo assim, conclui-se que a variável ancoragem não teve influências importantes no padrão de deslocamento vertical da laje.

4.6. DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO

Para se avaliar os níveis de deformações das armaduras de cisalhamento, foram instrumentados sete estribos a meia altura de sua perna, sendo cinco estribos na direção Oeste e dois estribos na direção Sul.

As Figuras 4.25 a 4.32 mostram gráficos com os níveis de deformações das armaduras (EE) em função da posição dos extensômetros em relação ao centro da laje, e gráficos mostrando a relação carga x deformação das armaduras de cisalhamento até o instante da ruptura das lajes por punção.

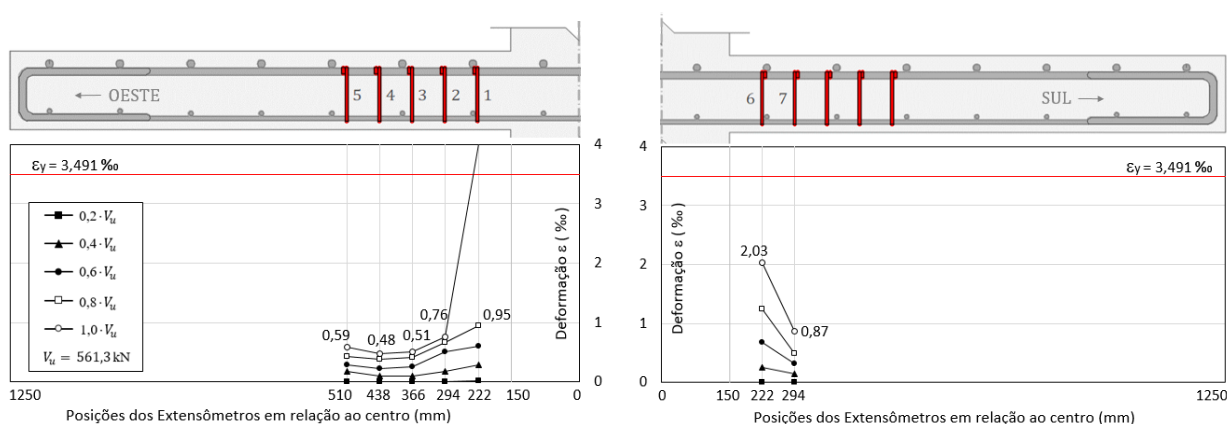


Figura 4.25 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje FA-05

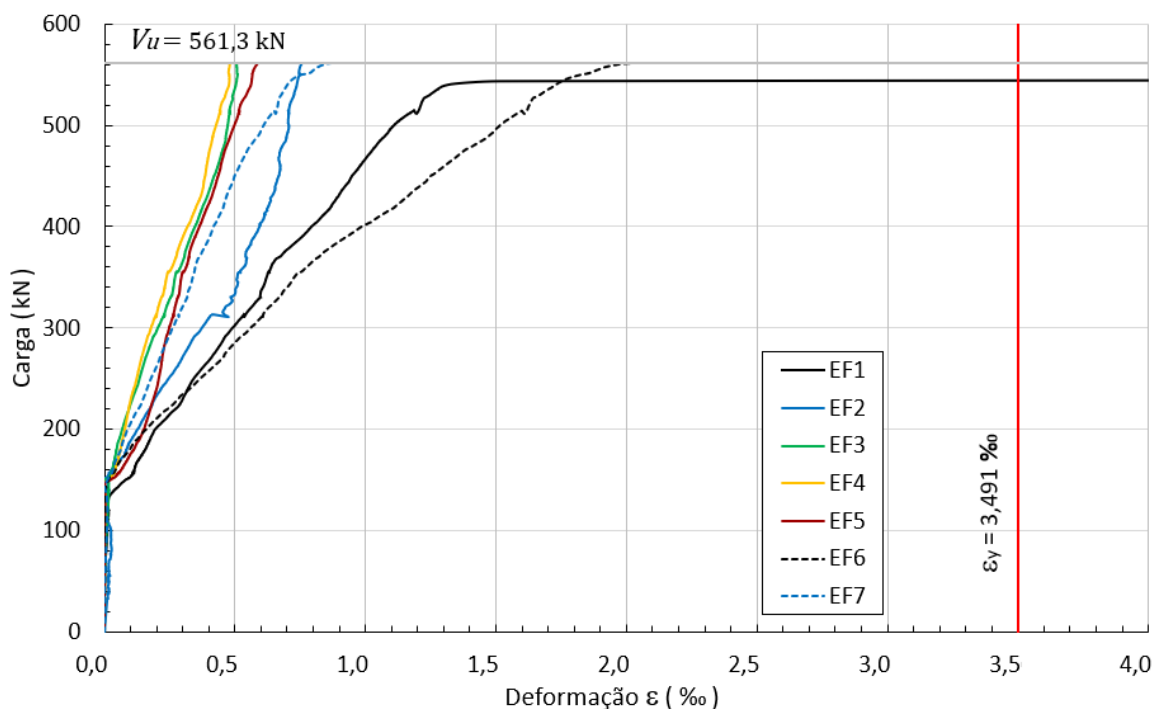


Figura 4.26 – Relação carga x deformação dos estribos da laje FA-05

As deformações das armaduras de cisalhamento da laje CA-05, que estavam ancoradas apenas nas armaduras longitudinais complementares na região inferior da laje, estão nas Figuras 4.27 e 4.28.

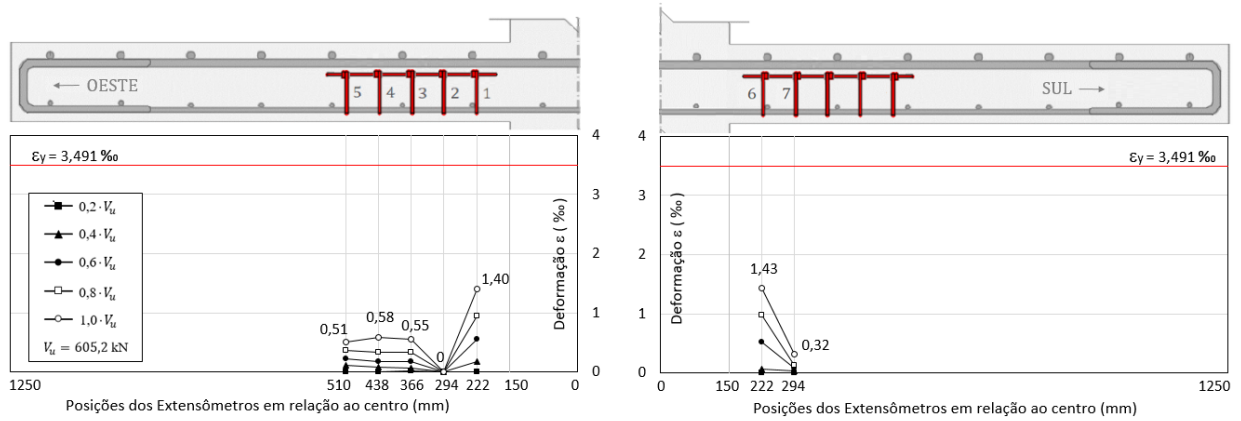


Figura 4.27 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje CA-05

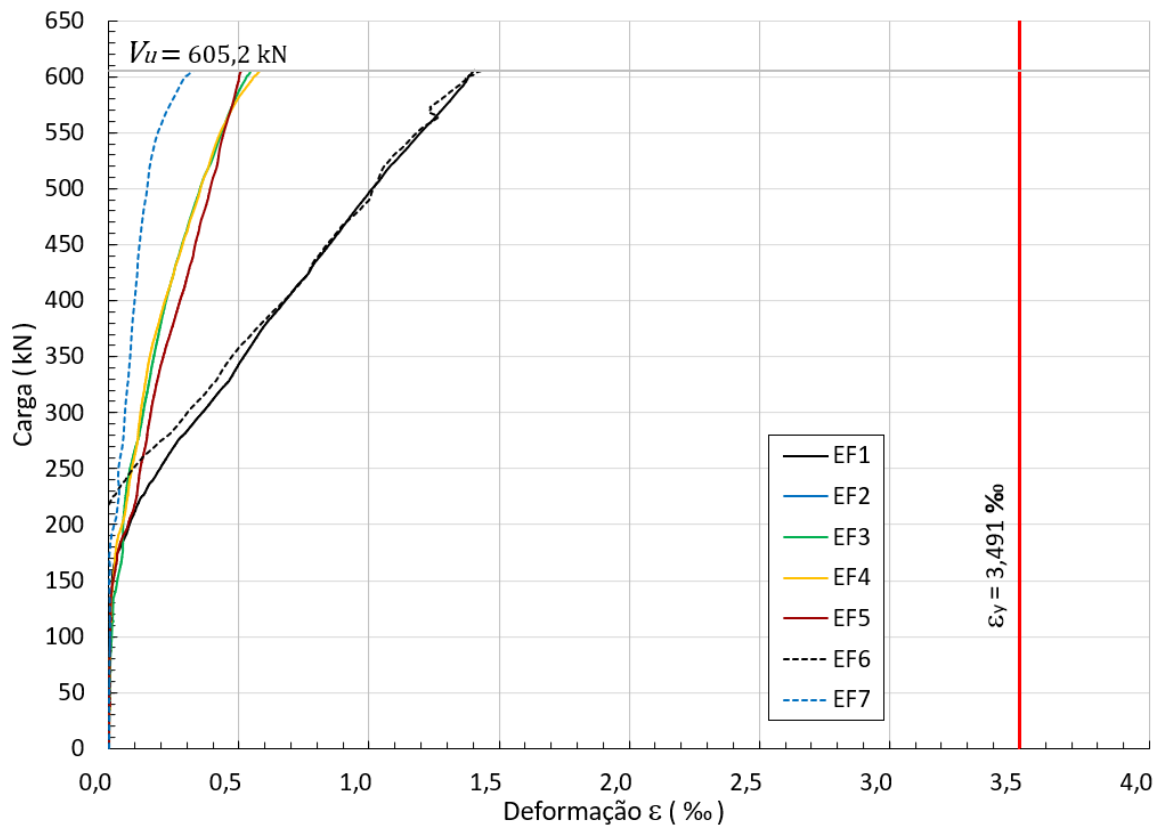


Figura 4.28 – Relação carga x deformação dos estribos da laje CA-05

Após a realização do ensaio, verificou-se que houve um erro na obtenção das leituras do extensômetro EE 2.

As deformações das armaduras de cisalhamento da laje TA-05, que estavam ancoradas apenas nas armaduras de flexão na parte superior da laje, estão resumidas nas Figuras 4.29 e 4.30.

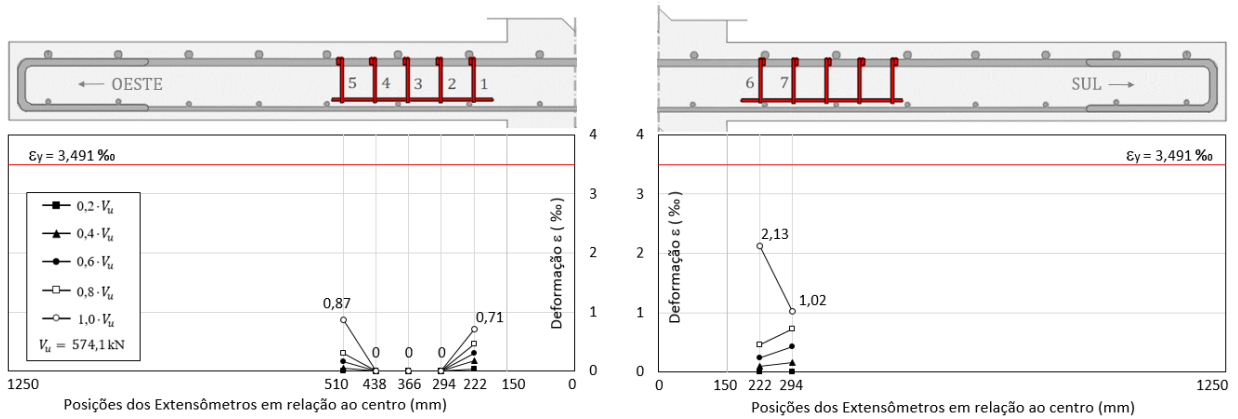


Figura 4.29 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje TA-05

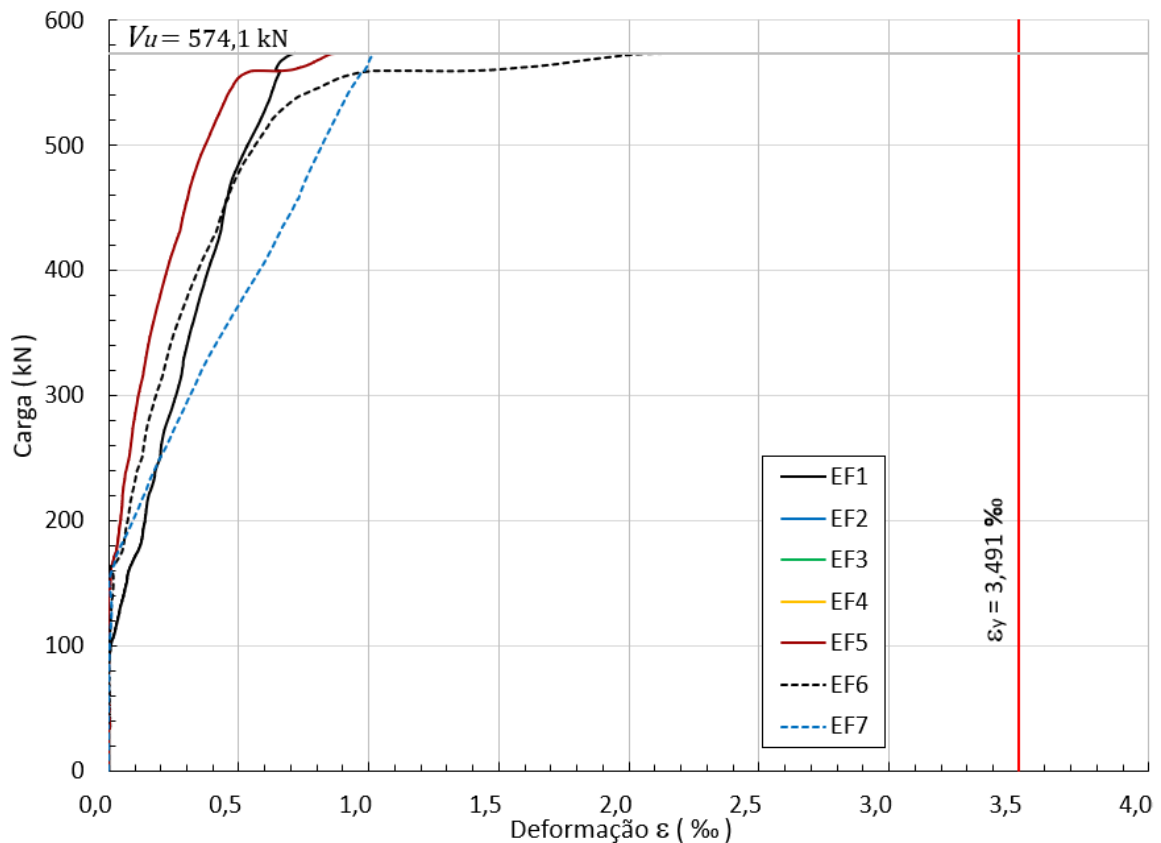


Figura 4.30 – Relação carga x deformação dos estribos da laje TA-05

A laje TA-05 chegou a apresentar defeitos em 3 extensômetros. Acredita-se, que tenha ocorrido algum problema durante o ensaio, pois todos estavam apresentando leituras antes da aplicação de carga.

As deformações das armaduras de cisalhamento da laje NA-05, com estribos que não apresentavam nenhuma forma de ancoragem nas armaduras longitudinais, estão representadas nas Figuras 4.31 e 4.32.

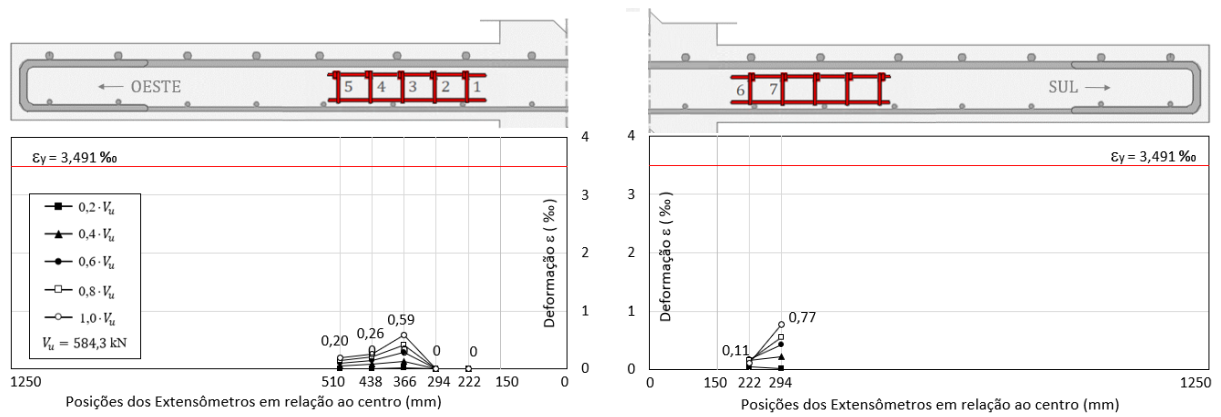


Figura 4.31 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje NA-05

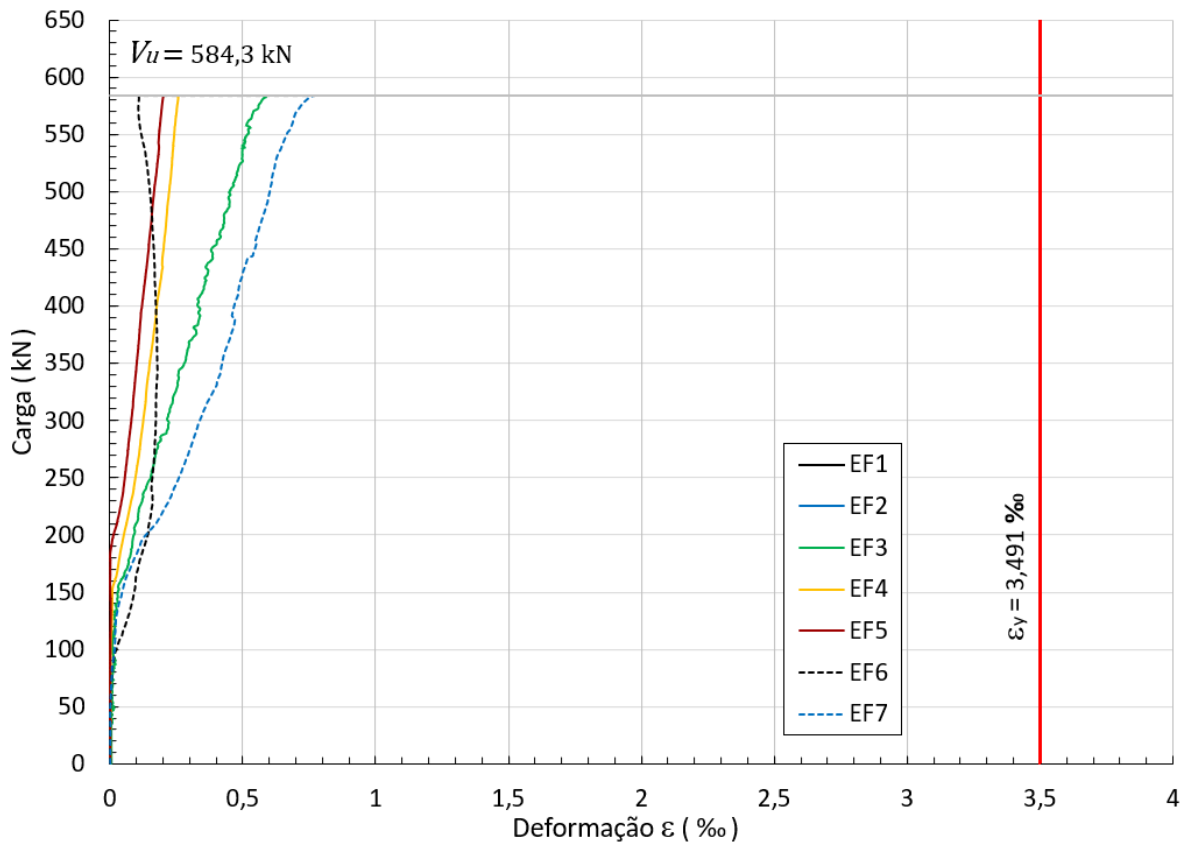


Figura 4.32 – Relação carga x deformação dos estribos da laje NA-05

As deformações específicas das armaduras de cisalhamento no instante da ruptura estão na Tabela 4.6. O valor em vermelho se refere ao estribo que apresentou deformação maior que o limite de escoamento de $\varepsilon_y = 3,49 \%$, conforme resultado da caracterização na Tabela 4.2.

Tabela 4.6 – Deformações específicas das armaduras de cisalhamento na ruptura

Laje	V_u (kN)	Deformação específica ε dos extensômetros na ruptura							Deformação ε Média
		EE 1	EE 2	EE 3	EE 4	EE 5	EE 6	EE 7	
FA-05	561,3	>> ε_y	0,76	0,51	0,48	0,59	2,03	0,87	1,25 %
CA-05	605,2	1,40	-	0,55	0,58	0,51	1,43	0,32	0,80 %
TA-05	574,1	0,71	-	-	-	0,87	2,13	1,02	1,18 %
NA-05	584,3	-	-	0,59	0,26	0,20	0,11	0,77	0,39 %

Observando os resultados, verifica-se, que as lajes tiveram comportamentos semelhantes. As camadas próximas ao pilar foram as mais solicitadas, sendo que a primeira armadura, que intersecciona a região de formação da fissura crítica, foi sempre a mais solicitada.

Os estribos foram pouco solicitados, apresentando deformações inferiores ao escoamento. A laje FA-05 apresentou deformação superior ao escoamento apenas no instante da ruptura, possivelmente devido a intersecção da fissura crítica com a primeira camada de estribos, fato este que pode ser comprovado pela visualização dos cortes das lajes no item 4.1.

A laje com estribos ancorados seguindo as normas (FA-05) teve as maiores deformações, seguido da laje ancorada apenas na região tracionada (TA-05). Enquanto isso, a laje sem nenhuma forma de ancoragem (NA-05) obteve as menores deformações.

As deformações foram consistentes, seguindo as mesmas tendências das pesquisas anteriores de Palhares (2018) e Souza (2018), onde, a laje completamente ancorada apresentou as maiores deformações e a laje não ancorada, teve deformações inferiores às demais lajes.

Fazendo uma comparação com as deformações dos modelos teóricos do item 2.6, nota-se que as deformações da primeira camada foram próximas às estimativas de cálculo. A ABNT NBR 6118 previu deformações de $\varepsilon = 1,69 \%$, o Eurocode 2 previu $\varepsilon = 1,74 \%$, e o ACI 318 previu $\varepsilon = 2,23 \%$. O Model Code e a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento foram menos assertivos, prevendo deformações de $\varepsilon = 3,49 \%$ e $\varepsilon = 3,04 \%$, respectivamente.

4.7. DEFORMAÇÕES DAS ARMADURAS DE FLEXÃO

As armaduras de flexão tracionada eram compostas por barras de aço CA-50 de $\varnothing 16,0\text{mm}$, espaçadas a cada 155mm em cada direção. Para fazer o monitoramento de suas deformações, foram instrumentadas sete barras, sendo quatro barras da camada superior que estavam na direção Norte – Sul, e três barras da camada inferior no sentido Leste – Oeste.

As deformações das armaduras de flexão foram lidas pela instrumentação de maneira pontual utilizando dois extensômetros, diametralmente opostas nas barras, localizadas em uma faixa paralela à face do pilar. Este que é o local onde se espera ter as maiores solicitações por momentos fletores. Portanto, cabe ressaltar que não foi possível se ter conhecimento do comportamento geral de toda a barra longitudinal de flexão. Sendo assim, as leituras pontuais consideradas aqui serão utilizadas como representativas para toda a barra de flexão, no entanto, poderiam existir outros pontos da barra que não foram instrumentados que poderiam ter atingido deformações superiores e chegado ao escoamento antes do local efetivamente instrumentado com extensômetros.

Nas Figuras 4.33 a 4.42 são apresentados gráficos que relacionam as deformações específicas das armaduras de flexão com o valor da carga total sendo aplicado na laje. São apresentados gráficos com a evolução das deformações em passos de carga de 20 % da carga de ruptura, junto com a posição dos extensômetros em relação ao centro da laje. Também são apresentados gráficos com a relação carga x deformação de todo o ensaio até o instante da ruptura da laje.

As leituras das deformações foram obtidas de maneira automática, e representadas aqui para cada barra como o valor médio dos dois extensômetros instrumentados. Ressalta-se que algumas variações pontuais nos gráficos se devem a presença de algum efeito localizado de flexão que levaram ao escoamento apenas um dos extensômetros.

Como referências, foram demarcados nos gráficos os valores referentes a deformação específica de escoamento obtida experimentalmente, e o valor da carga de ruptura das lajes.

As deformações das armaduras de flexão da laje RS estão ilustradas nas Figuras 4.33 e 4.34.

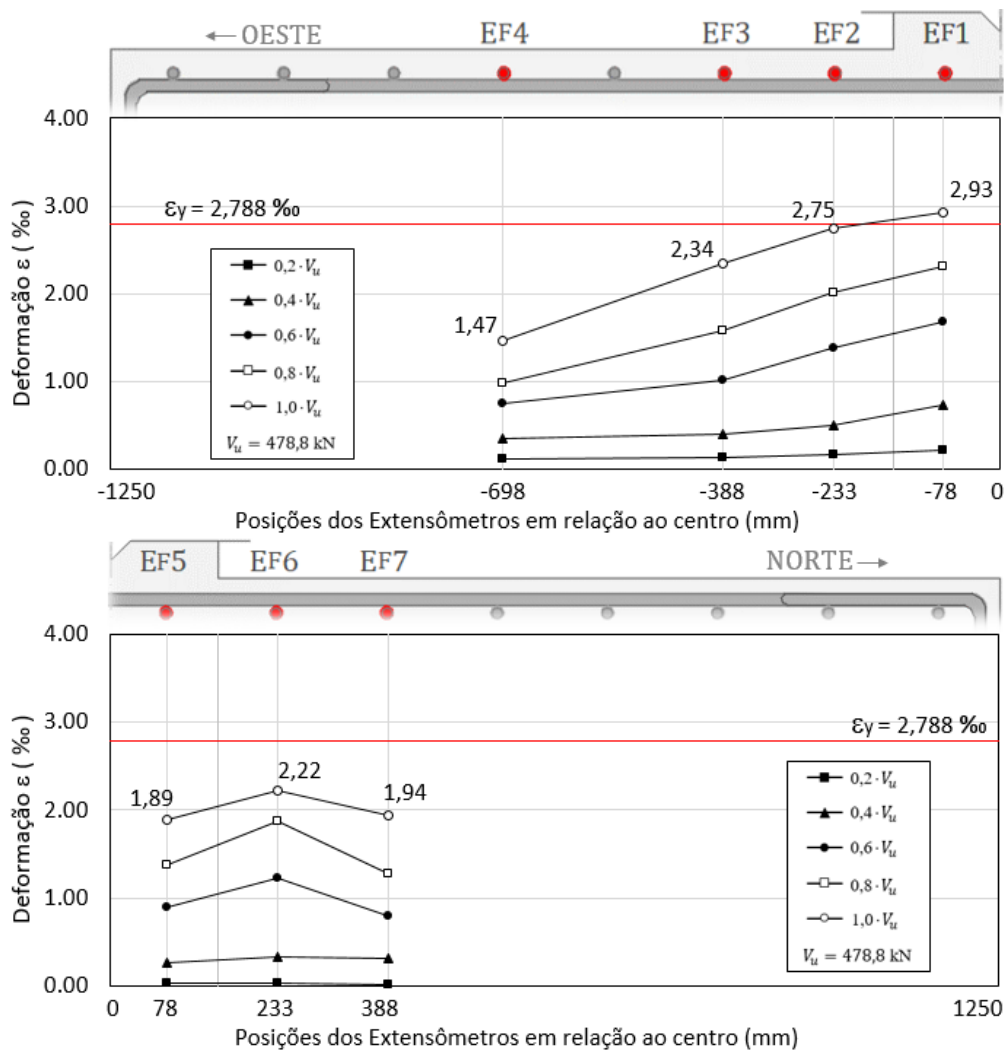


Figura 4.33 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje RS

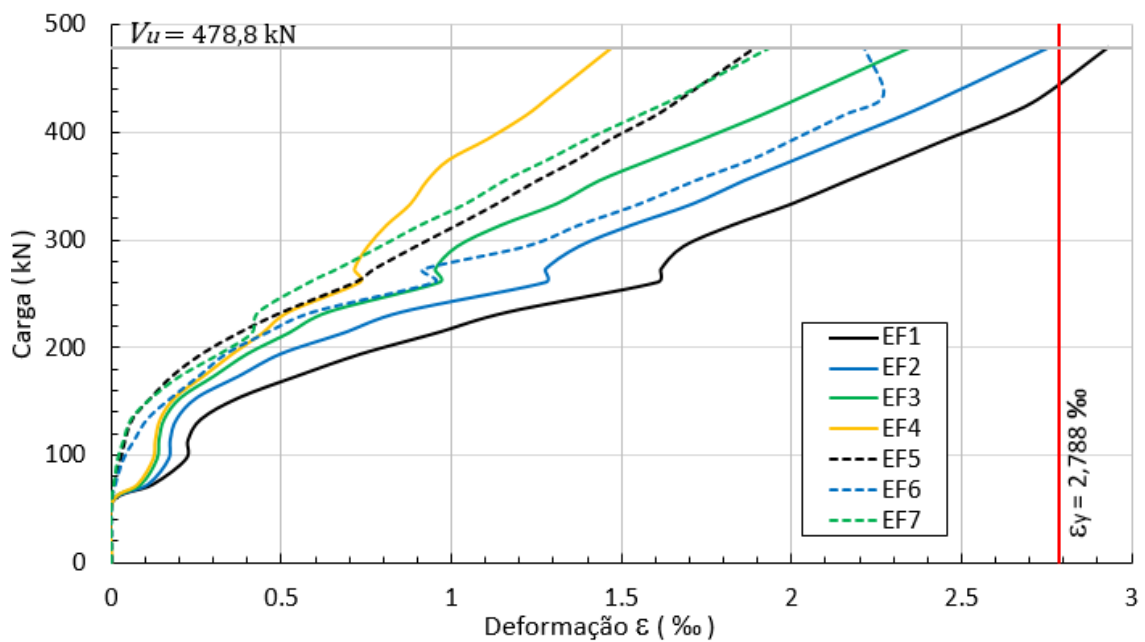


Figura 4.34 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje RS

As deformações das armaduras de flexão para a laje FA-05 estão nas Figuras 4.35 e 4.36.

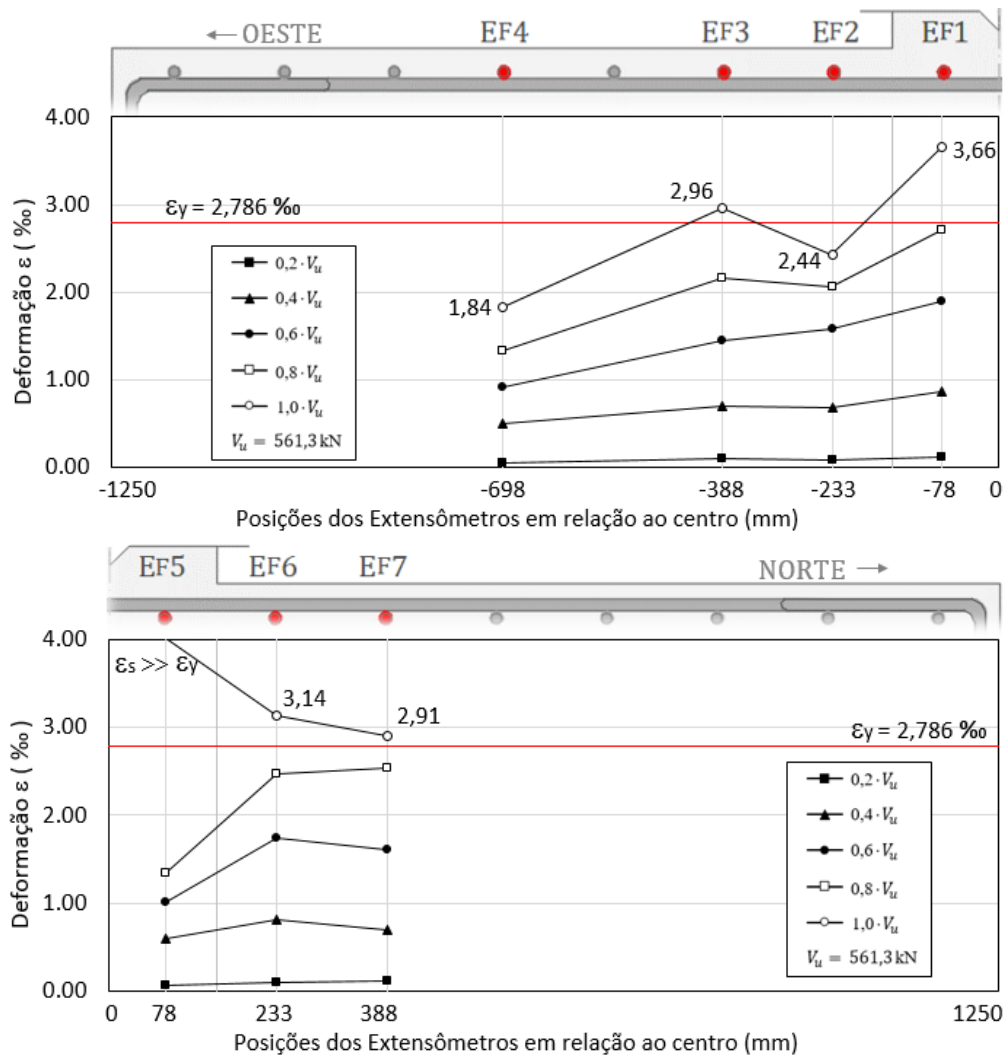


Figura 4.35 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje FA-05

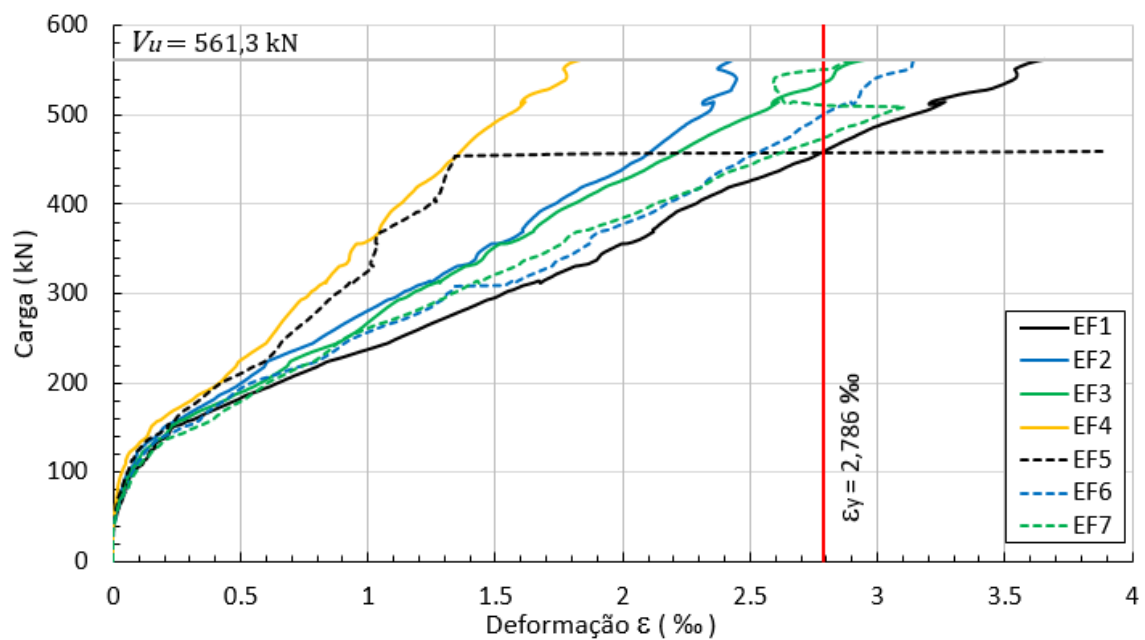


Figura 4.36 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje FA-05

As deformações das armaduras de flexão da laje CA-05 estão nas Figuras 4.37 e 4.38.

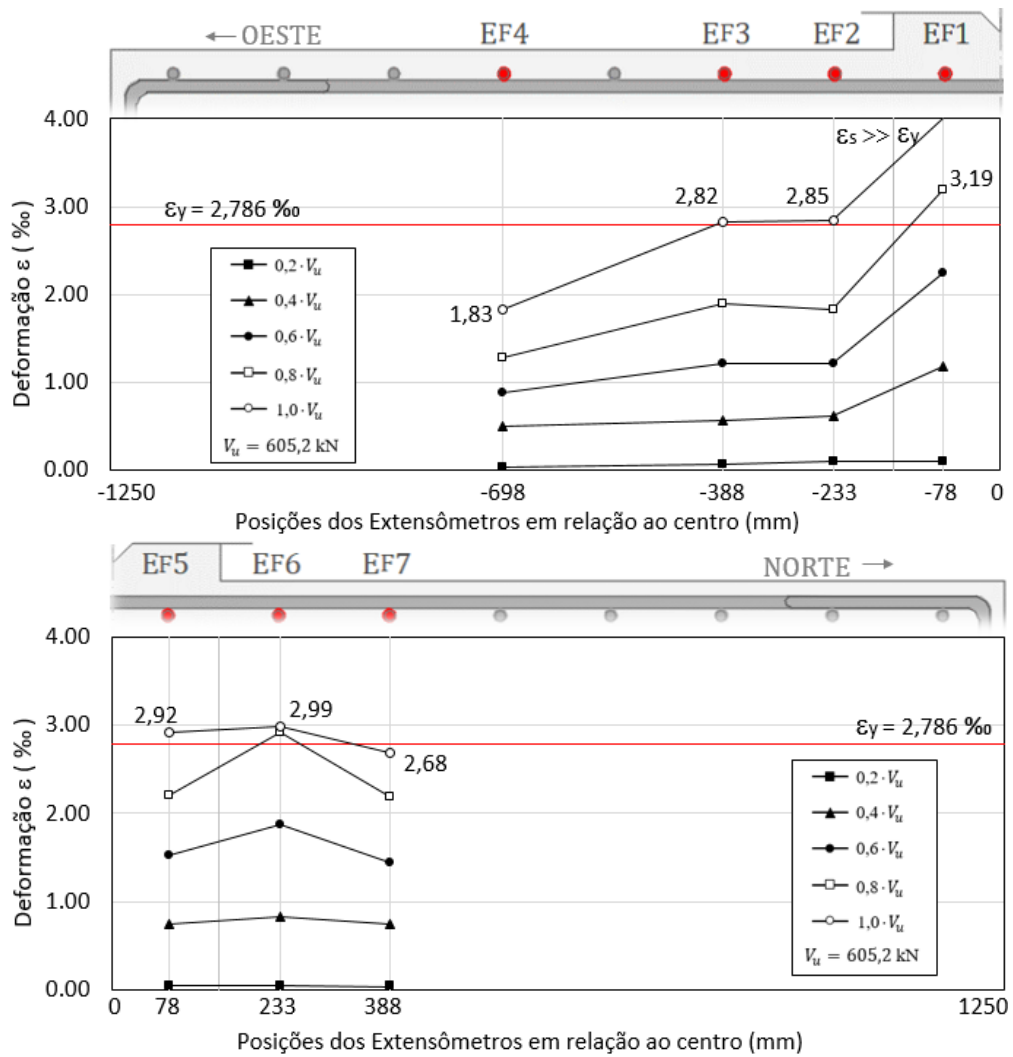


Figura 4.37 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje CA-05

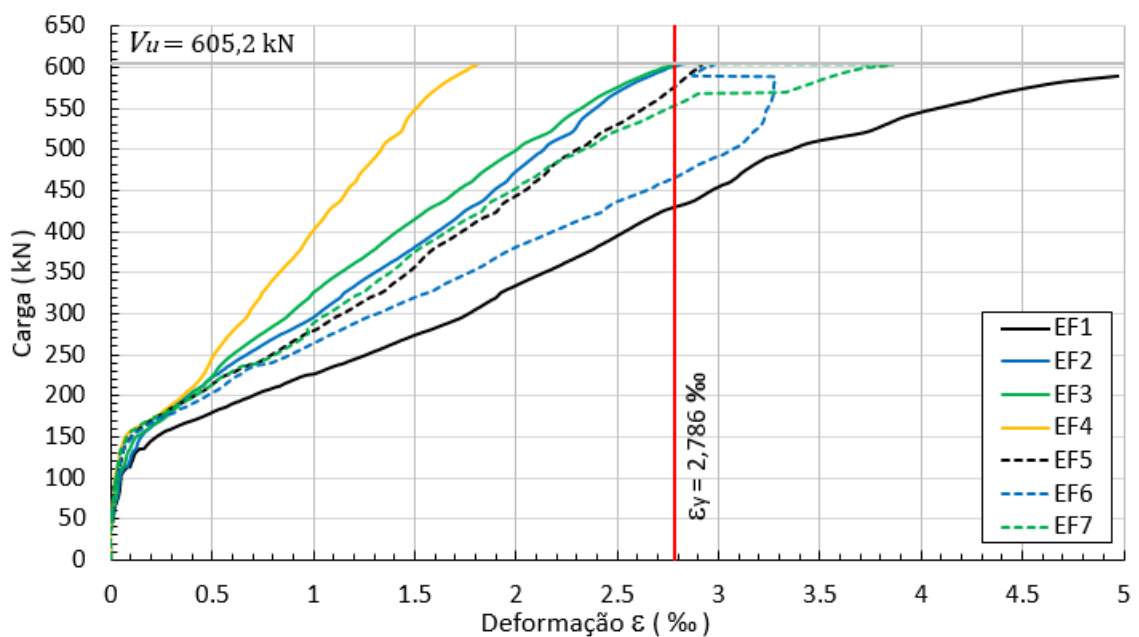


Figura 4.38 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje CA-05

As deformações das armaduras de flexão da laje TA-05 estão nas Figuras 4.39 e 4.40.

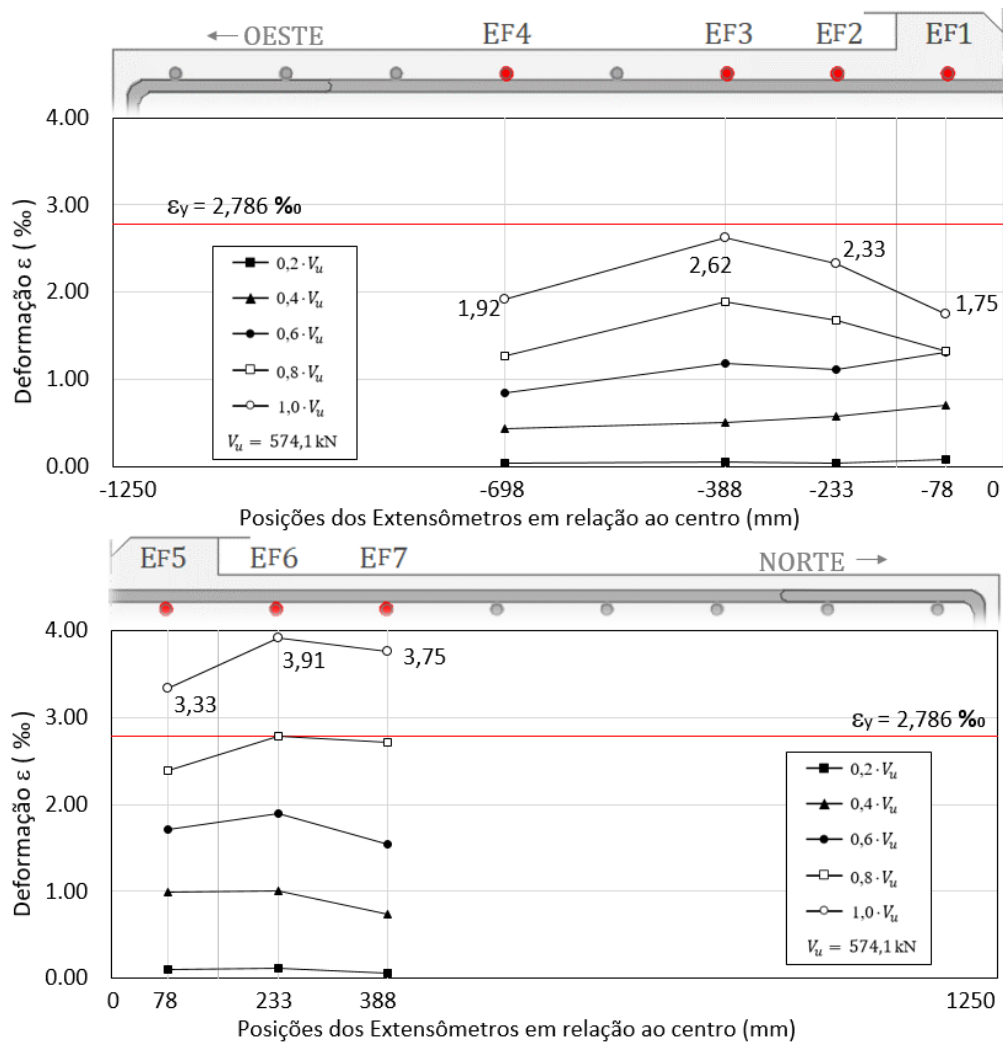


Figura 4.39 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje TA-05

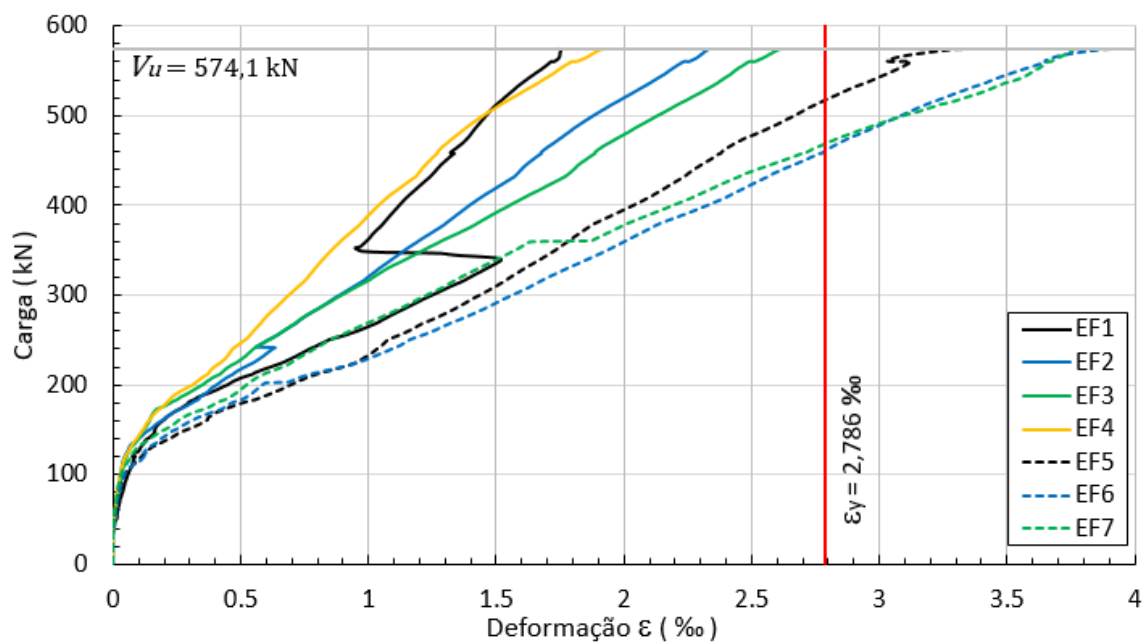


Figura 4.40 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje TA-05

As deformações das armaduras de flexão da laje NA-05 estão nas Figuras 4.41 e 4.42.

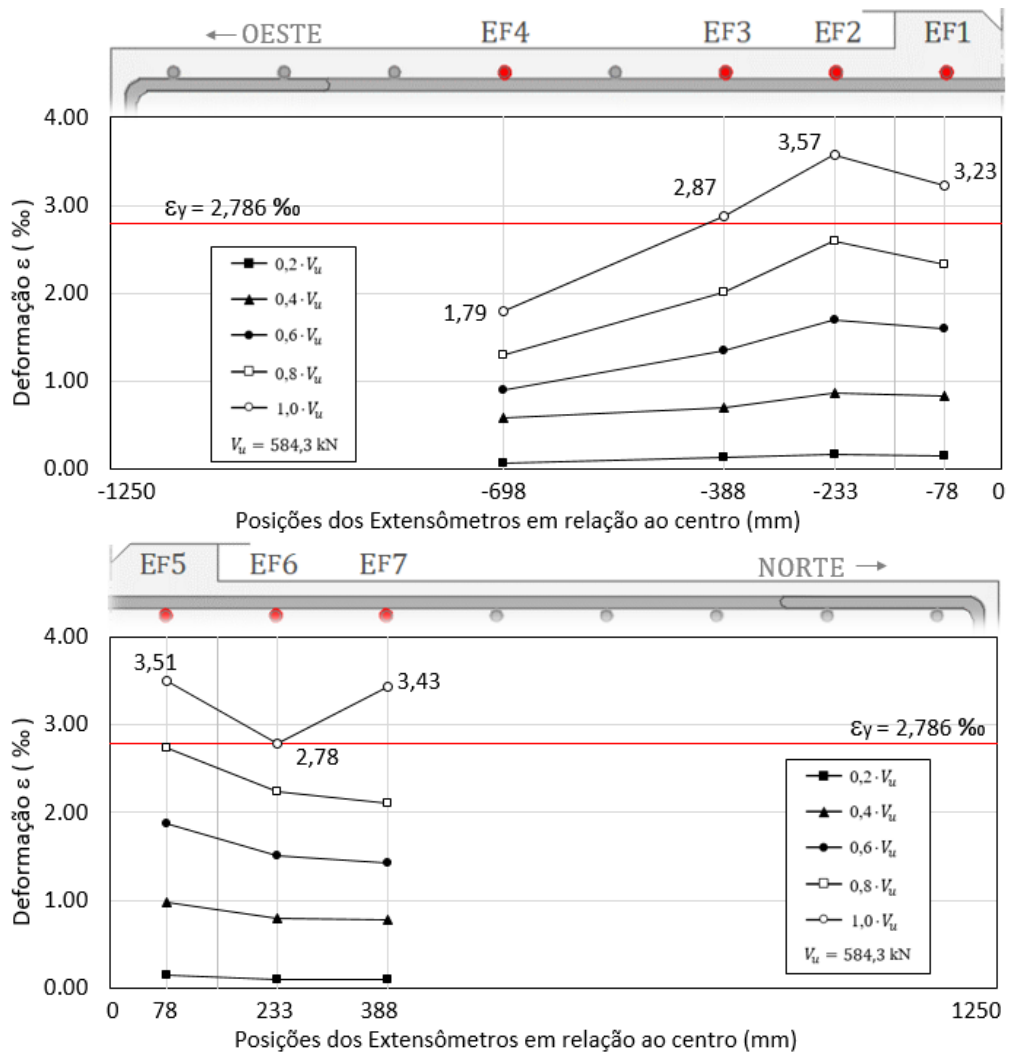


Figura 4.41 – Deformações nas armaduras de flexão tracionada da laje NA-05

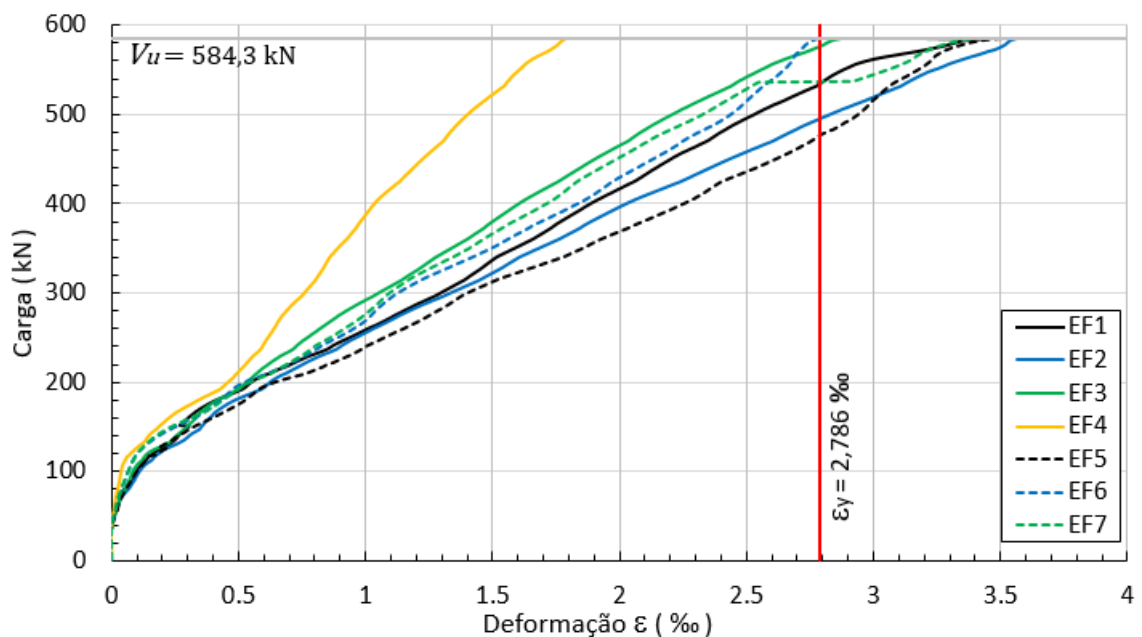


Figura 4.42 – Relação carga x deformação das armaduras de flexão da laje NA-05

Na Tabela 4.7 são apresentadas as deformações específicas das armaduras de flexão no instante da ruptura. Os valores destacados em vermelho se referem as armaduras que apresentaram deformações maiores que a deformação de escoamento, com valor maior do que $\varepsilon_y = 2,78 \%$, conforme apresentado no item 4.1.

Tabela 4.7 – Deformações específicas das barras de flexão no instante da ruptura

Laje	V_u (kN)	Deformação específica ε dos extensômetros na ruptura						
		EF 1	EF 2	EF 3	EF 4	EF 5	EF 6	EF 7
RS	478,8	2,93	2,75	2,34	1,47	1,89	2,22	1,94
FA-05	561,3	3,66	2,44	2,96	1,84	$\gg \varepsilon_y$	3,14	2,91
CA-05	605,2	$\gg \varepsilon_y$	2,85	2,82	1,83	2,92	2,99	2,68
TA-05	574,1	1,75	2,33	2,62	1,92	3,33	3,91	3,75
NA-05	584,3	3,23	3,57	2,88	1,79	3,51	2,72	3,43

De maneira geral, as lajes apresentaram certos padrões de comportamentos semelhantes.

As armaduras de flexão não tiveram deformações relevantes até um carregamento de 80 kN, e só passaram a ter deformações significativas para uma carga aproximada de 120 kN. Esse fato se deve a contribuição do concreto tracionado na rigidez e na capacidade resistente da seção. Quando surgem as primeiras fissuras, há uma diminuição dessa contribuição do concreto e uma espécie de ativação das armaduras de flexão, que ficam então responsáveis por resistir aos esforços de tração.

Outro ponto em comum observado, é que as armaduras mais próximas ao centro da laje foram as primeiras a serem solicitadas, e geralmente, as que apresentaram as maiores deformações com o incremento do carregamento até o instante da ruptura da laje.

Apenas uma das barras da laje RS atingiu o seu escoamento em uma carga próxima a ruptura. Para a laje FA-05, duas armaduras chegaram ao escoamento em uma carga de 458 kN, tendo na ruptura, cinco barras com deformações específicas maiores que a de escoamento do aço. Para a laje CA-05, a primeira barra escoou em um carregamento de 431 kN, possuindo no instante da ruptura, cinco barras escoando e com a EF 7 próximo ao limite desse patamar. Para a laje TA-05, houve o escoamento da primeira barra em uma carga de 461 kN, sendo que, para um carregamento de 518 kN, três de suas barras apresentavam deformações $\varepsilon > \varepsilon_y$. Para a laje NA-05, sua primeira barra de flexão escoou com um carregamento de 476 kN, tendo no instante da ruptura, cinco barras com deformações maiores que a de escoamento.

Ficou constatado então que a laje TA-05, que possuía estribos ancorados apenas na região tracionada, foi a que apresentou a menor quantidade de barras de flexão escoando. Porém, todas as lajes apresentaram padrões de deformações similares, onde as barras de flexão entraram em escoamento em níveis de carregamentos parecidos.

Analisando os gráficos, verifica-se que houve um considerável nível de solicitação à flexão, haja visto o grande número de barras que atingiram o seu limite de resistência, apresentando deformações maiores que a de escoamento. Ainda assim, não se pode considerar que foi atingido a máxima capacidade resistente à flexão da laje, uma vez que ainda existiam barras com deformações inferiores ao limite de resistência e que permitiram, ainda, maiores incrementos de cargas com consequentes redistribuição de tensões.

Como referência, vê-se que a barra instrumentada distante 698mm do centro do pilar apresentou deformações médias em torno de 66% da deformação de escoamento para todas as lajes. Além disso, haveriam ainda em cada direção, duas barras mais distantes que se encontram dentro do raio de aplicação de carga, e que mesmo não tendo sido instrumentadas, acredita-se que teriam deformações ainda menores que a de escoamento, sugerindo então haver resistência remanescente à flexão por parte das armaduras longitudinais

Na pesquisa anterior de Palhares (2018), houve escoamento de apenas quatro barras de flexão da laje CA-03 (FS-09) e em duas das sete barras instrumentadas para as demais lajes. Nota-se então que um número consideravelmente maior de barras atingiram o escoamento durante a ruptura nas lajes nessa dissertação, tendo geralmente, cinco barras escoando. Esse fato pode estar associado ao detalhamento diferente adotado para a ancoragem dos estribos, pois enquanto que nas lajes de Palhares o estribo não envolvia por meio de dobras a armadura de flexão, onde elas passavam pelo seu interior, aqui os estribos envolviam as armaduras de flexão diretamente na região das dobras, havendo contato mecânico entre elas. Ressalta-se que essa é a única diferença das lajes dessa dissertação para as lajes de Palhares.

Essa observação sugere que a ancoragem dos estribos nas armaduras de flexão pode ter influência nos níveis de deformações dessas barras, visto que quando há este contato mecânico, pode existir uma transmissão direta de esforços entre essas armaduras.

Ainda assim, não foram observadas variações nos resultados que possam sugerir que a ancoragem tenha afetado de forma significativa em seu comportamento.

4.8. DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

As deformações do concreto foram medidas em sua região comprimida, na superfície inferior da laje, utilizando quatro extensômetros elétricos posicionados próximos ao pilar. Os extensômetros Ec1 e Ec2 foram colocados com o objetivo de se medir as deformações radiais, e os extensômetros Ec3 e Ec4 para medir as deformações tangenciais.

As Figuras 4.43 a 4.47 mostram gráficos relacionando as deformações específicas do concreto com o valor da carga total sendo aplicada na laje durante o ensaio, sendo que, valores negativos correspondem à compressão, e valores positivos correspondem a deformações de tração.

É destacado em vermelho no gráfico o valor da carga última (V_u) de cada uma das lajes e apresentado um registro fotográfico retirado na região inferior da laje momentos após a sua ruptura.

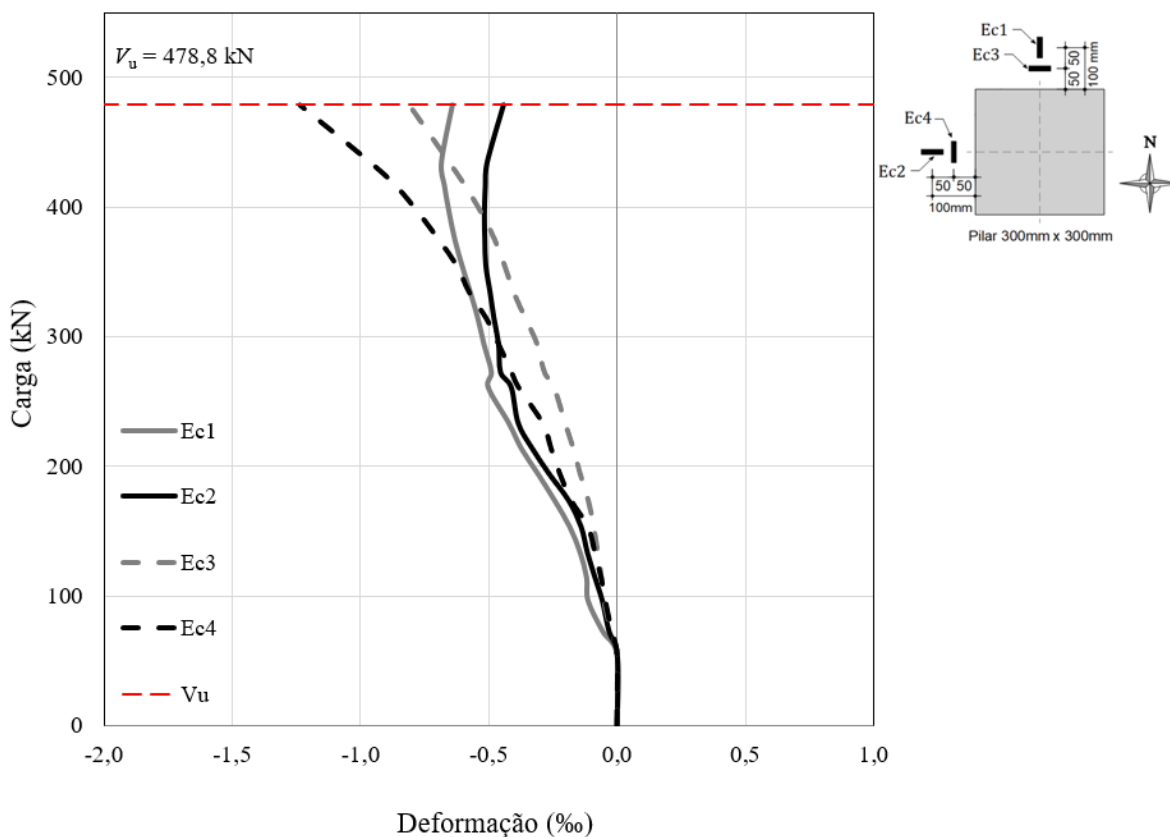


Figura 4.43 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje RS

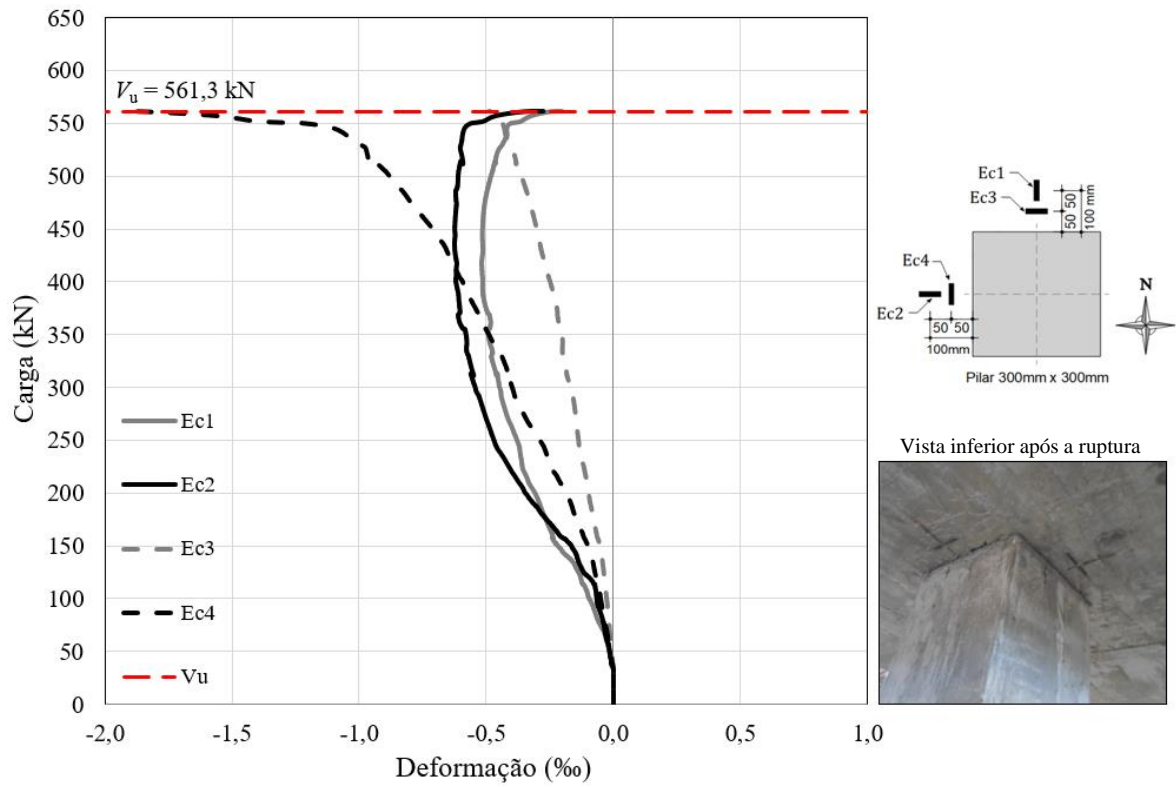


Figura 4.44 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje FA-05

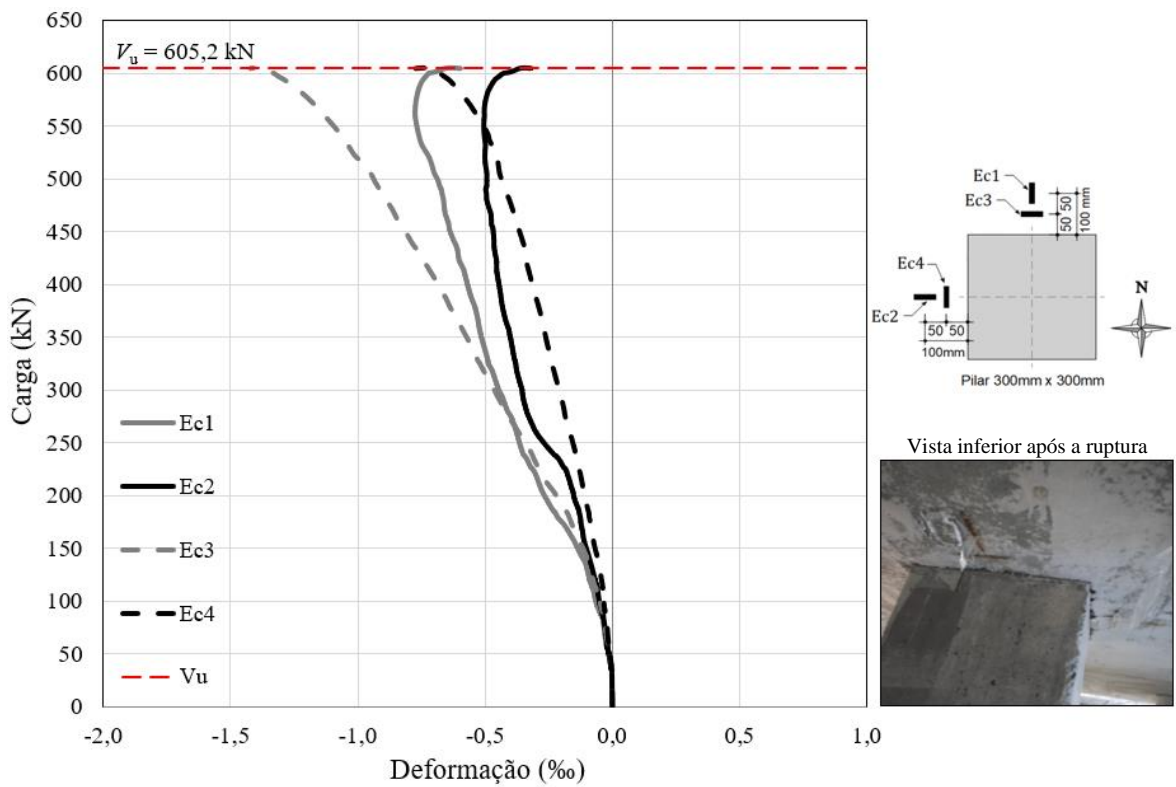


Figura 4.45 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje CA-05

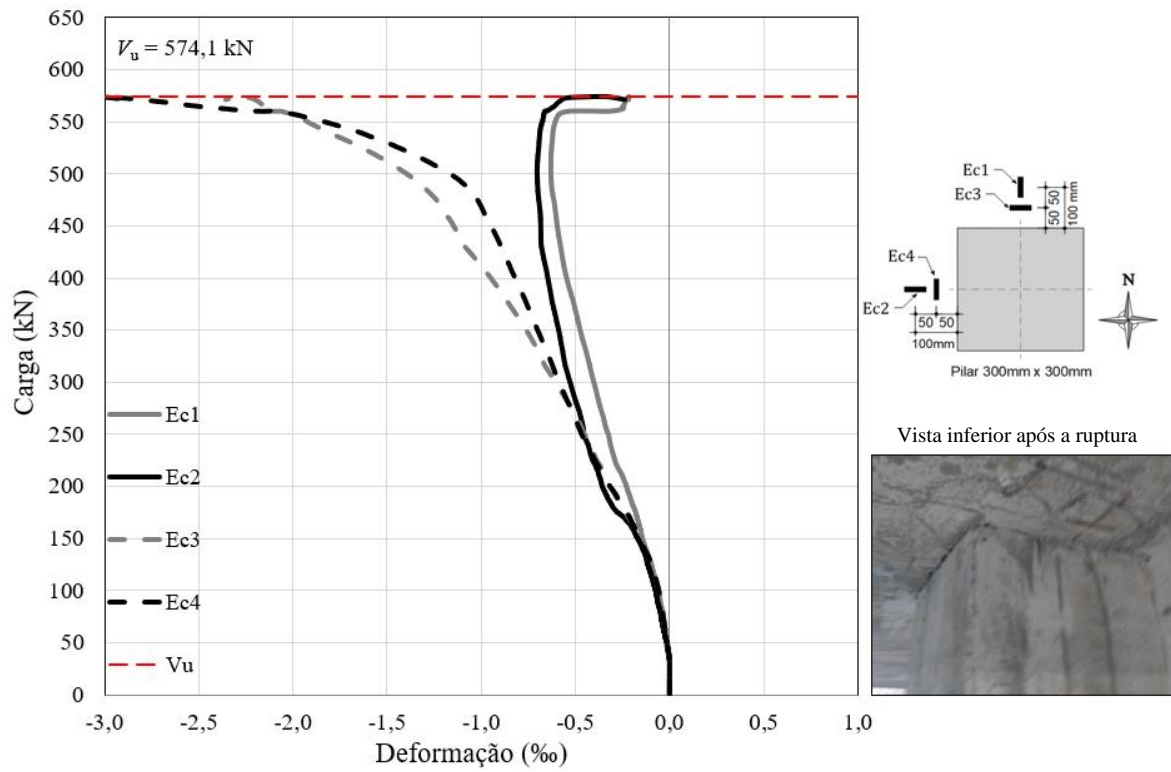


Figura 4.46 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje TA-05

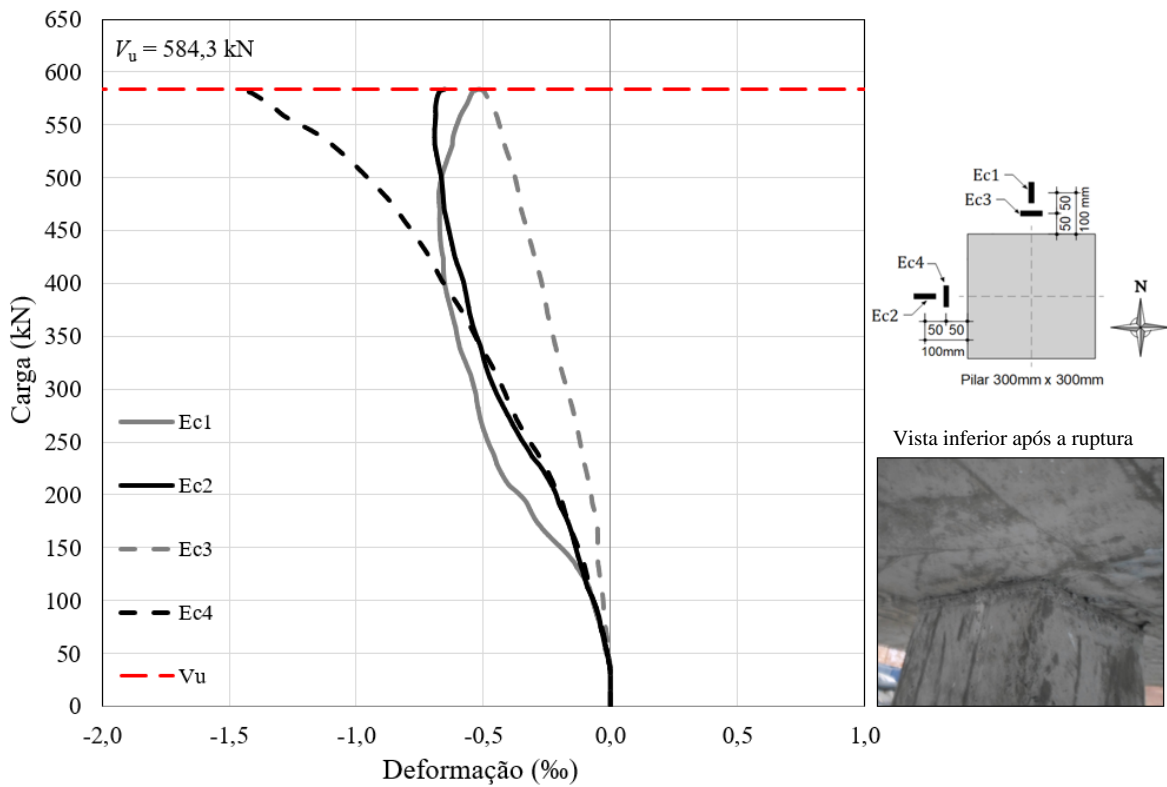


Figura 4.47 - Deformações na superfície inferior do concreto da laje NA-05

Nas Figuras 4.48 e 4.49 são apresentadas comparações entre deformações radiais e deformações tangenciais para todas as lajes, com os maiores valores medidos pelos extensômetros elétricos de cada laje.

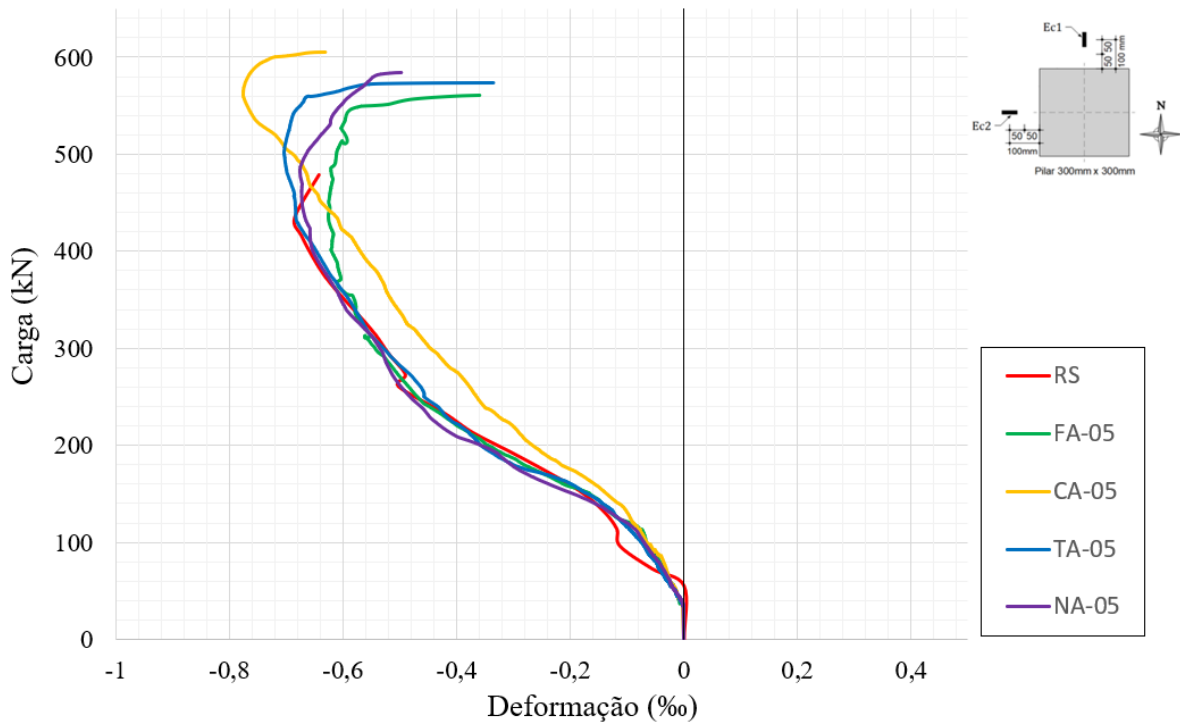


Figura 4.48 - Deformações radiais máximas dos extensômetros de todas as lajes

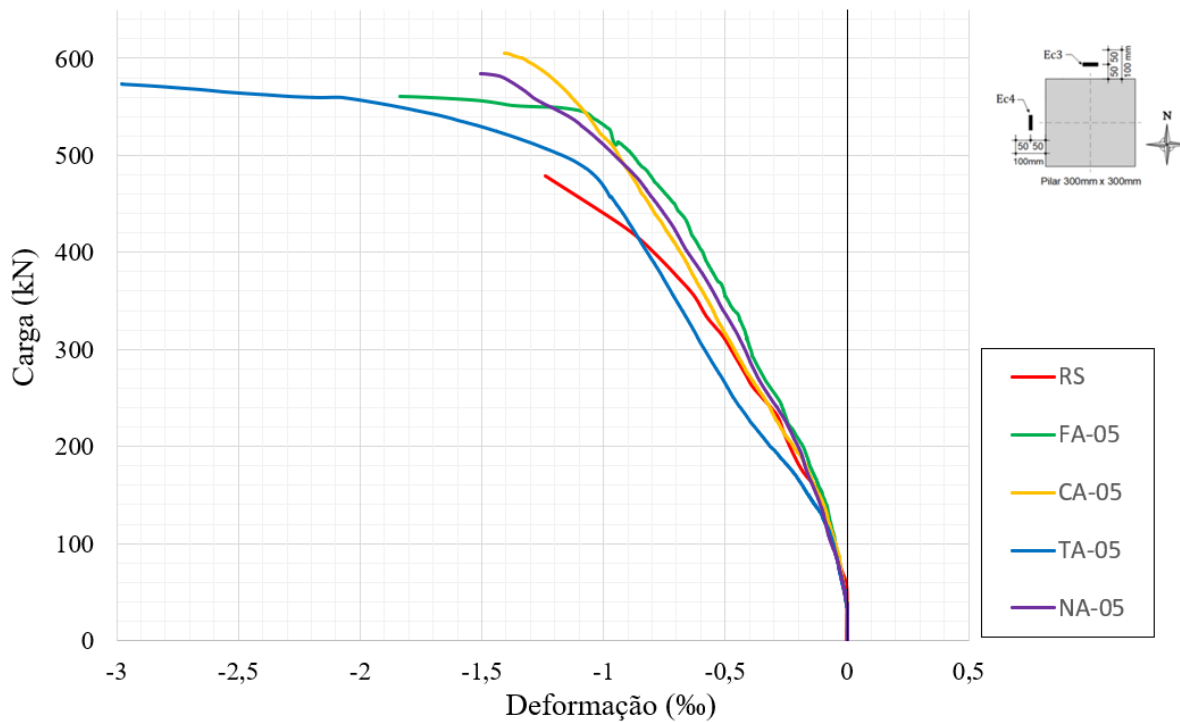


Figura 4.49 - Deformações tangenciais máximas dos extensômetros de todas as lajes

Por meio da análise, verifica-se que as deformações específicas começaram a apresentar incrementos importantes apenas para valores de carregamentos entre 80 kN e 120 kN, intervalo a qual foram constatadas a formação das primeiras fissuras de flexão, conforme mencionado no item 4.3.

Com o aumento do carregamento na laje, observa-se um crescimento no nível de deformações, havendo crescimentos maiores quando a carga se aproxima da ruptura da laje por punção. De maneira geral, as deformações tangenciais apresentaram valores superiores às deformações radiais.

No instante da ruptura, os extensômetros apresentaram valores médios de deformações de 0,49‰ para as deformações radiais, e de 1,81‰ para as deformações tangenciais. Não foram verificadas deformações de tração que provocassem alongamento no concreto, onde a menor deformação registrada foi na laje TA-05, com valor de compressão de 0,33‰.

Não foram observadas deformações específicas de compressão próximas a 3,50‰, limite conceituado por normas em que se considera haver uma ruptura por esmagamento do concreto na flexão.

Com exceção da laje TA-05, que apresentou deformação específica máxima de 2,98 ‰, a compressão no concreto não apresentou valores superiores a 2,0 ‰, o que sugere que a ruptura das lajes se deram por punção, não havendo ruptura por esmagamento do concreto. Pelo fato de as lajes estarem dimensionadas próximas ao domínio 3, com $\xi = x/d = 0,24$, poderia se esperar deformações de compressão maiores caso houvesse uma ruptura por flexão. Esta verificação é apresentada no item 5 dessa dissertação.

Além disso, visualizando as fotos da face inferior das lajes após a sua ruptura, nota-se que não houve um esmagamento visível no concreto. Foi observado apenas um pequeno desagregamento de concreto próximo ao perímetro do pilar, corroborando com a afirmativa de que a ruptura da laje se deu inteiramente por punção, não havendo ruptura por flexão ou flexo-punção.

É possível observar ainda que próximo a carga de ruptura, houve uma descompressão da fibra de concreto na direção perpendicular às faces do pilar, havendo uma redução em sua compressão, fenômeno este que é característico em uma ruptura por punção.

Conforme Muttoni (2008), este fenômeno ocorre devido a formação de uma fissura crítica de cisalhamento próxima ao pilar. Esta fissura altera a distribuição de esforços nessa região, modificando a posição da biela de compressão, que passa a apresentar o formato de um “cotovelo”, gerando tensões de tração na região inferior da laje, oriundo de uma tirante que aparece como forma de restaurar o equilíbrio da biela.

A Figura 4.50 ilustra esquematicamente este efeito utilizando o modelo de bielas e tirantes.

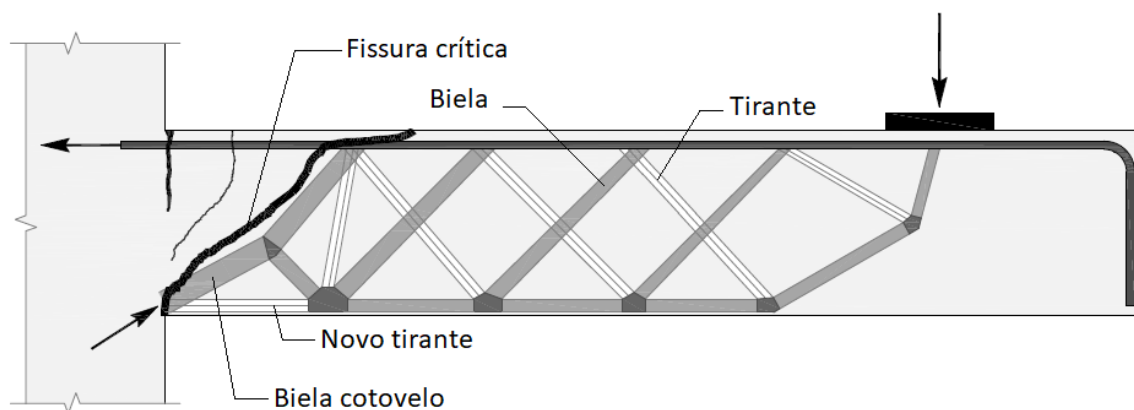


Figura 4.50 – Esquema de biela e tirantes após a formação da fissura crítica

Comparando-se as deformações específicas entre as lajes, percebe-se, que todas as lajes apresentaram um comportamento predominantemente semelhante durante toda a fase de carregamento, não havendo diferenças significativas no padrão de deformações provocado pela variação da ancoragem da armadura de cisalhamento.

Apesar da laje TA-05 ter apresentado deformações tangenciais relativamente superiores em relação às demais lajes na ruptura, constata-se, que essa variação ocorreu apenas em um carregamento já próximo a carga última, indicando ter ocorrido algum fenômeno localizado durante a formação da fissura crítica nos pontos instrumentados. Além do mais, nota-se que este mesmo efeito não ocorreu nas pesquisas anteriores por Souza (2018) e Palhares (2018), que observaram um comportamento similar para todas as lajes.

Logo, analisando os resultados, é razoável afirmar que envolvimento da ancoragem da armadura de cisalhamento nas armaduras de flexão teve pouca, ou nenhuma influência no padrão de deformações específicas do concreto.

5. RESULTADOS E ANÁLISE DOS MODELOS TEÓRICOS

Essa seção traz os resultados dos modelos teóricos de cálculo e confronta com os resultados dos ensaios experimentais.

Inicialmente é apresentado o cálculo da resistência à punção das lajes dessa dissertação, fazendo uma comparação entre os resultados de carga última obtido experimentalmente com as estimativas dos modelos teóricos.

Em seguida é exposto o cálculo da resistência à flexão das lajes, fazendo-se as considerações a respeito do seu modo de ruptura.

Posteriormente, são feitas comparações entre as rotações experimentais e teóricas das lajes.

5.1. RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

Aqui são comparadas a resistência à punção experimental com os seguintes modelos teóricos ABNT NBR 6118 (2014), Eurocode 2 (2004), ACI 318 (2019), Model Code (2010) e a Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento.

As verificações de resistência consistem em verificar: (i) O esmagamento da biela ($V_{R,max}$) e, (ii) A ruptura por tração diagonal.

Quando não há armaduras de cisalhamento, a verificação da tração diagonal é feita apenas para o concreto ($V_{R,c}$). No caso de haver armaduras de punção, a ruptura por tração diagonal é verificada na região das armaduras de cisalhamento ($V_{R,cs}$) e na região externa às armaduras de cisalhamento ($V_{R,out}$). O critério de ruptura é definido como o menor valor obtido com as expressões.

Apesar das armaduras de cisalhamento dessa dissertação não atenderem as prescrições normativas de ancoragem, não foram feitas considerações especiais a respeito do detalhamento nos cálculos, com exceção do Model Code 2010.

É importante lembrar que os valores apresentados são os valores nominais de resistência, não sendo levados em consideração os coeficientes de segurança.

5.1.1. Resultados pela NBR 6118 (2014)

A comparação entre as estimativas de resistências da NBR 6118 (V_{NBR}) com os resultados obtidos experimentalmente (V_u) estão apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Comparação entre carga última experimental e estimativas da NBR 6118

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{NBR} (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$
RS	478,8	1261,4	536,7	-	-	536,7	0,89
FA-05	561,3	1219,6	523,3	552,0	650,1	552,0	1,02
CA-05	605,2	1212,8	521,1	549,5	646,6	549,5	1,10
TA-05	574,1	1219,6	523,3	552,0	650,1	552,0	1,04
NA-05	584,3	1231,6	527,1	556,4	656,0	556,4	1,05

A NBR 6118 (2014) apresentou estimativas de resistências próximas às cargas experimentais, possuindo uma relação V_u / V_{NBR} média de 1,02, com um coeficiente de variação de 7,64%.

Com exceção da laje de referência RS, a NBR 6118 previu cargas de ruptura inferiores às cargas últimas experimentais, revelando um comportamento predominantemente a favor da segurança. Apenas a laje de referência teve um fator de segurança menor que 1,00, rompendo com uma carga inferior à prevista.

A norma previu que todas as lajes com armadura de cisalhamento teriam uma ruptura governada pela resistência à tração diagonal ($V_{Rk,cs}$), com a superfície de ruptura passando pela região das armaduras de cisalhamento. Tais resultados estão coerentes com as fissuras críticas visualizadas pelos cortes das lajes, onde foi possível observar que a formação do tronco de cone se deu passando sempre por dois ou mais estribos das armaduras de cisalhamento.

Estes resultados sinalizam que a NBR 6118 conseguiu prever com razoável precisão as cargas de ruptura das lajes, bem como o seu possível modo de ruptura, não havendo divergências significativas nas previsões de carga provocadas pela variação da ancoragem da armadura de cisalhamento.

5.1.2. Resultados pelo Eurocode 2 (2004)

A comparação das estimativas de resistências do Eurocode 2 (V_{EC}) com os resultados experimentais (V_u) estão na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Comparação entre carga última experimental e estimativas do Eurocode 2

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{EC} (kN)	$\frac{V_u}{V_{EC2}}$
RS	478,8	1121,3	490,9	-	-	490,9	0,98
FA-05	561,3	1084,1	474,2	509,5	518,0	509,5	1,10
CA-05	605,2	1078,1	471,5	506,5	514,6	506,5	1,19
TA-05	574,1	1084,1	474,2	509,5	518,0	509,5	1,13
NA-05	584,3	1094,7	479,0	514,7	524,0	514,7	1,14

O Eurocode 2 (2004) também apresentou estimativas de resistências similares às cargas obtidas experimentalmente, tendo uma relação V_u / V_{EC} média de 1,11, e um coeficiente de variação de 7,32%.

O Eurocode revelou um comportamento geralmente a favor da segurança, onde apenas a laje de referência RS apresentou carga de ruptura experimental inferior à carga última esperada. No entanto, essa diferença foi de apenas 2%, tendo um coeficiente de segurança muito próximo de 1,00.

A previsão de ruptura, segundo a norma, seria governada pela resistência à tração diagonal na ligação laje-pilar ($V_{Rk,cs}$), com a fissura crítica passando pela região das armaduras de cisalhamento. Este modo de ruptura está em conformidade com a superfície de ruptura visualizada com os cortes das lajes, onde foi possível observar a fissura crítica passando pelos estribos das armaduras de cisalhamento.

Sendo assim, conclui-se que o Eurocode 2 (2004) está bem calibrada com relação as cargas experimentais e com o modo de ruptura da laje. Sua relação média V_u / V_{NORMA} superior à NBR 6118 (2014) deve-se principalmente pela diferença no perímetro de controle analisado e pela limitação do coeficiente do Size Effect.

Além disso, não foi constatada uma diferença expressiva nas previsões normativas causada pela variação da ancoragem da armadura de cisalhamento.

5.1.3. Resultados pelo ACI 318 (2019)

A comparação entre os resultados experimentais (V_u) com as estimativas de resistências dada pelo ACI (V_{ACI}) estão apresentados na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Comparação entre carga última experimental e estimativas do Eurocode 2

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$
RS	478,8	724,5	478,1	-	-	478,1	1,00
FA-05	561,3	692,8	457,2	366,6	487,7	366,6	1,53
CA-05	605,2	687,7	453,9	364,1	484,6	364,1	1,66
TA-05	574,1	692,8	457,2	366,6	487,7	366,6	1,57
NA-05	584,3	701,8	463,2	370,9	493,3	370,9	1,58

O ACI 318 (2019) apresentou resultados relativamente conservadores, tendo uma relação V_u / V_{ACI} média de 1,47, com um coeficiente de variação de 18,05%.

Todas as lajes apresentaram resultados seguros, onde os coeficientes de segurança foram todos igual ou maior do que 1,00.

Observa-se que as lajes com armaduras de cisalhamento tiveram estimativas de resistência muito inferior à carga experimental. Isto deve-se ao fato de as lajes apresentarem baixas taxas de armadura de cisalhamento, inferior ao mínimo preconizado pela norma, tornando suas estimativas relativamente baixas devido à grande redução da contribuição do concreto na parcela de resistência dado pelo ACI, reduzindo sua resistência em 50% do valor original.

A ruptura à punção pela norma é governada pela resistência à tração diagonal ($V_{Rk,cs}$) dentro da região das armaduras de cisalhamento. Sua previsão está em conformidade com a superfície de ruptura visualizada com os cortes das lajes, onde foi observado a fissura crítica passando pelos estribos.

Sendo assim, conclui-se que o ACI 318 (2019) teve resultados conservadores, com estimativas de resistências muito inferiores aos obtidos experimentalmente. Ainda assim, conseguiu prever o modo de ruptura à punção da laje.

Não foram verificadas diferenças nas previsões de carga normativas causadas pela variação do detalhamento da armadura de cisalhamento.

5.1.4. Resultados pelo Model Code (2010)

A comparação das estimativas de resistência do Model Code (2010) foi realizada utilizando os três níveis de aproximações da norma.

A comparação entre os resultados experimentais (V_u) com as estimativas de resistência segundo o Nível I de aproximação (V_{MC-I}) do Model Code está apresentado na Tabela 5.4. A comparação com o Nível II de aproximação (V_{MC-II}) está apresentado na Tabela 5.5, e com o Nível III (V_{MC-III}) na Tabela 5.6.

Tabela 5.4 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível I

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{RK,out}$ (kN)	V_{MC-I} (kN)	$\frac{V_u}{V_{MC-I}}$
RS	478,8	474,8	197,8	-	-	197,8	2,42
FA-05	561,3	461,6	192,3	399,7	288,8	288,8	1,94
CA-05	605,2	458,3	191,0	398,3	285,8	285,8	2,12
TA-05	574,1	461,6	192,3	399,7	288,8	288,8	1,99
NA-05	584,3	467,4	194,7	402,1	294,1	294,1	1,99

Tabela 5.5 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível II

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{RK,out}$ (kN)	V_{MC-II} (kN)	$\frac{V_u}{V_{MC-II}}$
RS	478,8	606,2	388,4	-	-	388,4	1,23
FA-05	561,3	582,5	373,2	482,5	456,9	456,9	1,23
CA-05	605,2	578,8	370,8	481,4	453,0	453,0	1,34
TA-05	574,1	582,5	373,2	482,5	456,9	456,9	1,26
NA-05	584,3	589,3	377,5	484,6	463,7	463,7	1,26

Tabela 5.6 – Comparação entre carga experimental e estimativas do Model Code – Nível III

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{RK,out}$ (kN)	V_{MC-III} (kN)	$\frac{V_u}{V_{MC-III}}$
RS	478,8	663,9	420,8	-	-	420,9	1,14
FA-05	561,3	628,9	399,2	488,6	489,9	488,6	1,15
CA-05	605,2	624,7	396,6	486,8	485,7	485,7	1,25
TA-05	574,1	628,9	399,2	488,6	489,9	488,6	1,17
NA-05	584,3	636,1	403,8	491,7	497,2	491,7	1,19

Os gráficos da Figura 5.1 apresentam as curvas com a relação carga x rotação, experimental e teórica, junto com as relações dos critérios de ruptura para o Model Code (2010). O ponto de intersecção entre as curvas delimita o modo de ruptura.

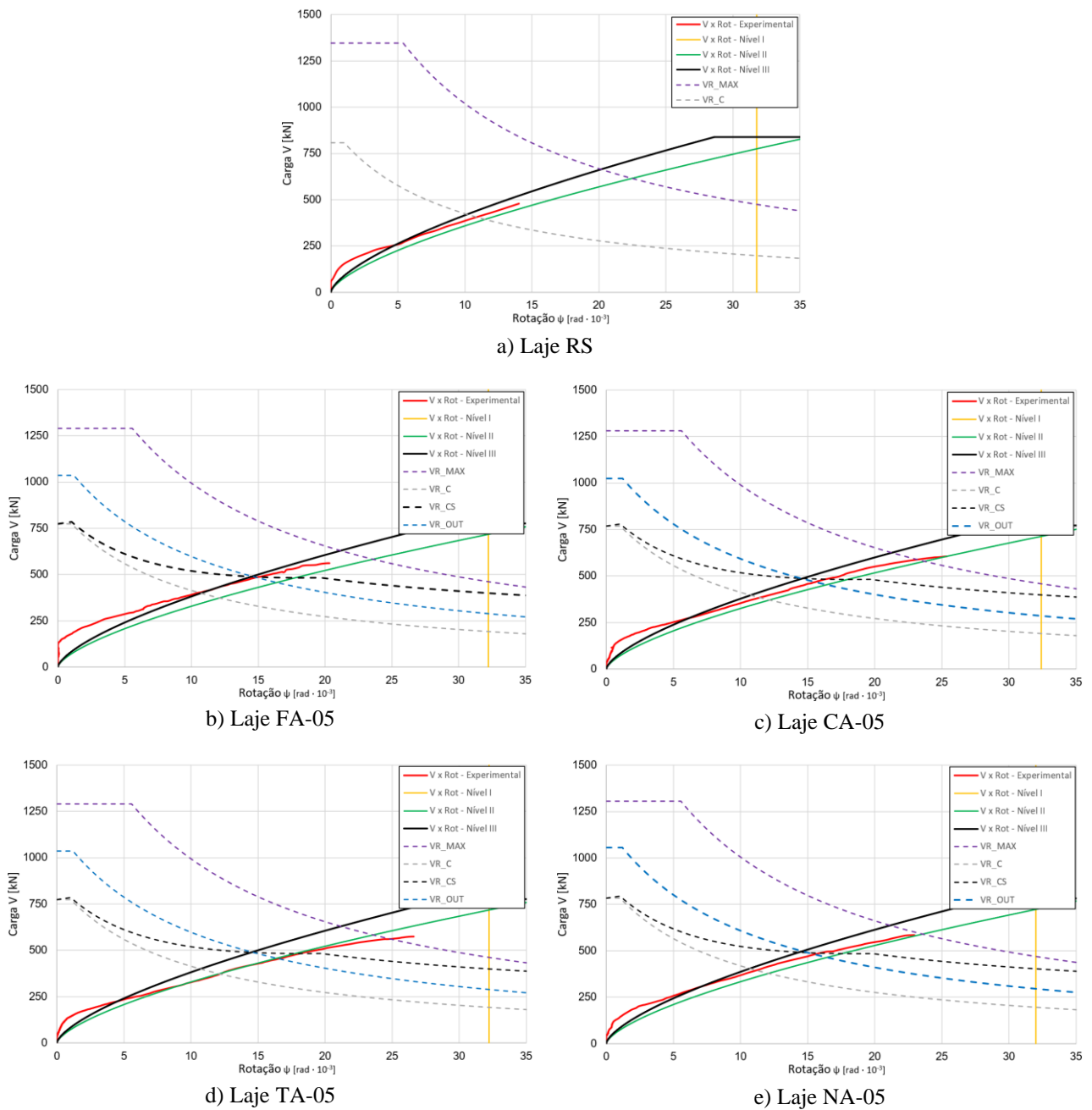


Figura 5.1 – Relação carga x rotação experimental e teórica para o Model Code

Nos resultados das Tabelas 5.4, 5.5 e 5.6 e gráficos da Figura 5.1 não foi adotada a altura útil externa ($d_{v,out}$) obtida experimentalmente para as lajes não ancoradas, sendo utilizado nas expressões o valor máximo permitido pela norma, conforme descrito no item 2.6.5. Tal procedimento conduz a resultados mais coerentes e menos conservadoras, com valores até 20% maiores quando comparadas a utilização das alturas úteis reais.

O Model Code (2010) apresentou relações média de V_u / V_{MC} de 2,09, 1,26 e 1,18, e coeficientes de variação de 9,33%, 3,56% e 3,60% para os Níveis de aproximação I, II e III, respectivamente.

Não foram estimadas cargas teóricas inferiores às experimentais, de modo que todos os níveis de aproximação estiveram a favor da segurança, com coeficientes superiores a 1,00.

Os Níveis I e II previram modos de ruptura na região das armaduras de cisalhamento, enquanto que o modo de ruptura do Nível III estava ou na região das armaduras ou na região externas às armaduras, com valores muito próximos entre os dois modos. Comparando-se as estimativas com a superfície de ruptura visualizada através do corte das lajes, verifica-se que o Model Code conseguiu prever corretamente o modo de ruptura.

Analisando os gráficos da Figura 5.1, pode-se avaliar que as rotações experimentais apresentaram certa semelhança com o valor de rotação teórica, no entanto, notam-se divergências na região de transição da seção não fissurada à seção fissurada, com uma pequena diferença em sua rigidez. Atribui-se esse fato à utilização de uma única equação simplificada para representar a rotação da laje em todas as suas fases de carregamento.

Analisando ainda a Figura 5.1, verifica-se que a carga de ruptura prevista seria inferior ao Nível III se fosse utilizado a rotação experimental nos critérios de ruptura, no entanto, apresentariam ainda estimativas muito próximas. Verifica-se também que as rotações experimentais foram notavelmente superiores as estimativas da norma no instante da ruptura.

É importante mencionar que o momento solicitante utilizado nos Níveis I e II de aproximação foram obtidos a partir das simplificações da norma, com $M = V/8$, enquanto que o momento do Nível III foi obtido com o programa SAP2000 na faixa de largura b_s . No entanto, ressalta-se que a utilização da simplificação no nível III resultaria em um erro aproximado de apenas 1,30% no valor da carga final.

O Model Code (2010) apresentou estimativas acuradas para o Nível III de aproximação, com valores teóricos próximos aos experimentais. Conseguiu também prever corretamente o modo de ruptura de todas as lajes. Além disso, não foram verificadas diferenças nas previsões de carga normativas provocadas pela forma de ancoragem da armadura de cisalhamento.

5.1.5. Resultados pela Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento - TFCC

A comparação dos resultados experimentais (V_u) com as estimativas de resistências da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento (V_{TFCC}) estão na Tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Comparação entre carga experimental e estimativas de resistência da TFCC

Lajes	V_u (kN)	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{TFCC} (kN)	$\frac{V_u}{V_{TFCC}}$
RS	478,8	674,6	468,7	-	-	468,7	1,02
FA-05	561,3	639,2	444,6	503,7	556,0	503,7	1,11
CA-05	605,2	635,0	441,7	493,7	551,3	493,7	1,23
TA-05	574,1	639,2	444,6	495,5	556,0	495,5	1,16
NA-05	584,3	644,5	448,3	503,4	561,7	503,4	1,16

A TFCC apresentou uma relação média V_u / V_{TFCC} de 1,14, e um coeficiente de variação de 6,64%, sendo que todos as estimativas de carga foram a favor da segurança. A teoria foi assertiva ao prever que a ruptura das lajes seria na região das armaduras de cisalhamento.

Analisando as curvas carga x rotação da Figura 5.2, percebe-se que as rotações teóricas apresentam adequada correspondência em relação as rotações experimentais, de tal forma que a utilização da rotação real da laje no cálculo resultaria em uma estimativa de resistência semelhante.

Comparando os resultados da TFCC com as do Model Code, verifica-se que a rotação teórica teve melhores resultados do que a do Nível III da norma, no entanto, a utilização do diagrama momento curvatura Bilinear e da equação simplificada não apresentaram convergência nos primeiros níveis de carregamentos para a seção não fissurada, enquanto que a utilização do momento curvatura quadrilinear teve melhores similaridades. Além das rotações, as estimativas de resistências também foram melhores do que a do Model Code.

É importante mencionar que foi adotado no cálculo da ruptura da biela ($V_{Rk,max}$) o valor de $\lambda_{max} = 2$, considerando que as armaduras não se encontram bem ancoradas. No entanto, a adoção de outro valor não implicaria em diferenças na estimativa final de ruptura. Foi utilizado também o comprimento real das armaduras de cisalhamento nos cálculos das tensões, apresentando melhores correspondências aos resultados experimentais.

A Figura 5.2 apresenta as curvas teóricas e experimentais das lajes, comparando-as com os critérios de ruptura da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento.

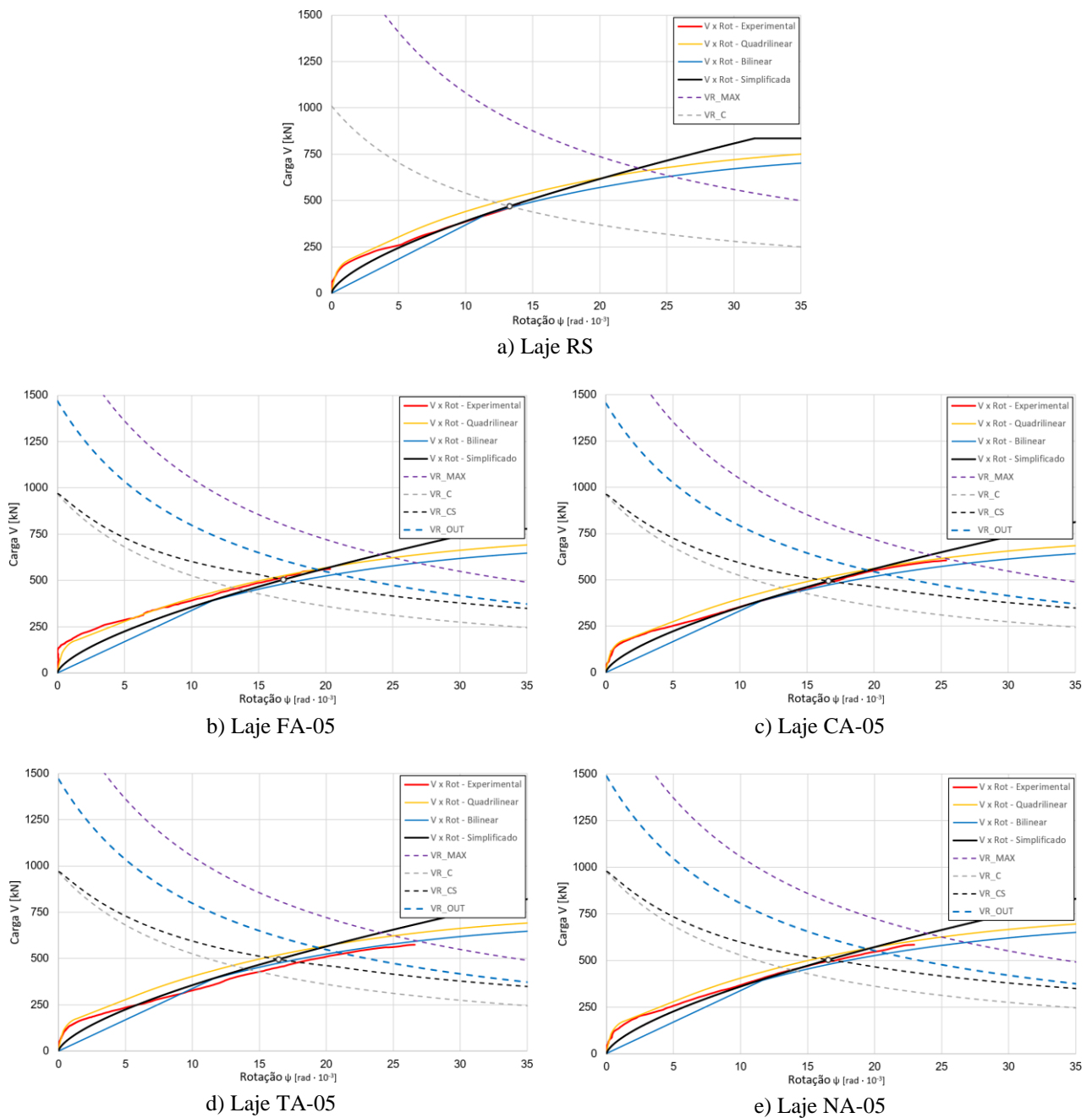


Figura 5.2 – Relação carga x rotação experimental e teórica para a TFCC

Os resultados apresentados na Tabela 5.7 e na Figura 5.2 foram feitos com a rotação simplificada, utilizando a Equação 2.31.

É possível concluir que não há diferenças nas previsões de cargas que tenham sido causadas pela variação da ancoragem da armadura de cisalhamento.

5.1.6. Resumo dos resultados para punção

A Tabela 5.8 traz um resumo com as comparações entre os resultados experimentais e as estimativas de resistência. A Figura 5.3 traz uma representação gráfica com as comparações.

Tabela 5.8 – Comparação entre resultados experimentais e estimativas de resistência

Laje	V_u (kN)	V_{NBR} (kN)	$\frac{V_u}{V_{NBR}}$	V_{EC} (kN)	$\frac{V_u}{V_{EC}}$	V_{ACI} (kN)	$\frac{V_u}{V_{ACI}}$	V_{MC-III} (kN)	$\frac{V_u}{V_{MC-III}}$	V_{TFCC} (kN)	$\frac{V_u}{V_{TFCC}}$
RS	478,8	536,7	0,89	490,9	0,98	478,1	1,00	420,9	1,14	468,7	1,02
FA-05	561,3	552,0	1,02	509,5	1,10	366,6	1,53	488,6	1,15	503,7	1,11
CA-05	605,2	549,5	1,10	506,5	1,19	364,1	1,66	485,7	1,25	493,7	1,23
TA-05	574,1	552,0	1,04	509,5	1,13	366,6	1,57	488,6	1,17	495,5	1,16
NA-05	584,3	556,4	1,05	514,7	1,14	370,9	1,58	491,7	1,19	503,4	1,16
Média das lajes com armadura (FA-05, CA-05, TA-05, NA-05)			1,05		1,14		1,58		1,19		1,16
Coefficiente de Variação (%) (FA-05, CA-05, TA-05, NA-05)			3,39		3,46		3,51		3,45		3,94

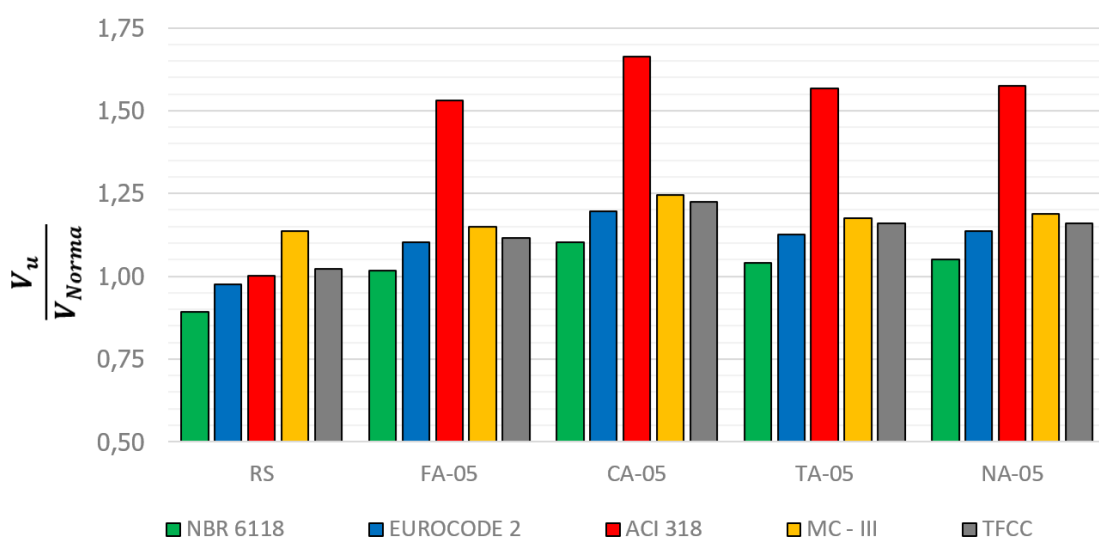


Figura 5.3 – Relação entre carga experimental e carga teórica para todas as lajes

Todas as normas conseguiram prever adequadamente o modo de ruptura das lajes.

A NBR 6118 foi a norma que apresentou as melhores estimativas de resistências, seguido do Eurocode 2. Porém, ambas foram as únicas que tiveram cargas contra a segurança.

A NBR 6118 e o nível III do Model Code foram as que apresentaram os menores coeficientes de variação, acompanhado da Teoria da fissura Crítica de Cisalhamento.

O ACI 318 foi a norma mais conservadora, apresentando as menores estimativas de resistência.

5.2. RESISTÊNCIA À FLEXÃO E MODO DE RUPTURA

Esta seção apresenta o momento resistente (m_R) e a máxima carga resistente (V_{flex}) à flexão das lajes utilizando o modelo das linhas de rotura e o método dos elementos finitos.

Na Tabela 5.9 é apresentado o momento resistente utilizando o diagrama parábola retângulo, considerando a contribuição das armaduras complementares na resistência da seção. Também é apresentado as deformações teóricas dos materiais na ruptura e o momento resistente com a simplificação de cálculo.

Tabela 5.9 – Momento resistente das lajes

Lajes	Parábola-Retângulo			Simplificado	
	ϵ_c (‰)	ϵ_s (‰)	ϵ_s' (‰)	mR (kN.m)	mR (kN.m)
RS	-2,640	1,000	0,033	96,52	93,03
FA-05	-2,766	1,000	0,478	89,87	89,63
CA-05	-2,765	1,000	0,478	89,35	88,95
TA-05	-2,766	1,000	0,478	89,87	89,63
NA-05	-2,717	1,000	0,397	90,41	90,31

Verifica-se que ambos os métodos conduzem a resultados similares, proporcionando uma diferença percentual máxima de 0,98%. Portanto, foi utilizado o modelo Parábola-Retângulo nos cálculos que empregam o momento resistente da laje.

Um ponto importante a se destacar é que a presença das armaduras complementares pouco influência na capacidade portante da laje, exercendo uma contribuição média de apenas 0,59% na resistência à flexão da laje.

O cálculo da força V_{flex} associada a capacidade de flexão da laje está na Tabela 5.10

Tabela 5.10 – Máxima carga V_{flex} das lajes

Lajes	V_u (kN)	Linhas de Rotura		Elementos Finitos	
		V_{flex} (kN)	$\frac{V_u}{V_{flex}}$	V_{flex} (kN)	$\frac{V_u}{V_{flex}}$
RS	478,8	835,9	0,57	823,3	0,58
FA-05	561,3	778,3	0,72	761,7	0,74
CA-05	605,2	773,8	0,78	756,0	0,80
TA-05	574,1	778,3	0,74	761,7	0,75

Comparando os dois modelos de cálculo, verifica-se que ambas as metodologias conduzem a resultados próximos, mesmo considerando que no método dos elementos finitos ocorre apenas a plastificação parcial da seção ao longo da largura b_s .

Observando os dados da máxima carga V_{flex} , percebe-se que todas as lajes possuíam uma relativa capacidade remanescente à flexão, variando de 150 a 357 kN, corroborando com a afirmativa de que a ruptura das lajes se deram inteiramente por punção.

Analisando as deformações radiais e tangenciais do concreto, e comparando-as com as deformações de compressão teórica do concreto na ruptura por flexão, verifica-se que apenas a laje TA-05 apresentou deformações de compressão superiores aos esperados em uma ruptura por flexão. No entanto, conforme exposto nos itens 4.6 e 4.8, este fenômeno pode estar associado a uma possível delaminação visualizada próximo a carga de ruptura da laje, sendo considerado um comportamento atípico e localizado, assim, entende-se que não houve ruptura do concreto por esmagamento na flexão.

Examinando as deformações específicas das armaduras de flexão na ruptura, constata-se que houve plastificação de grande parte das armaduras instrumentadas, no entanto, ainda haviam barras com deformação inferior ao seu limite de resistência, que permitiriam redistribuição de tensões com a aplicação de maiores carregamentos, dessa forma, fica constatado que não foi atingida a máxima capacidade resistente à flexão por deformação plástica das armaduras.

Considerando os critérios teóricos de ruptura de Ferreira (2010), que classifica os modos de ruptura da laje em flexão, flexo-punção ou punção, constata-se que a ruptura das lajes dessa dissertação foram todas por punção.

Segundo Ferreira, a ruptura por flexão ocorre devido a deformações excessivas das armaduras ou por esmagamento do concreto, não sendo visível a formação clara do cone de punção. A ruptura por flexo-punção se assemelha a ruptura por punção, sendo visível em ambas o cone de punção, no entanto, segundo critérios de Ferreira, é atribuído a ruptura por flexo-punção quando forem registradas deformações no concreto $\varepsilon_c \geq 2,8\%$ e/ou quando houver escoamento de todas as barras dentro de uma faixa de largura da laje de 80% do vão efetivo. Não sendo atendidas essas condições, entende-se que as lajes romperam por punção.

Considerando ainda que foi possível visualizar a superfície de ruptura com os cortes das lajes e foi constatada a formação da fissura crítica, dada pela descompressão radial da laje próximo a ruptura, conclui-se que todas as lajes romperam por punção.

5.3. ROTAÇÃO

Esta seção apresenta o cálculo da rotação teórica das lajes dessa dissertação e faz uma comparação com as rotações obtidas experimentalmente.

De acordo com Muttoni (2008), a fissura crítica se forma no perímetro no pilar e atravessa a espessura da laje a uma distância de aproximadamente $r_0 = d$, conforme a Figura 5.4a. Conseqüentemente, assume-se que a região externa a fissura crítica deforma-se como corpo rígido com uma rotação ψ constante.

Portanto, conforme ilustrado na Figura 5.4b, a rotação experimental foi obtida através do deslocamento relativo do LVDT mais afastado da laje ao LVDT próximo à face do pilar.

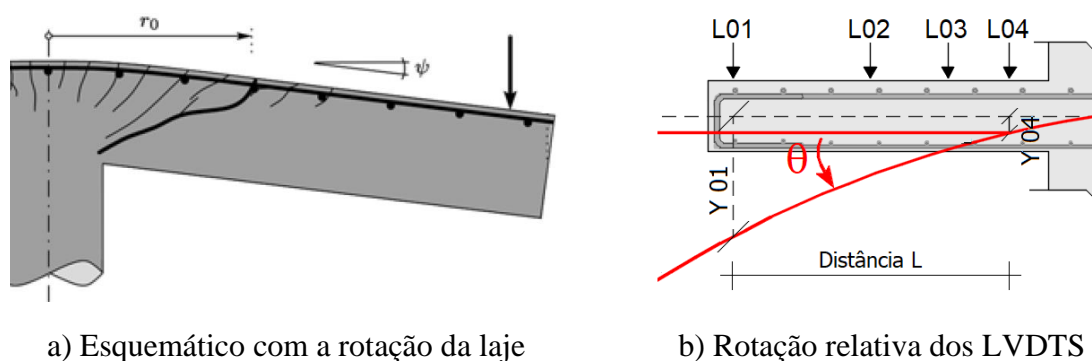


Figura 5.4 – Esquemático com a rotação da laje

A rotação experimental no lado Oeste da laje é obtida a partir dos deslocamentos dos LVDT's L01 e L04 segundo a Equação 5.1. O mesmo procedimento é aplicado para as outras direções da laje, sendo a rotação experimental final obtida a partir da média das rotações nas quatro direções da laje.

$$\psi = \theta_{L01-L04} = \text{tang}^{-1} \left(\frac{Y_{01} - Y_{04}}{\text{Distância } L} \right) \quad \text{Equação 5.1}$$

A rotação experimental foi comparada com as rotações teóricas do Model Code (2010) para os Níveis II e III de aproximação, dadas pelas equações 2.37 e 2.38, respectivamente. Encontram-se também as rotações da Teoria da Fissura Crítica de Cisalhamento, sendo a rotação simplificada (TFCC) descrita com a Equação 2.31, e as rotações generalizadas utilizando o Diagrama Quadrilinear (Equação 2.29) e o Diagrama Bilinear (Equação 2.30).

A comparação entre as rotações teóricas e experimentais estão nas Figuras 5.5 a 5.9.

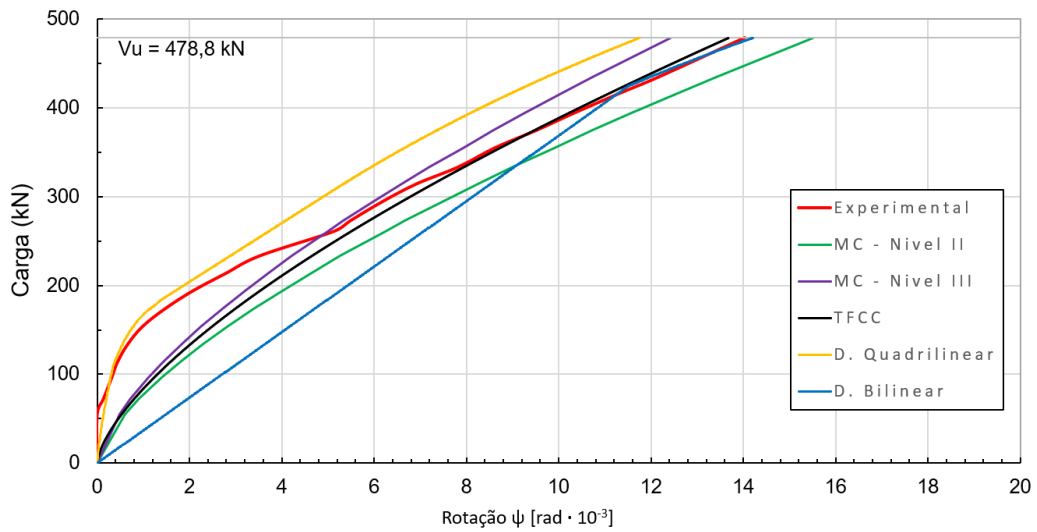


Figura 5.5 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje RS

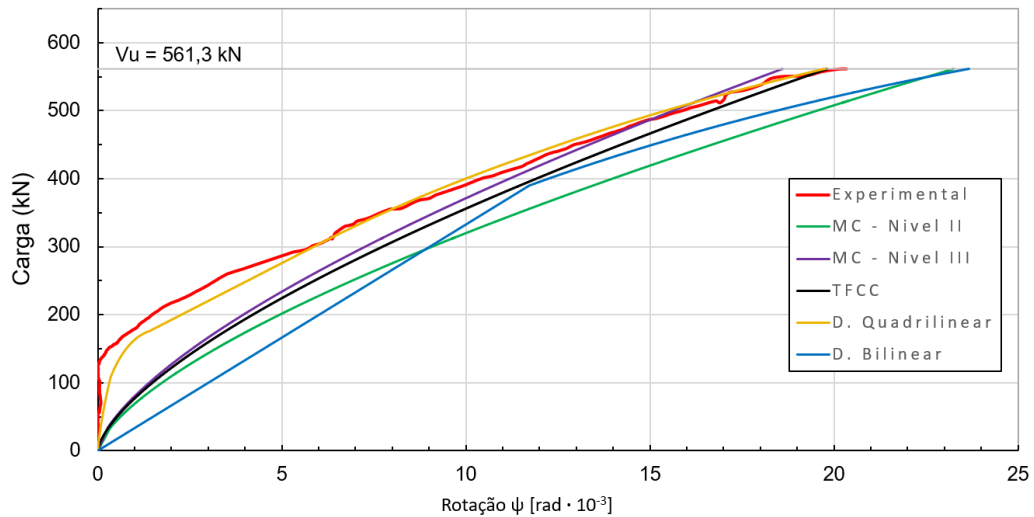


Figura 5.6 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje FA-05

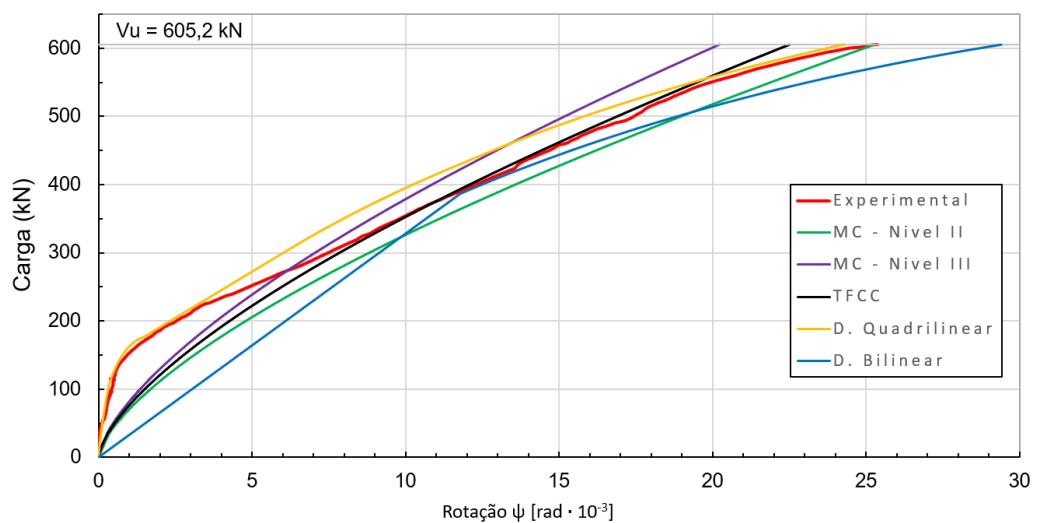


Figura 5.7 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje CA-05

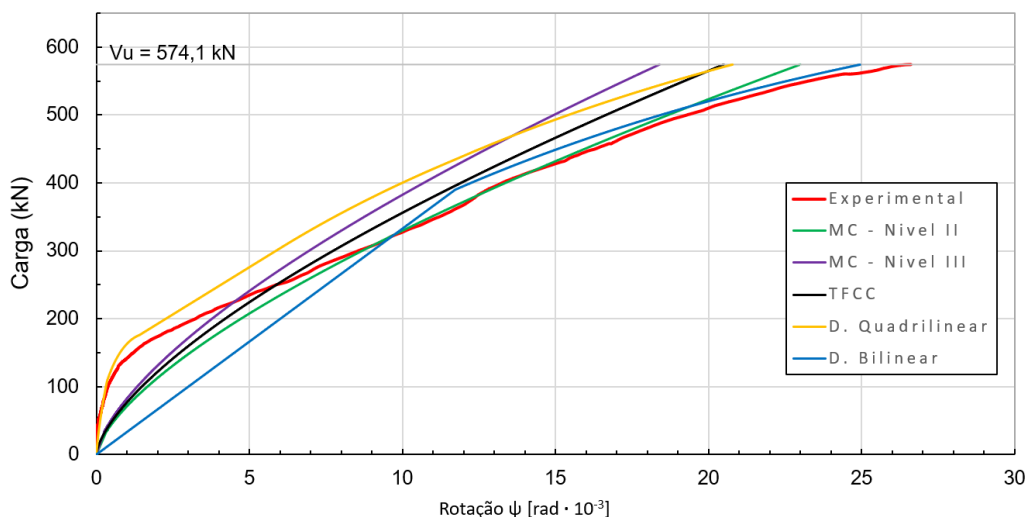


Figura 5.8 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje TA-05

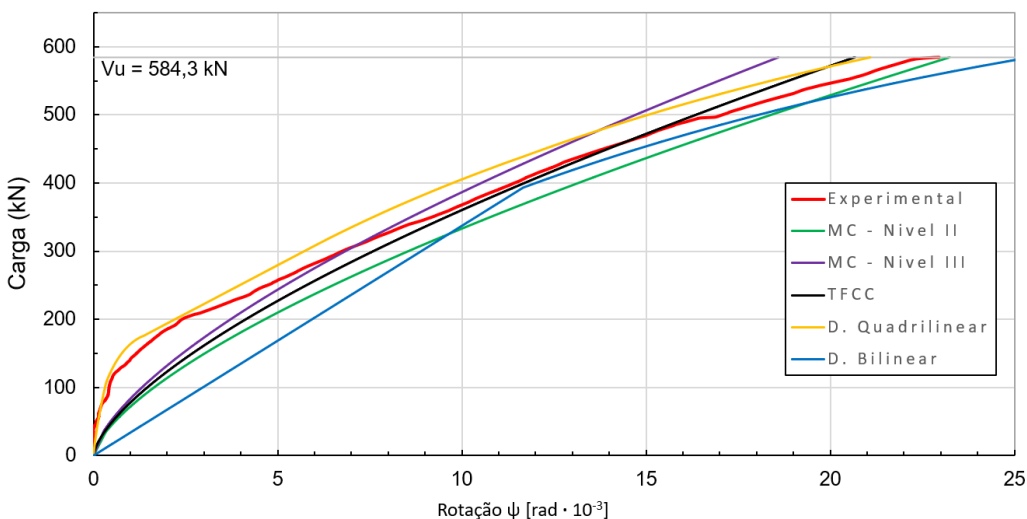


Figura 5.9 – Comparação entre a rotação experimental e teórica da laje NA-05

Analisando as rotações, constata-se que apenas a utilização do diagrama momento curvatura quadrilinear apresentou convergência para os primeiros níveis de carregamento, conseguindo descrever com adequada precisão o processo de fissuração da laje. Ainda assim, todas as estimativas foram próximas das rotações experimentais.

Com exceção da laje TA-05, as rotações na ruptura se encontravam entre os limites dos Níveis II e III e próximas à TFCC. Todavia, as curvas de rotação interseccionam as curvas com os critérios de ruptura antes da carga última da laje, prevendo, desse modo, cargas estimadas inferiores, sendo essa a região importante no processo de dimensionamento.

As rotações experimentais tiveram adequada correspondência com as rotações teóricas. Segundo os resultados experimentais e os próprios modelos teóricos, não há uma significativa influência das armaduras de cisalhamento nas rotações das lajes.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

O objetivo desta pesquisa foi determinar experimentalmente o desempenho e a resistência a punção de lajes-lisas com diferentes condições de ancoragem da armadura de cisalhamento do tipo estribo fechado, tendo, como única variável, o seu detalhamento.

Analisando os resultados, observou-se que as diferentes formas de ancoragem das armaduras de cisalhamento tiveram pouca ou nenhuma influência na rigidez e no padrão de fissuração da laje, haja visto que todas as lajes apresentaram deslocamentos verticais similares e tiveram o surgimento das primeiras fissuras em níveis de carregamentos parecidos.

Houve uma ligeira influência da ancoragem nos níveis de deformações das armaduras de cisalhamento e de flexão. As lajes que tinham ancoragem seguindo as normas tiveram maiores deformações na ruptura, implicando em maiores avisos antes de um possível colapso.

A carga de ruptura das lajes foram similares, com diferença percentual menor do que 8,0%, o que implica dizer que todos os tipos de ancoragem foram igualmente eficientes no aumento da capacidade resistente à punção. A laje ancorada apenas na região comprimida foi a que obteve o maior ganho de resistência, mostrando que a ancoragem nessa região pode ser importante, pois é um local em que se passa a fissura crítica de cisalhamento.

Os modelos teóricos conseguiram prever com razoável precisão as cargas últimas de ruptura. Não foi necessário fazer considerações especiais nos cálculos com relação a ancoragem, pois a maioria dos modelos apresentaram estimativas acuradas, com exceção do Model Code que previu cargas muito conservadoras caso fossem utilizados as alturas úteis $d_{v,out}$ reais.

Apesar dos resultados promissores dessa pesquisa, a qual demonstra que o uso de estribos sem ancoragem podem ser utilizados como uma alternativa viável para facilitar o processo executivo, sem ter prejuízos com relação à sua resistência ou ductilidade, é necessário mencionar que são necessárias mais ensaios para se chegar a resultados mais conclusivos. Isto se deve ao fato dessa pesquisa se concentrar em lajes de 18 cm de espessura com baixas taxas de armadura de cisalhamento, resultando em baixos níveis de solicitação dos estribos.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se mais ensaios experimentais que tenham como parâmetro de estudo as armaduras de cisalhamento não ancoradas, aumentando o banco de dados relativo ao tema.

Com o objetivo de orientar futuras pesquisas, são feitas as seguintes sugestões:

- Fazer uma nova série de ensaio utilizando lajes com espessura superior a 18cm, permitindo que as armaduras alcancem maiores níveis de tensões de modo a avaliar se as armaduras não ancoradas ainda assim são eficientes;
- Investigar o comportamento das armaduras não ancoradas quando são adotadas altas taxas de armadura de cisalhamento, tendo considerável contribuição de resistência por parte das armaduras. Sugere-se que as lajes sejam dimensionadas com o modo de ruptura da laje na região armada $V_{R,CS}$ conforme as estimativas teóricas;
- Realizar mais ensaios com lajes dimensionadas à punção de modo a condicionar a superfície de ruptura em uma seção externa às armaduras de cisalhamento. A pesquisa deve fazer uma distribuição de camadas de maneira a aumentar consideravelmente a resistência na região das armaduras, possibilitando avaliar se armaduras de cisalhamento desempenharão uma contribuição satisfatória na resistência;
- Efetuar análises numéricas a respeito dessa pesquisa, considerando necessariamente o comportamento não linear dos materiais, com o objetivo de melhor entender o comportamento estrutural das armaduras não ancoradas e avaliar a sua conformidade com os resultados experimentais;
- Avaliar o comportamento das lajes com armaduras não ancoradas quando são aplicados carregamentos desbalanceados, gerando momentos fletores.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAM, A. K. M. J., AMANAT, K. M., SERAJ, S. M. **An Experimental Study on Punching Shear Behavior of Concrete Slabs**. *Advances in Structural Engineering*, 12(2), 257-265. 2009.

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

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **ACI 421.1R-08: Guide to Shear Reinforcement for Slabs**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2008.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **ACI – ASCE, Committee 426: Shear Strength of Reinforced Concrete Members**, ASCE, v. 99, No. ST6, June, 1973.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE, **ACI – ASCE, Committee 445.1R-99: Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete**. American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 1999.

ANDRADE, M. A. S. **Punção em lajes cogumelo - Estudo do posicionamento da armadura de cisalhamento em relação à armadura de flexão**. 173 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 1999.

ANDRADE, J. L. S. **Estudo Experimental da Inclinação de Estribos Abertos em Lajes Cogumelo de Concreto Armado**. Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM 003A/2000, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2000. 142p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova**. Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos**. Rio de Janeiro, Brasil, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto e Estruturas de Concreto**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE NORMAS TECNICAS. **NBR 6892 - Materiais metálicos – Ensaio de tração à temperatura ambiente**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7222: Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos.** Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8522: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.** Rio de Janeiro, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 67 Concreto - Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone.** Rio de Janeiro, 1998.

BAŽANT, Z. P., CAO, Z. **Size Effect in Punching Shear Failure of Slabs**, ACI Structural Journal, V. 84, No. 1, Jan.-Feb. 1987, pp. 44-53.

BAŽANT, Z. P., DÖNMEZ, A. **Size Effect on Punching Strength of Reinforced Concrete Slabs with and without Shear Reinforcement**, ACI Structural Journal, No. 114-S71, Jul.-Aug. 2017, pp. 875-886.

BEUTEL, R.; HEGGER, J. **The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone.** Cement And Concrete Composites, [s.l.], v. 24, n. 6, p.539-549, dez. 2002.

BRAESTUP, M. W., REGAN, P. E. **Punching Shear in Reinforced Concrete – A State of Art.** Comité Euro – International du Béton. Bulletin D' Information n° 168, 1985. 232 p.

BRANTSCHEN, F. **Influence of bond and anchorage conditions of the shear reinforcement on the punching strength of RC slabs.** Thèse No. 7315. Ècole polytechnique fédérale de lausanne. 2016

CALDENTEY, A.P., LAVASELLI, P.P., PEIRETTI, H.C., FERNÁNDEZ, F.A.. **Influence of stirrup detailing on punching shear strength of flat slabs.** Engineering Structures, [s.l.], v. 49, p.855-865, abr. 2013.

CAMPANA, S., ANASTASI, A., FERNÁNDEZ RUIZ, M., MUTTONI, A. **Analysis of Shear Transfer Actions on One-way RC Members Based on Measured Cracking Pattern and Failure Kinematics.** Magazine of Concrete Research. Vol. 56, No. 6, pp. 386–404, 2013.

CARVALHO, R. C., PINHEIRO, L. M., **Cálculos e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2.** 2. ed. São Paulo: Pini, 2013.

COELHO, A. E. G. **Puncionamento em Lajes Cogumelo de Concreto Armado com Resistência de 30 MPa e Armadura de Cisalhamento Vertical e Inclinada.** Dissertação de Mestrado, Publicação E.DM 001A/99, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1999. 133p.

CORDOVIL, F. A. B. **Lajes de concreto armado - punção.** Santa Catarina: UFSC, 1997. 221p

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB BULLETIN D' INFORMATION N° 168.** Punching Shear in Reinforced Concrete - State-of-the-Art Report. 1985.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990. Design Code.** Thomas Telford. Londres, Inglaterra, 1993.

DANIEL, M. V. **Shear Strength of Continuous Plates,** Journal of ASCE, Vol.98, pp.961-973, May, 1972

EINPAUL J., BRANTSCHEN F., FERNÁNDEZ RUIZ M., MUTTONI A. **Performance of punching shear reinforcement under gravity loading: Influence of type and detailing.** ACI Structural Journal, [s. L.], v. 113, n. 4, p 827-838. July, 2016.

EUROPEAN STANDARD. **Eurocode 2, Design of Concrete Structures—Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings,** CEN, EN 1992-1-1, Brussels, Belgium, 2004.

EUROPEAN STANDARD. **EC2 Commentary,** Commentary Eurocode 2, European Concrete Platform, 168 pp., Brussels, Belgium, 2008.

ELSTNER, R. C; HOGNESTAD, E. **Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs.** Journal of the American Concrete Institute, v. 53, n. 7, pp. 29-58. Jul. 1956.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin No. 12: Punching of structural concrete slabs.** Technical report, ISBN 978-2-88394-052-9, August, 2001.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin No. 43: Structural connections for precast concrete buildings.** Guide, ISBN 978-2-88394-083-3, February, 2008.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Bulletin No. 57: Shear and punching shear in RC and FRC elements**. Technical report, ISBN 978-2-88394-097-0, October, 2010.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **fib Model Code for concrete Structures 2010**. ISBN: 978-3-433-03061-5, October, 2013.

DAHLGREN, A; SVENSSON, L. **Guidelines and Rules for Detailing of Reinforcement in Concrete Structures**. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Technology, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden 2013.

FERREIRA, M., P., **Punção em lajes lisas de concreto armado com armaduras de cisalhamento e momentos desbalanceados**. Tese de doutorado em Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 2010, 275 p.

FERREIRA, M.P., BARROS, R.N.M, PEREIRA FILHO, M.J.M., TAPAJÓS, L.S., QUARESMA, F.S. **One-way shear resistance of RC members with unconnected stirrups**. Latin American Journal of Solids and Structures, [s.l.], v. 13, n. 15, p.2970-2990, dez. 2016.

FIGUEIREDO, J. R. **Sistemas Estruturas de lajes sem vigas: subsídios para o projeto e execução**. São Carlos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1989.

FURCHE, J.; BAUERMEISTER, U. **Highly effective punching shear reinforcement for semi precast slabs**. Concrete Innovation Conference, Oslo, p.1-10, jun. 2014.

FUSCO, P. B. **Estruturas de Concreto – Solicitações tangenciais**. 1ª ed. São Paulo, Editora PINI Ltda, 2008.

GRAF, O. **Tests of Reinforced Concrete Slabs under Concentrated Load Applied near One Support**, Deutscher Ausschuss fur Eisenbeton, Berlin, Germany, No.73, 1933.

GOMES, R. B. **Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement**. 1991, 185p. Polytechnic of Central London, M.Phil. PhD Thesis, London, 1991.

GOMES, R., and REGAN, P. E., **Punching Strength of Slabs Reinforced for Shear with Offcuts of Rolled Steel I-Section Beams**, Magazine of Concrete Research, V. 51, No. 2, 1999, pp. 121-129.

HALLGREN, M.; KINNUNEN S: **Increase of Punching Shear Capacity by Using High Strength Concrete**. De Larrard, F.; Lacroix, R (eds.), Utilization of High Strength High Performance Concrete, Vol.3, 1996, LCPC, Paris, 1037-1046

HAWKINS, N. M; FALLSEN, H. B.; HINOJOSA, R. C.; **Influence of Column Rectangularity on the Behaviour of Flat Plate Structure**. ACI Publication. Cracking, Deflection, and Ultimate Load of Concrete Slab Systems, V. SP-30, n. 6, pp. 127-146. 1971.

HEGGER, J; SHERIF, A.G.; KUERES, D.; SIBURG, C. **Efficiency of various punching shear reinforcement systems for flat slabs**. ACI Structural Journal, [s.l.], v. 114, n. 3, p.631-642, may, 2017.

KINNUNEN, S., and NYLANDER, H., **Punching of Concrete Slabs Without Shear Reinforcement**, Transactions of the Royal Institute of Technology, No. 158, Stockholm, Sweden, 1960, 112 pp.

LEONHARDT, F. MONNIG, E. **Construções de concreto: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado**. 2. ed. Interciência, 1979.

LIMA, H. J. N. **Análise Experimental da Resistência a Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento Parcialmente Ancorada**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2021.

LIPS, S.; FERNÁNDEZ RUIZ, M.; MUTTONI, A. **Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs**. ACI Structural Journal, [s. L.], v. 109, n. 6, p.889-900, dez. 2012

MABROUK, R. T. S; BAKR, A.; ABDALLA, H. **Effect of flexural and shear reinforcement on the punching behavior of reinforced concrete flat slabs**. Alexandria Engineering Journal, [s.l.], v. 56, n. 4, p.591-599, dez. 2017.

- MELGES, J. L. P. **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teórico-experimental**. 1995. 252 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.
- MOE, J. **Shearing strength of reinforced concrete slabs and footings under concentrated loads**. Bulletin D47. Portland Cement Association, 1961.
- MUTTONI, A., **Punching shear strength of reinforced concrete slabs without transverse reinforcement**, ACI Structural Journal, vol. 105, No. 4, pp. 440-450, 2008.
- MUTTONI, A., RUIZ, F. M., **Shear Strength of Members without Transverse Reinforcement as a Function of Critical Shear Crack Width**, ACI Structural Journal, V. 105, No. 2, Mar.-Apr. 2008, pp. 163-172.
- MUTTONI, A., SCHWARTZ, J., **Behaviour of Beams and Punching in Slabs without Shear Reinforcement**, IABSE Colloquium, V. 62, Zurich, Switzerland, 1991, pp. 703-708.
- OLIVEIRA, D. R. C. **Análise Experimental de Lajes Cogumelo de Concreto de Alta Resistência com Armadura Inclinada de Punção**. Dissertação de Mestrado. Publicação N° E.DM – 001 A / 98, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1998, 137.
- OLIVEIRA, M. H. **Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento Submetidas a Carregamento Excêntrico e Apoiadas sobre Pilares Retangulares**. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.TD - 02 A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2013, 223 p.
- PALHARES, R. A. **Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Variação da Ancoragem da Armadura de Cisalhamento**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM - 23A/18 Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2018, 156 p.
- PARK, H. G., AHN, K. S., CHOI, K. K., CHUNG, L., **Lattice shear reinforcement for slab-column connections**, ACI Structural Journal, Vol. 104, No. 3, 2007, pp. 294-303.
- PARK, R.; GAMBE, W. L. **Reinforced concrete slabs**. 2. ed. New York: John Wiley & Sons, 2000.

RAMDANE, K. E., **Punching Shear Strength of High Performance Concrete Slabs**, Proceedings of the 4th International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, France, V. 3, pp. 1015-1026, May, 1996.

REGAN, P. E. **Behaviour of reinforced concrete flat slabs**. Construction Industry Research and Information Association, 1981.

REGAN, P.E. **Shear combs, reinforcement against punching**. The Structural Engineer, [s. L.], v. 63, p.76-84, dez. 1985.

REGAN, P. E. **Symmetric punching of reinforced concrete slabs**. Magazine of Concrete Research, [s.l.], v. 38, n. 136, p.115-128, set. 1986.

REGAN, P. E.; SAMADIAN, F. **Shear reinforcement against punching in reinforced concrete flat slabs**. The Structural Engineer, [s. L.], v. 79, n. 10, p.24-31, may, 2001.

RUIZ, M. F., MUTTONI, A. **Performance and Design of Punching Shear Reinforcing**. 3rd fib International Congress, 2010.

RUIZ, M. F., MUTTONI, A. **Applications of Critical Shear Crack Theory to Punching of Reinforced Concrete Slabs with Transverse Reinforcement**. ACI Structural Journal. v. 106, July 2009.

SACRAMENTO, P. V. P; FERREIRA, M. P; OLIVEIRA, D. R. C; MELO, G.S.S.A. **Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement**. Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, [s.l.], v. 5, n. 5, p.659-691, out. 2012.

SANTOS, E. V. **Punção em Lajes Lisas: Métodos de Cálculo, Prescrições Normativas e Exemplos de Aplicação**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM – 11A/18, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2018, 225p.

SOUZA, D.C. **Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Variação da Ancoragem da Armadura de Punção**. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2018, 128 p.

TAKEYA, T. **Estudo experimental da ruína de ligações laje-pilar em bordas de laje-cogumelo**. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, 1981. 202p.

TALBOT, A. N. **Reinforced concrete wall footings and column footings**, n. 67, University of Illinois, Engineering Experiment Station, 1913, 114 p.

TAPAJÓS, L. S. **Cisalhamento em elementos de concreto armado com estribos desconectados**. Dissertação de Mestrado, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, 2017.

TASSINARI, L., **Poinçonnement asymétrique des dalles en béton armé avec armature de poinçonnement**. Thèse EPFL No. 5030, Lausanne, Switzerland, 2011, p. 197.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado com armadura de cisalhamento tipo “stud” interno e tipo estribo inclinado**. Dissertação de mestrado, Publicação 001A /2001, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, DF, 2001. 165p.

TRAUTWEIN, L. M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: Análise experimental e numérica**. 2006. 350 f. Tese de Doutorado- Curso de Engenharia, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

TRAUTWEIN, L.M., BITTENCOURT, T.N., GOMES, R.B., BELLA, J.C.D. **Punching Strength of Flat Slabs with Unbraced Shear Reinforcement**. ACI Structural Journal, Vol. 108, No. 2, pp. 197-205, 2011.

WALRAVEN, J. C. **Aggregate Interlock: A Theoretical and Experimental Investigation**. PhD thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands. 1980.

WALRAVEN, J.C. **Thinking About Codes**. FIB journal, v.5, n.3, p.93- 100. September, 2004.

YAMADA, T.; NANNI, A.; ENDO, K. **Punching shear resistance of flat slabs: influence of reinforcement type and ratio**. ACI Structural Journal, [s.l], v. 88, n. 4, p.555-563, ago, 1992.

ANEXO A – CARACTERÍSTICAS DAS LAJES

As lajes ensaiadas nessa dissertação possuíam dimensões quadradas de 250 x 250 cm², com um pilar interno centrado, também quadrado, de dimensões de 30cm x 30cm. Foi utilizado na mistura do concreto cimento CP V - ARI e agregado graúdo do tipo brita número 0, de dimensões de 4,8mm a 9,5mm.

A laje foi ensaiada aplicando carregamentos gravitacionais em um raio $r_q = 1123,61\text{mm}$.

Tabela A.1 – Principais características das lajes ensaiadas

Característica	LAJE				
	RS	FA -05	CA -05	TA -05	NA -05
V_u (kN)	478,8	561,3	605,2	574,1	584,3
f_c (MPa)	29,9	29,9	29,9	29,9	29,9
$f_{ct,sp}$ (MPa)	2,60	2,91	2,91	2,91	2,91
E_c (GPa)	27,80	29,14	29,14	29,14	29,14
Idade j (dias)	70	31	32	33	34
d (mm)	147,9	143,0	142,2	143,0	144,4
Armadura de Flexão	16 Ø16,0mm a cada 155mm nas duas direções com comprimento total de 245cm				
ρ - Flexão	0,916 %	0,971 %	0,981 %	0,971 %	0,955 %
f_{ys} (MPa)	549,0	525,0	525,0	525,0	525,0
E_{ys} (GPa)	196,90	188,42	188,42	188,42	188,42
ε_{ys} (‰)	2,788	2,786	2,786	2,786	2,786
Armadura de Cisalhamento	-	Estribos de Ø5,0mm, distribuídas em 8 barras por camadas em uma configuração de cruz nas quatro direções. No total há 5 camadas			
ρ - Flexão	-	0,132	0,132	0,132	0,132
f_{yw} (MPa)	-	660,4	660,4	660,4	660,4
E_{yw} (GPa)	-	189,17	189,17	189,17	189,17
ε_{yw} (‰)	-	3,491	3,491	3,491	3,491
A_{sw} (cm ²)	-	1,571	1,571	1,571	1,571
A_{sw}/laje (cm ²)	-	7,854	7,854	7,854	7,854
S_0 (mm)	-	72,0	72,0	72,0	72,0
S_r (mm)	-	72,0	72,0	72,0	72,0
Região ancorada	-	Compressão e Tração	Compressão	Tração	Não ancorada